

ANALISIS MITIGASI POTENSI LIKUIFAKSI (STUDI KASUS : PROYEK PEMBANGKIT LISTRIK TENAGA GAS DAN UAP LOMBOK, NUSA TENGGARA BARAT)

Daniel Yudha Prayoga¹, I Wayan Redana² dan Annisa Maria Hidayati³

^{1,2,3} Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas

Udayana Email: yudha.daniel1501@gmail.com

doi: <https://doi.org/10.24843/SPEKTRAN.2021.v09.i01.p06>

ABSTRAK

Likuifaksi memiliki dampak terhadap pondasi karena dapat mereduksi nilai daya dukung aksial dan lateral yang akibatnya akan menyebabkan kegagalan infrastruktur. Proyek PLTGU Lombok dipilih menjadi daerah studi karena daerah tersebut diprediksi memiliki potensi likuifaksi. Pada area *building*, sistem pondasi yang direncanakan adalah tiang pancang. Area tersebut memiliki potensi likuifaksi di lapisan tanah kedalaman berkisar antara 2 sampai 30 meter. Penelitian ini membahas juga perubahan konfigurasi pondasi tiang yang digunakan sebelum dan sesudah likuifaksi. Untuk alternatif mitigasi likuifaksi, dianalisis perbaikan tanah dengan menggunakan *stone column* yang dapat meningkatkan kuat geser tanah. Analisis potensi likuifaksi dilakukan dengan metode *tsuchida chart* dan NCEER, sedangkan metode analisis daya dukung tiang tunggal menggunakan *Software LPILE v5.0* dan analisis untuk menentukan konfigurasi tiang kelompok menggunakan *Software GROUP v8.0*. Saat kondisi likuifaksi, hasil penelitian menunjukkan daya dukung aksial tekan tidak mengalami reduksi dikarenakan ujung tiang tertanam pada lapisan tanah keras sehingga daya dukung aksial tekan telah mencapai kapasitas maksimumnya. Daya dukung aksial tarik mengalami reduksi berkisar 1 hingga 47%. Daya dukung lateral mengalami reduksi berkisar 0 hingga 48%. Pada analisis daya dukung tiang grup, perbedaan jumlah *pile* yang diperlukan dengan kondisi sebelum dan setelah likuifaksi cukup signifikan. Jumlah tiang yang diperlukan ketika kondisi sebelum likuifaksi adalah 121 tiang dengan panjang tiang 30 m sedangkan jumlah tiang yang diperlukan untuk kondisi setelah terjadi likuifaksi adalah 169 tiang dengan panjang tiang 30 m. Untuk area non *building*, perbaikan tanah yang cocok pada lokasi studi adalah *stone column* dengan diameter 0.6 m, spasi 0.7 m, dan pola segitiga.

Kata kunci: *likuifaksi, pondasi, daya dukung aksial, daya dukung lateral, stone column*

LIQUEFACTION POTENTIAL MITIGATION ANALYSIS

ABSTRACT

Liquefaction has an impact on the foundation because it can reduce the value of axial and lateral bearing capacity which as a result will cause infrastructure failure. PLTGU Lombok project was selected as the study area because the area is predicted to have the liquefaction potential. In the building area, the planned foundation system by piles. The area has the liquefaction potential in the subsoil with a depth of between 2 and 30 meters. This study also discusses changes configuration of piles used before and after liquefaction. For liquefaction mitigation alternatives, analysis of soil improvement using stone columns can increase soil shear strength. The analysis of liquefaction potential was calculated using the Tsuchida and NCEER graph method, while the single pile bearing capacity analysis method used the LPILE v5.0 software and the analysis to determine the group layout was using the GROUP v8.0 software. During liquefaction conditions, the results showed that the compressive axial bearing capacity did not occur a reduction because the pile tip was embedded in a hard soil layer so that the compressive axial bearing capacity had reached its maximum capacity. The axial bearing capacity is reduced in the range of 1 to 47%. The lateral bearing capacity is reduced in the range of 0 to 48%. In the group pile bearing capacity analysis, the difference in the number of piles required with the conditions before and after liquefaction is quite significant. The number of piles required during the pre-liquefaction condition is 121 piles with 30 m long piles, while the number of piles required for post-liquefaction conditions is 169 piles with 30 m long piles. For non-building areas, suitable soil improvements in the study location are stone columns with a diameter of 0.6 m, a spacing of 0.7 m, and a triangular pattern.

Keywords: *Liquefaction, Foundation, Stone Column, Axial Bearing Capacity, Lateral Bearing Capacity*

1. PENDAHULUAN

Pada pembangunan konstruksi seringkali ditemukan kondisi yang tidak ideal dalam perencanaan dan pelaksanaan pekerjaan konstruksi. Ada kalanya pekerjaan konstruksi dilaksanakan di atas lapisan tanah granular yang memiliki *relative density* yang rendah dengan muka air yang tinggi. Salah satu permasalahan di bidang geoteknik yang kerap terjadi akibat tingginya frekuensi gempa, terutama yang terjadi pada lapisan tanah granular di Indonesia adalah likuifaksi. Pada saat likuifaksi terjadi kekuatan geser tanah tereduksi akibat beban *seismic* yang dihasilkan gempa bumi. Pada saat gempa, terjadi guncangan pada tanah yang menyebabkan lapisan tanah pasir dengan kepadatan yang rendah mengalami kontraksi sehingga terjadi peningkatan tegangan air pori. Seiring dengan naiknya tegangan air pori yang diakibatkan guncangan gempa, tegangan efektif menjadi berkurang bahkan bisa menjadi tidak mempunyai tegangan efektif sama sekali sehingga mengubah tanah berpasir menjadi cair. Peristiwa likuifaksi juga dapat memberikan dampak terhadap pondasi, karena berpotensi menurunkan daya dukung aksial dan lateral pada pondasi yang dapat menyebabkan kegagalan pada infrastruktur. Mengetahui nilai penurunan daya dukung aksial dan lateral pada pondasi akibat peristiwa likuifaksi menjadi penting.

Proyek PLTGU di Mataram, Lombok dipilih menjadi daerah studi penelitian. Proyek ini bertujuan untuk memfasilitasi kebutuhan listrik pulau NTB dengan rencana kapasitas sebesar 150 Mw. Daerah ini diprediksi memiliki potensi likuifaksi berdasarkan data pengujian tanah sehingga diperlukan solusi untuk mengatasinya. Dalam penelitian ini analisis potensi likuifaksi dilakukan dengan metode *Tsuchida Chart* dan NCEER, sedangkan metode analisis daya dukung tiang tunggal menggunakan *Software Lpile*, lalu akan dibahas juga mengenai perubahan konfigurasi pondasi tiang yang digunakan sebelum dan sesudah peristiwa likuifaksi terjadi pada proyek ini menggunakan *Software GROUP v.8.0*. Selain perhitungan dampak likuifaksi terhadap pondasi, salah satu upaya untuk memitigasi potensi likuifaksi adalah dengan melakukan upaya perbaikan tanah. Salah satu metode perbaikan tanah yang sudah cukup lama dikenal untuk menangani tanah pasir lepas kondisi jenuh air yang berpotensi likuifaksi adalah *stone column*.

Perbaikan tanah dengan *stone column* dapat meningkatkan kepadatan pada tanah sehingga meningkatkan kekuatan tanah dan mengurangi penurunan tanah (*settlement*). Metode perbaikan tanah bekerja dengan baik dalam mereduksi potensi likuifaksi pada lapisan tanah. Harapan dari penelitian ini adalah sebagai rekomendasi dan referensi tambahan dalam mengatasi potensi likuifaksi di daerah studi

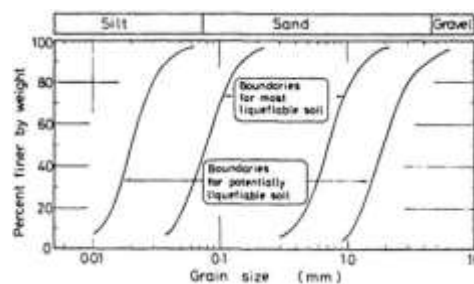
2. LIKUIFAKSI

Likuifaksi adalah proses perubahan kondisi tanah pasir yang jenuh air menjadi cair akibat meningkatnya tekanan air pori yang harganya menjadi sama dengan tekanan total oleh sebab terjadinya beban dinamik, sehingga tegangan efektif tanah menjadi nol.

2.1 Analisis Potensi Likuifaksi

2.1.1 Metode Tsuchida Chart

Menurut Tsuchida (1970), distribusi butiran tanah dapat dijadikan bahan analisis pendahuluan terhadap potensi likuifaksi tanah. Tsuchida mengemukakan sebuah chart gradasi ukuran butiran tanah untuk memperkirakan kerentanan tanah yang mengalami likuifaksi. Berdasarkan gradasi tanah, Tsuchida mengusulkan batas-batas distribusi ukuran butiran yang peka terhadap likuifaksi seperti ditunjukkan pada gambar Gambar 1.



Gambar 1 Distribusi butiran terhadap potensi likuifaksi (Tsuchida, 1970)

Batas bawah dari ukuran partikel menunjukkan pengaruh adanya butiran halus yang menurunkan kecenderungan tanah memadat saat mengalami getaran. Butir halus yang plastis membuat butir pasir lebih sulit menggelincir antara partikel, tetapi butir halus yang tidak plastis tidak akan memberikan pengaruh apa-apa. Batas atas dari ukuran partikel diasosiasikan dengan sifat butir kasar yang *permeable* sehingga saat gempa dapat terjadi pelepasan tekanan air pori secara partial.

2.1.2 Metode Simplifikasi (NCEER)

Pada metode ini terdapat dua parameter yang sangat menentukan hasil analisis, yaitu pembebanan *cyclic* yang dialami tanah atau *Cyclic Stress Ratio* (CSR) dan tahanan tanah terhadap likuifaksi atau *Cyclic Resistance Ratio* (CRR).

Likuifaksi tidak akan terjadi apabila tahanan tanah (CRR) lebih besar dibandingkan pembebanan *cyclic* yang dialami tanah (CSR).

1. *Cyclic Stress Ratio (CSR)*

CSR adalah nilai perbandingan antara tegangan geser rata-rata yang diakibatkan oleh gempa dengan tegangan vertikal efektif di setiap lapisan tanah. Jika kolom tanah sedalam z di ibaratkan bersifat kaku maka tegangan geser maksimum pada dasar kolom dapat dihitung dengan persamaan (1) :

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{max} = \sigma_v \frac{u_{max}}{g} \tag{1}$$

Dimana a_{max} adalah percepatan gempa maksimum di permukaan, γ adalah berat jenis tanah pada kedalaman z dan σ_v adalah tegangan vertikal total. Pada kenyataannya tanah tidak berperilaku kaku namun bergerak fleksibel tergantung kedalaman tanah tersebut. Oleh karena itu, tegangan geser maksimum untuk tanah yang bergerak secara fleksibel pada kedalaman tertentu dapat dihitung dengan persamaan (2):

$$\tau_{max}^d = rd (\tau_{max})_r \tag{2}$$

Dimana, rd adalah koefisien reduksi tegangan geser. Untuk memudahkan perhitungan, T. F. Blake (1996) mengeluarkan persamaan untuk mengetahui nilai faktor reduksi (rd) seperti persamaan (3):

$$rd = \frac{(1,000 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5})}{(1,000 - 0,4117z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,001210z^2)} \tag{3}$$

Pada saat terjadi gempa, tiap-tiap elemen tanah mengalami tegangan geser. Seed dan Idriss (1971) telah mengasumsikan tegangan geser *cyclic* rata-rata yang bekerja pada tiap-tiap elemen tanah adalah 65% dari tegangan geser maksimum gempa yang terjadi. Oleh karena ini, persamaan untuk menghitung nilai *CSR* adalah:

$$CSR = 0,65 \frac{u_{max}}{\sigma'_v} = 0,65 \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \frac{u_{max}}{g} rd \tag{4}$$

2. *Cyclic Resistance Ratio (CRR)*

Nilai *Cyclic Resistance Ratio (CRR)* merupakan nilai kapasitas tahanan suatu lapisan tanah terhadap tegangan *cyclic*. Dalam penelitian ini akan dibahas evaluasi nilai *CRR* dengan menggunakan hasil dari uji SPT di lapangan. Nilai N-SPT pada dasarnya berbeda dengan efisiensi energi yang terukur (Schmertmann and Palacios, 1979). Dalam standar pengukuran Amerika umumnya menggunakan 55% - 60% efisiensi energi *hammer* (Kovacs et al., 1983). Berdasarkan hal tersebut, nilai N_{60} direkomendasikan usebagai standar perhitungan untuk mengevaluasi potensi likuifaksi pada tanah (Seed et al., 1984). Persamaan untuk mencari nilai $(N1)_{60}$ menurut Robertson dan Wride (1998) adalah:

$$(N1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \tag{5}$$

Dengan, N adalah nilai perlawanan penetrasi standar, C_N adalah faktor normalisasi N_m , C_E adalah faktor koreksi dari energi hammer, C_B adalah faktor koreksi diameter borehole, C_R adalah faktor koreksi dari panjang rod, C_S adalah faktor koreksi dari sampel. Nilai faktor koreksi dapat dilihat pada Tabel 1:

Tabel 1 Faktor koreksi SPT (dimodifikasi oleh Skempton (1986) dari Robertson and Wride (1998))

Factor (1)	Equipment variable (2)	Term (3)	Correction (4)
Overburden pressure	—	C_N	$(P_u/\sigma'_{v0})^{0,5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1,7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0,5–1,0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0,7–1,2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0,8–1,3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1,0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1,05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1,15
Rod length	<3 m	C_R	0,75
Rod length	3–4 m	C_R	0,8
Rod length	4–6 m	C_R	0,85
Rod length	6–10 m	C_R	0,95
Rod length	10–30 m	C_R	1,0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1,0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1,1–1,3

Nilai N-SPT meningkat seiring dengan meningkatnya nilai tegangan efektif *overburden*, oleh karena itu digunakan faktor koreksi tegangan efektif *overburden* (Seed and Idriss 1982). Faktor tersebut dihitung dengan menggunakan persamaan Liao and Whitman (1986b) :

$$C_N = \left(\frac{P'_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \tag{6}$$

Dimana C_N adalah normalisasi N terhadap tegangan efektif *overburden* dan P_a adalah 100 kPa (1 atm). C_N sebaiknya tidak melebihi nilai 1,7. Dalam perkembangannya, Seed et.al (1985) mencatat bahwa peningkatan nilai

CRR berbanding lurus dengan peningkatan *fine content* (FC). Seed et al. mengembangkan kurva CRR dengan menambahkan faktor *fine content* (FC) pada kurva tersebut yaitu 5%, 15% dan 35%. Nilai CRR yang didapat merupakan nilai CRR untuk *magnitude* gempa sebesar 7.5, hal ini dikarenakan data yang digunakan untuk membuat grafik ini adalah data gempa dengan *magnitude* 7.5. A.F. Raunch (1998) memperkirakan persamaan dari grafik tersebut sebagai persamaan (7):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N1)_{60cs}} + \frac{(N1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (7)$$

3. Factor of safety

Nilai *factor of safety* merupakan nilai faktor keamanan tanah terhadap potensi terjadi likuifaksi pada tanah. Jika nilai $FS < 1$ maka tanah berpotensi terjadi likuifaksi, sedangkan jika $FS > 1$ maka tanah tidak berpotensi terjadi likuifaksi. Karena nilai CRR yang kita dapatkan sebelumnya adalah nilai CRR untuk *magnitude* gempa 7.5, maka untuk mendapatkan nilai CRR dengan *magnitude* gempa lebih besar atau lebih kecil dari 7.5 Seed dan Idriss (1982) memperkenalkan faktor koreksi *Magnitude Scaling Factor* (MSF) untuk dikalikan dengan nilai $CRR_{7.5}$. Untuk menghitung nilai *factor of safety* untuk *magnitude* gempa selain 7,5 digunakan persamaan sebagai berikut:

$$FS = \frac{CRR_{7.5} \times MSF \times K_{\sigma} \times K_{\alpha}}{CSR} \quad (8)$$

Dimana, MSF adalah *Magnitude Scaling Factor*, K_{σ} adalah faktor koreksi untuk tegangan efektif, K_{α} adalah faktor koreksi untuk kemiringan lereng. Variabel K_{σ} dan K_{α} biasanya diperhitungkan pada kasus khusus sehingga dalam penelitian ini nilai K_{σ} dan K_{α} adalah 1. Untuk mencari nilai MSF digunakan persamaan dari Seed and Idriss (1982) untuk *magnitude* $< 7,5$ yang ditampilkan pada persamaan (9):

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{1.55}} \quad (9)$$

Menurut Andrus and Stokoe (1997), persamaan untuk menghitung MSF dengan *magnitude* $> 7,5$ adalah:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56} \quad (10)$$

3. METODE

Secara umum penelitian dimulai dengan melakukan studi literatur. Studi literatur yang dilakukan adalah dengan mempelajari teori dan literatur yang relevan dengan penelitian ini, yaitu tentang likuifaksi, pondasi, dan metode perbaikan tanah. Sumber literatur diperoleh dari beberapa jurnal, diktat, pedoman peraturan-peraturan, maupun bacaan lain yang merupakan sumber referensi untuk memperoleh dasar-dasar teori dan parameter parameter yang diperlukan penelitian ini. Langkah berikutnya yang dilakukan adalah pengumpulan data berupa data penyelidikan tanah, baik data penyelidikan lapangan (N-SPT) dan laboratorium proyek PLTGU di Lombok, serta data parameter gempa yang didapatkan dari buku pusat studi gempa nasional tahun 2017. Setelah data dikumpulkan, kemudian data tanah tersebut diolah untuk mendapatkan parameter tanah. Lalu langkah selanjutnya adalah menganalisis potensi likuifaksi pada lokasi penelitian. Metode analisis yang digunakan adalah metode *Tsuchida Chart* dan metode NCEER. Dengan mempertimbangkan distribusi butiran tanah di lokasi penelitian, metode *tsuchida chart* cukup efektif digunakan sebagai analisis pendahuluan dalam mengidentifikasi potensi likuifaksi. Setelah itu, dilanjutkan dengan analisis menggunakan metode NCEER yang dalam analisisnya membutuhkan data *site class*, muka air tanah, *magnitude*, dan PGA. Nilai *safety factor* merupakan indikator terjadi atau tidaknya likuifaksi pada tanah tersebut. Apabila terjadi likuifaksi, Langkah pertama adalah menganalisis potensi penurunan daya dukung tiang tunggal pondasi, baik aksial tekan, tarik, dan lateral menggunakan *Software Lpile v.5.0*. Penelitian ini akan menganalisis beberapa ukuran diameter tiang pondasi diantaranya : 400, 500, dan 600mm. Ukuran diameter tiang pondasi tersebut diasumsikan sebagai ukuran yang paling sering digunakan dan mudah didapatkan pada suatu pelaksanaan proyek konstruksi. Dengan mendapatkan variasi nilai penurunan daya dukung tiang pada beberapa diameter tiang, maka dapat ditentukan ukuran mana yang paling efektif untuk digunakan. Langkah berikutnya adalah menyusun dan membandingkan konfigurasi pondasi tiang kelompok sebelum dan sesudah likuifaksi terjadi menggunakan *Software GROUP v.8.0*. mLalu langkah terakhir adalah menganalisis metode perbaikan tanah dengan menggunakan *stone column* sebagai metode perbaikan tanah, hasil yang didapat adalah spasi, diameter, pola, dan parameter *stone column* yang ideal diaplikasikan di lapangan. Hasil yang diharapkan dari penelitian ini adalah menghadirkan solusi untuk memitigasi masalah likuifaksi di lokasi penelitian.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisis Potensi Likuifaksi

Analisis potensi likufaksi dilakukan dengan menggunakan metode simplifikasi (NCEER) dan metode *tsuchida chart*. Hasil dari kedua metode ini kemudian akan dibandingkan untuk mendapatkan kesimpulan dari pengolahan masing- masing metode.

4.1.1. Analisis Potensi Likuifaksi dengan Metode Simplifikasi (NCEER)

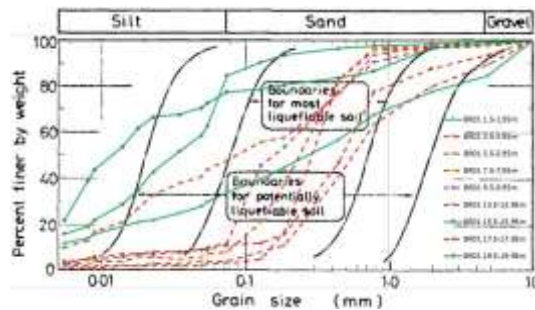
Dalam analisis likuifaksi dengan metode simplifikasi, hal seperti yang telah dijelaskan pada bab sebelumnya, dalam analisis dengan menggunakan metode simplifikasi dibutuhkan nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR) dan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) untuk mendapatkan nilai *Factor of Safety* (FS). Kriteria desain FS yang digunakan pada penelitian ini adalah 1, Jika nilai FS lebih besar dari 1 maka tanah tidak berpotensi likuifaksi. Dalam menghitung nilai CSR dibutuhkan parameter percepatan gempa maksimum di permukaan (a_{max}). Berdasarkan peta deagregasi *magnitude* (M) pada PGA dengan 2% probabilitas terlampaui dalam 50 tahun (periode ulang gempa 2500 tahun) dan peta percepatan puncak di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 2 % dalam 50 tahun (*Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017*) untuk lokasi Lombok didapatkan nilai PGA ada dinilai 0.6 g dan untuk nilai M ada dinilai 6.8 SR. Berdasarkan pengecekan dengan SNI 1726-2012. Didapatkan bahwa kelas situs adalah SE. Lalu didapatkan dari tabel dengan site class SE dan PGA = 0.6, faktor amplifikasinya adalah 1.2. Untuk contoh perhitungan analisisnya dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2 Perhitungan potensi likuifaksi metode simplifikasi BH-01

Depth (m)	Soil Type	N-SPT (Blows)	$(\sigma'_{v0})_{(m)}$	% FC	D ₅₀ (mm)	$(\sigma'_{v0})_{(m)}$	σ'_v (kPa)	σ'_v (kPa)	a(s)	b(s)	rd	CSR	CRR ₁₅ (kPa)	F _c	CRR ₁₅ (kPa)	FS	Liquefaction Susceptibility
2.00	SAND	19	24	14.00	5.00	29.6	34.490	34.490	-1.12	0.117	0.73	0.283	0.429	1.100	0.587	Unsafe, >1.00	No Lq
4.00	SAND	15	15	2.00	6.00	15.0	68.237	68.237	-1.12	0.117	0.72	0.263	0.158	1.042	0.196	Unsafe, >1.00	No Lq
6.00	SAND	38	34	4.00	6.00	34.6	105.637	89.861	-1.12	0.118	0.72	0.332	0.909	1.026	1.122	3.38	No Lq
8.00	SAND	38	35	7.00	6.00	35.0	143.077	107.761	-1.13	0.118	0.72	0.375	1.108	0.990	1.307	3.48	No Lq
10.00	SAND	19	18	12.00	2.00	18.0	177.567	122.631	-1.13	0.118	0.72	0.408	0.184	0.977	0.238	0.33	Liq
12.00	SAND	8	7	12.00	2.00	8.0	209.326	135.278	-1.13	0.119	0.72	0.437	0.111	0.973	0.130	0.30	Liq
14.00	SAND	7	6	14.00	6.00	12.0	242.878	147.902	-1.14	0.119	0.72	0.461	0.122	0.989	0.154	0.34	Liq
16.00	SAND	12	10	18.00	6.00	16.0	275.243	161.847	-1.14	0.119	0.72	0.479	0.183	0.956	0.188	0.39	Liq
18.00	SAND	14	11	11.00	2.00	13.0	308.798	175.382	-1.14	0.120	0.72	0.493	0.140	0.946	0.159	0.32	Liq
20.00	CLAY	0.1	0	83.00	6.00	6.0	340.933	187.917	-1.15	0.120	0.72	0.509	0.092	0.987	0.107	>1.00	No Lq
22.00	SAND	40	28	81.00	6.00	34.0	378.815	205.958	-1.15	0.121	0.72	0.518	0.908	0.886	0.947	1.84	No Lq
24.00	SAND	4	3	20.00	4.00	7.0	410.135	217.859	-1.15	0.121	0.72	0.528	0.098	0.946	0.112	0.21	Liq
26.00	SAND	31	20	17.00	5.00	23.0	446.602	234.708	-1.16	0.121	0.72	0.533	0.290	0.888	0.309	0.35	Liq
28.00	SAND	39	25	14.00	5.00	20.0	484.145	252.628	-1.16	0.122	0.72	0.538	0.485	0.849	0.485	0.92	Liq
30.00	SAND	12	7	19.00	4.00	11.0	517.310	266.174	-1.16	0.122	0.72	0.543	0.125	0.929	0.136	0.25	Liq

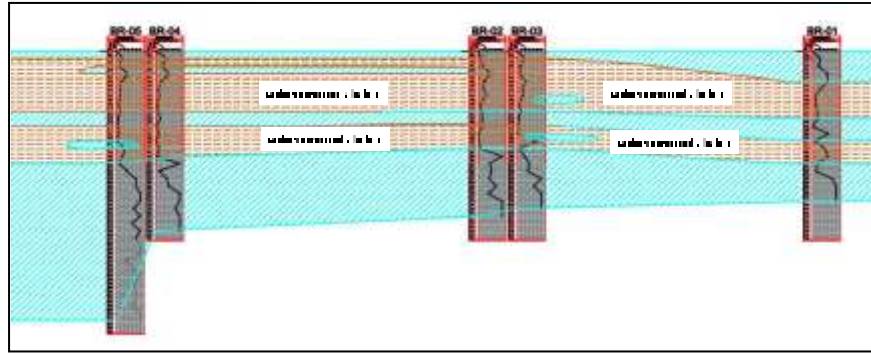
4.1.2. Analisis Potensi Likuifaksi dengan Metode Tsuchida Chart

Metode ini sangat membutuhkan hasil dari data lab, yakni *grain size analysis*. Hasil dari data lab tersebut diplotkan ke *tsuchida chart*. Maka analisis ini dengan menggunakan metode ini dapat di ketahui hasilnya, seperti pada contoh grafik berikut ini:



Gambar 2 Hasil analisis metode *tsuchida chart* untuk BH-01

Berikut perkiraan lapisan yang berpotensi likuifaksi berdasarkan analisis metode NCEER dan *Tsuchida Chart*.



Gambar 3 Perkiraan zonasi lapisan yang berpotensi likuifaksi

4.2 Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang aksial dilakukan pada setiap titik data bor penyelidikan tanah dengan tipe tiang *Concrete Spun Pile*, kedalaman tiang hingga lapisan tanah keras, serta diameter 400 mm, 500 mm, dan 600 mm. Parameter yang digunakan berdasarkan hasil uji SPT dan uji laboratorium. Dari tabel 3 menunjukkan hasil daya dukung izin tekan telah mencapai kapasitas maksimum tekan tiang, hal tersebut dikarenakan kedalaman tiang tertanam telah mencapai kedalaman tanah keras atau disebut *end bearing pile*. Untuk daya dukung izin tarik yang diperlihatkan pada tabel 4 berkisar pada 298 – 652 kN. Pada kondisi setelah terjadinya likuifaksi lapisan tanah mengalami kehilangan kekuatan tahanan kepada tiang. Dengan kata lain dapat dikatakan bahwa pada lapisan tanah yang terjadi likuifaksi daya dukung selimutnya bernilai nol. Perbedaan atau selisih kapasitas izin tekan tiang kondisi sebelum dan setelah likuifaksi di tampilkan pada tabel 3.

Tabel 3 reduksi daya dukung aksial tekan tiang tunggal

Titik Bor	Pile Diameter Mm	Kapasitas Izin Tekan (kN)		Reduksi (%)
		Sebelum Likuifaksi	Setelah Likuifaksi	
BH-01	400	1140	1140	0%
BH-02	400	1140	1140	0%
BH-03	400	1140	1140	0%
BH-04	400	1140	1140	0%
BH-05	400	1140	1140	0%
BH-01	500	1750	1750	0%
BH-02	500	1750	1750	0%
BH-03	500	1750	1750	0%
BH-04	500	1750	1750	0%
BH-05	500	1750	1750	0%
BH-01	600	2380	2380	0%
BH-02	600	2380	2380	0%
BH-03	600	2380	2380	0%
BH-04	600	2380	2380	0%
BH-05	600	2380	2380	0%
Reduksi Rata - rata				0.00%

Berdasarkan tabel di atas reduksi yang terjadi pada daya dukung aksial arah tekan terlihat bahwa reduksi yang terjadi bernilai 0 % atau dapat dikatakan likuifaksi tidak berpengaruh terhadap daya dukung aksial tekan. Hal tersebut dikarenakan karena daya dukung aksial tekan telah mencapai kapasitas maksimumnya dimana ujung tiang telah tertanam pada lapisan tanah keras. Untuk selisih kapasitas izin tarik tiang kondisi sebelum dan setelah likuifaksi di tampilkan pada tabel 4:

Tabel 4 reduksi daya dukung aksial tarik tiang tunggal

Titik Bor	Pile Diameter Mm	Kapasitas Izin Tarik (kN)		Reduksi (%)
		Sebelum Likuifaksi	Setelah Likuifaksi	
BH-01	400	324	320	1%
BH-02	400	298	159	47%
BH-03	400	324	304	6%
BH-04	400	324	225	31%
BH-05	400	324	261	19%
BH-01	500	488	407	17%
BH-02	500	378	204	46%
BH-03	500	488	386	21%

Tabel 4 reduksi daya dukung aksial tarik tiang tunggal (lanjutan)

Titik Bor	Pile Diameter	Kapasitas Izin Tarik (kN)		Reduksi (%)
BH-04	500	423	287	32%
BH-05	500	473	333	30%
BH-01	600	652	494	24%
BH-02	600	459	249	46%
BH-03	600	652	470	28%
BH-04	600	513	349	32%
BH-05	600	574	406	29%
Reduksi Rata - rata				27%

Tabel di atas menunjukkan hasil reduksi kapasitas izin tarik yang terjadi berkisar 1 hingga 47 % dengan nilai rata – rata reduksi 27%.

4.3 Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang Tunggal

Daya dukung lateral tiang dihitung menggunakan *Software LPILE v.5.0.*, dimana *Software LPILE v.5.0.* melakukan perhitungan berulang hingga memenuhi *static equilibrium* (kesetimbangan statis) dan mencapai kompatibilitas yang dapat diterima antara gaya dan defleksi (p dan y) di setiap elemen. Jenis yang digunakan adalah tiang *Concrete Spun Pile* dengan tipe kelas B. Pada **Error! Reference source not found.** menunjukkan hasil kisaran kapasitas lateral tiang berada pada rentang 27 – 135 kN untuk kondisi tanpa mempertimbangkan kondisi likuifaksi. Defleksi maksimal pada tiang dibatasi sebesar 0.5 inch atau 12.5 mm. Bending Moment maksimal pada tiang kelas B adalah 75 kN-m untuk CSP 400, 150 kN-m untuk CSP 500, dan 250 kN-m untuk CSP 600. Seperti halnya pada daya dukung aksial, lapisan tanah yang terjadi likuifaksi mengalami kehilangan tahanan selimutnya sehingga daya dukung lateral tiang tunggal mengalami penurunan dibandingkan dengan kondisi sebelum terjadi likuifaksi. Untuk nilai reduksi kapasitas lateral tiang yang terjadi ditampilkan pada tabel berikut:

Tabel 5 Reduksi kapasitas lateral tiang

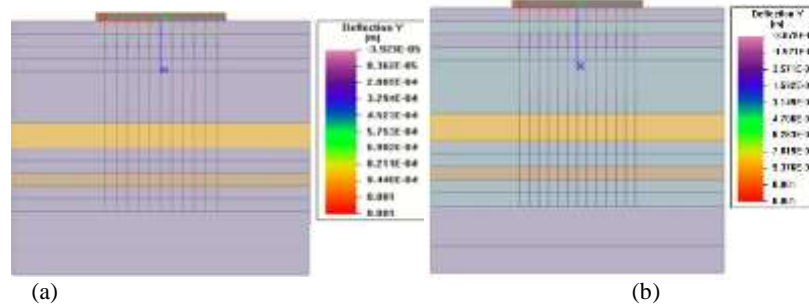
No	Titik Bor	Tipe Tiang	Kelas	D	L	Kepala Tiang	Kap. Lateral (sebelum Liq)	Kap. Lateral (setelah Liq)	Reduksi (kN)
				m	m				
1	BR-01	CSP	B	0.4	34	Free Head	35	35	0%
2	BR-01	CSP	B	0.4	34	Fixed Head	50	50	0%
3	BR-01	CSP	B	0.5	34	Free Head	52	52	0%
4	BR-01	CSP	B	0.5	34	Fixed Head	85	85	0%
5	BR-01	CSP	B	0.6	34	Free Head	75	75	0%
6	BR-01	CSP	B	0.6	34	Fixed Head	125	125	0%
7	BR-02	CSP	B	0.4	28	Free Head	27	20	26%
8	BR-02	CSP	B	0.4	28	Fixed Head	45	39	13%
9	BR-02	CSP	B	0.5	28	Free Head	40	29	28%
10	BR-02	CSP	B	0.5	28	Fixed Head	74	65	12%
11	BR-02	CSP	B	0.6	28	Free Head	58	41	29%
12	BR-02	CSP	B	0.6	28	Fixed Head	110	95	14%
13	BR-03	CSP	B	0.4	34	Free Head	35	24	31%
14	BR-03	CSP	B	0.4	34	Fixed Head	50	40	20%
15	BR-03	CSP	B	0.5	34	Free Head	52	30	42%
16	BR-03	CSP	B	0.5	34	Fixed Head	85	50	41%
17	BR-03	CSP	B	0.6	34	Free Head	70	37	47%
18	BR-03	CSP	B	0.6	34	Fixed Head	120	63	48%
19	BR-04	CSP	B	0.4	30	Free Head	45	36	20%
20	BR-04	CSP	B	0.4	30	Fixed Head	57	52	9%
21	BR-04	CSP	B	0.5	30	Free Head	67	49	27%
22	BR-04	CSP	B	0.5	30	Fixed Head	93	81	13%
23	BR-04	CSP	B	0.6	30	Free Head	90	65	28%
24	BR-04	CSP	B	0.6	30	Fixed Head	135	118	13%
25	BR-05	CSP	B	0.4	34	Free Head	32	23	28%
26	BR-05	CSP	B	0.4	34	Fixed Head	48	41	15%
27	BR-05	CSP	B	0.5	34	Free Head	47	33	30%
28	BR-05	CSP	B	0.5	34	Fixed Head	80	67	16%
29	BR-05	CSP	B	0.6	34	Free Head	65	46	29%
30	BR-05	CSP	B	0.6	34	Fixed Head	115	99	14%

Tabel diatas menunjukkan hasil reduksi daya dukung lateral tiang berkisar 0 – 48%.

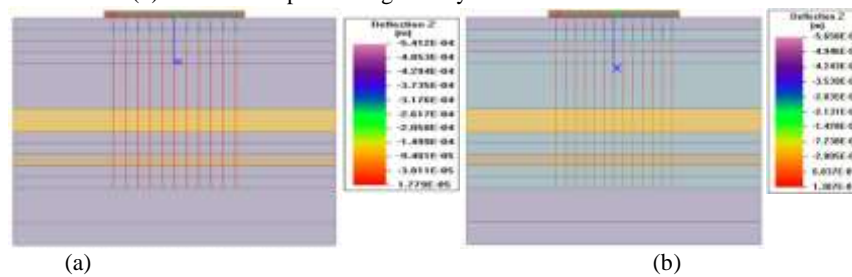
4.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Grup

Dengan menggunakan asumsi beban struktur pada bangunan 3 lantai, tiang grup untuk struktur bangunan ini direncanakan menggunakan tiang pancang berdiameter 600 mm, panjang tiang 30 m, jumlah tiang 121 dengan konfigurasi 11 (arah memanjang) dan 11 (arah melintang) bangunan. Jarak antar tiang arah memanjang dan melintang sama, yaitu 1.5 m. Parameter yang dipakai mencakup *properties* tiang pancang, konfigurasi tiang grup, parameter tanah, dan kombinasi pembebanan. Untuk kondisi likuifaksi, *properties* tiang pancang yang digunakan sama dengan kondisi sebelum likuifaksi, hanya ada penambahan jumlah tiang sebanyak 169 dengan konfigurasi 13 (arah memanjang) dan 13

(arah melintang) bangunan. Jumlah tiang lebih banyak dibandingkan kondisi sebelum terjadi likuifaksi dikarenakan lapisan tanah yang mengalami likuifaksi mengalami kehilangan tahanan selimutnya. Asumsi perhitungan pada lapisan tanah yang berpotensi terjadi likuifaksi dimodelkan dengan menggunakan *liquefiable sand* dimana lapisan tanah tersebut tidak memiliki tahanan selimut terhadap tiang pancang. Perhitungan numerik tiang grup dilakukan menggunakan *Software GROUP v.8.0*. Dengan mengaplikasikan beban-beban sesuai dengan yang telah direncanakan sebelumnya, hasil output program *Group v.8.0.9* terhadap pembebanan lateral dapat dilihat pada gambar 4 dan 5:

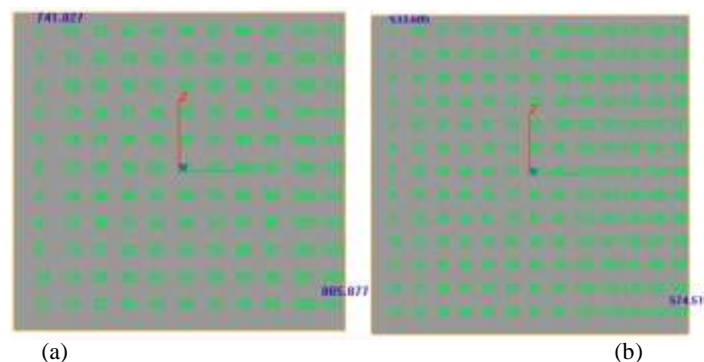


Gambar 42 (a) Defleksi Kepala Tiang Arah y Kondisi Sebelum Likuifaksi
(b) Defleksi Kepala Tiang Arah y Kondisi Setelah Likuifaksi

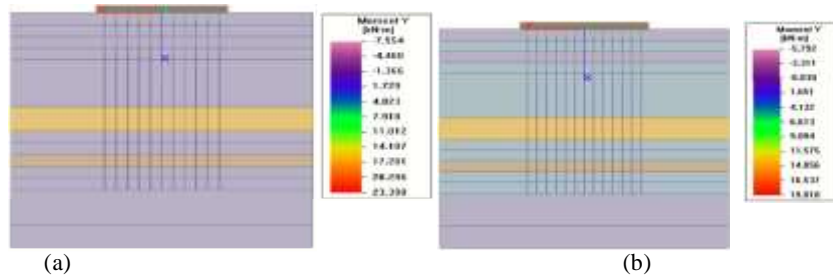


Gambar 53 (a) Defleksi Kepala Tiang Arah z Kondisi Sebelum Likuifaksi
(b) Defleksi Kepala Tiang Arah z Kondisi Setelah Likuifaksi

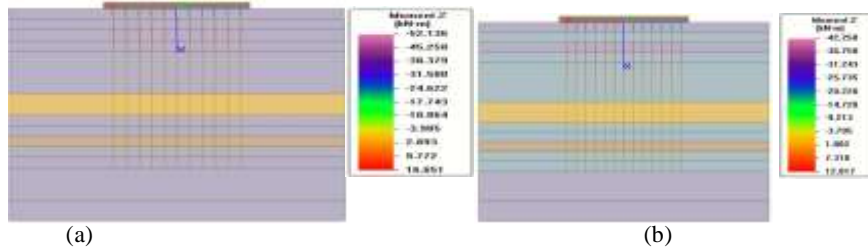
Perhitungan gaya dalam pondasi tiang pancang mencakup gaya aksial, gaya momen, dan gaya geser. Tujuan dari perhitungan ini adalah untuk merencanakan kapasitas aksial dan tulangan masing-masing tiang pancang. Besar gaya aksial yang timbul pada tiap tiang pancang harus mampu dipikul oleh daya dukung izin, gaya momen yang terjadi pada tiap-tiap tiang pancang harus mampu ditahan oleh tulangan longitudinal, dan besar gaya geser yang ada harus mampu ditahan oleh tulangan geser. Berikut ini adalah hasil analisis gaya aksial tekan yang terjadi pada tiap-tiap tiang pancang menggunakan *Software GROUP v.8.0* :



Gambar 6 (a) Gaya Aksial Tekan Pondasi Kondisi Sebelum Likuifaksi
(b) Gaya Aksial Tekan Pondasi Kondisi Setelah Likuifaksi



Gambar 74 (a) Momen Arah y Kondisi Sebelum Likuifaksi
Momen Arah y Kondisi Setelah Likuifaksi



Gambar 8 (a) Momen Arah z Kondisi Sebelum Likuifaksi
Momen Arah z Kondisi Setelah Likuifaksi

Ringkasan nilai-nilai maksimum yang terjadi pada tiang grup dapat dilihat di tabel 6 dan tabel 7 :

Tabel 6 Resume Analisis Pondasi Grup Kondisi Sebelum Likuifaksi

Kombo	δy (m)	δz (m)	Fx (kN)		My (kN.m)	Mz (kN.m)	Vy (kN)	Vz (kN)
			Max	Min				
Fz Max	5.99E-04	-5.63E-05	806		2	25	14	-1
Fy Max	9.23E-04	1.35E-03	248		-61	42	22	32
Fx Max	1.19E-03	-5.41E-04	656		23	52	28	-13
Fx Max	1.19E-03	-5.41E-04	656		23	52	28	-13
Fy Max	9.23E-04	1.35E-03	248		-61	42	22	32

Tabel 7 Resume Analisis Pondasi Grup Kondisi Setelah Likuifaksi

Kombo	δy (m)	δz (m)	Fx (kN)		My (kN.m)	Mz (kN.m)	Vy (kN)	Vz (kN)
			Max	Min				
Fz Max	6.15E-04	-5.76E-05	575		2	20	10	-1
Fy Max	9.85E-04	1.44E-03	181		-49	33	16	23
Fx Max	1.25E-03	-5.65E-04	470		19	42	20	-9
Fx Max	1.25E-03	-5.65E-04	470		19	42	20	-9
Fy Max	9.85E-04	1.44E-03	181		-49	33	16	23

Berdasarkan analisis diatas, kedalaman tiang pancang berada pada lapisan pasir dengan *density* dense sehingga penurunan konsolidasi tiang dianggap tidak menjadi pertimbangan khusus dalam perencanaan pondasi struktur ini.

4.5 Metode Perbaikan Tanah dengan menggunakan Stone Column

Dari hasil kajian perhitungan likuifaksi dengan metoda simplifikasi, didapat lapisan – lapisan tanah yang berpotensi likuifaksi. Kemudian dari hasil tersebut dilakukan kajian perhitungan perbaikan tanah dengan menggunakan alternatif *stone column*. Berikut tabulasi kajian likuifaksi sebelum dan sesudah perbaikan tanah dilakukan dengan *properties stone column* berdiameter kolom 0.6 m, jarak antar kolom 0.7 m, dan *friction angle* material yang digunakan sebesar 42°.

Tabel 8 Perhitungan potensi likuifaksi dengan perbaikan *stone column*

Depth (m)	Soil Type	N-SPT (Blows)	SPT Corection Factors					(N ₁) ₆₀	BEFORE IMPROVEMENT		α	CSR _{Priebe}	AFTER IMPROVEMENT	
			C _N	C _E	C _B	C _R	C _S		FS _L	Liquefaction Susceptibility			FoS	Liquefaction
2.00	SAND	15	1.70	1.00	1.00	0.75	1.00	19	Unsaturated, >1.00	No Liq	0.10	0.027	12.83	No Liq
4.00	SAND	6	1.35	1.00	1.00	0.80	1.00	6	0.35	Liq	0.10	0.032	3.47	No Liq
6.00	SAND	30	1.18	1.00	1.00	0.85	1.00	30	1.56	No Liq	0.10	0.038	15.29	No Liq
8.00	SAND	13	1.08	1.00	1.00	0.95	1.00	13	0.39	Liq	0.10	0.043	3.96	No Liq
10.00	SAND	9	1.01	1.00	1.00	0.95	1.00	9	0.28	Liq	0.10	0.046	2.92	No Liq
12.00	SAND	10	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	9	0.26	Liq	0.10	0.048	2.77	No Liq
14.00	SAND	5	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	5	0.19	Liq	0.10	0.050	2.05	No Liq
16.00	SAND	9	0.86	1.00	1.00	1.00	1.00	8	0.23	Liq	0.10	0.052	2.41	No Liq
18.00	CLAY	4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	4	>1.00	No Liq	0.10	0.053	2.67	No Liq
20.00	CLAY	4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	4	>1.00	No Liq	0.10	0.054	2.63	No Liq
22.00	SAND	7	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	5	0.18	Liq	0.10	0.055	2.01	No Liq
24.00	SAND	0.1	0.73	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.13	Liq	0.10	0.056	1.40	No Liq
26.00	CLAY	22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	22	>1.00	No Liq	0.10	0.056	7.46	No Liq
28.00	SAND	15	0.67	1.00	1.00	1.00	1.00	10	0.24	Liq	0.10	0.056	2.67	No Liq
30.00	SAND	8	0.65	1.00	1.00	1.00	1.00	5	0.17	Liq	0.10	0.057	1.94	No Liq

Tabel di atas menunjukkan hasil perhitungan antara sebelum dan sesudah perbaikan. Pada beberapa lapisan tanah yang sebelumnya berpotensi likuifaksi menjadi tidak berpotensi likuifaksi karena dengan adanya *stone column*.

5. KESIMPULAN

Berikut beberapa kesimpulan yang dapat diambil berdasarkan hasil penelitian:

1. Dengan metode NCEER dan *tsuchida chart* dapat disimpulkan bahwa tanah pada kelima titik tinjau mengindikasikan potensi likuifaksi. Kedalaman potensi likuifaksi bervariasi, lapisan yang tidak berpotensi likuifaksi merupakan lapisan yang mempunyai nilai N-SPT yang tinggi (N>50) dan berada pada lapisan terdalam. Hal ini mengindikasikan likuifaksi cenderung tidak terjadi pada lapisan dengan kepadatan relatif yang besar dan memiliki nilai uji NSPT yang besar.
2. Daya dukung aksial tekan tidak mengalami reduksi daya dukung, hal ini dikarenakan ujung tuang tertanam pada lapisan tanah keras sehingga daya dukung aksial telah mencapai kapasitas maksimumnya. Untuk daya dukung aksial tarik reduksi yang terjadi berkisar 1% hingga 47%. Sedangkan, dengan kondisi likuifaksi daya dukung lateral mengalami reduksi berkisar 0 hingga 48%.
3. Pada analisis daya dukung tiang grup jumlah tiang yang diperlukan ketika kondisi sebelum likuifaksi adalah 121 tiang dengan panjang 30 m. Kemudian jumlah tiang yang diperlukan untuk kondisi setelah terjadi likuifaksi adalah 169 tiang dengan panjang tiang 30 m. Selisih tiang yang diperlukan adalah 48 tiang.
4. Perbaikan tanah yang cocok pada lokasi studi adalah *stone column*, selain dapat mengantisipasi terjadinya likuifaksi, *stone column* dapat meningkatkan daya dukung tanah.

Adapun saran terkait penelitian ini adalah, perlu dilakukan tinjauan pada lokasi lain dengan kondisi tanah yang berbeda, sehingga alternatif perbaikan tanah bisa divariasikan.

DAFTAR PUSTAKA

- Ishihara, K. dan Cubrinovski, M. 1998. *Soil-Pile Interaction in Liquefied Deposits Undergoing Lateral Spreading*. Croatia: XI Danube-European Conference.
- Martin, G.R., Finn, W.D. Liam and Seed, H.B. 1975. *Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading*. Journals of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, vol. 101, No. GT5
- Pusat Studi Gempa Nasional. 2017. *Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017*. Jakarta: Pusat Penelitian dan Pengembangan Perumahan dan Permukiman.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. 1982. *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. California: Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
- Standar Nasional Indonesia (2017). *Persyaratan Perancangan Geoteknik (SNI 8460:2017)*. Badan Standardisasi Nasional.
- Tsuchida, H. 1970. *Prediction and Countermeasure against Liquefaction in Sand Deposits*. Proceeding of Abstract of the Seminar of the Port and Harbour Research Institute. Japan : Ministry of Transport.
- Youd, T.L and Idriss, I.M. 2001. *Liquafaction Resistance of Soils : Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEERR/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, April 2001.