

PENGECEKAN PENAMPANG FONDASI TIANG TERHADAP FENOMENA LIKUIFAKSI AKIBAT GEMPA

Kefas Januar¹ dan Alfred Jonathan Susilo²

¹Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S. Parman No. 1, Jakarta, Indonesia
kefas.325180068@stu.untar.ac.id

²Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S. Parman No. 1, Jakarta, Indonesia
alfred@ft.untar.ac.id

Masuk: 20-09-2022, revisi: 03-10-2022, diterima untuk diterbitkan: 08-10-2022

ABSTRACT

Liquefaction is a phenomenon that can cause failure of the foundation. One type of foundation used is a pile foundation and it is necessary to check the effect of liquefaction. Checking the cross section of the pile foundation against the influence of liquefaction is done by varying the size and geometry of the cross section. First, check the liquefaction potential of the soil layer. Then, the axial bearing capacity is calculated without and with the influence of liquefaction. After that, the finite difference analysis on the foundation is carried out with the help of the program to obtain the lateral displacements and internal forces of the pile followed by control of the permissible lateral displacement and the capacity of the pile foundation. The results show that the foundation has failed axial bearing capacity and does not meet the requirements for moment capacity. After increasing the number of piles, the lateral displacements and shears for drilled shafts with a diameter of 1000 mm in all column positions meet the requirements for the permissible shear and lateral displacement capacities. In addition, driven piles with dimensions of 350 x 350 mm and 500 x 500 mm only meet the requirements for shear capacity.

Keywords: liquefaction; pile foundation; optimum cross section; cyclic stress ratio (CSR); cyclic resistance ratio (CRR); lateral displacement

ABSTRAK

Likuifaksi merupakan fenomena yang dapat menyebabkan kegagalan pada fondasi. Salah satu jenis fondasi yang digunakan adalah fondasi tiang dan perlu dilakukan pengecekan terhadap pengaruh likuifaksi. Pengecekan penampang fondasi tiang terhadap pengaruh likuifaksi dilakukan dengan melakukan variasi terhadap ukuran dan geometri penampang. Pertama, dilakukan pengecekan potensi likuifaksi dari lapisan tanah. Kemudian, dilakukan perhitungan daya dukung aksial tanpa dan dengan pengaruh likuifaksi. Setelah itu, analisis beda hingga pada fondasi dilakukan dengan bantuan program untuk mendapatkan perpindahan lateral dan gaya-gaya dalam tiang yang dilanjutkan dengan kontrol terhadap perpindahan lateral yang diizinkan dan kapasitas dari fondasi tiang. Hasil menunjukkan bahwa fondasi mengalami kegagalan daya dukung aksial dan tidak memenuhi syarat untuk kapasitas momen. Setelah dilakukan penambahan jumlah tiang, perpindahan lateral dan geser untuk tiang bor dengan diameter 1000 mm di semua posisi kolom memenuhi persyaratan kapasitas geser dan perpindahan lateral yang diizinkan. Selain itu, tiang pancang dengan dimensi 350 x 350 mm dan 500 x 500 mm hanya memenuhi persyaratan untuk kapasitas geser.

Kata kunci: likuifaksi; fondasi tiang; penampang optimum; cyclic stress ratio (CSR); cyclic resistance ratio (CRR); perpindahan lateral

1. PENDAHULUAN

Latar Belakang

Gempa bumi merupakan pelepasan energi tiba-tiba dari kerak bumi sehingga menciptakan gelombang seismik dan menyebabkan terjadinya guncangan pada tanah. Peristiwa gempa menyebabkan struktur bangunan rusak dan hilangnya korban jiwa. Kerusakan pada struktur bangunan disebabkan oleh hilangnya kekakuan pada tanah dan salah satu penyebabnya adalah fenomena likuifaksi.

Likuifaksi merupakan proses hilangnya kekuatan atau kekakuan pada tanah yang disebabkan oleh peningkatan tegangan air pori pada saat kondisi tak terdrainase (*undrained*) yang menyebabkan tegangan efektif tanah berkurang atau bahkan hilang selama gempa berlangsung. Berkurang atau hilangnya tegangan efektif pada tanah menyebabkan

rusak dan tenggelamnya bangunan dan struktur lainnya ke dalam tanah. Kerusakan bangunan akibat likuifaksi tidak terlepas dari peran fondasi yang menopangnya.

Salah satu fondasi yang digunakan pada bangunan adalah fondasi tiang. Beberapa kegagalan fondasi tiang di tanah yang terlikuifaksi antara lain adalah kegagalan tekuk, momen, geser, penurunan, dan daya dukung. Selain itu, perlu diperhatikan juga perpindahan lateral maksimum yang dialami oleh tiang tersebut agar tidak melewati batas perpindahan lateral yang diizinkan. Kegagalan fondasi sangat bergantung pada kekakuan tiang dan salah satu faktor yang mempengaruhi kekakuan adalah penampang dari fondasi itu sendiri. Penampang harus direncanakan secara optimum untuk mengantisipasi kegagalan yang dialami oleh fondasi tiang.

Penelitian di Indonesia mengenai pengaruh penampang fondasi tiang terhadap fenomena likuifaksi masih sangat kurang. Para peneliti di Indonesia perlu banyak mempelajari lebih lanjut tentang pengaruh penampang fondasi tiang agar mendapatkan pemahaman yang lebih mendalam dalam merencanakannya sehingga kegagalan fondasi tiang dapat diantisipasi. Oleh karena itu, diusulkan penelitian ini untuk melakukan analisis pengaruh penampang fondasi tiang terhadap fenomena likuifaksi.

Batasan Masalah

Berikut merupakan batasan-batasan masalah yang ditetapkan untuk penelitian ini:

- Jenis fondasi tiang hanya dibatasi sebanyak dua yaitu tiang pancang dan bor.
- Material yang digunakan hanya berasal dari beton.
- Mutu beton yang digunakan untuk fondasi tiang bor dan pancang masing-masing adalah sebesar 25 MPa dan 42 MPa.
- Diameter fondasi tiang bor yang digunakan adalah 300 mm, 600 mm, dan 1000 mm.
- Ukuran fondasi tiang pancang persegi yang digunakan adalah 200 x 200 mm, 350 x 350 mm, dan 500 x 500 mm.
- Fondasi tiang ditetapkan memiliki panjang yang sama untuk semua jenis tiang.
- Fondasi tiang pancang diasumsikan dapat menembus lapisan lensa sehingga dapat dicapai kedalaman yang sama dengan fondasi tiang bor.
- Analisis beban lateral yang telah memperhitungkan gempa dilakukan hanya untuk tiang tunggal.
- Perhitungan penurunan fondasi tiang tidak dilakukan.
- Perhitungan kekuatan sambungan tiang pancang tidak dilakukan.
- Perhitungan anggaran biaya tidak dilakukan.

Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dijelaskan sebelumnya, berikut merupakan permasalahan di dalam penelitian ini:

- Besar daya dukung izin fondasi tiang tanpa dan dengan pengaruh likuifaksi.
- Besar perpindahan lateral maksimum fondasi tiang akibat fenomena likuifaksi.
- Besar momen lentur maksimum fondasi tiang akibat fenomena likuifaksi.
- Besar gaya geser maksimum fondasi tiang akibat fenomena likuifaksi.
- Penampang optimum fondasi tiang untuk mengantisipasi pengaruh likuifaksi.

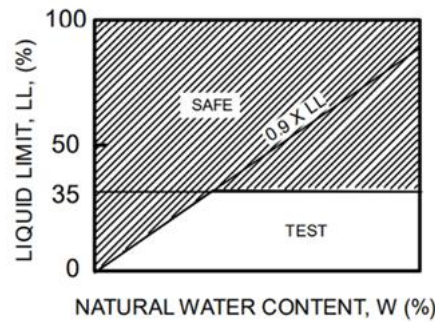
Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah disusun, berikut merupakan tujuan yang hendak dicapai dalam penelitian ini:

- Memperoleh besar daya dukung izin fondasi tiang tanpa dan dengan pengaruh likuifaksi.
- Memperoleh besar perpindahan lateral maksimum fondasi tiang akibat fenomena likuifaksi.
- Memperoleh besar momen lentur maksimum fondasi tiang akibat fenomena likuifaksi.
- Memperoleh besar gaya geser maksimum fondasi tiang akibat fenomena likuifaksi.
- Menetapkan penampang optimum fondasi tiang untuk mengantisipasi pengaruh likuifaksi.

Metode Chinese Criteria

Metode pengecekan potensi likuifaksi ini memiliki syarat yaitu persentase butiran halus $< 0,005$ mm kurang dari 15%. Selain itu, syarat-syarat lain yang harus dipenuhi adalah *Liquid Limit (LL)* $< 35\%$ dan kadar air (w_c) $> 0,9LL$ (lihat Gambar 1).

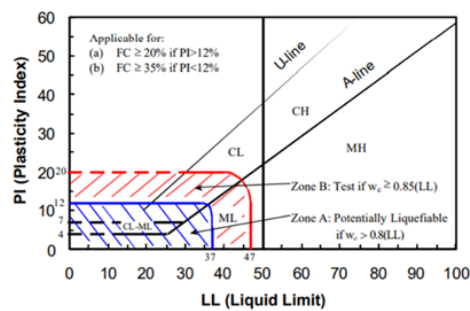


Gambar 1. Grafik metode *chinese criteria* (Seed & Idriss, 1982)

Metode Seed et al. (2003)

Metode pengecekan likuifaksi ini memiliki batas-batas nilai untuk *Liquid Limit (LL)* dan *Plasticity Index (PI)* yang membagi zona tanah yang rawan dan tidak rawan terjadi likuifaksi seperti pada Gambar 2. Selain itu, metode ini direkomendasikan untuk tanah dengan:

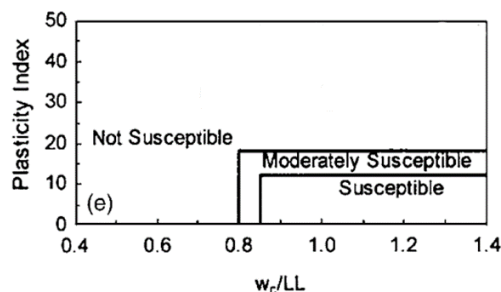
- Persentase butiran halus (*fine content*) $\geq 20\%$ dan *Plasticity Index (PI)* $> 12\%$.
- Persentase butiran halus (*fine content*) $\geq 35\%$ dan *Plasticity Index (PI)* $< 12\%$.



Gambar 2. Grafik metode Seed et al. (Seed et al., 2003)

Metode Bray & Sancio (2006)

Metode ini merupakan perkembangan dari penelitian yang dilakukan oleh Bray et al. (2004b) dengan nilai batasan yang terbagi dalam zona tanah berpotensi rawan terjadi likuifaksi ($w_c \geq 0,85LL$ dan $PI \leq 12\%$), cukup rawan terjadi likuifaksi ($w_c > 0,8LL$ dan $12 < PI < 18\%$), dan yang tidak rawan terjadi likuifaksi ($PI \geq 18\%$) seperti pada Gambar 3.



Gambar 3. Grafik metode Bray et al. (Bray et al., 2004b)

Metode CSR dan CRR

Persamaan untuk metode CSR (Seed & Idriss, 1971) dan CRR (Idriss & Boulanger, 2008) adalah sebagai berikut:

$$CSR = 0,65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (1)$$

$$CRR_M = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] K_\sigma MSF \quad (2)$$

dengan CSR = cyclic stress ratio, CRR_M = cyclic resistance ratio untuk gempa selain M 7,5, a_{max} = percepatan tanah puncak di permukaan, g = percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/s}^2$), σ_{vo} = tegangan *overburden* total, σ'_{vo} = tegangan *overburden* efektif, r_d = koefisien reduksi tegangan, $(N_1)_{60cs}$ = nilai N-SPT yang terkoreksi dan ekuivalen dengan pasir bersih, K_σ = faktor koreksi *overburden*, dan MSF = faktor skala magnitudo gempa untuk gempa selain M 7,5.

Daya Dukung Ultimit dan Izin Fondasi Tiang

Daya dukung ultimit fondasi tiang merupakan jumlah dari daya dukung ujung dan selimut yang ditunjukkan melalui persamaan berikut:

$$Q_{u,single} = Q_p + Q_s \quad (3)$$

dengan $Q_{u,single}$ = daya dukung ultimit tiang tunggal, Q_p = daya dukung ujung, dan Q_s = daya dukung selimut.

Daya dukung ultimit yang telah dibagi dengan faktor keamanan dan dikurangi berat dari tiang itu sendiri dinamakan daya dukung izin yang persamaannya adalah sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_{u,single}}{FK} - W_p \quad (4)$$

dengan Q_a = daya dukung izin, FK = faktor keamanan, dan W_p = berat sendiri tiang.

Daya Dukung Ujung Tiang Pancang

Persamaan untuk mencari nilai daya dukung ujung tiang pancang yang diusulkan Meyerhof (1976) pada tanah lempung yang ditunjukkan sebagai berikut:

$$Q_p = 9s_u A_p \quad (5)$$

dengan s_u = kuat geser niralir, A_p = luas penampang fondasi tiang.

Daya Dukung Selimut Tiang Pancang

Daya dukung selimut pada umumnya diformulasikan dalam persamaan untuk tanah berlapis yang ditunjukkan sebagai berikut:

$$Q_s = \Sigma f_s p \Delta L \quad (6)$$

dengan f_s = tahanan selimut tiang, p = keliling penampang tiang, dan ΔL = panjang segmen tiang.

Perhitungan daya dukung selimut tiang pancang menggunakan metode α untuk tanah lempung dan Coyle & Castello (1981) untuk tanah pasir yang ditunjukkan sebagai berikut:

$$Q_s = \alpha s_u p \Delta L \text{ (untuk tanah lempung)} \quad (7)$$

$$Q_s = K \bar{\sigma}'_{vo} \tan \delta' p \Delta L = K \bar{\sigma}'_{vo} \tan 0,8\phi' p \Delta L \text{ (untuk tanah pasir)} \quad (8)$$

dengan α = faktor adhesi, K = koefisien tekanan tanah efektif, $\bar{\sigma}'_{vo}$ = tegangan *overburden* efektif rata-rata, δ' = sudut friksi tiang dengan tanah, dan ϕ' = sudut geser dalam efektif.

Daya Dukung Ujung Tiang Bor

Reese & Wright (1977) mengusulkan persamaan untuk mencari nilai daya dukung ujung tiang bor pada tanah lempung yang ditunjukkan sebagai berikut:

$$Q_p = 9s_u A_p \quad (9)$$

Perlu diperhatikan bahwa tahanan ujung tiang untuk menghitung daya dukung ujung memiliki batas sebesar 40 kg/cm^2 (Reese & Wright, 1977).

Daya Dukung Selimut Tiang Bor

Perhitungan daya dukung selimut tiang bor menggunakan metode dari Kulhawy (1991) baik untuk tanah lempung maupun tanah pasir yang ditunjukkan sebagai berikut:

$$Q_s = \alpha s_u p \Delta L \text{ (untuk tanah lempung)} \quad (10)$$

$$Q_s = K_o \sigma'_{vo} \tan \phi p \Delta L \text{ (untuk tanah pasir)} \quad (11)$$

dengan K_o = koefisien tekanan tanah *at rest*, ϕ = sudut geser dalam ($^\circ$), dan P_a = tekanan atmosfer (≈ 100 kPa).

Tahanan selimut di sekeliling fondasi tiang untuk menghitung daya dukung selimut memiliki batas sebesar 2 kg/cm^2 (Reese & Wright, 1977).

Daya Dukung Ultimit dan Izin Tiang Kelompok

Daya dukung tiang kelompok pada tanah yang didominasi oleh tanah lempung merupakan nilai terkecil dari jumlah daya dukung ultimit masing-masing tiang tunggal dalam suatu kelompok tiang dan daya dukung ultimit akibat kegagalan blok tiang. Daya dukung ultimit akibat kegagalan blok tiang dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_{u,group} = A_g q_p + \Sigma f_s p_g \Delta L \quad (12)$$

dengan $Q_{u,group}$ = daya dukung ultimit tiang kelompok, A_g = luas penampang blok, q_p = tahanan ujung tiang, f_s = tahanan selimut tiang, dan p_g = keliling penampang blok.

Sama seperti tiang tunggal, daya dukung izin tiang kelompok diperoleh dengan membagi nilai daya dukung ultimit dengan suatu faktor keamanan.

Tekanan Lateral Tanah pada Tiang saat Likuifaksi

Menurut Japan Road Association (1996), fondasi tiang pada saat terjadi likuifaksi mengalami tekanan lateral pasif yang berasal dari tanah yang tidak terlikuifaksi dan tekanan sebesar 30% dari tegangan *overburden* total tanah pada tanah yang terlikuifaksi. Tekanan lateral pasif dapat dihitung dengan menggunakan metode Rankine yang persamaannya ditunjukkan sebagai berikut:

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (13)$$

dengan σ'_p = tekanan lateral pasif tanah, c' = kohesi tanah, dan K_p = koefisien tekanan lateral pasif tanah.

Perpindahan Lateral Tanah saat Likuifaksi

Pada saat terjadi likuifaksi, tanah akan mengalami perpindahan lateral dan dapat diprediksi besarnya dengan menggunakan persamaan sebagai berikut (Youd et al, 2002):

$$\log D_H = -16,213 + 1,532M - 1,406 \log R^* - 0,012R + 0,338 \log S + 0,54 \log T_{15} + 3,413 \log(100 - F_{15}) - 0,795 \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \quad (14)$$

dengan D_H = perpindahan lateral tanah (m), M = magnitudo gempa, R_o = faktor jarak dari fungsi magnitudo gempa (km), R^* = jarak sumber gempa termodifikasi, R = jarak situs ke pusat gempa (km), S = kemiringan lereng ($^\circ$), T_{15} = tebal tanah jenuh yang terlikuifaksi dengan nilai $(N_1)_{60} \leq 15$ (m), F_{15} = persentase butiran halus rata-rata untuk T_{15} ($^\circ$), dan $D50_{15}$ = ukuran butir rata-rata untuk T_{15} (mm).

Kapasitas dan Perpindahan Lateral Izin Tiang

Fondasi tiang pada penelitian ini ditinjau gaya dalam dan perpindahan lateralnya terhadap kapasitas momen dan geser retak serta perpindahan lateral izin tiang dari SNI 8460:2017 sebesar 12 mm dalam kondisi kepala tiang bebas (*free-head*) untuk gempa rencana. Momen retak tiang pancang menggunakan spesifikasi dari brosur Wika Beton (lihat Tabel 1) sedangkan untuk tiang bor perlu dihitung dengan persamaan berikut (Badan Standardisasi Nasional, 2019):

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (15)$$

dengan M_{cr} = momen retak, f_r = modulus hancur beton (MPa), I_g = momen inersia penampang bruto, y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke serat tarik, λ = faktor modifikasi beton, f'_c = kuat tekan beton (MPa).

Geser retak pada beton diambil berdasarkan tegangan geser maksimum yang terjadi pada saat di sumbu netral dari penampang. Persamaan untuk menghitung geser retak sesuai bentuk penampang tiang pancang (persegi) dan tiang bor (lingkaran) adalah sebagai berikut:

$$V_{cr} = \frac{f_r A}{1,5} \text{ (untuk penampang persegi)} \quad (16)$$

$$V_{cr} = \frac{3f_r A}{4} \text{ (untuk penampang lingkaran)} \quad (17)$$

dengan V_{cr} = geser retak dan A = luas penampang fondasi tiang.

Tabel 1. Momen retak untuk tiang pancang (Wijaya Karya Beton, 2017)

Dimensi (mm)	Momen Retak (ton m)
200 x 200	1,55
350 x 350	7,3
500 x 500	18,22

2. METODE PENELITIAN

Garis besar prosedur analisis dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

- Menentukan topik yang akan dianalisis dan mengidentifikasi masalah yang akan dibahas dalam penelitian.
- Melakukan studi literatur mengenai gempa bumi, likuifaksi, dan fondasi tiang untuk dasar teori penelitian yang diperoleh berdasarkan referensi dari buku, jurnal, *website*, dan literatur lainnya.
- Mengumpulkan dan mengolah data tanah untuk menghasilkan parameter tanah akhir yang akan digunakan dalam analisis penelitian.
- Melakukan analisis potensi likuifaksi pada tanah dengan menggunakan metode yang diusulkan oleh peneliti-peneliti sebelumnya.
- Merencanakan fondasi tiang untuk mendapatkan daya dukung aksial tanpa dan dengan pengaruh likuifaksi.
- Melakukan perhitungan tekanan dan perpindahan lateral tanah untuk keperluan input beban tiang dalam program.
- Melakukan pemodelan tanah dan fondasi tiang dengan program analisis tiang dengan beban lateral.
- Memasukkan beban lateral akibat gempa pada tiang melalui program.
- Melakukan analisis untuk mendapatkan perpindahan lateral dan gaya-gaya dalam tiang seperti geser dan momen lentur.
- Melakukan pengecekan hasil perpindahan lateral dan gaya-gaya dalam untuk mengetahui kegagalan tiang berdasarkan perpindahan lateral izin dan kapasitas tiang.
- Membuat kesimpulan dari hasil penelitian ini dan saran untuk penelitian yang akan datang.

Parameter Tanah Desain

Parameter tanah desain yang digunakan di dalam penelitian ini adalah didapatkan melalui korelasi parameter-parameter dari satu buah *boring log* dan data laboratorium yang hanya pada kedalaman 2 m dari suatu situs di Kota Padang, Sumatera Barat (lihat Tabel 2).

Tabel 2. *Summary* parameter tanah desain

Kedalaman (m)		Jenis Tanah	γ_{wet} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	s_u (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	PI (%)	LL (%)	w_c (%)	E (MPa)
Atas	Bawah										
0	4	Clay	17	18	70	4	16	100	129,3	240	10
4	13	Sand	18	21	-	41	-	-	-	18	20
13	34	Silt	19	19	115	19	30	10	34,5	30	20
34	36	Clay	20	20	195	25	45	15	39,8	21	30
36	43	Silt	20	20	140	25	40	10	34,5	40	25
43	54	Sand	19	21	-	42	-	-	-	50	30
54	60	Sand	20	21	-	45	-	-	-	56	40

Reaksi Bangunan

Bangunan dalam penelitian ini terdiri dari 9 lantai dan berfungsi sebagai rumah sakit. Selain itu, data-data reaksi horizontal dari struktur atas untuk analisis fondasi tiang dengan beban lateral juga diperlukan. Reaksi horizontal yang dipakai merupakan reaksi yang diambil dari salah satu arah x atau y yang menghasilkan nilai maksimum untuk masing-masing posisi kolom sudut, tepi, dan tengah yang ditunjukkan dalam Tabel 3.

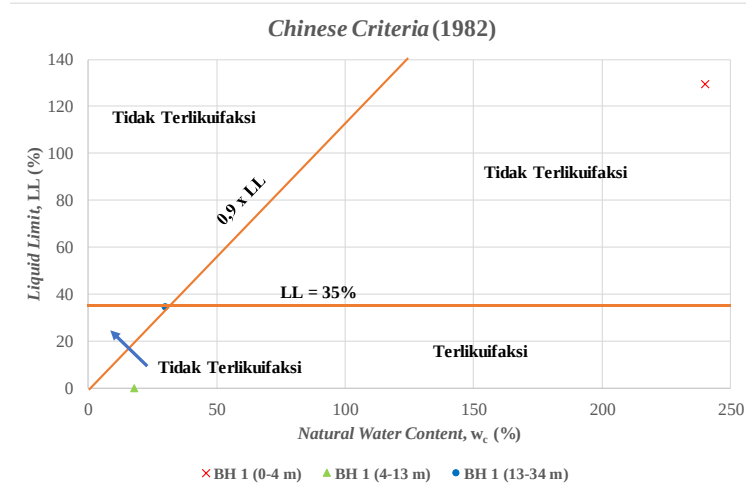
Tabel 3. Reaksi horizontal maksimum

Posisi Kolom	Reaksi Horizontal (ton)
Sudut	185,43
Tepi	194,87
Tengah	174,86

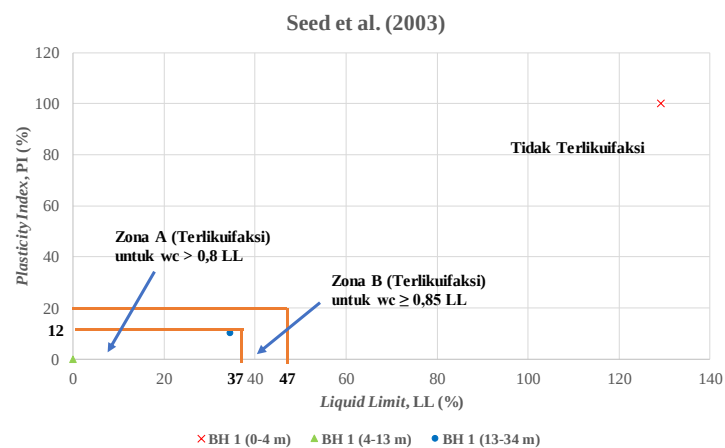
3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pengecekan Potensi Likuifaksi pada Tanah

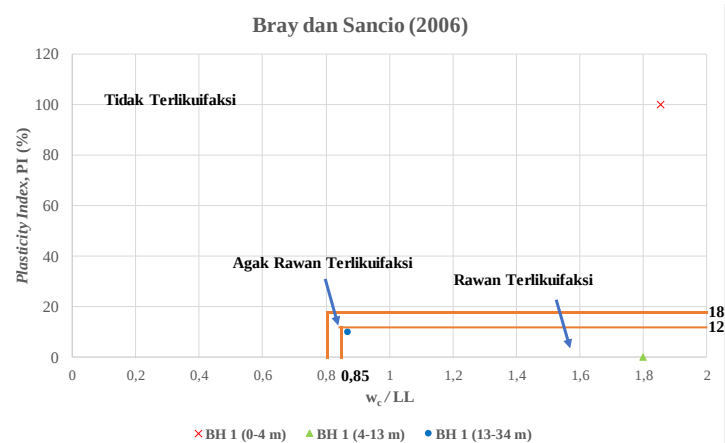
Hasil pengecekan potensi likuifaksi pada tanah untuk metode *chinese criteria*, Seed et al. (2003), dan Bray & Sancio (2006) ditunjukkan pada Gambar 4 sampai Gambar 6 dan dalam Tabel 4.



Gambar 4. Hasil metode *chinese criteria*



Gambar 5. Hasil metode Seed et al. (2003)



Gambar 6. Hasil metode Bray & Sancio (2006)

Tabel 4. Hasil semua metode pengecekan potensi likuifaksi

Metode <i>Chinese Criteria</i>	Metode Seed et al. (2003)	Metode Bray & Sancio (2006)
Berpotensi likuifaksi	Berpotensi likuifaksi	Berpotensi likuifaksi

Selain hasil ketiga metode di atas, berikut merupakan hasil pengecekan potensi likuifaksi dari metode CSR dan CRR dalam Tabel 5. Pengecekan dilakukan pada tanah pasir (*sand*) dan lanau (*silt*). Percepatan tanah puncak di permukaan (a_{max}) didapatkan melalui nilai PGA yang diperoleh dari *website* Desain Spektra Indonesia sesuai dengan lokasi situs yang telah dikalikan dengan faktor amplifikasi PGA (F_{PGA}) dari Tabel 10 SNI 1726:2019 (diasumsikan kelas SE), sehingga diperoleh a_{max} sebesar 0,866 g.

Tabel 5. Hasil metode CSR dan CRR

Kedalaman (m)	N_{SPT}	CSR	CRR	FS	Status
2	7	Clay	Clay	-	-
3	8	Clay	Clay	-	-
4	8	Clay	Clay	-	-
5	47	0,95	7,0E+11	7,4E+11	Tidak Terlikuifaksi
6	47	0,95	2,4E+07	2,6E+07	Tidak Terlikuifaksi
7	43	0,95	2,0E+03	2,1E+03	Tidak Terlikuifaksi
8	43	0,95	1,8E+02	1,9E+02	Tidak Terlikuifaksi
9	40	0,94	9,08	9,68	Tidak Terlikuifaksi
10	40	0,92	4,00	4,33	Tidak Terlikuifaksi
11	36	0,90	0,92	1,02	Tidak Terlikuifaksi
12	36	0,88	0,69	0,79	Terlikuifaksi
13	36	0,85	0,55	0,65	Terlikuifaksi
14	36	0,82	3,64	4,42	Tidak Terlikuifaksi
15	6	0,79	0,11	0,14	Terlikuifaksi
16	6	0,76	0,11	0,15	Terlikuifaksi
17	6	0,74	0,11	0,15	Terlikuifaksi
18	6	0,71	0,11	0,16	Terlikuifaksi
19	6	0,68	0,11	0,16	Terlikuifaksi
20	6	0,66	0,11	0,16	Terlikuifaksi
21	7	0,64	0,11	0,17	Terlikuifaksi
22	7	0,63	0,11	0,18	Terlikuifaksi
23	7	0,61	0,11	0,18	Terlikuifaksi
24	7	0,60	0,11	0,18	Terlikuifaksi
25	11	0,59	0,13	0,21	Terlikuifaksi
26	11	0,58	0,12	0,21	Terlikuifaksi
27	40	0,57	0,68	1,20	Tidak Terlikuifaksi
28	40	0,56	0,62	1,11	Tidak Terlikuifaksi
29	43	0,56	0,83	1,49	Tidak Terlikuifaksi
30	43	0,55	0,75	1,36	Tidak Terlikuifaksi
31	45	0,55	0,88	1,62	Tidak Terlikuifaksi
32	45	0,54	0,80	1,48	Tidak Terlikuifaksi

Daya Dukung Ultimit dan Izin Fondasi Tiang Tunggal

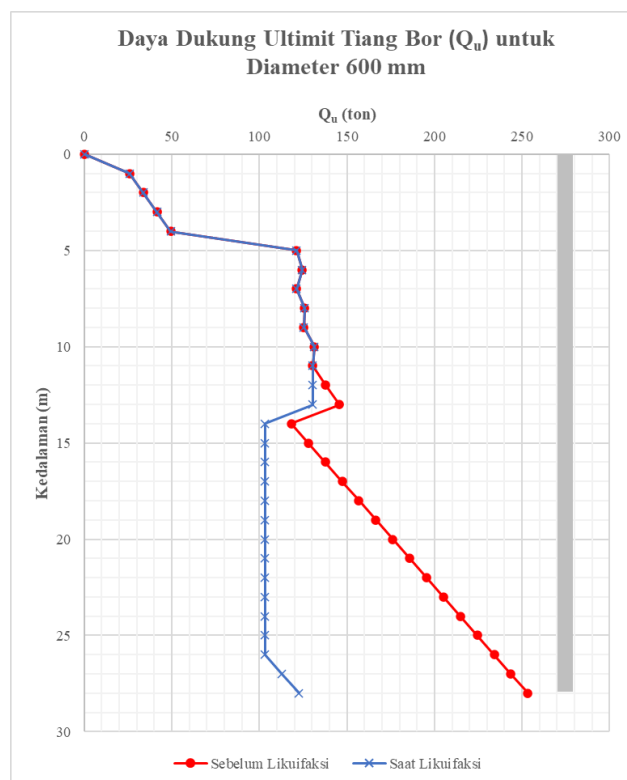
Daya dukung fondasi tiang tunggal dipertimbangkan pada dua kondisi, yaitu tanpa dan dengan pengaruh dari likuifaksi yang disajikan dalam Tabel 6 dan Tabel 7 untuk semua kedalaman tiang sebesar 28 m. Pada saat terjadi likuifaksi, daya dukung selimut tiang diabaikan atau bernilai nol pada lapisan tanah yang terlikuifaksi. Faktor keamanan yang digunakan adalah 2,5 untuk tanpa likuifaksi dan 1,5 ($FK > 1,1$) sesuai SNI 8460:2017 untuk yang memperhitungkan pengaruh likuifaksi. Contoh grafik daya dukung ultimit terhadap kedalaman untuk tiang bor diameter 600 mm ditunjukkan pada Gambar 7.

Tabel 6. Daya dukung tiang pancang tunggal tanpa dan dengan pengaruh likuifaksi

Dimensi (mm)	Q_p (ton)	Tanpa Likuifaksi			Dengan Likuifaksi		
		Q_s (ton)	Q_u (ton)	Q_a (ton)	Q_s (ton)	Q_u (ton)	Q_a (ton)
200 x 200	4,22	119,90	124,12	46,91	40,20	44,42	26,87
350 x 350	12,93	209,83	222,76	80,71	70,35	83,28	47,12
500 x 500	26,39	299,75	326,14	113,32	100,50	126,88	67,46

Tabel 7. Daya dukung tiang bor tunggal tanpa dan dengan pengaruh likuifaksi

Diameter (mm)	Q_p (ton)	Tanpa Likuifaksi			Dengan Likuifaksi		
		Q_s (ton)	Q_u (ton)	Q_a (ton)	Q_s (ton)	Q_u (ton)	Q_a (ton)
300	7,46	111,72	119,18	42,83	46,35	53,81	31,03
600	29,84	223,44	253,28	81,94	92,70	122,54	62,32
1000	82,89	372,40	455,29	128,29	154,50	237,39	104,43



Gambar 7. Contoh grafik daya dukung ultimit tiang bor diameter 600 mm sebelum dan saat terjadi likuifaksi terhadap kedalaman

Daya Dukung Izin Tiang Kelompok

Berdasarkan persamaan yang telah dijelaskan sebelumnya, berikut merupakan hasil perhitungan daya dukung tiang kelompok baik tiang pancang maupun bor dalam Tabel 8 sampai Tabel 10.

Tabel 8. Daya dukung tiang pancang kelompok

Posisi Kolom	Dimensi (mm)	Jumlah Tiang	Tanpa Likuifaksi	Dengan Likuifaksi
			Q_a (ton)	Q_a (ton)
Sudut	200 × 200	7	328,36	188,11
	350 × 350	5	562,90	322,48
	500 × 500	4	938,16	537,46

Tabel 9. Daya dukung tiang pancang kelompok (lanjutan)

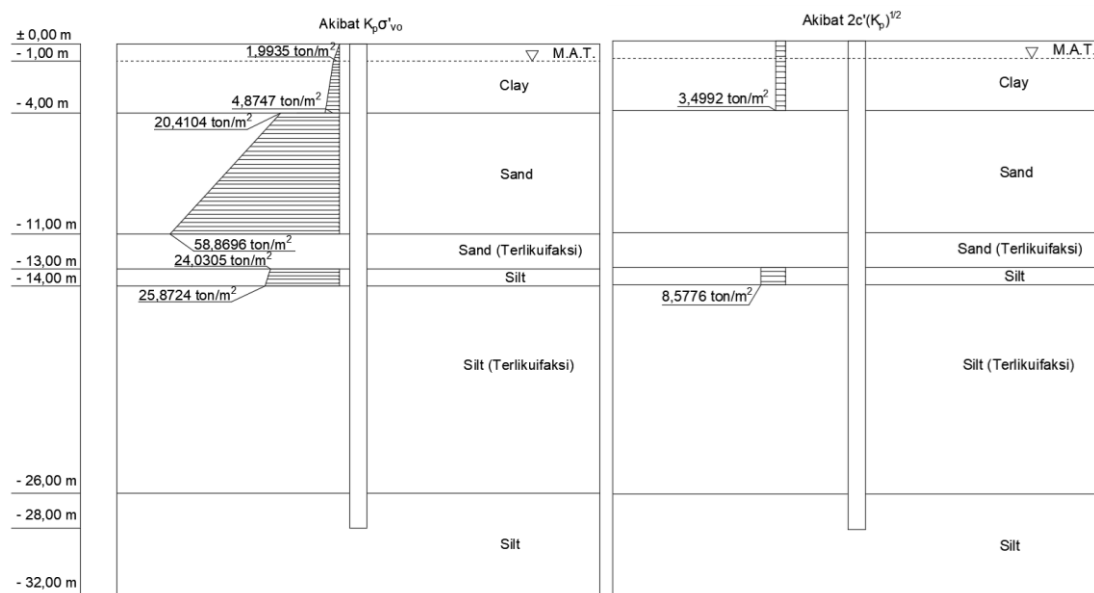
Posisi Kolom	Dimensi (mm)	Jumlah Tiang	Tanpa Likuifaksi	Dengan Likuifaksi
			Q_a (ton)	Q_a (ton)
Tepi	200 × 200	12	403,54	235,62
	350 × 350	7	564,95	329,87
	500 × 500	6	968,49	565,49
Tengah	200 × 200	20	453,29	269,83
	350 × 350	12	679,94	404,74
	500 × 500	10	1133,23	674,57

Tabel 10. Daya dukung tiang bor kelompok

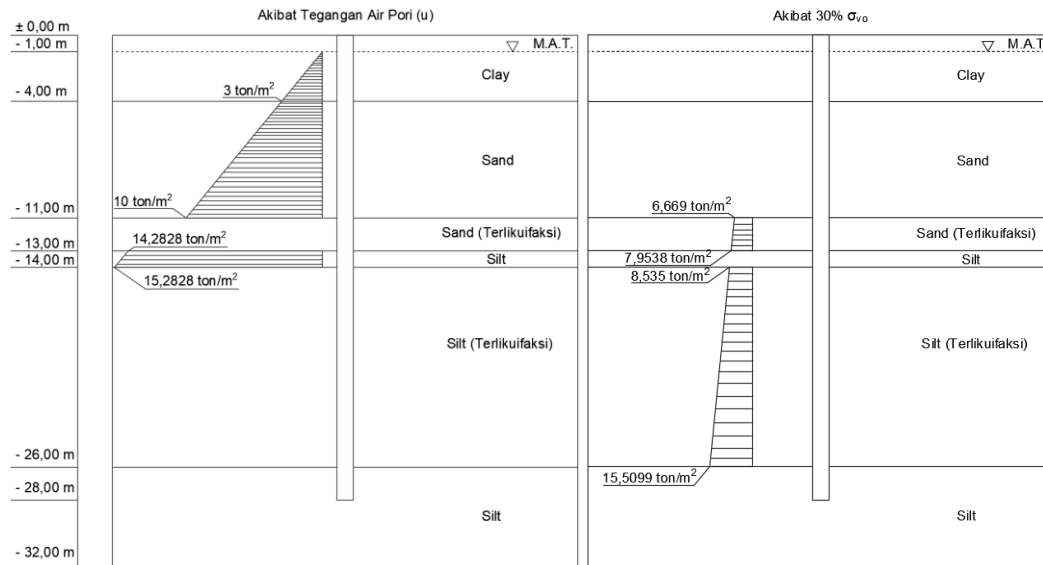
Posisi Kolom	Diameter (mm)	Jumlah Tiang	Tanpa Likuifaksi	Dengan Likuifaksi
			Q_a (ton)	Q_a (ton)
Sudut	300	8	342,63	248,23
	600	5	556,77	403,37
	1000	3	985,05	713,66
Tepi	300	13	409,68	311,58
	600	8	655,49	498,53
	1000	6	1065,18	810,11
Tengah	300	23	384,88	313,30
	600	13	769,77	626,61
	1000	9	1154,65	939,91

Hasil Tekanan dan Perpindahan Lateral Tanah saat Likuifaksi

Tekanan lateral pasif untuk tanah yang tidak terlikuifaksi dihitung akibat dari $K_p \sigma'_{vo}$, $2c' \sqrt{K_p}$, dan u (jika tanah berada di bawah muka air tanah) sedangkan untuk tanah yang terlikuifaksi adalah tekanan lateral akibat dari 30% tegangan *overburden* total (lihat Gambar 8 sampai Gambar 9).



Gambar 8. Diagram tekanan lateral tanah saat terjadi likuifaksi



Gambar 9. Diagram tekanan lateral tanah saat terjadi likuifaksi (lanjutan)

Berikut merupakan perhitungan tegangan air pori setelah adanya peningkatan tegangan air pori pada kedalaman 13 m dan 14 m:

- Kedalaman 13 m:
 $u = \gamma_w H + \Delta u$
 $u = 1 \times (11 - 1) \text{ m} + \gamma \text{ pasir} \times (13 - 11) \text{ m}$
 $u = 1 \times (11 - 1) \text{ m} + 2,1414 \times (13 - 11) \text{ m}$
 $u = 14,2828 \text{ ton/m}^2$
- Kedalaman 14 m:
 $u = u_{z=13\text{m}} + \gamma_w H$
 $u = 14,2828 + 1 \times (14 - 13) \text{ m}$
 $u = 15,2828 \text{ ton/m}^2$

Berdasarkan perhitungan di atas, tegangan air pori pada kedalaman 13 m diasumsikan meningkat hingga mencapai nilai yang sama dengan tegangan total tanah dan menyebabkan tegangan efektif tanah tersebut menjadi nol (memenuhi persamaan $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u = 0$).

Perhitungan juga dilakukan untuk mendapatkan perpindahan lateral tanah saat likuifaksi yang hasilnya ditunjukkan dalam Tabel 11. Variabel-variabel seperti M dan R didapatkan melalui situs <https://earthquake.usgs.gov/> untuk gempa terbesar yang pernah terjadi dan yang terdekat dengan situs proyek penelitian ini.

Tabel 11. Hasil perpindahan lateral tanah saat likuifaksi

M	R_o (km)	R (km)	R^* (km)	S (%)	T_{15} (m)	F_{15} (%)	$D50_{15}$ (mm)	$\log D_H$	D_H (m)
7,6	13,30	59	72,31	0,0011	12	65	0,03	-2,33	4,63E-03

Kapasitas Momen dan Geser Retak Fondasi Tiang

Kapasitas momen dan geser retak dihitung menggunakan persamaan yang telah dijelaskan sebelumnya dan ditunjukkan dalam Tabel 12.

Tabel 12. Kapasitas momen dan geser retak fondasi tiang

Jenis Tiang	Dimensi/Diameter (mm)	M_{cr} (ton m)	V_{cr} (ton)
Pancang	200 × 200	1,55	10,93
	350 × 350	7,3	33,46
	500 × 500	18,22	68,29
Bor	300	0,84	16,76
	600	6,70	67,03
	1000	31,03	186,21

Hasil Gaya Dalam dan Perpindahan Lateral Maksimum

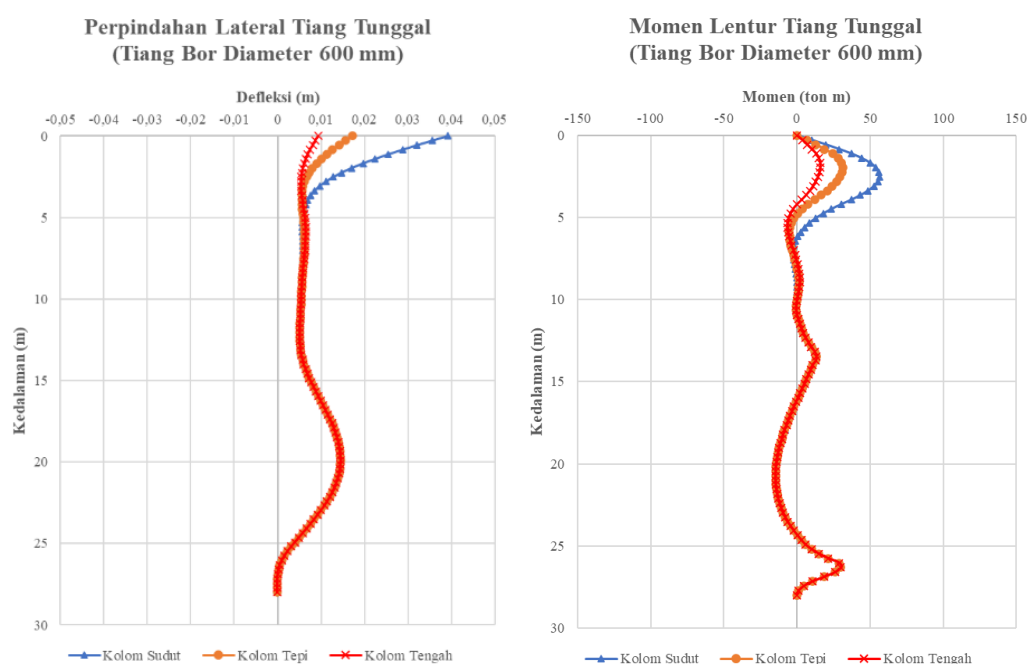
Hasil gaya dalam dan perpindahan lateral dari fondasi tiang didapatkan melalui bantuan program dengan memasukkan beban lateral, tekanan lateral tanah, dan perpindahan lateral tanah yang telah dihitung sebelumnya dengan statusnya terhadap kapasitas dan perpindahan lateral izin ditunjukkan dalam Tabel 13 sampai Tabel 14. Berikut juga ditampilkan contoh hasil analisis dengan program untuk tiang bor diameter 600 mm pada Gambar 10 sampai Gambar 11. Perpindahan lateral izin digunakan sebesar 12 mm untuk gempa rencana seperti yang telah dijelaskan sebelumnya.

Tabel 13. Hasil dan status gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum tiang pancang

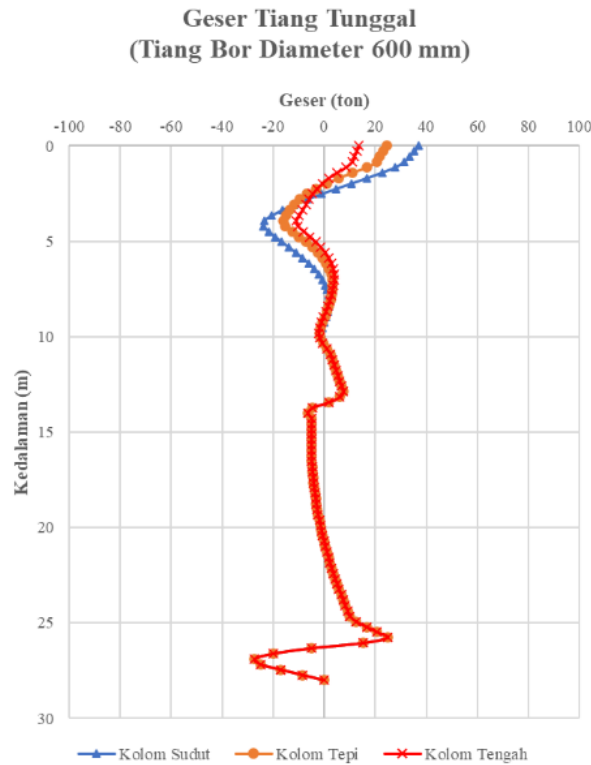
Posisi Kolom	Dimensi (mm)	M_{max} (ton m)	V_{max} (ton)	y_{max} (m)	Status		
					Terhadap M_{cr}	Terhadap V_{cr}	Terhadap y izin
Sudut	200 × 200	103,02	75,44	4,27	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	350 × 350	145,05	78,83	0,73	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	500 × 500	183,51	72,05	0,27	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
Tepi	200 × 200	52,87	43,02	1,80	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	350 × 350	98,12	53,67	0,45	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	500 × 500	111,57	42,21	0,16	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
Tengah	200 × 200	18,68	24,03	0,51	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	350 × 350	23,57	23,42	0,044	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	500 × 500	28,87	25,75	0,013	TIDAK OK	OK	TIDAK OK

Tabel 14. Hasil dan status gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum tiang bor

Posisi Kolom	Diameter (mm)	M_{max} (ton m)	V_{max} (ton)	y_{max} (m)	Status		
					Terhadap M_{cr}	Terhadap V_{cr}	Terhadap y izin
Sudut	300	78,74	54,75	1,31	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	600	56,37	37,09	0,039	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	1000	101,89	61,81	0,02	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
Tepi	300	40,1	31,32	0,57	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	600	31,36	27,35	0,017	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	1000	59,69	56,72	0,01	TIDAK OK	OK	OK
Tengah	300	27,33	31,32	0,19	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	600	30,02	27,35	0,014	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	1000	59,61	56,66	0,009	TIDAK OK	OK	OK



Gambar 10. Contoh hasil analisis gaya dalam dan perpindahan lateral tiang bor diameter 600 mm



Gambar 11. Contoh hasil analisis gaya dalam dan perpindahan lateral tiang bor diameter 600 mm (lanjutan)

Berdasarkan hasil di atas, dapat disimpulkan bahwa masih terdapat status gaya dalam dan perpindahan lateral yang belum memenuhi persyaratan. Oleh karena itu, dilakukan penambahan jumlah tiang dari yang sebelumnya (lihat Tabel 15 dan Tabel 16) sehingga didapatkan hasil gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum beserta dengan statusnya terhadap kapasitas dan perpindahan lateral izin tiang seperti pada Tabel 17 sampai Tabel 19.

Tabel 15. Jumlah tiang pancang sebelum dan sesudah ditambahkan

Dimensi (mm)	Kolom Sudut		Kolom Tepi		Kolom Tengah	
	Sebelum	Sesudah	Sebelum	Sesudah	Sebelum	Sesudah
200 × 200	7	26	12	27	20	25
350 × 350	5	11	7	12	12	12
500 × 500	4	10	6	11	10	10

Tabel 16. Jumlah tiang bor sebelum dan sesudah ditambahkan

Dimensi (mm)	Kolom Sudut		Kolom Tepi		Kolom Tengah	
	Sebelum	Sesudah	Sebelum	Sesudah	Sebelum	Sesudah
200 × 200	8	18	13	19	23	23
350 × 350	5	9	8	10	13	13
500 × 500	3	5	6	6	9	9

Tabel 17. Hasil dan status gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum tiang pancang setelah jumlah tiang ditambahkan

Posisi Kolom	Dimensi (mm)	M_{max} (ton m)	V_{max} (ton)	y_{max} (m)	Status		
					Terhadap M_{cr}	Terhadap V_{cr}	Terhadap y izin
Sudut	200 × 200	18,24	24,03	0,32	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	350 × 350	23,57	23,42	0,044	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	500 × 500	28,87	25,75	0,013	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
Tepi	200 × 200	18,24	24,03	0,32	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	350 × 350	23,57	23,42	0,044	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	500 × 500	28,87	25,75	0,013	TIDAK OK	OK	TIDAK OK

Tabel 18. Hasil dan status gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum tiang pancang setelah jumlah tiang ditambahkan (lanjutan)

Posisi Kolom	Dimensi (mm)	M_{max} (ton m)	V_{max} (ton)	y_{max} (m)	Status		
					Terhadap M_{cr}	Terhadap V_{cr}	Terhadap y izin
Tengah	200 × 200	18,24	24,03	0,32	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	350 × 350	23,57	23,42	0,044	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	500 × 500	28,87	25,75	0,013	TIDAK OK	OK	TIDAK OK

Tabel 19. Hasil dan status gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum tiang bor setelah jumlah tiang ditambahkan

Posisi Kolom	Diameter (mm)	M_{max} (ton m)	V_{max} (ton)	y_{max} (m)	Status		
					Terhadap M_{cr}	Terhadap V_{cr}	Terhadap y izin
Sudut	300	27,33	31,32	0,19	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	600	30,02	27,35	0,014	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	1000	59,70	56,65	0,011	TIDAK OK	OK	OK
Tepi	300	27,33	31,32	0,19	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	600	30,02	27,35	0,014	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	1000	59,70	56,65	0,01	TIDAK OK	OK	OK
Tengah	300	27,33	31,32	0,19	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK
	600	30,02	27,35	0,014	TIDAK OK	OK	TIDAK OK
	1000	59,61	56,65	0,009	TIDAK OK	OK	OK

Selain penambahan jumlah tiang, akan dicoba dimensi tiang yang diperbesar untuk tiang bor agar dapat memenuhi persyaratan kapasitas momen yang masih belum terpenuhi dengan menggunakan diameter 1200 mm dan 1500 mm. Kapasitas tiang bor diameter 1200 mm dan 1500 mm ditunjukkan dalam Tabel 20. Hasil gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum untuk diameter-diameter tersebut beserta dengan statusnya terhadap kapasitas dan perpindahan izin tiang ditunjukkan dalam Tabel 21.

Tabel 20. Kapasitas momen dan geser retak tiang bor diameter 1200 mm dan 1500 mm

Diameter (mm)	M_{cr} (ton m)	V_{cr} (ton)
1200	53,63	268,14
1500	104,74	418,96

Tabel 21. Hasil dan status gaya dalam dan perpindahan lateral maksimum tiang bor dimensi baru

Posisi Kolom	Diameter (mm)	M_{max} (ton m)	V_{max} (ton)	y_{max} (m)	Status		
					Terhadap M_{cr}	Terhadap V_{cr}	Terhadap y izin
Sudut	1200	66,81	69,22	0,009	TIDAK OK	OK	OK
	1500	118,05	91,69	0,01	TIDAK OK	OK	OK
Tepi	1200	66,76	69,23	0,009	TIDAK OK	OK	OK
	1500	118,10	91,73	0,01	TIDAK OK	OK	OK
Tengah	1200	66,64	69,26	0,009	TIDAK OK	OK	OK
	1500	118,17	91,80	0,01	TIDAK OK	OK	OK

Berdasarkan hasil di atas, dapat disimpulkan bahwa kapasitas momen retak masih belum terpenuhi. Dengan demikian, tidak terdapat penampang fondasi tiang yang optimum.

4. KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

Berdasarkan hasil dari penelitian ini, dapat dirumuskan beberapa kesimpulan antara lain sebagai berikut:

- Pada saat terjadi likuifaksi, baik dari tiang pancang maupun bor untuk semua posisi kolom bangunan mengalami kegagalan daya dukung aksial yang disebabkan oleh kehilangan tahanan selimut pada tanah yang terlikuifaksi di sekitar tiang.

- Tanah pasir padat yang tidak terlikuifaksi pada kedalaman 4 – 11 m memiliki sudut geser dalam yang cukup besar dan berakibat pada besarnya tekanan lateral tanah pasif pada lapisan tersebut terhadap fondasi tiang.
- Pada saat terjadi likuifaksi, lapisan tanah lanau pada kedalaman 13 – 14 m memiliki tekanan lateral pasif yang besar dibandingkan dengan pada saat sebelum terjadi likuifaksi. Hal ini disebabkan oleh peningkatan tegangan air pori pada lapisan tanah sebelumnya di mana lapisan tersebut terlikuifaksi (kedalaman 11-13 m) yang berakibat pada tegangan air pori di lapisan tanah lanau juga ikut meningkat. Berdasarkan persamaan dari metode Rankine, tekanan lateral dari air pori berkontribusi terhadap besarnya tekanan lateral pasif jika lapisan tanah tersebut berada di bawah muka air tanah.
- Semua penampang yang diuji di dalam penelitian ini mengalami kegagalan momen. Hal ini disebabkan oleh pengaruh dari panjangnya tiang yang masuk ke dalam tanah yang berakibat pada besarnya momen lentur tiang yang dihasilkan.
- Pada saat dilakukan penambahan jumlah tiang, momen lentur maksimum akan semakin kecil hingga mencapai batas tertentu di mana tidak dapat berubah lagi. Akan tetapi, kapasitas momen tetap tidak terpenuhi karena momen lentur yang dihasilkan dari tekanan lateral di sepanjang tiang memiliki pengaruh yang besar.

Saran

Adapun beberapa saran yang dapat dirumuskan untuk penelitian ini antara lain sebagai berikut:

- Diperlukan data laboratorium yang lebih lengkap untuk dapat memperoleh hasil parameter tanah yang lebih akurat.
- Pengaruh penurunan akibat likuifaksi sebaiknya juga diperhitungkan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. (2017). *Persyaratan Perancangan Geoteknik* (SNI 8460:2017). <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan* (SNI 2847:2019). <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung* (SNI 1726:2019). <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>.
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177.
- Bray, J. D., Sancio, R. B., Riemer, M., & Durgunoglu, H. T. (2004b). Liquefaction Susceptibility of Fine-grained Soils. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* (pp. 655-662). Stallion Press.
- Coyle, H. M., & Castello, R. R. (1981). New Design Correlations for Piles in Sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(7), 965-986.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Japan Road Association. (1996). *Design Specifications of Highway Bridges, Part V Seismic Design*.
- Kulhawy, F. H. (1991). Drilled Shaft Foundations. in H. Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook* (pp. 537-552). New York.
- Meyerhof, G. G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(3), 197-228.
- Reese, L. C., & Wright, S. J. (1977). *Drilled Shaft Design and Construction Manual*. U.S. Department of Transportation.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, 97(9), 1249-1273.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., . . . Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*. Keynote Presentation.
- USGS. (t.thn.). *Search Earthquake Catalog*. Dipetik 6 Maret, 2022, dari USGS: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>
- Wijaya Karya Beton. (2017). *PC PILES* [Brosur]. Wijaya Karya Beton.
- Youd, T. L., Hansen, C. M., & Bartlett, S. F. (2002). Revised Multilinear Regression Equations for Prediction of Lateral Spread Displacement. *Journal of Geotechnical and Geomechanical Engineering*, 128(12), 1007-1017.

