

**LAPORAN
PENELITIAN DOSEN**



**STUDI DAYA DUKUNG PONDASI BORED PILE PADA TANAH
PASIR JENUH AKIBAT LIQUEFAKSI DI PALU SULAWESI TENGAH**

Tim Peneliti

Ketua : Ir. Idrus M. Alatas M.Sc

NIDN : 0316016101

Anggota : Pendi Suparman

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL
2015**

PENGESAHAN LAPORAN PENELITIAN

- 1 Judul Penelitian : Studi Daya Dukung Pondasi Bored Pile Pada Tanah Pasir Jenuh Akibat Liquefaksi di Palu Sulawesi Tengah
- 2 Ketua Peneliti :
- a. Nama Lengkap : Ir. Idrus M. Alatas M.Sc
- b. Jenis Kelamin : Laki-laki
- c. NIP : 11860032
- d. Disiplin ilmu : Geoteknik (Teknik Sipil)
- e. Pangkat/Golongan : Lektor /III d
- f. Jabatan : Dosen
- g. Fakultas/Prodi : Teknik Sipil dan Perencanaan / Teknik Sipil
- h. Alamat : Jl. Moh. Kahfi II, Srengseng Sawah Jak-Sel.
- i. Telpon/Faks/E-mail : 0218410387/hb_idrus@yahoo.com
- 3 Anggota Peneliti : Pendi Suparman
- 4 Lokasi Penelitian : Hambalang, Jawa Barat dan Lab. Mektan ISTN Jakarta
- 5 Jumlah biaya : 15.000.000

Jakarta, Juli 2015

**Mengetahui,
Ketua Program Studi
Teknik Sipil**



Ir. Marsiano, MT

Ketua Peneliti



Ir. Idrus M. Alatas M.Sc

**Menyetujui,
Ketua LP2M – ISTN**



DR. Ir. Syamsul Elyumin MSc

ABSTRAK

Pada tanah pasir jenuh air saat terjadi gempa kemungkinan akan mengalami likuifaksi. Likuifaksi adalah kehilangan kuat geser tanah karena terjadinya perubahan *properties* tanah dari kondisi padat menjadi cair. Tujuan penelitian adalah mengetahui potensi likuifaksi akibat gempa dengan kekuatan 6.00, 7.50 dan 8.25 skala richter dan akibatnya terhadap penurunan kapasitas daya dukung pondasi *bored pile*.

Penelitian dilakukan pada proyek gedung Plaza Galara Mall Palu, Sulawesi Tengah. Analisis pada penelitian dilakukan dengan menggunakan data N-SPT yang merupakan hasil dari penelitian yang dilakukan oleh PD. Laboratorium Teknik Sipil Geoinves (*Structure & Soil Mechanics Laboratory*).

Dari hasil analisis, sesaat setelah terjadinya likuifaksi gedung Plaza Galara Mall Palu dalam kondisi aman (*safe*) karena penurunan *safety factor* tidak lebih besar dari 50%. Berdasarkan perhitungan daya dukung pondasi sesaat setelah kekuatan gempa paling besar (8,25 skala *richter*) mengalami penurunan sebesar 20,92% (20 meter), 16,86% (24 meter) dan 12,28% (28 meter). Semakin dalam pondasi, semakin kecil penurunan daya dukung.

Kata kunci : likuifaksi, daya dukung, *safety factor*, gempa bumi

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas kasih dan karunianya penulis dapat menyelesaikan Penelitian ini. Penelitian dengan judul **“STUDI DAYA DUKUNG PONDASI BORED PILE PADA TANAH PASIR JENUH AKIBAT LIQUEFAKSI DI PALU SULAWESI TENGAH”** ini adalah sebagai kewajiban staf akademik untuk melakukan salah satu dari Tri Dharma Perguruan Tinggi yaitu penelitian. Selama dalam penyusunan penelitian ini banyak pihak yang membantu memberikan bimbingan, saran, dorongan dan semangat dalam menyelesaikan penelitian ini. Pada kesempatan ini penulis ingin menyampaikan terima kasih dan penghargaan atas segala bantuannya.

Disadari bahwa dalam laporan Penelitian ini masih terdapat banyak kekurangan baik berupa materi maupun penyajian. Maka penulis dengan senang hati menerima setiap kritik dan saran yang disampaikan sebagai bahan perbaikan untuk karya selanjutnya. Namun demikian penulis berharap laporan Penelitian ini dapat berguna tidak hanya bagi penulis sendiri namun juga bagi pembaca.

Jakarta, Agustus 2014

Penulis

Ir. Idrus M. Alatas M.Sc

Pendi. S ST

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	ii
ABSTRAK.....	iii
KATA PENGANTAR.....	iv
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR.....	ix
DAFTAR TABEL.....	xii
BAB. I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Tujuan Penelitian	2
1.3. Batasan Masalah.....	2
1.4. Metodologi Penulisan.....	3
1.5. Hipotesis Penelitian.....	3
1.6. Sistematika Pembahasan.....	5
BAB. II LANDASAN TEORI.....	6
2.1. Tegangan Efektif.....	6
2.2. Kuat Geser Tanah.....	7
2.2.1. Keruntuhan Mohr-Coulomb.....	8
2.2.2. Kuat Geser <i>Drained</i>	9
2.2.3. Kuat Geser <i>Undrained</i>	10
2.3. Pengujian Triaksial.....	10
2.3.1. Consolidated Drain.....	11
2.3.2. Consolidated Undrained.....	11
2.3.3. Unconsolidated Undrained.....	12
2.4. Keruntuhan (<i>Collapse</i>).....	13
2.5. Daya Dukung Pondasi Dalam.....	15
2.5.1. Daya Dukung Tiang Tunggal.....	15
2.5.2. Daya Dukung Tiang Tunggal Atas Dasar Parameter N-SPT.....	16
2.5.3. Daya Dukung Tiang Grup.....	17

2.6.	Konsep Angka Keamanan.....	19
2.7.	Likuifaksi.....	20
2.7.1.	Kriteria Terjadinya Likuifaksi.....	24
2.7.2.	Faktor – Faktor yang Mempengaruhi Karakteristik Likuifaksi.....	26
2.7.3.	Evaluasi Potensi Likuifaksi.....	32
2.7.4.	Analisa Likuifaksi Menggunakan Data <i>Standard Penetration Test</i>	36
2.8.	Efek Likuifaksi Pada Daya Dukung Pondasi Dalam.....	41
 BAB. III STUDI KASUS PADA PLAZA GALARA MALL PALU.....		44
3.1.	Pengambilan Data Dilapangan (<i>Site Investigation</i>).....	44
3.1.1.	Bor Dalam (<i>Deep Boring</i>).....	45
3.1.2.	Contoh Tanah Tak Terganggu / Asli (<i>undisturbed Sampling</i>).....	48
3.1.3.	<i>Standard Penetration Test</i> (SPT).....	48
3.2.	Penelitian Dilaboratorium.....	48
3.3.	Kondisi Lapisan Tanah.....	51
3.4.	Seismicity.....	53
3.5.	Profil Tanah Berdasarkan UBC 1997.....	55
3.6.	Layout Gedung.....	56
3.6.1.	<i>Basemant</i>	56
3.6.2.	Lantai <i>Ground</i>	58
3.6.3.	Potongan struktur.....	59
3.7.	Rencana Pembebanan.....	59
 BAB. IV ANALISIS DAYA DUKUNG PONDASI DAN LIKUIFAKSI.....		62
4.1.	Daya Dukung Tiang Tunggal.....	62
4.2.	Daya Dukung Tiang Grup.....	65
4.3.	Analisa Potensi Likuifaksi.....	70
4.4.	Daya Dukung Pondasi Sesaat Setelah Likuifaksi.....	80
4.5.	Analisa dan Pembahasan.....	94

BAB. V KESIMPULAN.....	95
5.1. Kesimpulan.....	95
5.2. Saran.....	95
Daftar Pustaka.....	97
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

- Gambar 1.1. *Flowchart* penelitian laporan tugas akhir
- Gambar 2.1. Skema tegangan efektif
- Gambar 2.2. Hubungan antara tegangan normal dengan sudut geser dan kohesi
- Gambar 2.3. Diagram Mohr
- Gambar 2.4. Garis keruntuhan tanah pada pengujian triaksial CD
- Gambar 2.5. Garis keruntuhan tanah pada pengujian triaksial CU
- Gambar 2.6. Garis keruntuhan tanah pada pengujian triaksial UU
- Gambar 2.7. Pola keruntuhan pondasi tiang tunggal
- Gambar 2.8. Pola keruntuhan pondasi dua tiang
- Gambar 2.9. Pola keruntuhan pondasi kelompok tiang
- Gambar 2.10. Gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang
- Gambar 2.11. Nilai N-SPT untuk *design* tahanan ujung pada tanah pasir
- Gambar 2.12. Ilustrasi kelompok tiang
- Gambar 2.13. Skema penentuan angka keamanan pada pondasi *bored pile*
- Gambar 2.14. Bangunan yang miring/roboh akibat likuifaksi
- Gambar 2.15. Proses terjadinya likuifaksi
- Gambar 2.16. Semburan lumpur saat terjadinya gempa/terjadinya likuifaksi
- Gambar 2.17. Potongan dari angka pori awal dan perubahan volume pada konstan pada σ_3 pasir Fort Peck yang dicuci dalam uji tekan triaksial dalam keadaan padat dan lepas
- Gambar 2.18. Gambaran untuk *typical triaxial compression tests* pada *Fort peck* pasir padat $e_0 = 0.650$, pasir lepas $e_0 = 0.834$,
 $\sigma_3 = 30 \text{ lb/in}^2$
- Gambar 2.19. Metode evaluasi potensi likuifaksi (*After Seed and Idris, 1967, 1971*)
- Gambar 2.20. Kisaran nilai r_d untuk lapisan tanah yang berbeda dalam analisis likuifaksi (*After Seed and Idris 1971*)
- Gambar 2.21. Sejarah waktu tegangan geser selama gempa untuk analisis likuifaksi (*After Seed and Idris 1971*)

- Gambar 2.22. Hubungan antara τ_h/σ'_0 dan nomor putaran yang menyebabkan tingkat regangan yang berbeda
- Gambar 2.23. Hubungan antara rasio tegangan penyebab likuifaksi dilapangan dan perlawanan penetrasi pasir.
- Gambar 2.24. *Comparison of field liquefaction correlation of seed with correlation based on Chinese liquefaction creteria (Seed, 1979)*
- Gambar 2.25. Hubungan antara perilaku likuifaksi pada pasir untuk kondisi tanah bertingkat dan resistansi penetrasi yang dilengkapi dengan data dari *test* dalam skala besar (*After Seed, 1979*)
- Gambar 2.26. Gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang dalam kondisi normal (*non likuified*)
- Gambar 2.27. Gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang dalam kondisi likuifaksi (*likuified*)
- Gambar 3.1. *Layout bore hole* pada Plaza Galara Mall
- Gambar 3.2. Boring log B-1
- Gambar 3.3. Boring log B-2
- Gambar 3.4. *Geologi profile* dari B-1 ke B-2
- Gambar 3.5. Peta wilayah gempa Indonesia perode ulang 500 tahun, tahun 2002
- Gambar 3.6. Peta wilayah gempa Indonesia sesuai dengan SNI tahun 2012 dengan respon spektra 0,2 detik
- Gambar 3.7. Peta wilayah gempa Indonesia sesuai dengan SNI tahun 2012 dengan respon spektra 1 detik
- Gambar 3.8. *Soil Profil Base on The UBC 1997*
- Gambar 3.9. Fasad Plaza Galara Mall Palu
- Gambar 3.10. Denah *Basemant*
- Gambar 3.11. Denah Lantai *ground*
- Gambar 3.12. Potongan bangunan Plaza Galara Mall
- Gambar 3.13 Denah pembebanan Plaza Galara Mall
- Gambar 4.1. Grafik hubungan antara kapasitas tiang tunggal dan kedalaman *bored pile*
- Gambar 4.2. Tipe pondasi / jumlah tiang dalam group
- Gambar 4.3. Grafik hubungan antara P_{all} dan jumlah pile dalam grup

- Gambar 4.4. Grafik hubungan antara kedalaman dan kebutuhan material *bored pile*
- Gambar 4.5. Hubungan antara perilaku likuifaksi pada pasir untuk kondisi tanah bertingkat dan resistansi penetrasi yang dilengkapi dengan data dari *test* dalam skala besar (After Seed, 1979)
- Gambar 4.6. Kisaran nilai r_{α} untuk lapisan tanah yang berbeda dalam analisis likuifaksi (After Seed and Idris 1971)
- Gambar 4.7. Grafik potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2002
- Gambar 4.8. Grafik perbandingan antara $P_{\alpha II}$ dan jumlah pile dalam grup pada kondisi normal dan kondisi *liquified* (6 skala richter)
- Gambar 4.9. Grafik perbandingan antara $P_{\alpha II}$ dan jumlah pile dalam grup pada kondisi normal dan kondisi *liquified* (7,5 skala richter)
- Gambar 4.10. Grafik perbandingan antara $P_{\alpha II}$ dan jumlah pile dalam grup pada kondisi normal dan kondisi *liquified* (8,25 skala richter)
- Gambar 4.11. Denah kolom gedung Plaza Galara Mall Palu
- Gambar 4.12. Grafik hubungan antara kedalaman pondasi dengan *safety factor* pada seluruh pile grup pada kondisi tanpa gempa dan gempa 6 skala richter
- Gambar 4.13. Grafik hubungan antara kedalaman pondasi dengan *safety factor* pada seluruh pile grup pada kondisi tanpa gempa dan gempa 7,5 dan 8,25 skala richter

DAFTAR TABEL

- Tabel 2.1. Rumus daya dukung pondasi dalam
- Tabel 2.2. Angka kewanan minimum untuk lereng tanpa gempa (konsensus
TPKB DKI-Jakarta, 1999; Djayapura, 1999)
- Tabel 2.3. Angka keamanan minimum dari beberapa institusi internasional
- Tabel 2.4. Siklus tegangan
- Tabel 2.5. Data dari skala besar uji geser sederhana pada lapisan pasir baru
- Tabel 3.1. Uji *Depth Booring* sebanyak 2 (dua) titik
- Tabel 3.2. Jenis dan Jumlah Pengujian di Laboratorium
- Tabel 3.3. *Summary of Soil Investigation*
- Tabel 3.4. Percepatan batuan dasar akibat gempa bumi
- Tabel 3.5. Rencana pembebanan Plaza Galara Mall
- Tabel 4.1. Daya dukung pondasi yang diijinkan dari masing – masing jumlah
kelompok tiang
- Tabel 4.2. Tabel perhitungan panjang tiang untuk masing – masing pondasi
- Tabel 4.3. Ilustrasi perhitungan *effective stress vertical*
- Tabel 4.4. Perhitungan tegangan geser
- Tabel 4.5. Perhitungan potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2002
- Tabel 4.6. Perhitungan potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2012 dengan
respon spektrum 0,2 detik
- Tabel 4.7. Perhitungan potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2012 dengan
respon spektrum 1 detik
- Tabel 4.8. Daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup sesaat
setelah likuifaksi pada gempa 6 skala *richter*
- Tabel 4.9. Daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup sesaat
setelah likuifaksi pada gempa 7,5 skala *richter*
- Tabel 4.10. Daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup sesaat
setelah likuifaksi pada gempa 8,25 skala *richter*
- Tabel 4.11a. Perhitungan P_{ull} group dan *safety factor* sesaat setelah likuifaksi
- Tabel 4.11b. Perhitungan P_{ull} group dan *safety factor* sesaat setelah likuifaksi

BAB. I

PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG

Gempa bumi adalah salah satu fenomena alam yang tidak dapat diprediksi kapan ia akan terjadi yang saat ini sering terjadi di berbagai wilayah di Indonesia. Gempa bumi itu sendiri adalah getaran pada permukaan bumi yang diakibatkan oleh adanya gesekan pada dua lempeng di lapisan bumi. Pada lapisan litosfer bumi terdiri lempeng – lempeng tektonik yang kaku dan terapung diatas batuan yang relatif tidak kaku. Daerah pertemuan dua lempeng atau lebih kita sebut sebagai plate margin atau batas lempeng, disebut juga sesar. Gempa dapat terjadi dimana pun di bumi ini, tetapi umumnya gempa terjadi disekitar batas lempeng dan banyak didapat sesar aktif disekitar batas lempeng. Titik tertentu disepanjang sesar tempat dimulainya gempa di sebut *fokus* atau *hyposenter* dan titik dipermukaan bumi yang tepat diatasnya disebut *episenter*.

Pada gempa dengan kekuatan besar (> 5 skala richter) dapat menimbulkan kerusakan pada permukaan bumi serta benda – benda yang berada diatasnya termasuk bangunan gedung. Gempa juga mengakibatkan terjadinya penurunan daya dukung tanah, karena pada saat gempa dengan kekuatan besar terjadi akan merubah *properties* tanah dari keadaan padat menjadi keadaan cair sehingga tekanan air pori meningkat mendekati atau melampaui tegangan vertikal, kondisi ini disebut *likuifaksi*. Likuifaksi biasanya terjadi pada tanah pasir jenuh air, pada tanah lempung kecil kemungkinan terjadi likuifaksi dikarenakan pada tanah lempung air sulit mengalir. Dalam kondisi seperti ini sangat berpengaruh pada daya dukung tanah disekitar daerah liquafaksi yang berakibat fatal pada daya dukung pondasi sehingga akan mengakibatkan bangunan diatasnya miring bahkan amblas.

Untuk menghindari hal ini terjadi maka pada proyek Plaza Galara Mall Palu, Palu, Sulawesi Tengah dilakukan analisis potensi liquefaksi dalam keadaan gempa 6.00, 7.50 dan 8.25 Skala Richter.

1.2. TUJUAN PENELITIAN

Maksud penelitian ini adalah untuk melakukan suatu analisa likufaksi pada tanah pasir jenuh dengan data N-SPT dengan studi kasus pada proyek Plaza Galara Mall Palu, Sulawesi Tengah.

Tujuan yang ingin di capai dari penulisan penelitian ini adalah mengetahui potensi likuifaksi pada pasir jenuh akibat gempa dengan 6.00, 7.50 dan 8.25 skala richter dan akibatnya terhadap penurunan kapasitas daya dukung pondasi *bored pile*.

1.3. BATASAN MASALAH

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini ada batasan-batasan yang ditentukan dalam pembahasannya karena keterbatasan waktu dan kemampuan penyusun. Batasan-batasan tersebut adalah:

1. Studi ini dilakukan di kota palu, khususnya pada proyek Plaza Galara Mall Palu, Sulawesi Tengah.
2. Pada saat penulisan tugas akhir ini proyek sedang berlangsung.
3. Potensi likuifaksi yang di analisis hanya menggunakan data N-SPT.
4. Analisis potensi likuifaksi dibatasi pada gempa 6.00, 7.50 dan 8.25 skala *richter*.
5. Perhitungan *bored pile* dibatasi pada diameter 80 cm dengan variasi kedalaman 20 m, 24 m dan 28 m.
6. Reaksi pembebanan yang dipakai untuk perhitungan hanya menggunakan beban aksial.
7. Peraturan gempa yang dipakai dalam analisis adalah SNI 03-1723-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung).
8. Daerah yang tidak terendam air (kedalaman 0 s/d 9 meter) tidak dihitung sebagai daerah yang *liquified*. Dan tetap dianggap memiliki gaya geser yang sama pada saat kondisi *hydro static*.

1.4. METODOLOGI PENULISAN

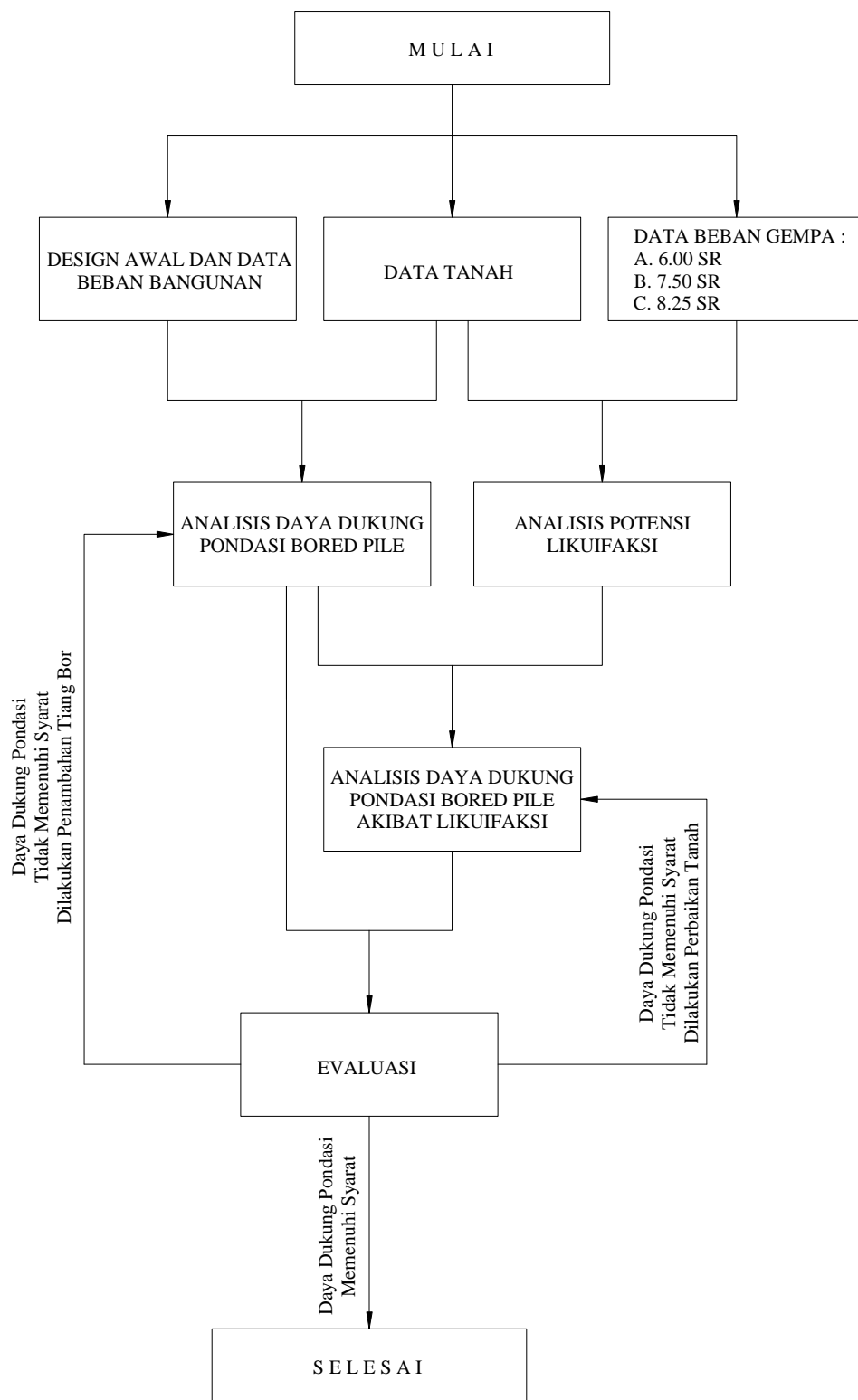
Tugas Akhir ini bersifat analisa yang dilakukan berdasar hasil laporan penyelidikan tanah dilapangan dan data perhitungan struktur untuk menentukan reaksi tumpuan yang dilakukan oleh konsultan penyelidikan tanah dan konsultan struktur.

Metodologi penulisan yang dipergunakan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- Studi literatur untuk mencari dan melengkapi teori penunjang serta pada pembahasan.
- Analisis potensi likuifaksi dilakukan berdasarkan *final report* penyelidikan tanah yang dilakukan oleh PD. Laboratorium Teknik Sipil Geoinves (*Structure & Soil Mechanics Laboratory*) Jakarta, pada proyek Plaza Galara Mall Palu, Sulawesi Tengah.
- Analisa perhitungan dilakukan untuk mencari dan mengetahui potensi likuifaksi serta penentuan design pondasi bored pile akibat likuifaksi.

1.5. HIPOTESIS PENELITIAN

Pada kondisi tanah pasir jenuh jika terjadi gempa maka akan terjadi likuifaksi. Likuifaksi adalah kehilangan kuat geser tanah karena terjadinya perubahan *properties* tanah dari kondisi padat menjadi cair, besarnya likuifaksi tergantung pada kepadatan tanah dan besarnya kekuatan gempa. Likuifaksi akan mengakibatkan turunnya daya dukung pondasi dan akan berakibat fatal apabila tidak dicermati.



Gambar 1.1. *Flowchart* Penelitian Laporan Tugas Akhir

1.6. SISTEMATIKA PEMBAHASAN

Bahasan-bahasan yang akan diuraikan lebih lanjut dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Bab I Pendahuluan, berisi uraian mengenai :

- Latar belakang
- Maksud dan tujuan
- Batasan masalah
- Metode penulisan
- Sistematika penulisan

Bab II Landasan Teori, menjelaskan tentang teori :

- Daya dukung pondasi bored pile
- Likuifaksi.

Bab III Data Tanah, berisi data-data yang dipakai untuk melakukan analisis, yaitu data – data mengenai :

- Kondisi tanah pada proyek yang di tinjau, berdasarkan *final report* penyelidikan tanah yang dilakukan oleh GEOINVES (*Structure & Soil Mechanics Laboratory*) pada proyek Plaza Galara Mall Palu, Sulawesi Tengah
- Layout gedung Plaza Galara Mall
- Beban rencana dari bangunan yang akan didirikan

Bab IV Analisa, berisi perhitungan mengenai :

- Daya dukung pondasi *bored pile*
- Analisis potensi likuifaksi
- Daya dukung pondasi *bored pile* akibat likuifaksi

Bab V Penutup, berisi kesimpulan dan saran. Pada bab ini disimpulkan mengenai potensi likuifaksi akibat gempa 6.00, 7.50 dan 8.25 skala richter dan akibatnya terhadap penurunan daya dukung pondasi bored pile.

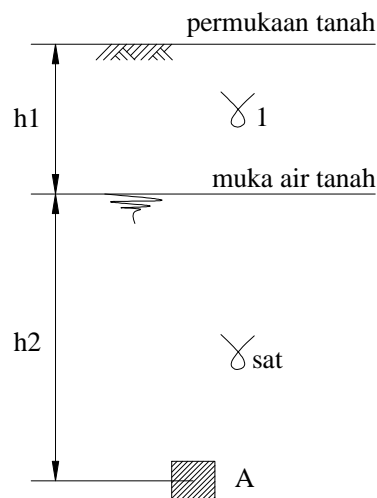
BAB. II

LANDASAN TEORI

Suatu perencanaan pondasi dikatakan aman apabila beban yang diteruskan oleh pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah itu sendiri. Apabila kekuatan tanah tersebut dilampaui, maka akan terjadi keruntuhan (*collapse*) dan penurunan (*settlement*) pada pondasi. Dimana dari kedua hal tersebut dapat menyebabkan kerusakan konstruksi yang berada diatas pondasi. Oleh sebab itu dalam perencanaan pondasi harus diperhitungkan daya dukung tanahnya, sesuai dengan berat pondasi yang direncanakan.

2.1. TEGANGAN EFEKTIF

Analisis geoteknik tidak akan menghasilkan solusi yang tepat apabila ilmu mekanika tanah tidak dikuasai dengan baik. Salah satu ilmu mekanika tanah yang cukup penting adalah tegangan efektif. Tegangan efektif adalah tegangan yang mampu dipikul oleh butir – butir tanah. Tegangan efektif pada tanah terjadi apabila tanah sebagian atau keseluruhan tergenang air. Pada kondisi seperti ini maka berat isi tanah akan dibedakan menjadi dua yaitu γ untuk tanah yang tidak terendam air, sedangkan untuk tanah yang terendam air digunakan γ_{sat} (jenuh air). Adapun persamaan tegangan efektif yaitu :



Gambar 2.1 Skema tegangan efektif

$$\sigma_{eff} = \sigma_{tot} - u \dots \dots \dots (2.1)$$

$$\sigma_{tot} = \gamma h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)h_2 \dots \dots \dots (2.2)$$

$$u = \gamma_w h_2 \dots \dots \dots (2.3)$$

Dimana :

- σ_{eff} : Tegangan efektif (t/m³)
- σ_{tot} : Tegangan total (t/m³)
- u : Tekanan air pori (t/m³)
- γ : Berat isi tanah (t/m³)
- γ_{sat} : Berat isi tanah jenuh / terendam (t/m³)
- γ_w : Berat isi air (t/m³)
- h : Tinggi / kedalaman (m¹)

Tegangan total merupakan jumlah seluruh beban yang bekerja pada tanah termasuk genangan air dalam pori tanah. Karena tegangan total merupakan fungsi dari kedalaman dan berat jenis tanah (γ). Maka semakin dalam kedalam suatu lapisan tanah, maka tegangan total juga semakin besar. Adapun berat jenis tanah tergantung pada parameter *void ratio*, *specify gravity* dan kejenuhan tanah.

2.2. KUAT GESER TANAH

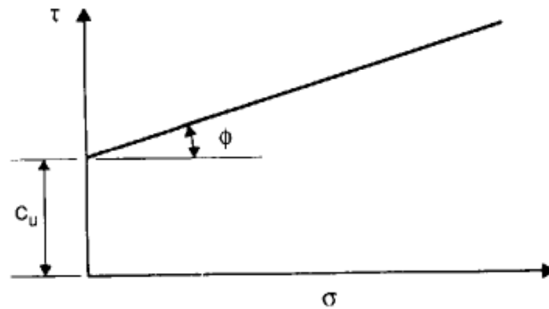
Kekuatan tanah dalam menahan beban agar tidak runtuh tergantung dari kuat geser yang dimiliki oleh tanah tersebut. Parameter kuat geser tanah ada dua yaitu ikatan kohesi (C) dan sudut geser butir tanah (φ)¹. Ikatan kohesi dimiliki oleh tanah kohesif seperti lempung (*clay*), sedangkan sudut geser butir tanah dimiliki oleh tanah *granular* seperti pasir.

Pada kenyataannya, dilapangan jarang ditemui tanah yang benar – benar murni berjenis lempung (*clay*) atau pasir. Tanah yang biasa ditemui dilapangan biasanya berupa tanah campuran antara lempung dan pasir sehingga nilai C dan φ dimiliki oleh tanah tersebut.

¹ Braja M Das, Mekanika Tanah jilid 2, Thn 1995, hal 1.

2.2.1. Keruntuhan Mohr-Coulomb

Kuat geser tanah ditentukan oleh parameter kohesi dan sudut geser tanah. Nilai sudut geser tanah pada suatu tanah tidak pernah konstan tetapi selalu bervariasi sesuai dengan tegangan normal yang diterima bidang geser tanah. Makin besar tegangan normal yang bekerja pada bidang geser tanah maka semakin besar pula nilai sudut geser tanah tersebut. Tegangan normal tidak mempengaruhi nilai kohesi tanah. Gambar dibawah menunjukkan keterkaitan antara tegangan normal dengan sudut geser dan kohesi tanah.



Gambar 2.2 Hubungan antara tegangan normal dengan sudut geser dan kohesi²

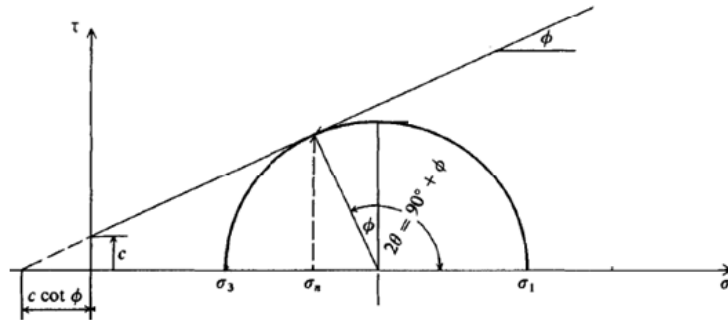
$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \dots \dots \dots (2.4)$$

Adapun akibat tegangan efektif, kuat geser tanah yaitu :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \dots \dots \dots (2.5)$$

Kuat geser tanah pun dapat ditentukan oleh tegangan mayor (σ_1) dan tegangan minor (σ_2) yang bekerja pada suatu titik ketika tanah mengalami keruntuhan. Tegangan mayor dan tegangan minor yang bekerja akan menghasilkan lingkaran Mohr yang bersinggungan dengan garis yang dihasilkan oleh persamaan 2.4.

² Braja M Das, Mekanika Tanah jilid 2, thn 1995, hal 2.



Gambar 2.3 Diagram Mohr³

Berdasarkan gambar diatas maka :

$$\tau_f = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \sin 2\theta \dots \dots \dots (2.6)$$

$$\sigma_f = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \sin 2\theta + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \cos 2\theta \dots \dots \dots (2.7)$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \dots \dots \dots (2.8)$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)}{c \cot \phi + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)} \dots \dots \dots (2.9)$$

Sehingga :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + 2c \cos 2\theta \dots \dots \dots (2.10)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.11)$$

2.2.2. Kuat Geser *Drained*

Kondisi *drain* adalah keadaan dimana air tanah telah teralirkan akibat adanya perubahan beban yang dipikul oleh tanah. Kondisi drain dikenal dengan kondisi long term. Pada kondisi ini, penambahan tegangan air pori (ΔU) akan terdisipasi menjadi tegangan efektif tanah. Kondisi *drain* berhenti ketika nilai $\Delta U = 0$.

Pada tanah lempung yang terkonsolidasi normal, kekuatan geser tak terdrainase (*undrained shear strength*) merupakan perbandingan antar kuat geser tanah terhadap tegangan efektif *overburden*, τ_f / σ'_{vo} , atau seringkali dianggap sebagai ratio c/p' . Skempton dan Henkel (1953) merumuskan bahwa rasio τ_f / σ'_{vo}

³ Braja M Das, Mekanika Tanah jilid 2, thn 1995, hal 4.

merupakan fungsi dari nilai plastisitas indeks, dimana τ_f/σ'_{vo} akan meningkat seiring dengan peningkatan nilai PI.

$$\frac{\tau_f}{\sigma_{vo}} = 0,11 + 0,0037 PI \cong 0,2 - 0,3 \dots \dots \dots (2.12)$$

Berdasarkan penelitian lebih lanjut, Mesri (1975) merumuskan bahwa nilai perbandingan antara *undrained shear strength* dengan tegangan efektif *overburden* berkisar antara 0,20 hingga 0,30 untuk semua jenis tanah lempung dengan nilai rata – rata konstan mendekati 0,22 yang independen terhadap PI.

Pembebanan pada tanah lempung akan menimbulkan kenaikan tegangan air pori dan disipasi tegangan air pori, sehingga menyebabkan tegangan efektif dan kuat geser bertambah. Untuk tanah kohesif yang terkonsolidasi normal, kenaikan kekuatan tanah adalah : $\Delta c = 0,22 \Delta \sigma$.

2.2.3. Kuat Geser *Undrained*

Kondisi *undrain* adalah keadaan dimana air tanah tidak bisa atau sulit teralirkan walaupun adanya penambahan beban. Kondisi *undrain* biasa disebut kondisi short term. Karena air tanah tidak sempat mengalir maka proses terdisipasinya penambahan tegangan air pori menjadi tegangan efektif tanah tidak terjadi.

Karena tegangan efektif tanah tidak bertambah, maka kuat geser yang digunakan untuk kondisi *undrain* adalah kuat geser tegangan total. Kuat geser tegangan total dikenal dengan nama *shear strength undrained* (S_u). *Shear strength undrained* diperoleh dari pengujian tes triaksial UU.

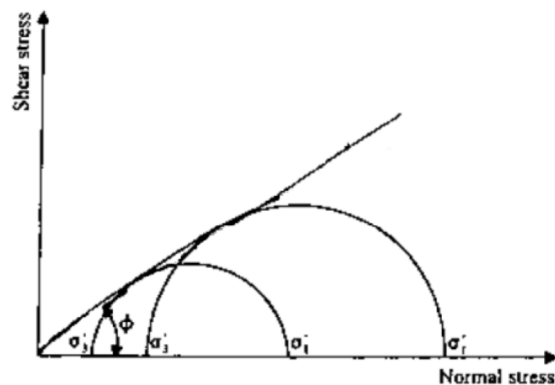
2.3. PENGUJIAN TRIAKSIAL

Pengujian triaksial dibagi menjadi dua tahap yaitu tahap kondisi *sample* dan tahap pembebanan *sample*. Pada tahap konsolidasi, *sample*

tanah dibebani oleh tegangan penyekap σ_3 hingga penambahan tegangan air pori (ΔU) bernilai nol, sedangkan pada tahap pembebanan, $\sigma_{deviator}$ diberikan tanpa menghilangkan beban σ_3 . Berdasarkan kondisi pembebanan dan aliran air tanahnya, pengujian triaksial dibagi menjadi *Consolidated Drain* (CD), *Consolidated Undrained* (CU), dan *Unconsolidated Undrained* (UU).

2.3.1. Consolidated Drain (CD)

Pada tahap konsolidasi, tegangan penyekap tanah diberikan pada tanah sample hingga terkonsolidasi seutuhnya ($\Delta U=0$)⁴. Katup aliran air harus dibuka agar air tanah dapat keluar dari sample selama proses konsolidasi. Pada tahap pembebanan, katup aliran air tetap dibuka dan selang waktu penambahan beban $\sigma_{deviator}$ harus lama agar air tanah keluar sebelum sample runtuh akibat beban. Karena selama tahap konsolidasi dan pembebanan, air tanah dibiarkan keluar dari sample maka parameter kuat geser yang diperoleh adalah parameter kuat geser efektif. Garis keruntuhan tanah harus bersinggungan dengan dua atau lebih lingkaran Mohr seperti ditunjukkan gambar dibawah ini.



Gambar 2.4 Garis keruntuhan tanah pada pengujian triaksial CD (Braja M. Das, 1985)

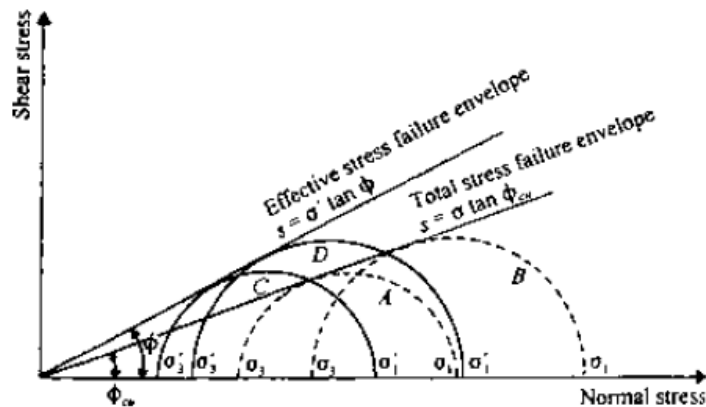
2.3.2. Consolidated Undrained (CU)

Pada tahap konsolidasi, tegangan penyekap tanah diberikan pada *sample* tanah hingga terkonsolidasi seutuhnya ($\Delta U=0$). Katup

⁴ Braja M Das, Mekanika Tanah jilid 2, thn 1995, hal 12.

aliran air harus dibuka agar air tanah dapat *sample* selama proses konsolidasi. Pada tahap pembebanan, katup aliran air tetap ditutup sehingga air tanah tidak dapat mengalir keluar. Parameter kuat geser yang diperoleh dari pengujian triaksial CU ini adalah parameter kuat geser total dan efektif.

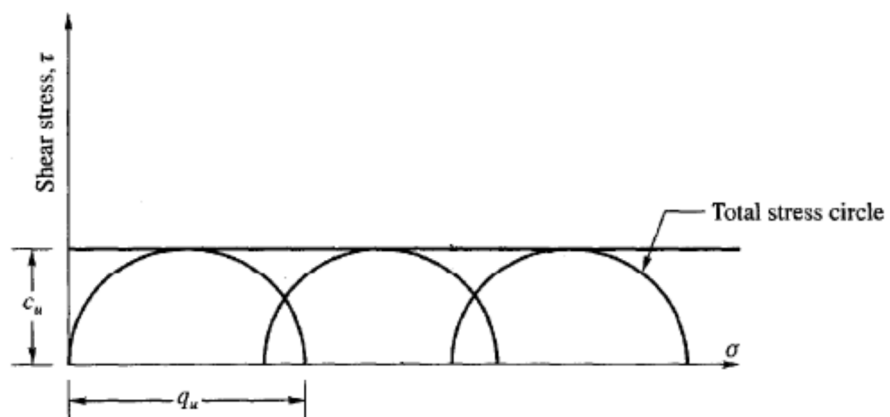
Garis keruntuhan harus bersinggungan dengan dua atau lebih lingkaran Mohr seperti ditunjukkan dalam gambar dibawah⁵.



Gambar 2.5 Garis keruntuhan tanah pada pengujian Triaksial CU

2.3.3. *Unconsolidated Undrained (UU)*

Pada tahap konsolidasi dan tahap pembebanan, katup aliran air ditutup sehingga air tidak dapat keluar. Parameter kuat geser yang diperoleh dari pengujian triaksial UU ini adalah parameter kuat geser total. Garis keruntuhan tanah harus bersinggungan dengan dua atau lebih lingkaran Mohr, seperti gambar dibawah ini.



Gambar 2.6 Garis keruntuhan tanah pada pengujian triaksial UU (abramsom, 1996).

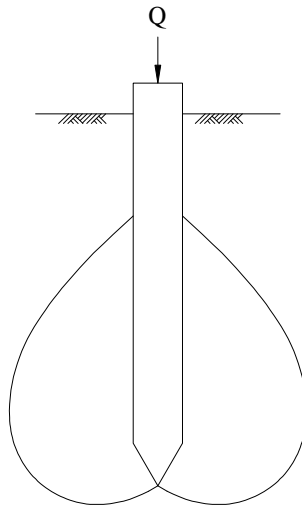
⁵ Braja M Das, Mekanika Tanah jilid 2, thn 1995, hal 20.

2.4. KERUNTUHAN (*COLLAPSE*)

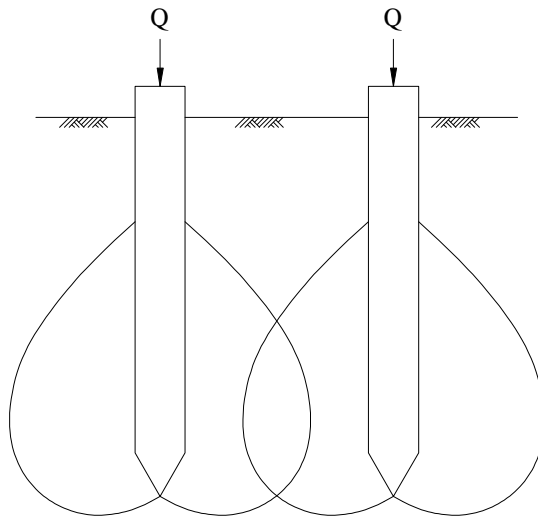
Pada hitungan pondasi tiang, kapasitas ijin tiang lebih sering didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung pertiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi mungkin sangat kecil. Sebaliknya, bila beban pertiang melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Jika tiang pancang kedalam lapisan pendukung yang relatif keras dan tidak mudah mampat, penurunan yang terjadi adalah akibat pemendekan badan tiangnya sendiri ditambah penurunan tanah yang berada dibawah dasar tiang. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang akan kurang lebih sama dengan penurunan tiang tunggal.

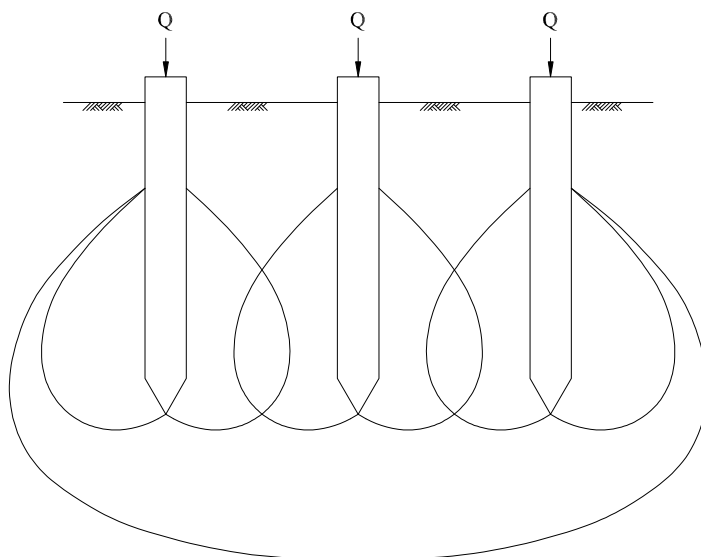
Pada tiang dukung ujung, beban struktur didukung sepenuhnya oleh lapisan tanah keras (batu) yang terletak pada dasar atau ujung bawah tiang (gambar 2.7). Beban struktur dianggap bekerja pada dasar tiang tersebut, karena itu pertimbangan harus diberikan oleh pengaruh lapisan tanah dibawahnya, jika dibawah lapisan keras tersebut terdapat lapisan tanah lunak. Distribusi tekanan menurut teori Boussinesq dibawah ujung bawah tiang. Pada gambar 2.8 ditunjukkan dua tiang dukung ujung dengan gelembung tekanan. Intensitas tekanan pondasi tiang pada bagian dalam lebih besar oleh akibat tumpang tindih (*overlapping*) tegangan dari masing – masing tiang. Jika jarak tiang diantara $3 - 3,5d$ biasanya tumpang tindihnya tegangan yang dapat menyebabkan penurunan lokal ini dapat dihindari. Penggabungan beberapa gelembung tekanan kedalam satu gelembung tekanan yang besar akibat kelompok tiang diperlihatkan dalam gambar 2.9. Gambar ini menunjukkan tekanan disebarkan ke luasan lebih bawah, sehingga harus dipertimbangkan kekuatan kelompok tiang dalam mendukung beban strukturnya.



Gambar 2.7 Pola keruntuhan pondasi tiang tunggal



Gambar 2.8 Pola keruntuhan pondasi dua tiang

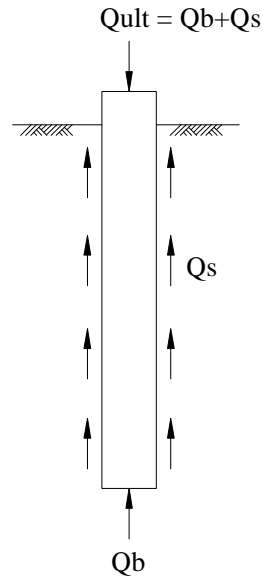


Gambar 2.9 Pola keruntuhan pondasi kelompok tiang

2.5. DAYA DUKUNG PONDASI DALAM (*DEEP FOUNDATION*)

2.5.1. Daya Dukung Tiang Tunggal

Dari hasil uji laboratorium diperoleh data parameter kekuatan geser lapisan tanah berupa γ, C dan ϕ . Data – data tersebut dapat digunakan untuk menghitung besarnya daya dukung ultimit pondasi⁶.



Gambar 2.10 Gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang

$$Q_b = A_p \cdot q_{ult} \dots \dots \dots (2.13)$$

$$Q_s = A_s \cdot F_s \dots \dots \dots (2.14)$$

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s \dots \dots \dots (2.15)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (2.16)$$

$$A_s = 2\pi r \Delta l (\alpha C) \dots \dots \dots (2.17)$$

$$F_s = 2\pi r \Delta l (k \sigma_v \tan \delta) \dots \dots \dots (2.18)$$

$$A_p = 2\pi r \dots \dots \dots (2.19)$$

$$q_{ult} = C N_c + q N_q \dots \dots \dots (2.20)$$

Keterangan :

q_{ult} : Daya dukung ijin tanah (t/m^2)

Q_{ult} : Daya dukung tanah total (ton)

⁶ Ir. Idrus Muhammad M.Sc, Daya Dukung Fondasi Dalam Tiang Pancang dan Tiang Bor, hal 7.

- Qall : Daya dukung ijin pondasi (t/m²)
- Qb : Tahanan dasar (ton)
- Qs : Tahanan selimut tiang (m²)
- SF : Safety Factor (Faktor keamanan)
- Wp : Berat sendiri tiang (ton)
- Ap : Luas penampang tiang (m²)
- As : Hasil kali luas keliling tiang (m²)
- Fs : Nilai rata – rata tahanan geser ultimit tiap satuan luas
- C : Cohesion (kohesi)
- α : Sudut geser dalam
- Nc, Nq : Faktor daya dukung
- Δl : Panjang lapisan tanah (m¹)

2.5.2. Daya Dukung Tiang Tunggal Atas Dasar Parameter N-SPT

Menghitung daya dukung pondasi dalam dapat juga dilakukan dengan menggunakan parameter N-SPT dari hasil uji Standard Penetration Test yang dilakukan dilapangan. Berikut adalah formula perhitungan dengan menggunakan data N-SPT dari Reese and Wright⁷ :

$$Qult = 7 Nb. Ap + 0,32 N As \quad (Nb < 60).....(2.21)$$

$$Qult = 400 Ap + \{0,024 (N-53)+17,2\}As \quad (Nb > 60).....(2.22)$$

$$Ap = \pi r^2 \dots\dots\dots (2.23)$$

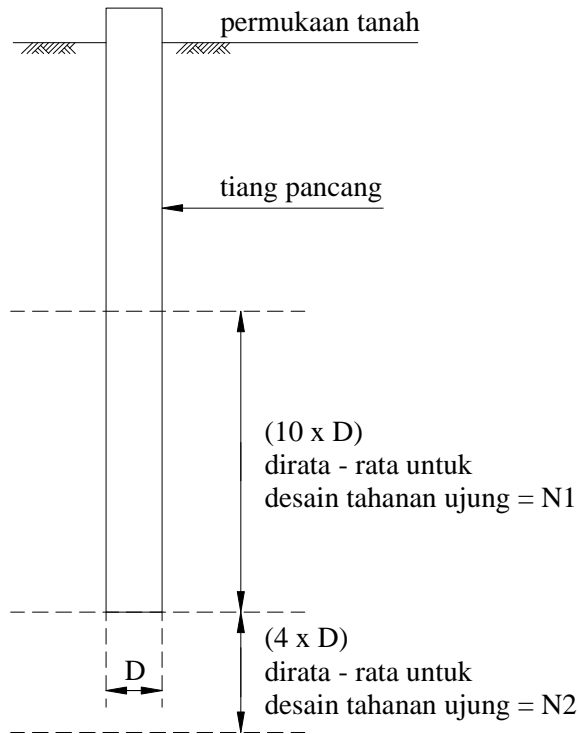
$$As = 2\pi r Li \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan :

- Qult : Daya dukung ultimate (t/m²)
- Nb : Nilai N-SPT pada ujung tiang, yang dihitung dari rata – rata N₁ SPT 10 D diatas dasar pondasi, rata – rata N₂ SPT 4 D dibawah dasar pondasi, D adalah diameter bored pile yang dipakai

⁷ Ir. Idrus Muhammad, M.Sc, *Final Report Soil Investigation Plaza Galara Mall Palu*, thn 2012, hal 7.

- N_b : $\frac{1}{2} (N_1 + N_2)$
 A_p : Luas penampang ujung tiang (m^2)
 A_s : Luas selimut tiang (m^2)
 N : Nilai N-SPT rata – rata sepanjang tiang
 L_i : Panjang lapisan tanah (m^1)



Gambar 2.11 Nilai N-SPT untuk desain tahanan ujung pada tanah pasir

Beberapa metode perhitungan daya dukung pondasi dalam dari para ahli yang terangkum dalam tabel di bawah ini :

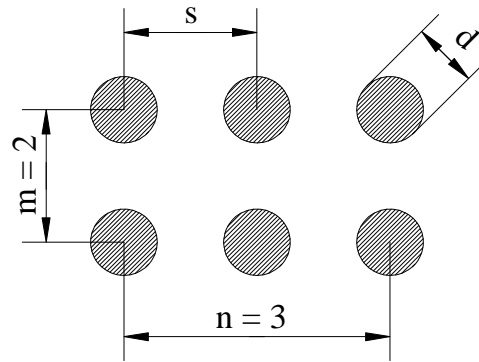
Tabel 2.1. Rumus daya dukung pondasi dalam

Q_s	Q_b	Metode	Keterangan
$A_s a C_u + A_s \sigma_v \tan \delta$	$A_p (C_u N_c + q N_q)$	Mayerhoff	Umum
	$A_p C_u q$		$f = \phi$
			Normali Konsolidasi
$0,20 N_b A_s$	$40 N_b A_p$	Naval Engineering	Tiang pancang
$0,10 N_b A_s$			Bored pile
$0,11 N_b A_s$		Mayerhoff	
$0,28 N_b A_s$		Reese & Quiroos	
$0,32 N_b A_s$	$7 N A_p$ $N < 60$	Reese & Wright	$N < 53$
	$400 A_p$ $N > 60$		

2.5.3. Daya Dukung Tiang Grup

Daya dukung pondasi tiang dalam kelompok tidak akan sama dengan daya dukung pondasi tiang tunggal, hal ini dikarenakan terjadinya saling *overlap* bidang tanah yang tertekan sehingga mengurangi kemampuan tanah untuk mendukung beban yang ada di atasnya baik dari tahanan gesek (*friction*) ataupun tahanan ujung (*end bearing*). Berkurangnya kekuatan tanah untuk mendukung beban tersebut dinamakan efisiensi. Maka dari itu daya dukung tiang grup merupakan hasil kali antara kapasitas ijin tiang tunggal dengan jumlah tiang dan faktor efisiensi grup.

Daya dukung kelompok tiang menurut *Converse & Labarre*⁸ dijelaskan dengan persamaan seperti berikut :



Gambar 2.12 Ilustrasi kelompok tiang

$$P_{pg} = N \cdot P_{all} \cdot \eta \dots \dots \dots (2.25)$$

$$\eta = 1 - \phi \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90^\circ (m)(n)} \dots \dots \dots (2.26)$$

$$\phi = \text{arc tan} \frac{d}{s} \dots \dots \dots (2.27)$$

Dimana :

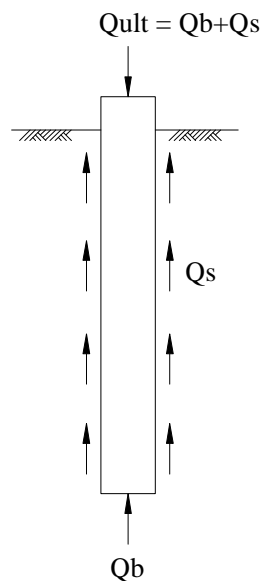
- P_{pg} : Daya dukung kelompok tiang (t/m^2)
- N : Banyaknya tiang dalam kelompok
- P_{all} : Daya dukung tiang tunggal (t/m^2)
- η : Efisiensi kelompok tiang

⁸ Joseph E. Bowles, Analisis dan Design Pondasi edisi ke-4 jilid 2, thn 1993, hal 343.

- m : Banyaknya baris
- n : Banyaknya kolom
- d : Diameter tiang pancang (cm)
- s : Jarak antar tiang pancang, As ke As (cm)

2.6. KONSEP ANGKA KEAMANAN

Angka kewanan merupakan suatu nilai yang berfungsi meningkatkan beban rencana atau menurunkan kuat geser tanah dalam perhitungan desain struktur. Hal ini sangat penting sebagai jaminan kelayakan struktur. Nilai angka kewanan berbanding terbalik dengan besarnya daya dukung *ultimate bored pile*. Pada saat terjadi likuifaksi, angka kewanan ini diperbolehkan lebih kecil dari nilai angka kewanan design karena kondisi ini bersifat sementara, akan tetapi nilainya tidak boleh sama dengan 1 (satu).



Gambar 2.13 Skema penentuan angka kewanan pada pondasi *bored pile*

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s \dots \dots \dots (2.28)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (2.29)$$

$$SF = \frac{Q_{ult}}{Q_{all}} \dots \dots \dots (2.30)$$

Untuk keperluan desain, engineer terlebih dahulu harus mengetahui angka keamanan minimum. Berdasarkan angka keamanan minimum tersebut, kekuatan geser tanah yang didesain dapat diketahui. Adapun cara mengetahui kekuatan geser minimum dijelaskan pada tabel 2.2 dan tabel 2.3.

Tabel 2.2 Angka kewanan minimum untuk lereng tanpa gempa (konsensus TPKB DKI-Jakarta, 1999; Djayapura, 1999)

Kondisi Lingkungan	Keandalan Parameter Tanah			
	Kurang		Cukup	
	Temporer	Permanen	Temporer	Permanen
Tidak ada hunian / bangunan	1.30	1.50	1.25	1.30
Banyak bangunan sekitar	1.50	2.00	1.30	1.50

Tabel 2.3 Angka keamanan minimum dari beberapa institusi internasional

	United States (Federal Register, 1997)	Min. SF
I	End of construction	1.3
II	Partial pool with steady seepage construction	1.5
III	Steady seepage from spillway of decant crest	1.5
IV	Earthquake (cases II and III with seismic loading)	1.0

2.7. LIKUIFAKSI

Salah satu penyebab utama dari kerusakan selama gempa bumi adalah kegagalan struktur tanah. Tanah mungkin mengalami kegagalan dikarenakan adanya celah, gerakan abnormal dari tanah atau ketidakseimbangan, dan kehilangan daya dukung. Hilangnya daya dukung dapat terjadi pada tanah pasir karena terjadinya peningkatan tekanan air pori. Fenomena ini disebut likuifaksi, likuifaksi dapat terjadi pada tanah pasir lepas dan pasir jenuh. Meningkatnya tekanan air pori akan menyebabkan menurunnya kekuatan geser tanah atau bahkan kekuatan geser tanah tersebut hilang sama sekali. Tanah yang kehilangan kekuatan gesernya

akan berperilaku seperti cairan. Ketika gempa terjadi cairan tersebut sering muncul berbentuk seperti “air mancur pasir”. Ketika sudah terjadi seperti ini maka tanah tidak akan sanggup untuk memikul beban yang berada di atasnya sehingga dapat mengakibatkan keruntuhan pada bangunan.



Gambar 2.14. Bangunan yang miring/robok akibat likuifaksi

Kekuatan pasir hanya berada pada gesekan antar butir saja, jika dalam keadaan jenuh maka daya dukung tanah pasir dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$s = (\sigma_n - u) \tan \phi \dots \dots \dots (2.31)$$

$$u = \gamma_w h \dots \dots \dots (2.32)$$

Dengan mempertimbangkan tekanan pada bidang horizontal di kedalaman h maka:

$$\sigma_n = \gamma_{sat} h \dots \dots \dots (2.33)$$

Pada saat terjadi likuifaksi tegangan efektif tidak lagi memiliki nilai atau sama dengan nol karena pasir jenuh (γ_{sat}) berubah menjadi cair (γ_w) maka :

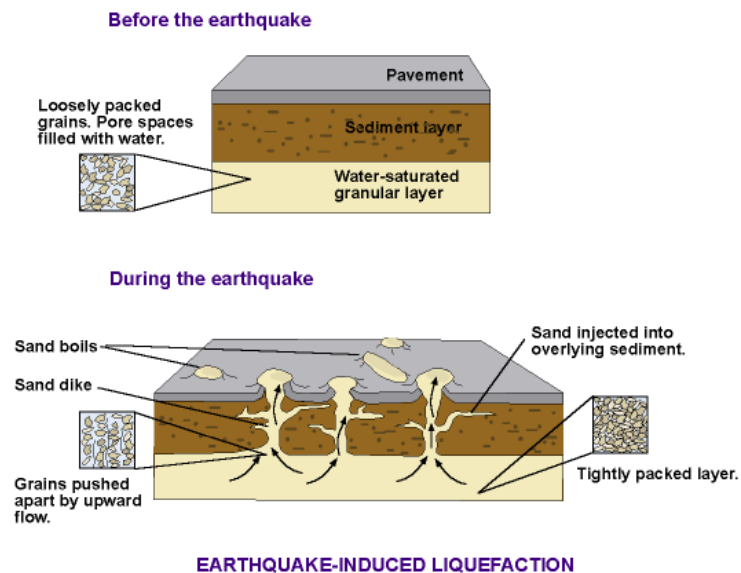
$$\sigma_{eff(L)} = \sigma_{tot(L)} - u(L) = 0 \dots \dots \dots (2.34)$$

$$\sigma_{tot(L)} = \gamma_w h \dots \dots \dots (2.35)$$

$$u(L) = \gamma_w h \dots \dots \dots (2.36)$$

Dimana :

- s : Daya dukung (*strength*) pada pasir
 σ_n : Tegangan normal (t/m^3)
 u : Tekanan air pori (t/m^3)
 γ_w : Berat isi air (t/m^3)
 γ_{sat} : Berat isi tanah jenuh/terendam (t/m^3)
 h : Tinggi / kedalaman (m^1)
 $\sigma_{eff(L)}$: Tegangan efektif pada saat likuifaksi (t/m^3)
 $\sigma_{tot(L)}$: Tegangan total pada saat likuifaksi (t/m^3)
 $u_{(L)}$: Tekanan air pori pada saat likuifaksi (t/m^3)



Gambar 2.15. Ilustrasi proses terjadinya likuifaksi



Gambar 2.16. Semburan lumpur saat terjadi gempa/terjadinya likuifaksi

Dapat terlihat bahwa kehilangan daya dukung terjadi akibat adanya transfer tekanan *intergranular* dari butiran menjadi air pori. Oleh karena itu, pada saat proses transfer tersebut selesai maka terjadi kehilangan daya dukung seutuhnya. Apabila transfer tegangan terjadi hanya sebagian maka hanya sebagian daya dukung yang hilang. Karena kondisi tegangan adalah siklik, maka desain perilaku dari pasir tersaturasi akibat transfer tegangan efektif mula - mula menjadi air pori, ketentuan yang akan digunakan antara lain⁹ :

1. Likuifaksi adalah suatu perilaku tanah yang mengalami perubahan bentuk secara tiba – tiba dari kondisi padat ke kondisi mencair atau memiliki sifat seperti air. Fenomena ini lebih mungkin terjadi pada tanah berbutir renggang dengan penyaluran air yang buruk. Tingginya tekanan air pori akan mengurangi tegangan efektif di sekeliling dengan nilai yang sangat rendah. Meningkatnya tekanan air pori mengarah pada terjadinya likuifaksi, hal ini terjadi disebabkan adanya beban statik atau beban siklik.
2. Likuifaksi awal, hal ini menunjukkan suatu kondisi dimana selama penerapan tegangan siklik, tekanan air pori sisa menjadi sama dengan tekanan batas pada penerapan siklus tegangan penuh. Perkembangan likuifaksi awal ini tidak memiliki implikasi terhadap besarnya deformasi tanah setelahnya. Meskipun demikian, hal ini mendefinisikan suatu kondisi yang menjadi dasar yang dapat digunakan untuk menilai berbagai kemungkinan bentuk dari perilaku tanah selanjutnya.
3. Likuifaksi awal dengan potensi regangan terbatas, mobilitas siklik atau siklik likuifaksi. Ini menunjukkan suatu kondisi dimana aplikasi tegangan siklik mengembangkan kondisi likuifaksi awal dan aplikasi tegangan siklik selanjutnya, karena regangan terbatas untuk terus berkembang. Baik karena perlawanan sisa tanah untuk berubah bentuk atau karena tanah berdilatasi, tetes tekanan pori, dan tanah stabil di bawah beban diterapkan.

⁹ Shamsheer Prakash, Soil Dynamics, thn 1981, hal 276.

2.7.1. Kriteria Terjadinya Likuifaksi

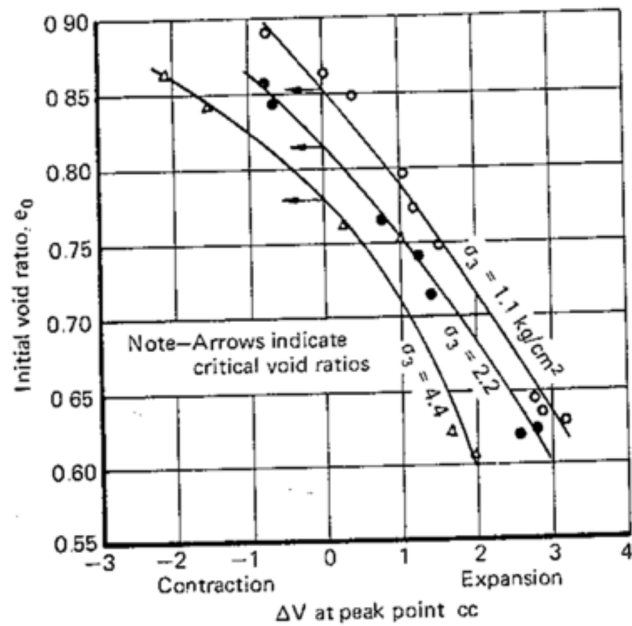
Pasir padat berkembang dalam volume dan penurunan pasir lepas dalam volume. Oleh karena itu, diantara kedua tempat tersebut ada angka pori dimana tidak terjadi perubahan volume pada saat terjadi kegagalan. Angka pori ini disebut juga angka pori kritis (*critical void ratio*) e_{cr} (Casagrande, 1936). Didalam konsolidasi tak teralir maka tekanan air porinya negatif jika $e_0 < e_{cr}$ dan positif jika nilai $e_0 > e_{cr}$ ¹⁰.

Oleh karena itu, Casagrande (1936, 1976) mengusulkan *critical void ratio* sebagai kriteria untuk memutuskan pasir dilapangan akan terjadi likuifaksi atau tidak. Jika pasir mempunyai angka pori lebih kecil daripada *critical void ratio*, dapat dipastikan tidak akan terjadi likuifaksi. Namun, jika angka pori lebih besar dari *critical void ratio*, tanah lepas dan pasir akan mengalami likuifaksi selama pergeseran jika aliran dapat di cegah.

Casagrande (1938) mengajukan sebuah metode untuk menentukan *critical void ratio*. *Drained triaxial test* dilakukan pada angka pori awal yang berbeda. Sebuah *plot* yang berubah di dalam volume Δv pada titik tertinggi digunakan untuk melawan angka pori awal. Angka pori yang sama untuk tidak merubah volume ($\Delta v = 0$) merupakan *critical void ratio*. *Critical void ratio* ditentukan tergantung pada tekanan keliling. Nilai berikut diperoleh untuk pasir Fort Peck :

Confining Pressure kg/cm^2	Critical Void Ratio
11	0.850
22	0.817
44	0.777

¹⁰ Shamsar Prakash, Soil Dynamics, thn 1981, hal 278.



Gambar 2.17 Potongan dari angka pori awal dan perubahan volume pada σ_3 konstan pada pasir Fort Peck yang dicuci dalam uji tekan triaksial dalam keadaan padat dan lepas.

Dengan demikian, *critical void ratio* bukan merupakan sifat unik dari tanah.

Konsep likuifaksi menyiratkan aplikasi beban kejut seperti pada gempa bumi atau ledakan bom. *Critical void ratio* ditentukan dalam uji statik. Karena kondisi beban di laboratorium yang sama sekali berbeda dengan yang ada di alam selama gempa bumi atau ledakan bom, hasil dari laboratorium mungkin tidak berlaku untuk masalah dilapangan. Taylor (1948) menyarankan bahwa apabila efek guncangan tidak ditentukan dalam test untuk *critical void ratio*, semua hasil pengujian laboratorium constant-volume dan semua data pada *critical void ratio* yang diperoleh dari pengujian tersebut dapat diterima untuk mewakili kondisi likuifaksi mendadak di alam, hanya untuk melihat sejauh mana kondisi ini terjadi di alam dari efek dinamis yang tidak ada dalam test. Ini memperlihatkan perbedaan yang serius dalam menerapkan hasil uji laboratorium untuk masalah dilapangan.

Maslov (1975) memperkenalkan konsep *critical acceleration*. Menurut konsep ini, pasir akan mencair jika percepatan yang

menyertai pergerakan lebih besar daripada percepatan kritis (*critical acceleration*). Besarnya nilai *critical acceleration* tergantung dari tingkat kepadatan pasir, amplitudo dan frekuensi osilasi, dan beban normal atau penggunaan tekanan luar. Dengan demikian, tampaknya *critical acceleration* tidak memiliki sifat yang unik pada tanah pasir tertentu. Juga, seorang engineer akan tertarik pada masalah likuifaksi jika tingkat percepatan terkait dengan kehilangan daya dukung yang sebanding dengan yang terjadi selama gempa. Jika *critical acceleration* jauh lebih tinggi, mungkin tidak memiliki signifikansi praktis.

2.7.2. Faktor – Faktor yang Mempengaruhi Karakteristik Likuifaksi

Faktor – faktor yang mempengaruhi karakteristik likuifaksi pada tanah pasir adalah¹¹ :

1. Distribusi butir pada pasir
2. Kepadatan lapisan (kepadatan relatif awal D_R)
3. Karakteristik getaran
4. Lokasi saluran (drainase) dan ketebalan lapisan
5. Besar dan sifat beban pada lapisan
6. Metode pembentukan tanah (struktur tanah)
7. Waktu dibawah beban berkelanjutan
8. Histori regangan sebelumnya
9. Udara yang terperangkap

Karakteristik likuifaksi pada pasir dipengaruhi oleh beberapa faktor dibawah ini :

1. Distribusi Butir

Distribusi butir dipengaruhi oleh perilaku pasir pada saat terjadi getaran. Tingkat kehalusan dan keseragaman pasir merupakan faktor lain yang lebih memungkinkan likuifaksi daripada pasir kasar dalam kondisi yang sama. Butiran pasir

¹¹ Shamsar Prakash, Soil Dynamics, thn 1981, hal 280.

kasar lebih baik dalam penyerapan air dibandingkan dengan butiran pasir halus, perkembangan tekanan pori selama getaran lebih mudah menghilang pada pasir kasar dibanding pasir berbutir halus. Oleh karena itu, kesempatan likuifaksi akan berkurang pada pasir berbutir kasar. Juga, gradasi seragam pada pasir lebih mudah likuifaksi daripada pasir bergradasi baik.

2. *Initial Relative Density*

Adalah satu dari sekian banyak faktor penting dalam mengendalikan likuifaksi. Penurunan kedua dan tekanan pori yang berkurang dengan cepat selama getaran dengan peningkatan kepadatan relatif awal. Kurva umum tegangan – regangan untuk pasir lepas dan pasir padat dapat dilihat pada gambar 2.17. Kemiringan pada kurva tegangan-regangan, yang merupakan ukuran kekuatan tanah, lebih kecil untuk pasir lepas daripada pasir padat. Maka, dalam kondisi tekanan yang sama, pasir yang memiliki kepadatan relatif awal lebih kecil akan mengalami regangan yang lebih besar dan penurunan yang lebih besar dibandingkan pasir yang memiliki kepadatan relatif awal yang lebih tinggi. Kemungkinan likuifaksi dan penurunan yang lebih besar akan berkurang karena kepadatan relatif yang meningkat.

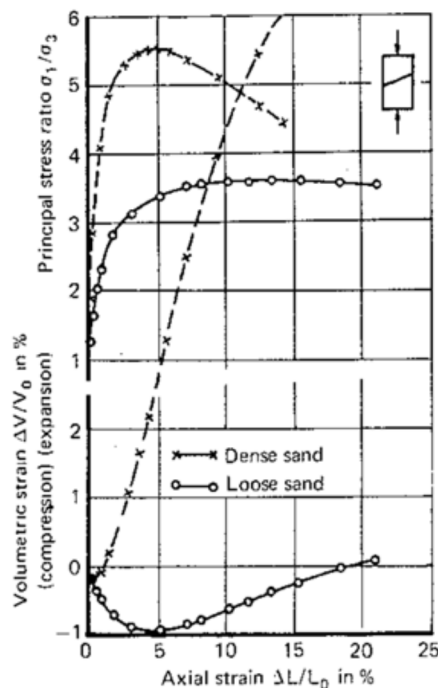
3. Karakteristik Getaran

Likuifaksi dan penurunan tergantung pada alam, besarnya dan tipe beban dinamis. Seluruh lapisan dapat mencair pada saat yang sama dibawah beban kejut, sementara likuifaksi mungkin dimulai dari atas ke bawah dengan kondisi getaran yang konstan (Florin dan Ivanov, 1961). Dengan getaran yang konstan, maksimum tekanan pori hanya berkembang setelah siklus dengan jumlah tertentu diberikan kepada *quary* (Seed

and Lee, 1966; Lee and Seed, 1967; Peacock and Seed, 1968; Prakash and Gupta, 1970; Yoshimi, 1967). Secara keseluruhan, telah ditemukan bahwa getaran horizontal di pasir kering menyebabkan penurunan lebih besar dari getaran vertikal (Prakash and Gupta, 1967c). Perilaku yang sama dapat diantisipasi pada pasir jenuh.

Jumlah kerusakan struktur pada tanah yang mengalami likuifaksi tergantung pada berapa lama pasir berada dalam keadaan cair. Pada pasir berbutir kasar, karena koefisien permeabilitasnya tinggi, durasi likuifaksinya mungkin lebih pendek dibandingkan pada pasir berbutir halus.

Kelongsoran di Anchorage pada waktu gempa bumi di Alaska terjadi kira – kira 90 detik setelah pergerakan tanah (Seed and Idris, 1971). Untuk itu, jika pergeseran tanah kurang dari 90 detik, 45 detik likuifaksi tanah akan berkembang dengan tidak stabil.



Gambar 2.18 Gambaran untuk *typical triaxial compression tests* pada Fort peck pasir padat $e_0 = 0.650$, pasir lepas $e_0 = 0.834$, $\sigma_3 = 30 \text{ lb/in}^2$ (After Taylor. 1948)

Guncangan ke segala arah saat gempa bumi lebih hebat dibanding dengan beban satu arah. Seed (1976, 1979) melaporkan bahwa dalam kondisi getaran dan tegangan multiarah, tegangan air pori meningkat lebih cepat daripada kondisi tegangan satu arah, dan rasio tegangan yang dibutuhkan pada rasio tegangan air pori tertinggi adalah 100 persen dalam kondisi getaran multiarah hanya 10 persen lebih rendah dari kondisi getaran satu arah. Maka, besarnya faktor koreksi ini digunakan dari hasil uji geser sederhana beban siklik secara konvensional sebagai catatan pada laporan tersebut.

4. Lokasi Drainase dan Ukuran Lapisan

Pada umumnya pasir lebih mudah dialiri daripada tanah berbutir halus. Bagaimanapun, jika aliran pada lapisan cukup besar, garis edarnya juga meningkat dan dibawah beban cepat selama gempa bumi. Lapisan akan terlihat seolah – olah itu tidak mengalir. Oleh karena itu kemungkinan likuifaksi meningkat.

Pengenalan kerikil untuk menstabilkan lapisan pasir yang berpotensi likuifaksi telah diusulkan oleh Yoshimi dan Kowabara (1973), Seed dan Booker (1976), Seed (1976) telah mengusulkan prosedur analitis untuk merancang drainase tersebut.

5. Besaran dan Sifat Beban Pada Lapisan

Kondisi tegangan isotropis merupakan tegangan efektif awal dari sebuah *sample*. Untuk memindahkan sebuah tegangan efektif awal yang besar terhadap air pori, salah satu intensitas getaran harus besar atau nomor dari siklus tegangan partikular harus lebih besar juga. Oleh karena itu, besarnya tegangan efektif awal memungkinkan terjadinya likuifaksi.

Jika kondisi tagangan awal bukan merupakan isotropis, maka kasus dilapangan, kondisi tegangan di duga dapat menyebabkan likuifaksi pada saat koefisien tegangan tanah berhenti pada K_0 dari lapisan. Untuk K_0 lebih besar dari 5, kondisi tegangan merupakan penyebab meningkatnya likuifaksi paling sedikit 50 persen (Seed, 1976). Ini mengarah pada kesimpulan yang sangat penting bahwa data uji triaksial tidak mensimulasikan kondisi dilapangan untuk studi likuifaksi dan memberikan hasil yang konservatif. Namun, jika tekanan awal intergranularnya besar dapat diterapkan dilapangan dengan pembebanan, itu akan dibutuhkan untuk menyusun material yang bebas mengalirkan air seperti kerikil dan blok beton maka tekanan pori akan dengan mudah melewatinya.

6. Metode Pembentukan Tanah

Dapat kita ketahui bahwa secara umum pasir merupakan tanah berbutir halus, seperti halnya lempung. Tapi hasil penelitian Ladd (1976) dan lainnya telah menunjukkan karakteristik likuifaksi pasir jenuh dibawah beban siklik secara signifikan dipengaruhi oleh persiapan sampel dan struktur tanah. Hal tersebut ditunjukkan oleh Seed (1976) bahwa, tergantung pada metode persiapan sampel, diperlukan tekanan untuk menyebabkan likuifaksi dalam jumlah tertentu, siklus tekanan pada sampel pasir yang sama pada kepadatan yang sama dapat bervariasi sebanyak 200 persen. Oleh karena itu, perlu untuk mensimulasikan orientasi partikel dan tatanan tanah secara kuantitatif dan metode aplikasi di laboratorium.

7. Waktu Dibawah Beban Berkelanjutan

Usia dari lapisan pasir mungkin mempengaruhi karakteristik likuifaksi. Sebuah penelitian likuifaksi pada pasir tak terganggu dan itu ditunjukkan oleh sampel bahwa likuifaksi

akan naik hingga 75 persen (Seed, 1976), (Lee, 1975) menjelaskan kenaikan daya dukung seperti yang dilakukan untuk beberapa bentuk sementasi atau pengelasan, yang mungkin terjadi pada titik – titik kontak antar partikel pasir, dan dikaitannya dengan kompresi sekunder tanah. Efek ini berbeda karena disebabkan oleh orientasi partikel tanah pada tatanan tanah.

8. Sejarah Regangan Sebelumnya

Pasir dapat mengalami beberapa kali regangan akibat gempa bumi. Untuk mengetahui pengaruh sejarah regangan sebelumnya, studi yang dibuat dari karakteristik likuifaksi pada pasir baru yang disimpan dalam lapisan serupa yang sebelumnya mengalami beberapa sejarah regangan geser sederhana oleh Finn sejak (1970). Ditemukan bahwa karakteristik likuifaksi dipengaruhi oleh regangan yang dialami sebelumnya. Seed (1976) menunjukkan bahwa meskipun sejarah regangan sebelumnya tidak menyebabkan perubahan signifikan dalam kepadatan pasir, hal tersebut meningkatkan tegangan yang menyebabkan likuifaksi dengan faktor 1,5. Meningkatkan lebih besar terbukti telah menghasilkan kondisi praregangan yang lebih parah.

9. Udara Yang Terperangkap

Jika ada udara di dalam air dimana tekanan pori berkembang, bagian itu didisipasikan karena kompresi udara.

Interaksi dari semua faktor yang dibahas diatas cukup kompleks. Data uji yang memadai mengenai pasir lepas dibawah getaran yang tersedia untuk menjamin beberapa kesimpulan yang lebih kuantitatif dan kualitatif. Saat ini telah tersedia pedoman, juga, yang akan membantu para peneliti untuk lebih percaya diri dalam merencanakan dan rasional

dalam menafsirkan dengan baik pemeriksaan di laboratorium dan lapangan. Juga, penelitian yang signifikan telah membuat beberapa kerusakan tanah dan struktur bertumpu pada tanah yang cair. Penelitian yang sama di laboratorium tentang likuifaksi disajikan dalam bab ini, diikuti dengan diskusi tentang metode analisis.

2.7.3. Evaluasi Potensi Likuifaksi

Telah di tunjukan sebelumnya bahwa faktor – faktor berikut mempengaruhi karakteristik likuifaksi pada pasir¹² :

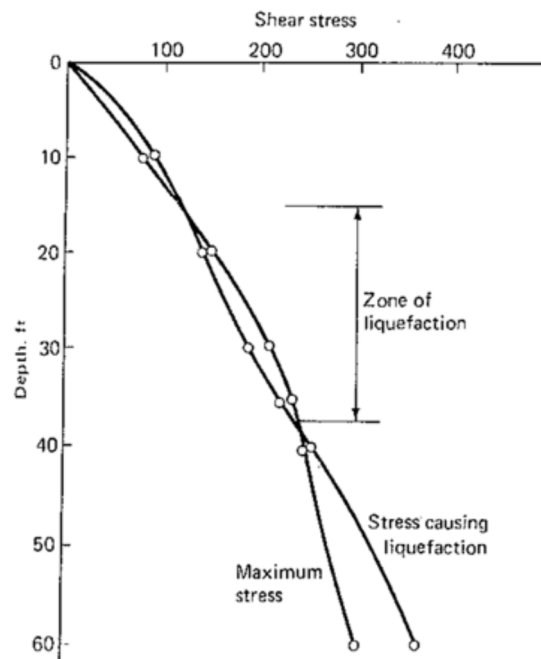
1. Tipe tanah
2. Kepadatan relatif atau angka pori
3. Batas tekanan awal
4. Intensitas dan durasi getaran tanah

Berdasarkan faktor – faktor diatas, Seed and Idris (1967, 1971) mengusulkan metode umum untuk evaluasi potensial likuifaksi yang melibatkan langkah – langkah berikut :

1. Setelah menetapkan kondisi tanah dan gempa desain, menentukan riwayat waktu dari tegangan geser yang disebabkan oleh gerakan tanah pada kedalaman gempa yang berbeda dalam lapisan.
2. Dengan bobot yang sesuai dari tingkat tegangan yang terjadi dalam siklus tegangan yang beragam selama gempa terjadi, mengubah sejarah tegangan dalam jumlah yang sama dengan siklus tegangan seragam dan merencanakan tingkat tegangan setara yang merata sebagai fungsi kedalaman, seperti yang di tunjukan pada gambar 2.18 dengan cara ini, intensitas getaran tanah, durasi getaran dan variasi tegangan geser dengan memperhitungkan kedalaman lapisan.

¹² Shamsar Prakash, Soil Dynamics, thn 1981, hal 294.

3. Dengan data lapangan yang tersedia atau uji laboratorium pada sampel tanah yang mewakili, dilakukan dengan menentukan batasan tegangan geser siklik yang dikembangkan diberbagai kedalaman menyebabkan likuifaksi dalam jumlah yang sama dari siklus tegangan seperti yang ditentukan pada langkah 2, untuk mewakili gempa tertentu yang dipertimbangkan. Baik beban siklik, *triaxial test* atau beban siklik geser sederhana dapat digunakan untuk mencapai tujuan tersebut.
4. Membandingkan tegangan geser yang disebabkan oleh gempa dengan yang dibutuhkan untuk menyebabkan likuifaksi, menentukan apakah semua zona yang ada dalam lapisan dimana likuifaksi dapat terjadi (akibat tegangan yang terlampaui yang menyebabkan kegagalan).



Gambar 2.19 Metode evaluasi potensi likuifaksi (After Seed and Idris, 1967, 1971)

Analisis respon tanah dilakukan (Seed and Idris, 1971) untuk mengevaluasi sejarah tegangan diberbagai kedalaman dan untuk menentukan bagaimana tekanan pori menghilang selama gempa bumi dan setelah gempa berhenti. Metode sederhana yang

dijelaskan dibawah ini hanya memperhitungkan empat faktor yang tercantum diatas. Untuk mengevaluasi pengaruh dari faktor lain, Seed (1976) telah mengusulkan faktor pengali sebagai koefisien koreksi. Juga, dalam analisis ini, data tes laboratorium tidak diperlukan untuk pasir tertentu.

Metode analisis terdiri dari langkah – langkah berikut :

Perhitungan geser maksimum ditekankan pada lapisan. Tegangan geser dikembangkan pada setiap titik dalam lapisan tanah selama gempa bumi terjadi terutama dilakukan pada propagasi gelombang geser ke atas lapisan. Jika kolom tanah di atas elemen tanah pada kedalaman h berperilaku sebagai tanah kaku dan percepatan tanah maksimum permukaan adalah α_{max} , tegangan geser maksimum $(\tau_{max})r$, pada tanah akan menjadi

$$(\tau_{max})r = \frac{\gamma h}{g} \alpha_{max} \dots \dots \dots (2.37)$$

Dimana γ = satuan berat tanah total, karena kolom tanah berperilaku sebagai badan yang mampu berdeformasi, tegangan geser yang sebenarnya di kedalaman h , $(\tau_{max})d$, sebagaimana ditentukan oleh analisis respon tanah, akan kurang dari $(\tau_{max})r$, dan mungkin diungkapkan oleh

$$(\tau_{max})d = r_d(\tau_{max})r \dots \dots \dots (2.38)$$

Dimana r_d = pengurangan koefisien tegangan dengan nilai kurang dari 1.

Perhitungan nilai untuk berbagai gerakan gempa dan kondisi tanah yang memiliki pasir diatas 50 kaki telah menunjukkan bahwa r_d berada dalam rentang nilai yang ditunjukkan pada gambar 2.19 (Seed and Idris, 1971). Tersebar nya dari hasil diatas 30 atau 40 kaki tidak besar, dan kesalahan yang terjadi dalam menggunakan nilai rata – rata yang ditunjukkan oleh garis putus – putus pada umumnya akan kurang dari 5 persen. Dengan demikian penilaian yang cukup akurat dari tegangan geser maksimum yang

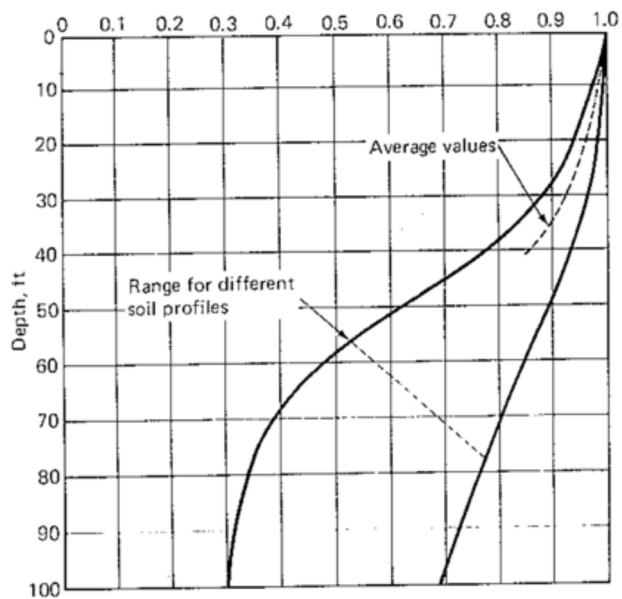
berkembang selama gempa bumi dapat dibuat hingga kedalaman sekitar 40 kaki dari hubungan

$$\tau_{max} = \frac{\gamma h}{g} \alpha_{max} r_d \dots \dots \dots (2.39)$$

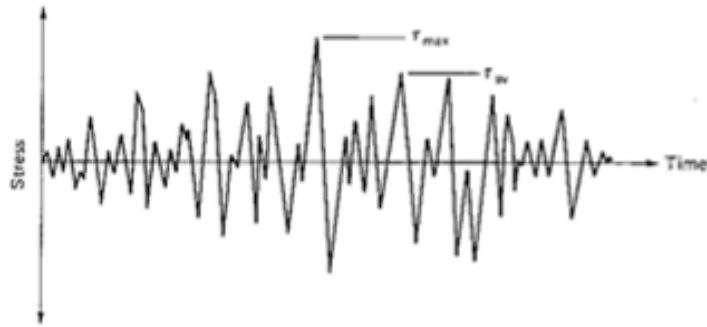
Dimana nilai – nilai r_d diambil dari garis putus – putus dalam gambar 2.20 kedalaman kritis untuk pengembangan likuifaksi, jika akan terjadi, biasanya berada dikedalaman yang dicakup oleh hubungan ini.

Penentuan jumlah yang sama dengan siklus tegangan yang signifikan N_c . Sejarah waktu yang sebenarnya tegangan geser pada setiap titik dalam deposit tanah selama gempa bumi akan memiliki bentuk yang tidak teratur seperti yang ditunjukkan dalam gambar 2.21. dari hubungan tersebut, maka perlu untuk menentukan rata – rata tegangan geser yang seragam. Dengan tepat berat sendiri siklus tegangan, berdasarkan data laboratorium, telah ditemukan (dengan tingkat akurasi yang wajar) bahwa rata – rata tegangan geser seragam τ_{av} adalah sekitar 65 persen dari geser maksimum.

$$r_d = \frac{(\tau_{max})d}{(\tau_{max})r} \dots \dots \dots (2.40)$$



Gambar 2.20 Kisaran nilai r_d untuk lapisan tanah yang berbeda dalam analisis likuifaksi (After Seed and Idris 1971)



Gambar 2.21 Sejarah waktu tegangan geser selama gempa untuk analisis likuifaksi (After Seed and Idris 1971)

Oleh karena itu τ_{max} :

$$\tau_{av} \cong 0.65 \times \frac{\gamma h}{g} \alpha_{max} \times r_d \dots \dots \dots (2.41)$$

Jumlah yang tepat dari siklus tegangan yang signifikan akan tergantung pada durasi getarana tanah dan besarnya gempa.

Angka yang mewakili siklus tegangan adalah :

Tabel 2.4. Siklus tegangan

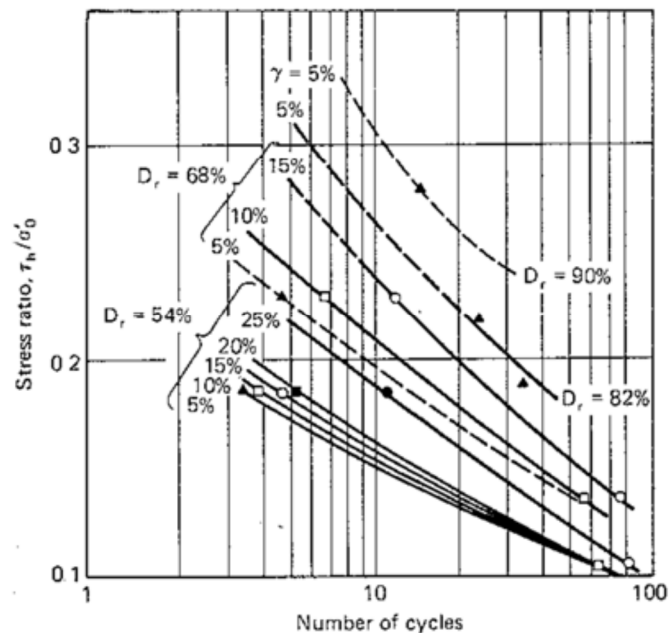
<i>Earthquake Magnitude</i>	<i>Number of Significant Stress Cycles</i> (N_c)
7	10
7,5	20
8	30

2.7.4. Analisa Likuifaksi Menggunakan Data *Standard Penetration*

Test

Ada kelangkaan data lapangan yang dapat diandalkan pada potensi likuifaksi pasir dengan kepadatan tinggi atau nilai resistan penetrasi yang tinggi dan mengalami rasio tegangan tinggi oleh gerakan tanah karena gempa. Data tersebut dapat dikumpulkan hanya selama gempa bumi besar, yang tidak dapat dibuat sesuai pesanan (Peck, 1979), (DeAlba, 1976) melakukan uji geser sederhana dalam skala besar, dan data yang dikumpulkan (Gambar, 2.24) ini sesuai dimodifikasi untuk memperhitungkan faktor – faktor signifikan yang diketahui mempengaruhi hasil dibawah

kondisi lapangan, seperti getaran multiarah. Juga, untuk mengkorelasikan data dalam gambar 2.22 dan 2.23, hubungan antara kepadatan relatif dan nilai penetrasi standar harus diketahui. Seed (1979) menggunakan hubungan tersebut dibentuk oleh Bieganousky and Marcuson (1977) dari berbagai tes di *Waterways Experiment Station* (WES). Dan, setelah penggunaan berbagai faktor koreksi untuk data pada gambar 2.22, diperoleh hasil untuk gempa dengan kekuatan yang berbeda, dengan menyertakan nilai yang sama pada siklus tegangan seragam 5, 15 dan 25 (Tabel 2.5).



Gambar 2.22 Hubungan antara τ_h/σ'_0 dan nomor putaran yang menyebabkan tingkat regangan yang berbeda

Hasil ini dituangkan pada data lapangan pada gambar 2.23 seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.17 untuk besaran gempa 7.5. Tingkat kecocokan antara data uji dan data lapangan sangat baik, menunjukkan bahwa nilai – nilai faktor koreksi keseluruhan yang di pilih dari urutan yang benar dari besarnya nilai relatif yang mendekati benar Seed (1979). Lebih penting, ini menunjukkan bahwa hubungan yang sebanding mungkin diperoleh dengan mengikuti prosedur yang sama untuk gempa dengan kekuatan lain.

Melanjutkan dengan cara yang sama, gambar 2.18 diperoleh, menggabungkan semua data yang handal dari studi lapangan dan data yang disajikan dalam tabel 2.5 mengarah pada kumpulan data yang ditunjukkan pada gambar. Ini memungkinkan hubungan batas bawah yang dapat digunakan untuk gempa dengan kekuatan 6, 7.5 dan 8.25¹³. Rasio tegangan pada gambar 2.17 dan 2.18 adalah yang diperlukan untuk menyebabkan puncak siklik tekanan pori 100 persen dan tegangan geser 5 persen untuk pasir dengan nilai tahanan penetrasi yang berbeda. Perkembangan kondisi tersebut untuk pasir padat jelas akan diikuti oleh tegangan geser yang terbatas, besarnya tegangan ini tergantung pada kepadatan relatif, tekanan keliling serta faktor kemungkinan lainnya. Oleh karena itu, tegangan terbatas diamati dalam tes oleh DeAlba dan kawan – kawan (1976), dan rentang perkiraan yang diyakini berlaku untuk kondisi lapangan pada tekanan terbatas.

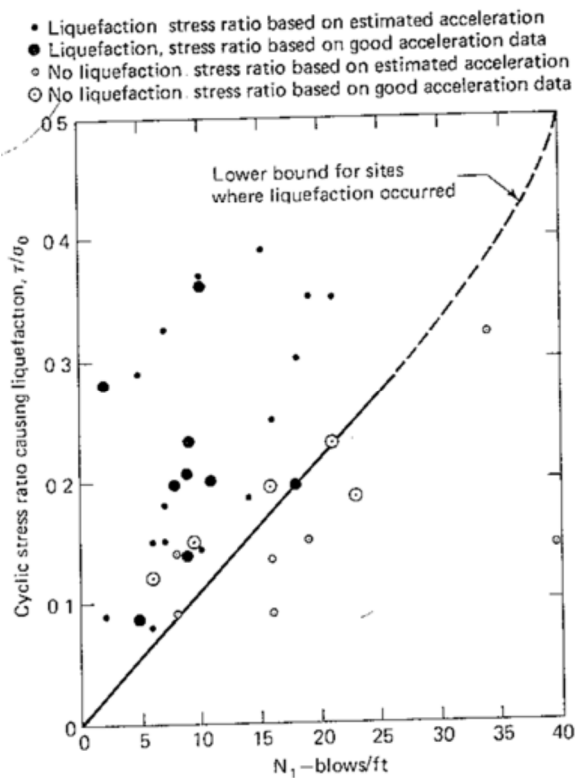
Tabel 2.5 Data dari skala besar uji geser sederhana pada lapisan pasir baru

Relative Density	N_1 bpl	$M \approx 5 - 6$ 5 Cycles		$M \approx 7 - 7.5$ 15 Cycles		$M \approx 8 - 8.25$ 25 Cycles	
		(τ/σ'_0)	(τ/σ'_0)	(τ/σ'_0)	(τ/σ'_0)	(τ/σ'_0)	(τ/σ'_0)
		<i>test</i>	<i>field</i>	<i>test</i>	<i>field</i>	<i>Test</i>	<i>field</i>
54	13.5	0.22	0.250	0.17	0.19	0.155	0.175
68	23.0	0.30	0.335	0.24	0.27	0.210	0.235
82	33.0	0.44	0.490	0.32	0.36	0.280	0.315
90	39.0	0.59	0.660	0.41	0.46	0.360	0.406

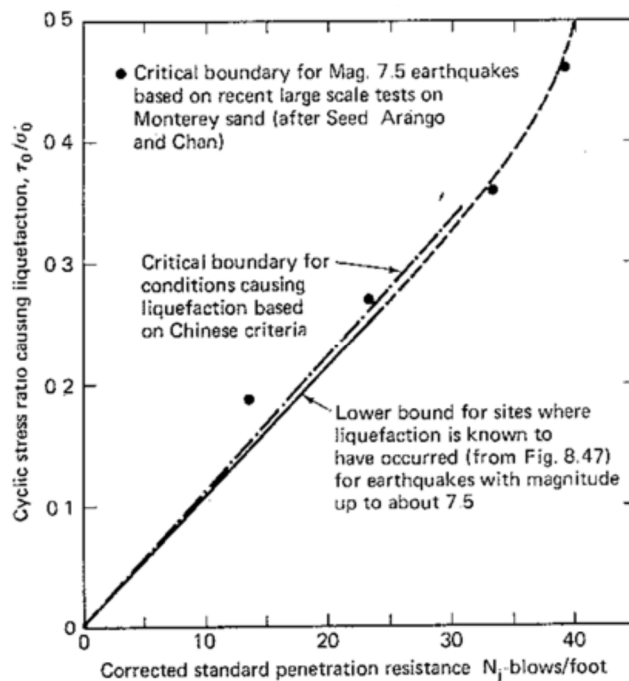
*After Seed (1979)

Nilai dari (τ/σ'_0) test, tercantum adalah yang dibutuhkan untuk menyebabkan siklik rasio-tekanan pori puncak 100% dan regangan geser siklik $\pm 5\%$.

¹³ Shamsar Prakash, Soil Dynamics, thn 1981, hal 330.



Gambar 2.23 Hubungan antara rasio tegangan penyebab likuifaksi dilapangan dan perlawanan penetrasi pasir.



Gambar 2.24 Comparison of field liquefaction correlation of seed with correlation based on Chinese liquefaction criteria (Seed, 1979)

Metode Analisis

Berdasarkan hubungan ini, prosedur tersebut dapat digunakan untuk analisis likuifaksi dilapangan¹⁴ :

a. Data Desain

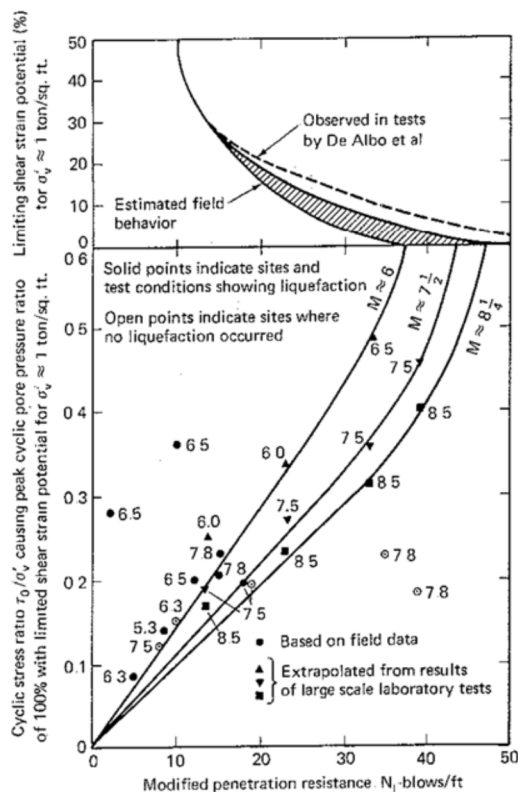
Data lapangan yang harus diketahui sebagai berikut :

1. Catatan penetrasi standar dengan kedalaman, dikoreksi untuk *overburden*
2. Berat jenis
3. Lokasi permukaan air
4. Kekuatan gempa yang terjadi dilapangan

b. Analisis

Langkah – langkah berikut dapat dipakai :

1. Menentukan tegangan geser τ_{av} akibat gempa dengan bantuan persamaan (2.41).



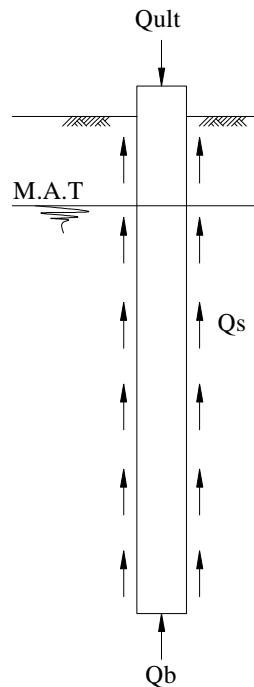
Gambar 2.25 Hubungan antara perilaku likuifaksi pada pasir untuk kondisi tanah bertingkat dan resistansi penetrasi yang dilengkapi dengan data dari test dalam skala besar (After Seed, 1979)

¹⁴ Shamsar Prakash, Soil Dynamics, thn 1981, hal 331.

2. Menentukan $\frac{\tau_0}{\sigma'_{v}}$ dari gambar 2.25 dan menghitung τ_0
3. Perbandingan τ_{av} dan τ_0 menunjukkan jika terjadi likuifaksi atau tidak jika $\tau_{av} > \tau_0$ terjadi likuifaksi, jika tidak; likuifaksi tidak terjadi.

2.8. EFEK LIKUIFAKSI PADA DAYA DUKUNG PONDASI DALAM

Dalam sub bab ini akan dijelaskan mengenai efek likuifaksi terhadap daya dukung pondasi dalam, namun sebelumnya akan diulas kembali mengenai daya dukung pondasi dalam pada keadaan normal untuk tiang tunggal.



Gambar 2.26 Gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang dalam kondisi normal (*non likuified*)

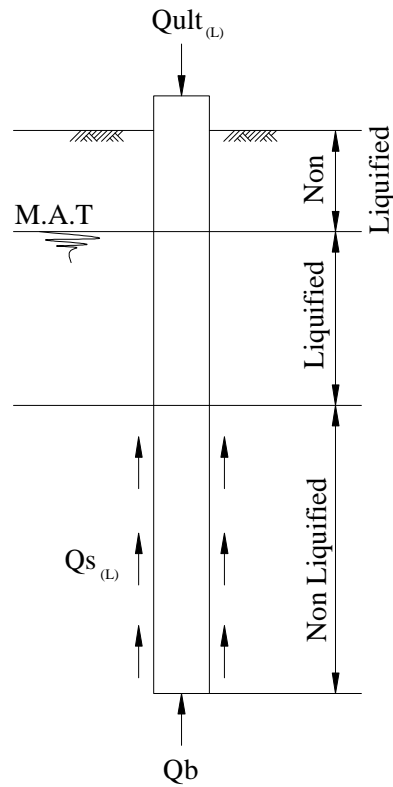
$$Q_{ult} = Q_b + Q_s \dots \dots \dots (2.42)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (2.43)$$

$$SF = 2,5 \dots \dots \dots (2.44)$$

Dijelaskan pada gambar diatas bahwa pada kondisi normal (*non likuified*) daya dukung pondasi dalam keadaan penuh karena masih

didukung oleh tahanan ujung (Q_b) dan tahanan selimut (Q_s) yang masih bekerja sepanjang tiang. Untuk keamanan atau agar tidak terjadi kegagalan pada bangunan maka pada design pondasi dalam digunakan angka keamanan (*Safety Factor*) sebesar 2,5.



Gambar 2.27 Gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang dalam kondisi likuifaksi (*likuified*)

$$Q_{ult(L)} = Q_b + Q_{s(L)} \dots \dots \dots (2.45)$$

$$Q_{ult(L)} < Q_{ult} \dots \dots \dots (2.46)$$

$$Q_{all(L)} = \frac{Q_{ult(L)}}{SF_{(L)}} \dots \dots \dots (2.47)$$

$$SF_{(L)} = 1,2 \sim 1,5 \dots \dots \dots (2.48)$$

$$SF_{(L)} < SF \dots \dots \dots (2.49)$$

$$SF_{(L)} > 1 \dots \dots \dots (2.50)$$

Keterangan :

$Q_{ult(L)}$: Daya dukung tanah total pada kondisi likuifaksi (ton)

$Q_{all(L)}$: Daya dukung ijin pondasi pada kondisi likuifaksi (t/m^2)

$Q_{s(L)}$: Tahanan selimut tiang pada kondisi likuifaksi (m^2)

$SF_{(L)}$: Safety Factor (Faktor keamanan) pada kondisi likuifaksi

Pada kondisi likuifaksi daya dukung pondasi dalam hanya dipikul oleh sebagian dari tahanan selimut yang tidak terlikuifaksi/*non likuified*($Q_{s(L)}$) dan tahanan ujung (Q_b). Tahanan ujung (Q_b) akan tetap bekerja apabila tidak terkena dampak likuifaksi. Apabila likuifaksi mencapai dasar pondasi maka nilai Q_b -pun menjadi hilang dan dapat dipastikan pondasi akan mengalami kegagalan/*failed*. Pada saat kondisi likuifaksi besaran nilai angka keamanan (*safety factor*) boleh diturunkan dari nilai *safety factor* design, berkisar diantara 1,2 sampai dengan 1,5. *Safety factor* pada saat likuifaksi tidak boleh sama dengan 1, karena pondasi akan gagal melakukan tugasnya.

BAB. III

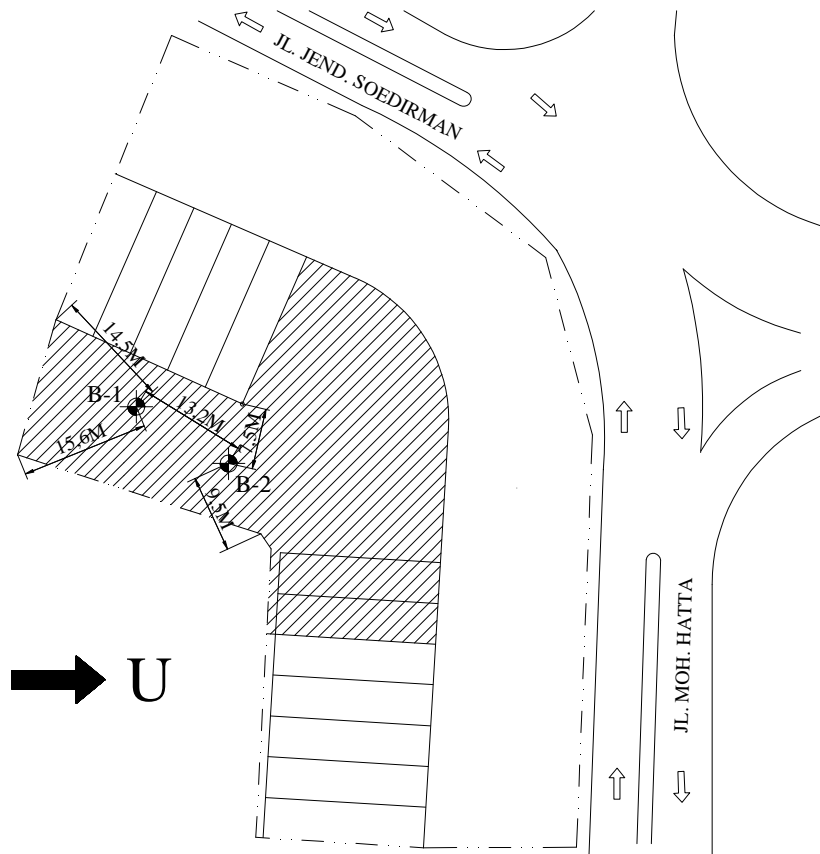
STUDI KASUS PADA PLAZA GALARA MALL PALU

Plaza Galara Mall didirikan di kota Palu tepatnya di Jalan Mohammad Hatta, Palu, Sulawesi Tengah. Plaza Galara Mall didirikan dengan tinggi tujuh lantai dan diperuntukan sebagai pusat perbelanjaan dan hotel. GEOINVES sebagai konsultan penyelidikan tanah merekomendasikan bangunan tersebut untuk menggunakan pondasi *bored pile* mengingat kondisi lapisan tanah di dominasi oleh pasir yang jenuh air. Pada bab ini akan dijelaskan mengenai data – data tanah yang digunakan untuk perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* seperti disebutkan diatas. Pada pelaksanaannya pengambilan data tanah ini dilakukan dengan dua cara, yaitu :

1. Pengambilan data dilapangan (site investigation)
2. Penelitian di laboratorium

3.1. PENGAMBILAN DATA DILAPANGAN (*SITE INVESTIGATION*)

Semua pelaksanaan pekerjaan dilapangan, peralatan yang digunakan, mengikuti standar *American Standard for Testing Material* (ASTM), dan juha mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI). Antara lain :



Gambar 3.1. Layout bore hole pada Plaza Galara Mall

3.1.1. Bor Dalam (*Deep Boring*)

Pengeboran dilakukan secara terus menerus dengan cara *Rotary Core Drilling* dengan menggunakan *Single Core Barrel*. Deskripsi lapisan tanah secara visual dilakukan terus menerus sepanjang lubang pengeboran. Semua contoh dari hasil Coring, *Shoe SPT*, disimpan dalam kantong plastik tertutup, lengkap dengan keterangannya. Untuk mengatasi kelongsoran dinding tanah setelah dilakukan pengeboran, adakalanya digunakan *casing* (pipa pelindung) dengan diameter 100 mm.

Tabel 3.1 Uji Depth Booring sebanyak 2 (dua) titik

No. Depth Booring	Kedalaman (meter)	UD Sampling (tabung)	SPT (test)	Elevasi (meter)
DB-1	-30,00	4	29	Tdk. terukur
DB-2	-30,00	4	29	Tdk. terukur

PROJECT	PLAZA GALARA MALL PALU		COORDINATE		BORING METHOD	LENGTH / DIA OF CASING														
			E	9,900,761																
CLIENT	H. HASAN KADIR AL JUFRI		N	819,404	SAMPLING METHOD	Driller : A.E. Turangan														
LOCATION	PALU, CENTRAL OF SULAWESI		ELEVATION : +33.00 M (MSL)		THIN WALLED / SHELBY TUBE	Date Of Tested														
			GWL FROM GS -9.00 M		SPT : AUTOMATIC HAMMER	19 to 23 Dec 2011														
BORE HOLE NO	B-1		DRILLING MACHINE TYPE : KANO / CUSTOM			Checked : Ir. Arens														
DEPTH	30.00 METER		TYPE OF CORING BARREL			Page : 1 / 2														
DEPETH (m)	LOG	USCS	DESCRIPTION	U.D Sample Depth (m)	N-SPT				N-SPT DIAGRAM											
					I	II	III	N	10	20	30	40	50	60						
					0-15	15-30	30-45	Value												
0.00																				
-1.00		CH	SILTY CLAY, Light Brown and Gray Coloured Medium Consistency	1.00 - 1.50																
-2.00		GP	SANDY GRAVEL, Gray and White Coloured Dense Consistency		4	4	4	8												
-3.00		SP	SILTY SAND, Light Brown and Gray Withish Coloured Stiff Consistency	10.00 - 10.50																
-4.00					7	6	6	12												
-5.00																				
-6.00					7	6	6	12												
-7.00																				
-8.00					6	6	5	11												
-9.00																				
-10.00					7	6	6	12												
-11.00																				
-12.00					8	7	7	14												
-13.00																				
-14.00	6	6	5	11																
-15.00		SP	SILTY & GRAVELLY SAND, Light Brown and Gray Withish Coloured Very Stiff Consistency	16.00 - 16.50																
-16.00					12	11	11	22												
-17.00																				
-18.00					11	10	10	20												
-19.00																				
-20.00					12	11	11	22												
-21.00																				
-22.00					16	15	15	30												
-23.00																				
-24.00					16	15	15	30												
-25.00																				
-26.00		SP	SILTY & GRAVELLY SAND, Light Brown and Gray Withish Coloured Hard Consistency		20	19	19	38												
-27.00																				
-28.00					27	26	25	51												
-29.00																				
-30.00					27	26	26	52												
		End Of Boring																		
REMARK : Ground Surface Bore Hole Elevation is 0.00 meter Page 1 / 2																				
			Clay		Silt		Sand		Gravel		Organic Matter									

Gambar 3.2. Boring log B-1

PROJECT	PLAZA GALARA MALL PALU	COORDINATE		BORING METHOD	LENGTH / DIA OF CASING															
		E	9,900,780																	
CLIENT	H. HASAN KADIR AL JUFRI	N	819,407	SAMPLING METHOD	Driller : A.E. Turangan															
LOCATION	PALU, CENTRAL OF SULAWESI	ELEVATION : + 33.00 M (MSL)		THIN WALLED / SHELBY TUBE	Date Of Tested															
		GWL FROM GS -9.00 M		SPT : AUTOMATIC HAMMER	19 to 23 Dec 2011															
BORE HOLE NO	B-2	DRILLING MACHINE TYPE : KANO / CUSTOM			Checked : Ir. Arens															
DEPTH	30.00 METER	TYPE OF CORING BARREL			Page : 1 / 2															
DEPTH (m)	LOG	USCS	DESCRIPTION	U.D Sample Depth (m)	N-SPT				N-SPT DIAGRAM											
					I	II	III	N	10	20	30	40	50	60						
					0-15	15-30	30-45	Value												
0.00																				
-1.00		CH	SILTY CLAY, Light Brown and Gray Coloured Medium Consistency	1.00 - 1.50																
-2.00		GP	SANDY GRAVEL, Gray and White Coloured Very Dense Consistency		4	4	4	8												
-3.00																				
-4.00					12	11	11	22												
-5.00																				
-6.00					6	6	5	11												
-7.00																				
-8.00					6	6	5	11												
-9.00																				
-10.00		SP	SILTY SAND, Light Brown and Gray Withish Coloured Stiff Consistency	10.00 - 10.50	7	6	6	12												
-11.00																				
-12.00					7	6	6	12												
-13.00																				
-14.00					6	6	5	11												
-15.00																				
-16.00					12	11	11	22												
-17.00																				
-18.00					11	10	10	20												
-19.00																				
-20.00					12	11	11	22												
-21.00																				
-22.00		SP	SILTY SAND GRAVEL, Light Brown and Gray Withish Coloured Very Stiff Consistency	22.00 - 22.50	15	15	15	30												
-23.00																				
-24.00					15	15	15	30												
-25.00																				
-26.00					16	17	17	34												
-27.00																				
-28.00		SP	SILTY SAND GRAVEL, Light Brown and Gray Withish Coloured Hard Consistency		27	26	25	51												
-29.00																				
-30.00					27	26	26	52												
			End Of Boring																	

REMARK : Ground Surface Bore Hole Elevation is 0.00 meter Page 1 / 2

	Clay		Silt		Sand		Gravel		Organic Matter
--	------	--	------	--	------	--	--------	--	----------------

Gambar 3.3. Boring log B-2

3.1.2. Contoh Tanah Tak Terganggu / Asli (*Undisturbed Sampling*)

Pengambilan contoh tanah tak terganggu / asli (*undisturbed sampling*) tidak dapat dilaksanakan dengan menggunakan “*Sheby Type Thin Walled Tube Sampler*” dan dilakukan sesuai dengan persyaratan prosedur percobaan dari ASTM D1587. Tabung yang sudah terisi contoh tanah akan ditutup kedua ujungnya dengan campuran parafin ditambah damar 2-3%, dimasukkan kedalam kantong plastik lengkap dengan keterangannya, kemudian disimpan dan dihindarkan dari kemungkinan terjadinya benturan – benturan atau tumbukan serta panas sinar matahari secara langsung.

3.1.3. Standar Penetration Test (SPT)

SPT dilakukan pada saat pengeboran berlangsung pada interval kedalaman 2,00 meter. Berat hammer SPT sebesar 140 lbs dijatuhkan bebas dengan ketinggian 30 inches secara semi automatic. Pada pengujian SPT dihitung jumlah pukulan (N) pada tiga kali penetrasi 15cm, dimana nilai N-SPT diambil dengan menjumlahkan jumlah pukulan pada 2x15 cm penetrasi terakhir (penetrasi 15 cm pertama tidak dihitung).

Hasil uji SPT ini dinyatakan dalam N-SPT yang hasilnya disajikan dalam boring log dan digambarkan secara visual konsistensi lapisan tanah dengan nilai N-SPT terhadap kedalaman.

Secara umum, seluruh kegiatan pengujian dilapangan mengikuti standar uji dari American Stanrad for Testing Material (ASTM).

3.2. PENELITIAN DILABORATORIUM

Penelitian di laboratorium dilakukan dengan menggunakan contoh tanah tak terganggu / tanah asli (*undistubed sampling*) yaang berasal dari *Thin Walled Tube Sampler*. Uji laboratorium yang dilakukan meliputi *Soil Properties* yang meliputi indeks properties, *shear strengh properties* dan *copressibility properties*. Penelitian dari contoh tanah tak terganggu / tanah

asli (*undisturbed sample*) dilakukan dengan persyaratan prosedur dari ASTM (*American Standard for Testing Material*), yang meliputi :

1. Penentuan kadar air tanah asli (w_n)
2. Penentuan berat isi tanah (γ)
3. Penentuan berat isi tanah kering (γ_d)
4. Penentuan berat jenis (*Specific Gravity*, G_s)
5. Penentuan konsistensi tanah (*Atterberg Limits*)
6. Sieve analysis and hydrometer analysis (*Grained size distribution*)
7. Shear strength by Triaxial UU test dan atau *Direct Shear test*

Tabel 3.2. Jenis dan Jumlah Pengujian di Laboratorium

No.	Jenis Pengujian	Jumlah	Sample
1	Index Properties ($w_n, \gamma, \gamma_d, G_s, e, S_r, n$)	8	<i>Undisturbed</i>
2	Grained Size Distribution	8	<i>Undisturbed</i>
3	Atterberg Limits (LL, PL, PI)	2	<i>Undisturbed</i>
4	Consolidation Test (C_c, C_v, C_r, P_o, P_c)	8	<i>Undisturbed</i>
5	Triaxial UU Test (C_u, ϕ)	2	<i>Undisturbed</i>
6	Direct Shear Test (C_u, ϕ)	6	<i>Undisturbed</i>

Tabel 3.3. Summary of Soil Investigation

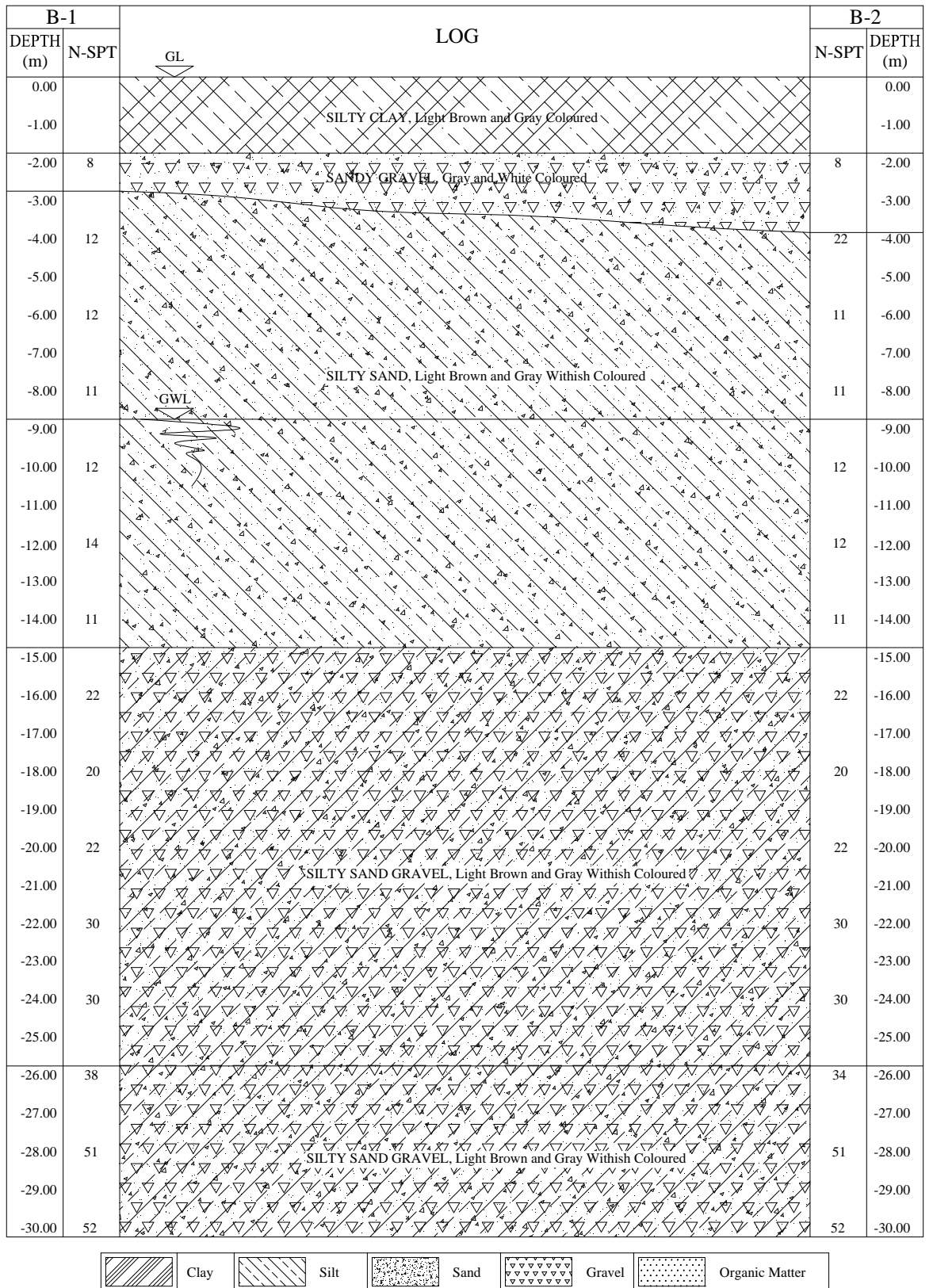
Project	Palaza Galara Mall Palu									
Location	Palu, Sulawesi Tengah									
Item Of Test	Parameter	Unit	DB-1				DB-2			
			Depth 1.00 M	Depth 10.00 M	Depth 16.00 M	Depth 22.00 M	Depth 1.00 M	Depth 10.00 M	Depth 16.00 M	Depth 22.00 M
Index Properties										
	Water Content (Wn)	%	9,813	42,157	30,000	39,623	36,526	38,679	38,318	34,369
	Unit Weight of Soil (γ)	Gr/cm3	1,796	1,759	1,893	1,796	1,814	1,783	1,796	1,783
	Unit Weight of Dry Soil (γ_d)	Gr/cm3	1,636	1,237	1,456	1,268	1,329	1,286	1,298	1,327
	Specific Gravity (Gs)	-	2,650	2,620	2,620	2,635	2,645	2,630	2,620	2,630
	Void Ratio (e)	-	0,620	1,117	0,800	1,049	0,991	1,045	1,018	0,982
	Porosity (n)	-	0,383	0,528	0,5111444	0,512	0,498	0,511	0,505	0,495
	Degree Of Saturation (Sr)	%	41,932	98,861	98,293	99,528	97,504	97,335	98,588	92,089
	Liquid Limmit (LL)	%	30,850	-	-	-	26,740	-	-	-
	Plastic Limmit (PL)	%	17,687	-	-	-	17,284	-	-	-
	Plastisity Index (PI)	%	13,163	-	-	-	9,456	-	-	-
Grained Size Distribution										
	Gravel	%	1,400	31,800	3,800	34,800	2,000	33,600	0,600	13,350
	Sand	%	38,550	65,550	92,250	55,700	39,150	62,800	91,050	76,550
	Silt	%	7,050	2,650	3,950	9,500	10,850	3,600	8,350	10,100
	Clay	%	53,000	0,000	0,000	0,000	48,000	0,000	0,000	0,000
	Organic Matter	%	-	-	-	-	-	-	-	-
Shear Strength Parameter										
Unconfined Compression Test										
	Ultimate Axial Strength (qu)	Kg/cm2	-	-	-	-	-	-	-	-
	Cohesion Undrained (Cu)	Kg/cm2	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sensitivity (St)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Direct Shear Test										
	Cohesion Undrained (Cu)	Kg/cm2	-	0,095	0,051	0,125	-	0,106	0,085	0,286
	Angle of Internal Friction (ϕ)	Degree	-	34,592	30,613	38,574	-	40,382	32,890	45,253
Triaxial UU Test										
	Cohesion Undrained (Cu)	Kg/cm2	0,294	-	-	-	0,321	-	-	-
	Angle of Internal Friction (ϕ)	Degree	15,337	-	-	-	11,724	-	-	-
Triaxial CU Test										
	Cohesion Undrained Total (Cu)	kPa	-	-	-	-	-	-	-	-
	Angle of Internal Friction Total (ϕ)	Degree	-	-	-	-	-	-	-	-
	Cohesion Undrained Eff (Cu)	kPa	-	-	-	-	-	-	-	-
	Angle of Internal Friction Eff (ϕ)	Degree	-	-	-	-	-	-	-	-
Compressibility										
	Praconsolidation Pressure (Pc)	Kg/cm2	1,300	2,800	2,600	1,300	0,920	1,700	2,200	3,500
	Compression Index (Cc)	-	0,200	0,055	0,130	0,225	0,290	0,160	0,170	0,140
	Coef. Of Consolidation (Cv) (..x10-3)	Cm2/sec	0,590	0,820	0,690	0,550	0,510	0,600	0,580	0,510
	Rebound Index (Cr)	-	0,110	0,010	0,030	0,040	0,110	0,010	0,030	0,020

3.3. KONDISI LAPISAN TANAH

Dari pekerjaan *Depth Boring* dilakukan 2 (dua) titik pengeboran (DB-1 dan DB-2), dapat dijelaskan kondisi lapisan tanah sebagai berikut :

1. Dari permukaan tanah hingga kedalaman -2,00 meter dijumpai lapisan lempung kelanauan berwarna cokelat muda dan abu – abu dengan konsistensi sedang sampai kaku (Medium to Stiff Consistency).
2. Dari kedalaman -2,00 sampai dengan -3,00 meter dijumpai lapisan kerikil kepasiran (Sandy Gravel) dengan konsistensi sangat padat (Very Dense Consistency).
3. Pada kedalaman -3,00 meter sampai dengan -15,00 meter dijumpai lapisan pasir kelanauan berwarna cokelat muda dengan abu – abu keputihan dengan konsistensi sedang sampai padat (Medium to Dense Consistency).
4. Pada kedalaman -15,00 meter sampai kedalaman -20,00 meter dijumpai lapisan pasir kelanauan dengan sedikit kerikil berwarna cokelat muda dengan abu – abu keputihan dengan konsistensi sangat padat (Very Dense Consistency).
5. Pada kedalaman -20,00 meter sampai dengan -30,00 meter, dijumpai lapisan kelanauan dan sedikit berkerikil berwarna cokelat muda dengan abu – abu keputihan dengan konsistensi keras (hard Consistency).
6. Muka air dari pengamatan dilapangan di lubang depth bored diperoleh pada kedalaman dari permukaan tanah sampai -9,00 meter.

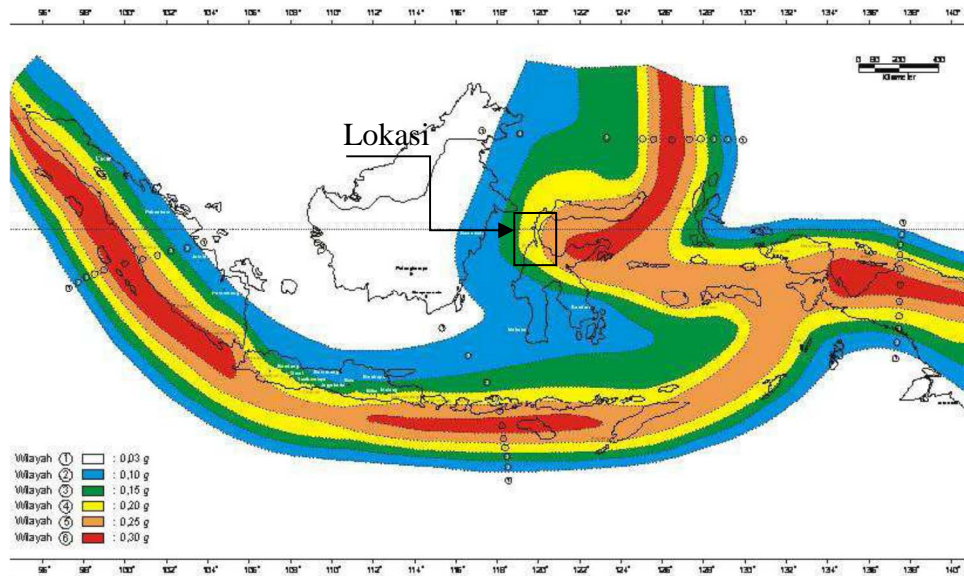
Diatas merupakan uraian yang menjelaskan kondisi lapisan tanah yang ada di lokasi proyek Plaza Galara Mall, Palu. Untuk mempermudah dalam membaca data lapisan tanah tersebut maka dibawah ini disajikan data yang berupa bagan yang didalamnya merupakan rangkuman dari uraian diatas dan dilengkapi dengan kedalaman pengambilan sample dan nilai N-SPT. Data hasil pengeboran tersebut diatas dinamakan *Boring Log*. Dibawah ini adalah *boring log* hasil pengeboran pada proyek Plaza Galara Mall. Pada proyek tersebut dilakukan dua titik pengeboran dengan nama B-1 dan B-2.



Gambar 3.4. Geologi profile dari B-1 ke B-2

3.4. SEISMICITY

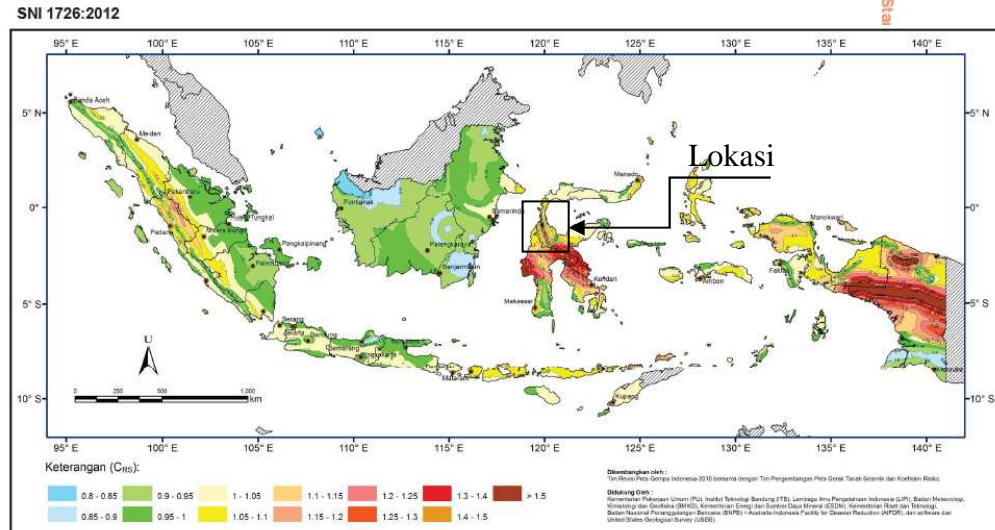
Indonesia adalah sebuah negara kepulauan yang sangat luas yang sebagian besar terdiri dari perairan (laut). Karena daerah yang sangat luas ini potensi terjadinya gempa pun tidak akan sama untuk semua wilayah. Para ahli telah membuat pemetaan wilayah gempa untuk seluruh wilayah Indonesia yang tertuang dalam SNI 1726:2012 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, BSN) yang merupakan revisi dari SNI 03-1723-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung). Untuk itu setiap perencanaan bangunan tahan gempa di wilayah Indonesia harus mengacu pada aturan yang tertuang dalam SNI tersebut. Pada SNI 1726:2012 terdapat beberapa peta dan ada dua zonasi gempa yang dibedakan berdasarkan respon spektra 0,2 detik dan 1 detik. Untuk menghitung beban gempa pada suatu bangunan, yang digunakan adalah nilai percepatan pada batuan dasar yang terdapat pada peta wilayah gempa yang dibedakan oleh beberapa warna. Perhitungan gempa pada Gedung Plaza Galara Mall ini masih menggunakan SNI 2002 Dengan percepatan yang terjadi pada batuan dasar adalah $a=0,2\text{ g}$, berada di zona 4.



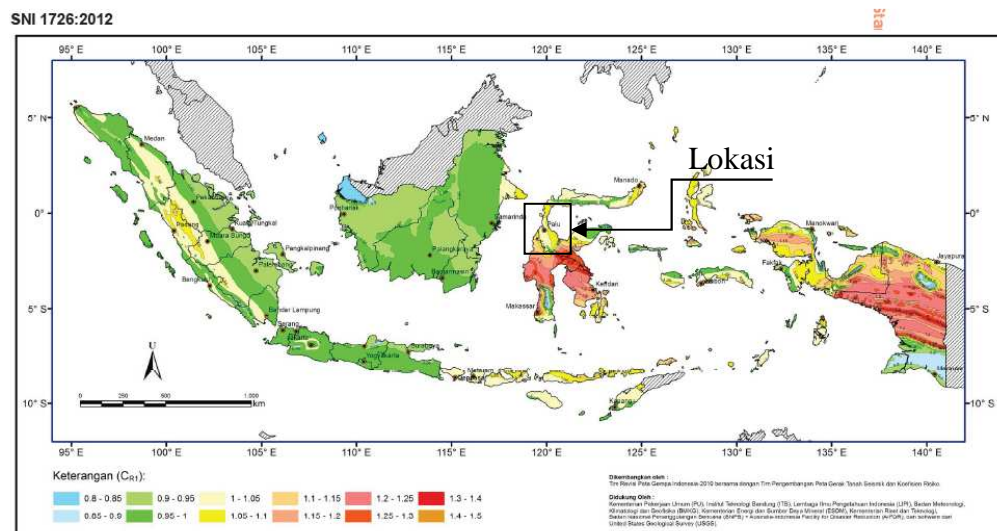
Gambar 3.5 Peta wilayah gempa Indonesia periode ulang 500 tahun, tahun 2002

Pada SNI 1726:2012 dengan respon spektra 0,2 detik, wilayah Palu yang merupakan tempat didirikannya Gedung Plaza Galara Mall, pada peta

zonasi gempa berada pada daerah dengan nilai percepatan pada batuan dasar adalah $a = 1.2 - 1,25$ g.



Gambar 3.6 Peta wilayah gempa Indonesia sesuai dengan SNI tahun 2012 dengan respon spektra 0,2 detik

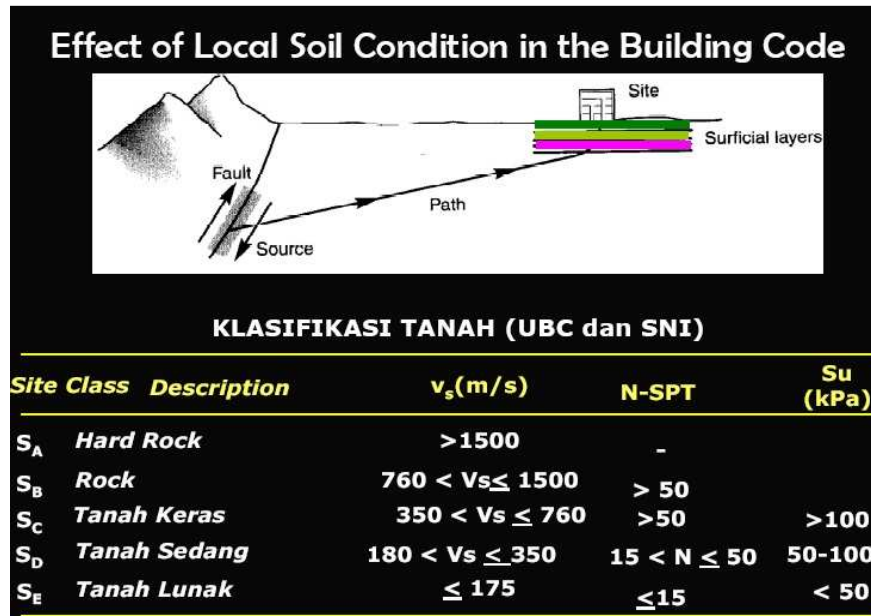


Gambar 3.7 Peta wilayah gempa Indonesia sesuai dengan SNI tahun 2012 dengan respon spektra 1 detik

Pada SNI 1726:2012 dengan respon spektra 1 detik, wilayah Palu yang merupakan tempat didirikannya Gedung Plaza Galara Mall, pada peta zonasi gempa berada pada daerah dengan nilai percepatan pada batuan dasar adalah $a = 1 - 1,05$ g.

3.5. PROFIL TANAH BERDASARKAN UBC 1997

Berdasarkan *Building Code* (UBC) 1997 klasifikasi konsistensi tanah dibagi menjadi enam kelas, sebagai berikut :



Gambar 3.8 Soil Profil Base on The UBC 1997

Tabel 3.4. Percepatan batuan dasar akibat gempa bumi

Site Class	Percepatan di Batuan Dasar			
	a = 0,075	a = 0,15	a = 0,2	a = 0.3
	Faktor pengali di permukaan / dasar bangunan			
A Hard Rock	0,8	0,8	0,8	0,8
B Rock	1,0	1,0	1,0	1,0
C Hard Soil	1,1	1,2	1,2	1,0
D Medium Soil	1,5	1,5	1,5	1,2
E Soft Soil	2,4	2,0	1,7	1,2

“a” max surface = faktor pengali x “a” bed rock

Dari permukaan tanah sampai dengan elevasi -30,00 meter (N-SPT dari DB-1 sampai DB-8) dijumpai suatu nilai SPT rata – rata sebesar $N = 22,65$, berdasarkan UBC 1997, termasuk kategori *tanah sedang*, dimana $15 < N-SPT < 50$.

Sehingga percepatan dipermukaan tanah / dasar bangunan, menjadi $a_{surface} = 1,5 \times 0,20 = 0,30 \text{ g}$ (berdasarkan SNI 03-1723-2002). Sedangkan percepatan dipermukaan tanah / dasar bangunan untuk standar SNI yang akan datang $a_{surface} = 1 \times 0,60 \text{ g} = 0,60 \text{ g}$

3.6. LAYOUT GEDUNG

Plaza Galara Mall Palu yang terletak di Jalan M. Hatta, Palu, Sulawesi tengah merupakan bangunan tinggi tujuh lantai dengan satu lantai baseman. Secara umum bangunan ini diperuntukan sebagai pusat perbelanjaan dan hotel.

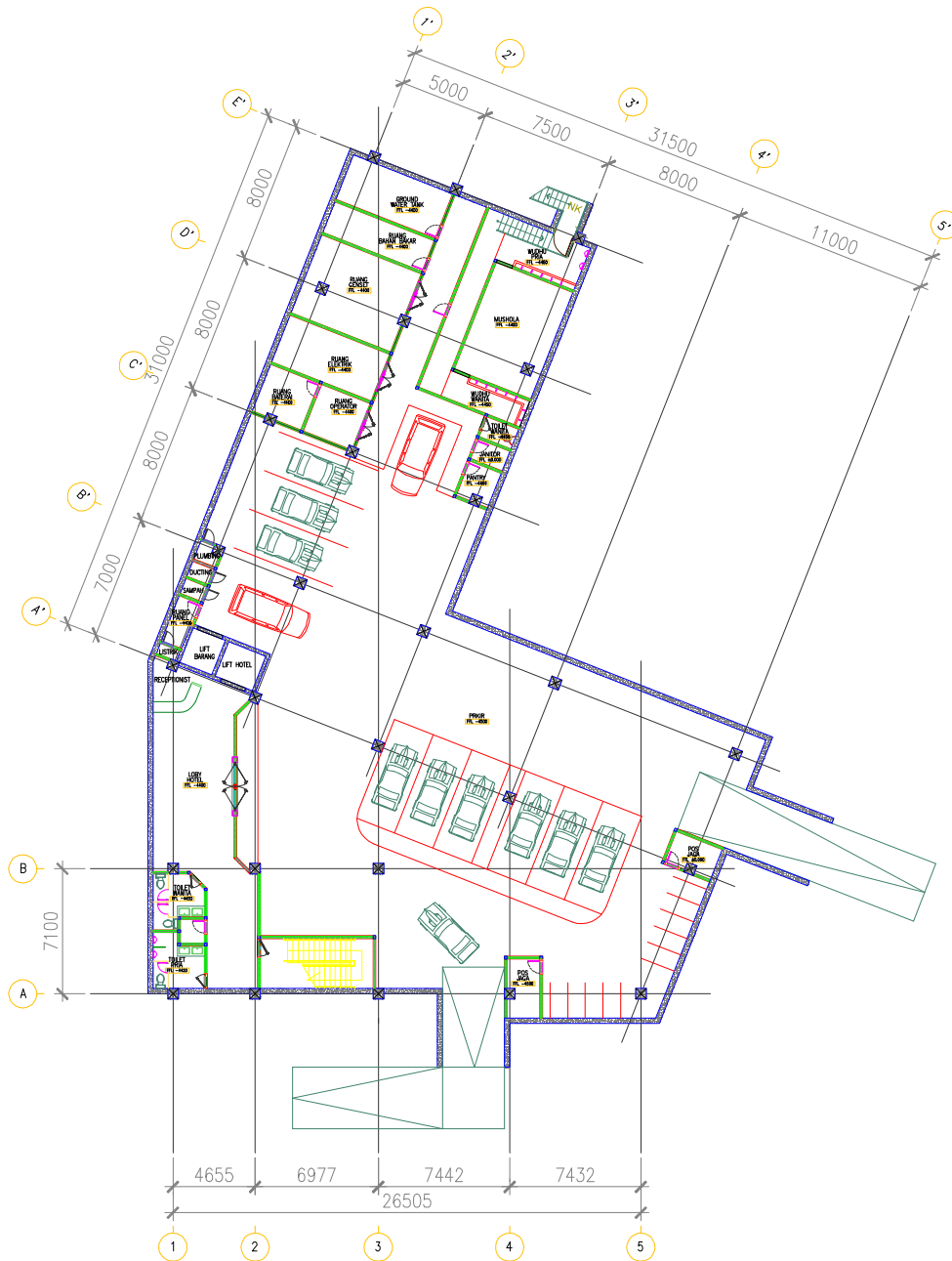


Gambar 3.9. Fasad Plaza Galara Mall Palu

3.6.1. Basemant

Plaza Galara Mall Palu adalah sebuah bangunan pusat perbelanjaan yang akan dibangun dengan satu lantai basemant yang

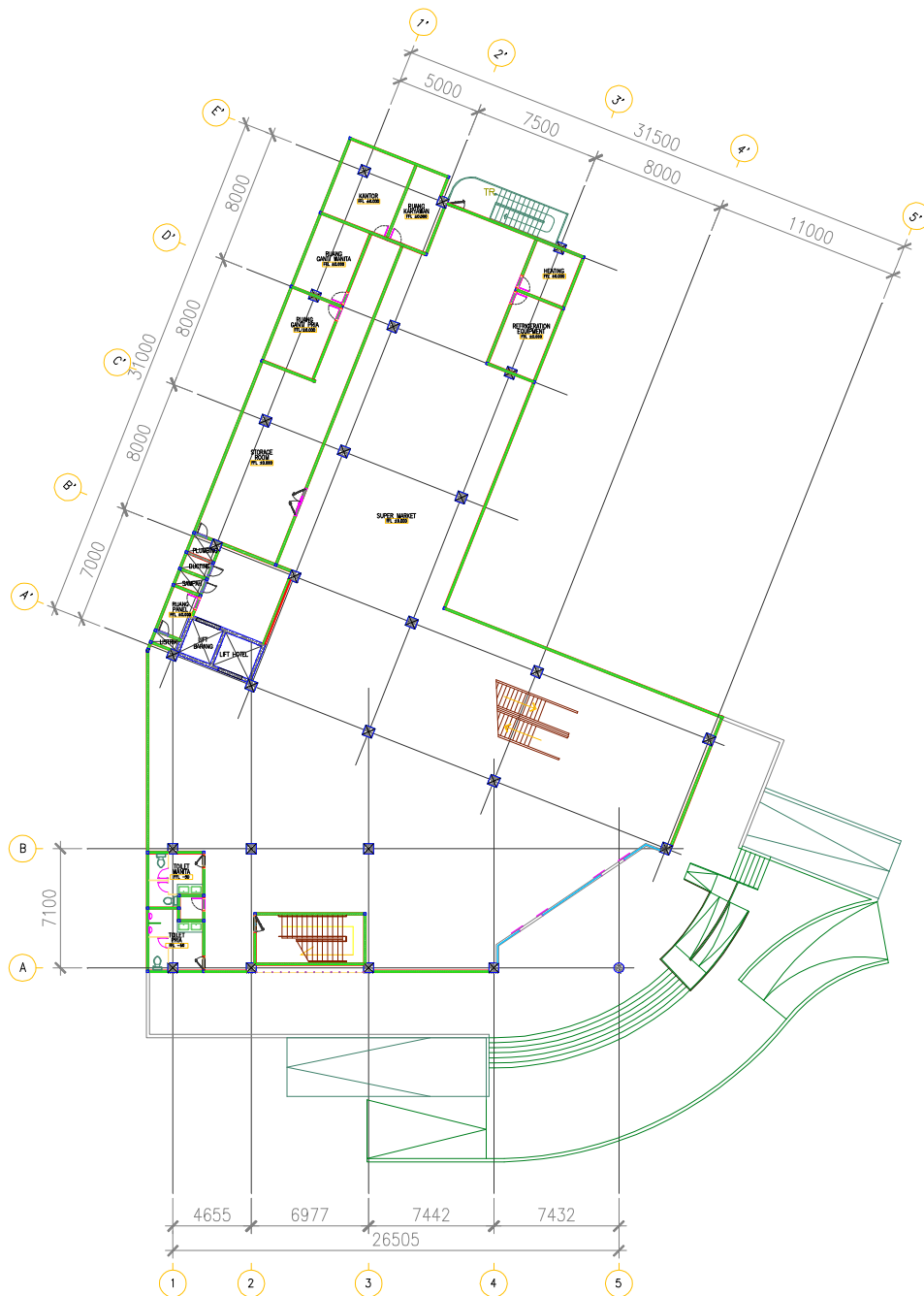
akan difungsikan sebagai tempat parkir, lobby hotel, musholla, ruang elektrik, ruang genset, ruang bahan bakar, ruang baterai dan ruang operator serta dilengkapi dengan dengan pantry dan toilet. Basemant ini akan dibangun sedalam 4,5 meter dari permukaan tanah. Sebagai akses lalu lintas, basemant ini akan dilengkapi ramp dengan kemiringan yang atur dan dibuat sesuai dengan kebutuhan dan kelayakan. Dilengkapi juga dengan tangga darurat yang berfungsi sebagai jalan keluar saat terjadi keadaan darurat atau *emergency*.



Gambar 3.10. Denah Basemant

3.6.2. Lantai *Ground*

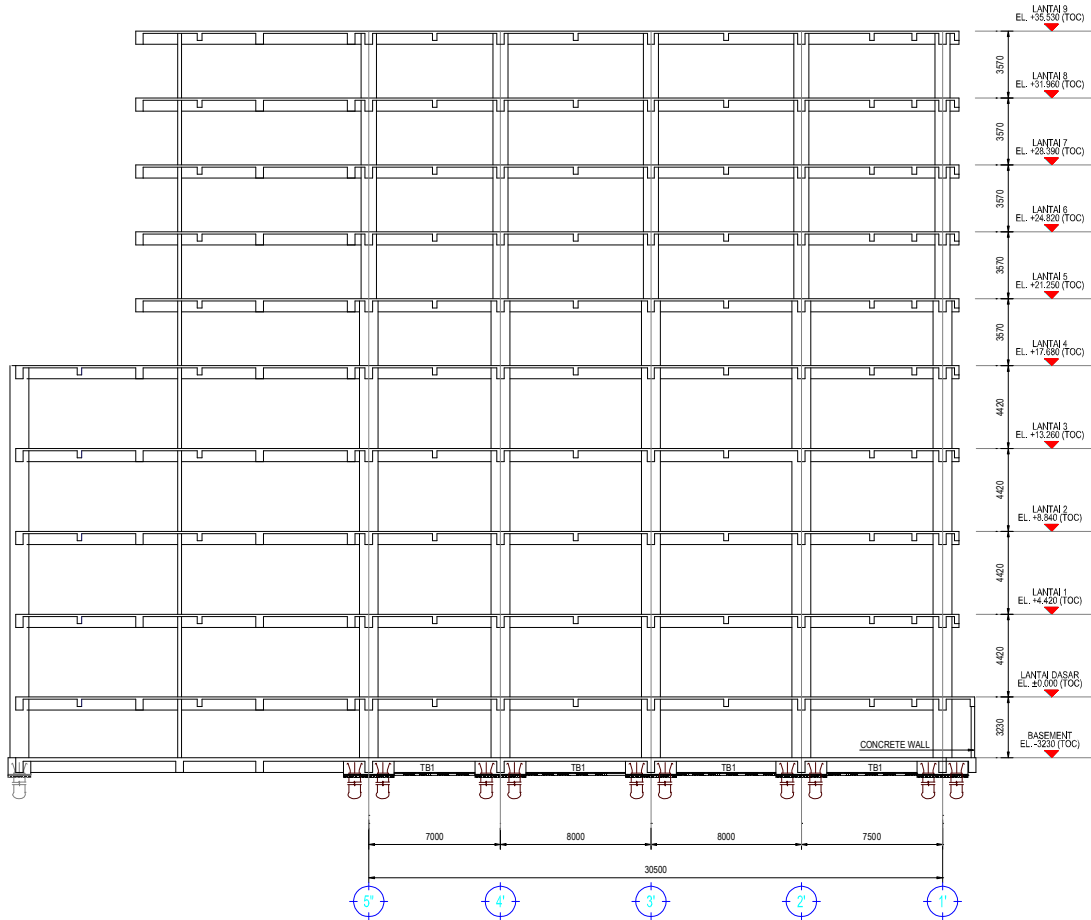
Lantai *ground* yang terletak tepat dipermukaan tanah dan berada satu lantai diatas basemant berfungsi sebagai supermarket yang dilengkapi dengan gudang penyimpanan, ruang pendingin dan ruang pemanas. Ruang kantor, ruang karyawan dan ruang ganti pun di letakan pada lantai ini. Eskalator dan lift diletakan pada lokasi yang mudah ditemukan sebagai sarana lalu lintas antar lantai.



Gambar 3.11. Denah Lantai *ground*

3.6.3. Potongan Struktur

Gambar dibawah ini menunjukkan potongan struktur dari salah satu As bangunan Plaza Galara Mall Palu.



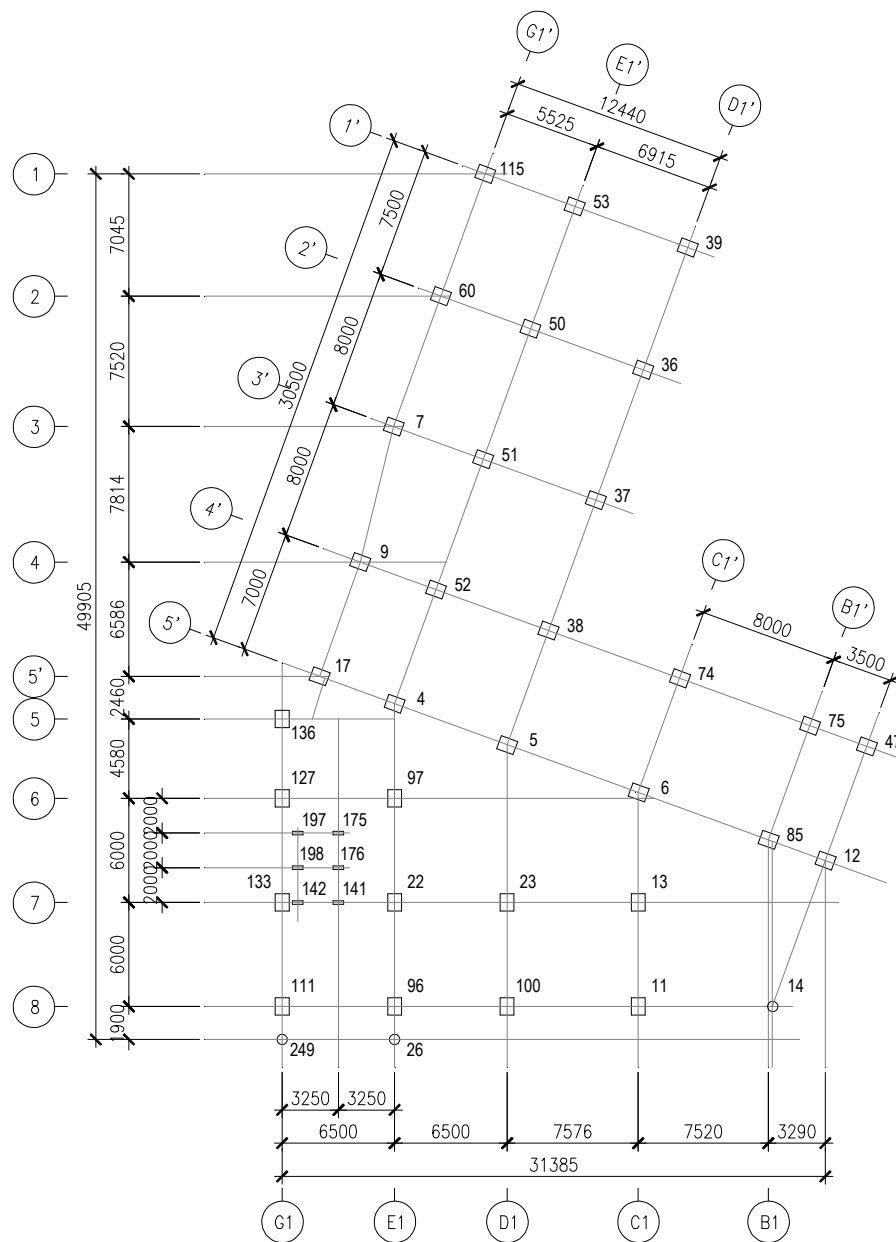
Gambar 3.12. Potongan bangunan Plaza Galara Mall

3.7. RENCANA PEMBEBANAN

Dalam merencanakan suatu pondasi dalam, baik *bored pile* maupun tiang pancang, selain data tanah hal lain yang harus diperhatikan adalah data pembebanan. Beban yang terjadi pada suatu pondasi adalah semua beban yang berada diatas pondasi itu sendiri baik beban mati maupun beban hidup. Beban mati pada suatu bangunan adalah semua beban yang berada pada bangunan tersebut selamanya atau selama bangunan itu berdiri, termasuk berat bangunan itu sendiri. Sedangkan beban mati adalah setiap benda yang berada diatas bangunan namun sifat keberadaannya sementara atau suatu saat dapat dipindah tempatkan seperti meja, lemari, lukisan di dinding dan lain – lain. Dalam merencanakan pondasi beban – beban tersebut diatas harus dimasukan

kedalam perhitungan pembebanan karena akan berpengaruh pada dimensi pondasi dan daya dukung pondasinya.

Gambar dibawah menunjukkan titik – titik kolom bangunan Plaza Galara Mall yang berada diatas pondasi dan berfungsi untuk menyalurkan beban dari atas ke pondasi. Pada gambar tersebut terdapat nomor yang tertera di setiap kolom. Nomor – nomor tersebut berhubungan erat dengan perhitungan reaksi pembebanan pada pondasi yang dijelaskan pada sub-bab berikutnya. Nomor yang sama akan ditemui pada tabel perhitungan reaksi pembebanan, itu menjelaskan reaksi – reaksi yang terjadi pada titik – titik kolom tersebut.



Gambar 3.13 Denah pembebanan Plaza Galara Mall

Sesuai dengan perkembangan teknologi pada dunia teknik sipil yang didalamnya terdapat bidang ilmu geoteknik, maka pada proyek inipun dalam menghitungreaksi pembebanan yang terjadi pada pondasi menggunakan salah satu program komputer atau *software*. SANSPRO V.4.95 adalah *software* yang digunakan untuk menghitung reaksi pembebanan pondasi tersebut. Tabel dibawah merupakan *output* yang dihasilkan program tersebut diatas. Mx max dengan nilai tertinggi dijadikan sebagai data awal untuk mendesain dimensi pondasi.

Tabel 3.5. Rencana pembebanan Plaza Galara Mall

Node Id	N min (kg)	N max (kg)	Vx, max (kg)	Vz, max (kg)	Mx, min (kg)	Mx, max (kg)	Mz, min (kg)	Mz, max (kg)
4	259814.1	592560.3	19405.7	16861.4	-4278409.4	4090959.1	-4949726.9	4935501.5
5	312501.6	660661.7	16965.0	17693.0	-3589165.0	4249273.5	-4700343.4	4701923.5
6	181047.0	415250.6	19089.0	14003.6	-4109210.5	3945756.9	-4410632.5	5347187.4
7	198697.3	600584.9	21752.0	15065.3	-3820894.8	3958396.5	-6154353.1	5766011.1
9	174899.9	591797.7	15857.4	15681.8	-4159406.3	3950158.9	-4806641.6	4832191.8
11	132083.4	414029.3	21496.1	16451.2	-5286899.2	5653953.9	-3965966.2	5215295.6
12	62665.3	447856.9	18158.4	23183.4	-4470888.2	5508412.3	-4903628.5	5356801.4
13	194849.1	384834.1	16733.1	20365.6	-5934186.5	6075605.0	-4042738.6	3575756.0
14	24626.4	53780.5	9646.7	14073.5	-1927548.3	783462.9	-1425008.6	1157351.5
17	142590.7	426640.4	16565.9	15574.0	-4223004.1	3881368.0	-4630527.1	4553456.1
22	212942.6	441708.5	17141.6	19508.1	-5729052.7	5671931.2	-4087382.9	3995640.1
23	230730.4	555211.3	15015.6	22963.5	-5987238.5	5002014.5	-3903508.5	4071293.4
26	-56154.7	212210.2	6508.3	6147.1	-878485.4	1000543.6	-888151.6	1154532.4
36	201051.2	606443.1	23099.1	15607.0	-4449849.5	4133536.6	-5766205.2	7126219.9
37	231275.6	605745.9	20246.7	15196.1	-4245872.8	3855328.2	-4609669.8	5977610.9
38	298810.3	633159.7	17020.0	13675.8	-3937425.2	3896886.4	-4584921.0	5135770.9
39	167704.1	465429.6	17773.4	11191.2	-4137146.1	3986783.0	-6743276.5	7495656.9
47	-6288.8	316329.4	16267.0	18145.7	-4538076.5	5138675.1	-4581903.0	4975745.2
50	356100.0	751955.7	25186.8	14986.9	-3980321.2	4107783.5	-7313146.7	7323766.9
51	388123.2	740908.6	22567.0	13544.8	-3799947.5	3829599.9	-6111659.7	5997164.8
52	311652.0	696008.7	20631.6	14214.8	-3942977.5	3792283.1	-5264583.9	5060707.9
53	267901.3	800666.4	30046.5	17511.7	-3633529.2	4530773.3	-8828097.5	8447956.3
60	181852.6	695466.8	22039.5	15356.5	-3692375.6	3970446.3	-7126589.8	6932091.3
74	134339.8	279082.3	21256.8	10012.3	-3810425.1	3510639.6	-4175676.8	5540912.3
75	-6989.5	286568.9	19439.2	10835.6	-4191295.3	4082172.3	-4891431.5	5180852.8
85	102054.3	373470.4	19372.2	12716.0	-4241837.3	3716388.2	-4603593.0	5441815.0
96	90676.1	294948.1	18759.3	26188.9	-6443638.7	5841135.0	-4503162.0	4925386.5
97	252916.5	543738.0	14782.5	20872.2	-5699235.4	5811610.3	-3601484.3	3401287.9
100	108164.7	341580.2	17789.7	14711.5	-5102020.2	4988105.8	-4559715.2	4690654.0
111	12717.0	249602.8	15558.2	26344.3	-6696963.8	6253429.9	-4280871.4	4020461.4
115	131513.2	647889.5	24187.7	13768.6	-3379997.5	3936157.6	-8386882.9	8470255.5
127	100580.4	334394.5	11662.7	23354.1	-6377382.8	6235889.3	-3265242.0	3125321.3
133	52706.5	312416.2	14863.5	22753.1	-6094137.1	6214798.8	-3883132.1	4027510.3
136	81998.9	382369.5	12770.6	19689.1	-5946188.4	5910063.3	-3316404.3	2944019.4
141	29015.5	62396.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
142	-3104.4	65806.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
175	31858.0	65107.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
176	28721.8	51723.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
197	11688.1	64376.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198	12198.9	55375.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
249	-74455.4	196736.3	6096.0	6692.8	-948030.4	1076987.0	-1063554.6	840591.9

BAB. IV

ANALISIS DAYA DUKUNG PONDASI DAN LIKUIFAKSI

4.1. DAYA DUKUNG TIANG TUNGGAL

Gedung Plaza Galara Mall direncanakan sebagai bangunan gedung bertingkat, maka *design* pondasi yang di akan aplikasikan adalah jenis pondasi *bored pile*. Untuk dapat mendukung suatu beban yang besar terkadang diperlukan beberapa tiang yang tergabung dalam satu kelompok tiang dan di gabungkan dengan suatu *pile cap*. Dalam suatu grup tiang *bored pile* perlu diketahui juga daya dukung *bored pile* tunggalnya. Untuk analisis perhitungan daya dukung pondasi bored pile ini, rumus yang akan digunakan adalah metode Reese and Wright. Pondasi *bored pile* yang di gunakan pada Plaza Galara Mall Palu adalah *bored pile* dengan diameter tiang $D = 80\text{cm}$, dengan jarak antar tiang adalah $3D$ atau sama dengan $2,4\text{m}$. Berdasarkan data tanah yang telah dijelaskan di bab. 3, maka perhitungan kapasitas aksial tekan tiang tunggal pada pondasi Plaza Galara Mall Palu dengan variasi kedalaman 20, 24 dan 28 meter dapat dilihat pada perhitungan berikut :

4.1.1. Perhitungan Dengan Kedalaman Tiang = 20 Meter

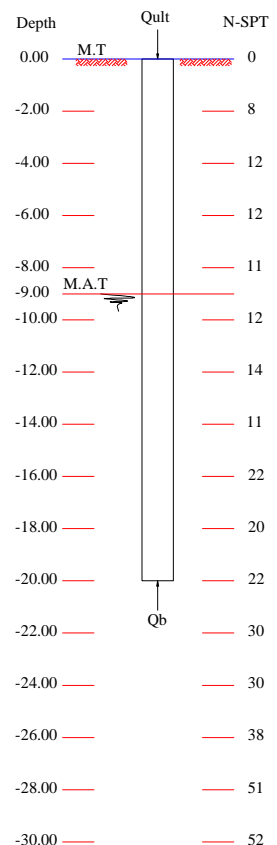
$$N_1 = \frac{11 + 22 + 20 + 22}{4} = 18,75$$

$$N_2 = \frac{22 + 30}{2} = 26$$

$$N_2 = \frac{18,75 + 26}{2} = 22,375$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi r^2 \\ &= 3,14 \cdot 0,4^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \pi r t \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot 20 \\ &= 50,24 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



$$N = \frac{8 + 12 + 12 + 11 + 12 + 14 + 11 + 22 + 20 + 22}{10} = 14,4$$

Karena $N_b < 60$, maka :

$$Q_u = 7N_b \cdot A_p + 0,32 N A_s$$

$$Q_u = 7 \cdot 22,375 \cdot 0,5024 + 0,32 \cdot 14,4 \cdot 50,24$$

$$= 310,1943 \text{ ton}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_{all} = \frac{310,1943}{2,5} = 124,0777 \text{ ton}$$

4.1.2. Perhitungan Dengan Kedalaman Tiang = 24 Meter

$$N_1 = \frac{22 + 20 + 22 + 30 + 30}{5} = 24,80$$

$$N_2 = \frac{30 + 38 + 51}{2} = 39,67$$

$$N_b = \frac{24,80 + 39,67}{2} = 32,23$$

$$A_p = \pi r^2$$

$$= 3,14 \cdot 0,4^2$$

$$= 0,5024 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2 \pi r t$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot 24$$

$$= 60,288 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{8 + 12 + 12 + 11 + 12 + 14 + 11 + 22 + 20 + 22 + 30 + 30}{12} = 17$$

Karena $N_b < 60$, maka :

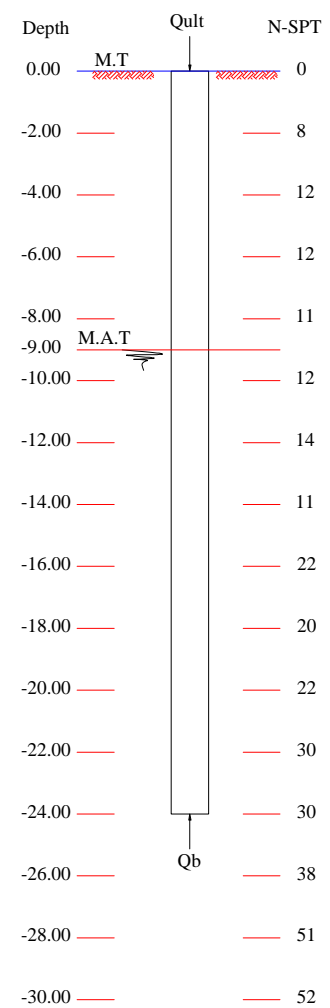
$$Q_u = 7N_b \cdot A_p + 0,32 N A_s$$

$$Q_u = 7 \cdot 32,23 \cdot 0,5024 + 0,32 \cdot 17 \cdot 60,288$$

$$= 441,32491 \text{ ton}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_{all} = \frac{441,32491}{2,5} = 176,5299 \text{ ton}$$



4.1.3. Perhitungan Dengan Kedalaman Tiang = 28 Meter

$$N_1 = \frac{22 + 30 + 30 + 38 + 51}{5} = 34,20$$

$$N_2 = \frac{51 + 52}{2} = 51,5$$

$$N_b = \frac{34,20 + 51,5}{2} = 42,85$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi r^2 \\ &= 3,14 \cdot 0,4^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \pi r t \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot 28 \\ &= 70,336 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N = \frac{22 + 20 + 22 + 30 + 30 + 38 + 51 + 8 + 12 + 12 + 11 + 12 + 14 + 11 + 22 + 20 + 22 + 22 + 30 + 30 + 38 + 51}{14} = 20,929$$

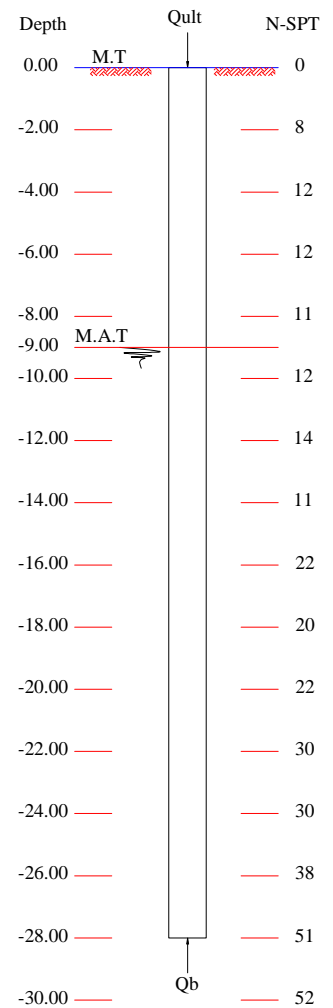
Karena $N_b < 60$, maka :

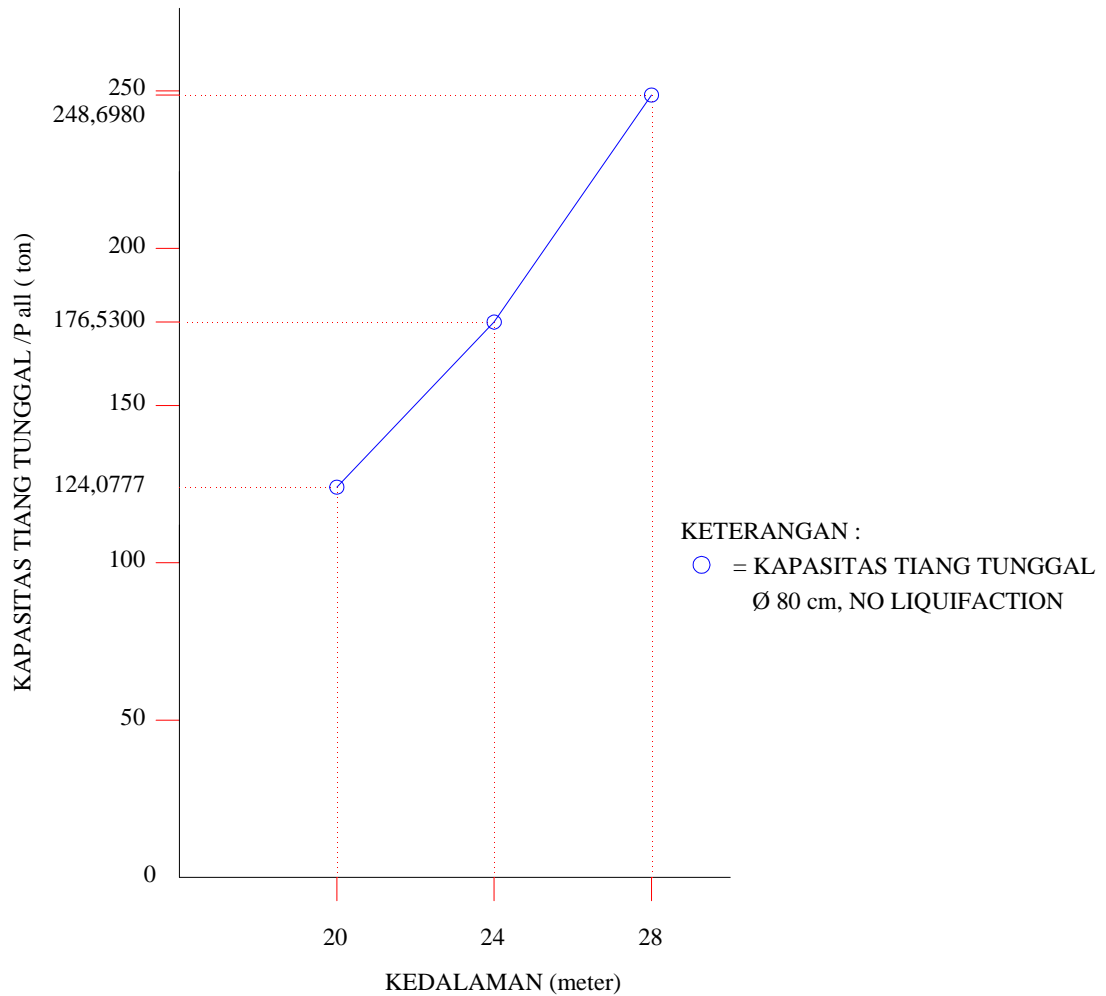
$$Q_u = 7N_b \cdot A_p + 0,32 N A_s$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 7 \cdot 42,85 \cdot 0,5024 + 0,32 \cdot 20,929 \cdot 70,336 \\ &= 621,74512 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_{all} = \frac{621,74512}{2,5} = 248,6980 \text{ ton}$$





Gambar 4.1. Grafik hubungan antara kapasitas tiang tunggal dan kedalaman *bored pile*

4.2. DAYA DUKUNG TIANG GROUP

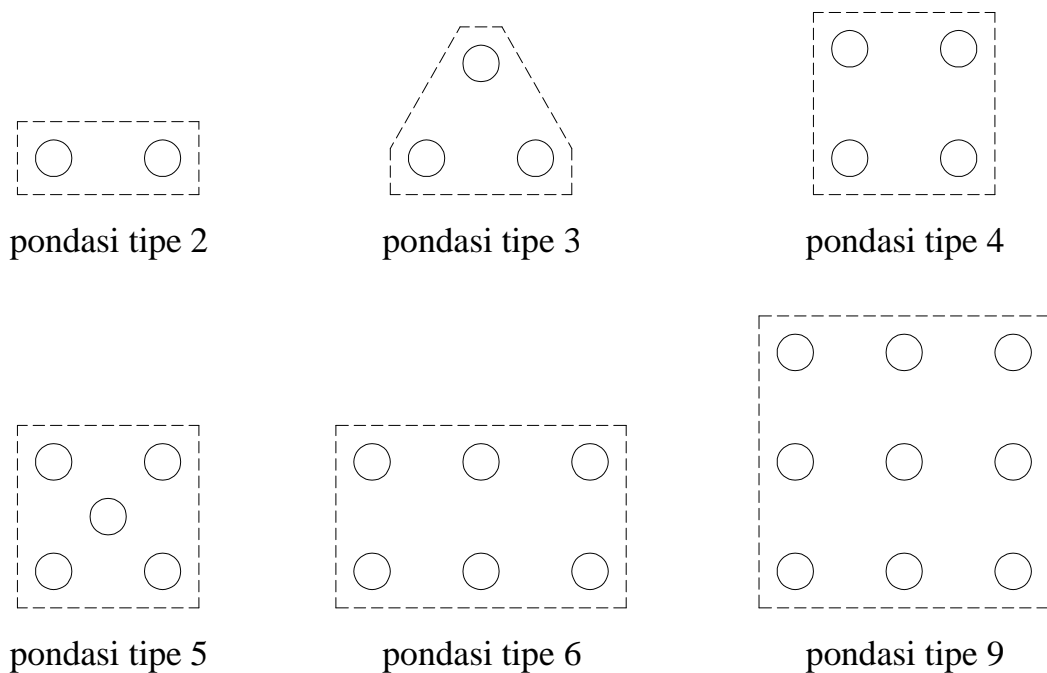
Dalam suatu konstruksi terkadang satu pondasi tiang tidak mampu menahan beban yang ada di atasnya. Untuk dapat memikul beban yang terjadi maka harus ditambah satu atau lebih lagi pondasi tiang yang selanjutnya disebut kelompok tiang. Agar dapat menahan beban secara efektif maka beberapa pondasi tiang tersebut disatukan oleh *pile cap*.

Seperti disebutkan diatas, setiap pondasi tiang memiliki daya dukung tunggal yang mampu memikul beban sesuai dengan kedalamannya. Akan tetapi dalam sebuah tiang grup, pondasi – pondasi tiang tersebut tidak dapat dihitung secara langsung kapasitas tunggal dikalikan dengan jumlah tiang dalam satu grup, karena dalam satu grup pondasi tiang akan mengalami penyebaran

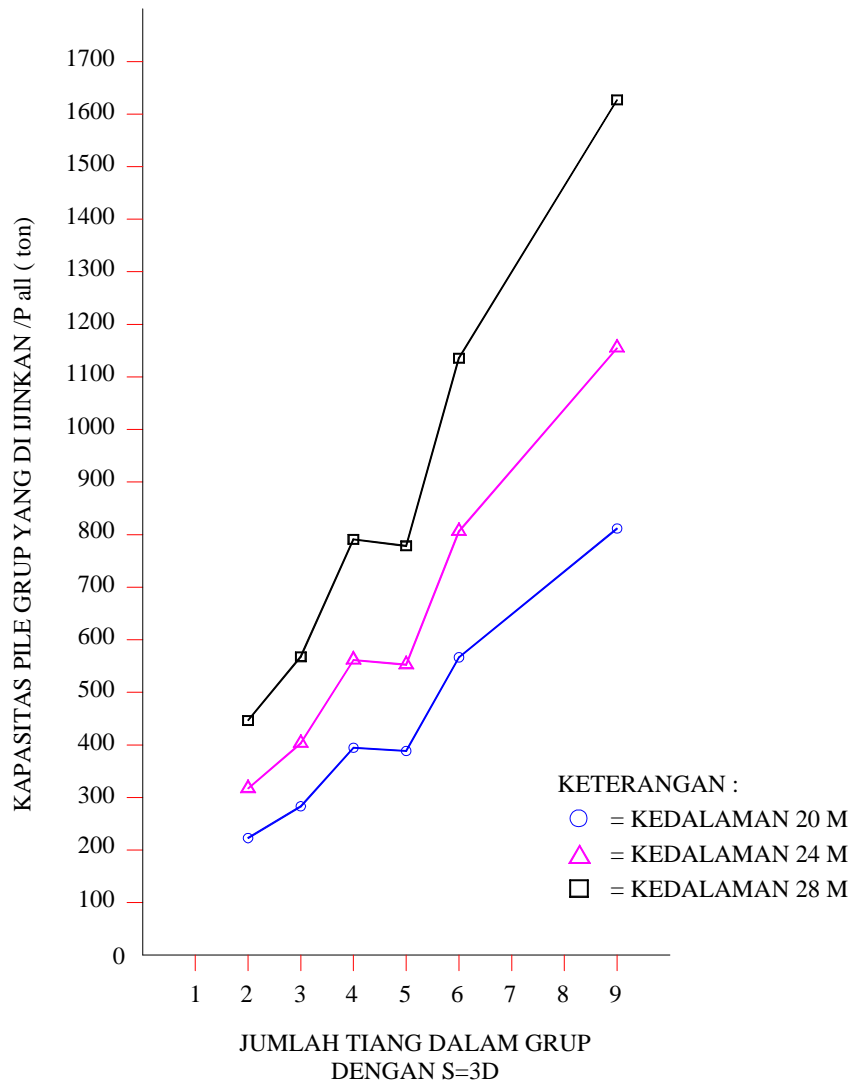
tegangan pada masing tiang dan kemampuan setiap tiang untuk memikul beban berbeda – beda. Deviasi antara daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup disebut efisiensi tiang grup. Efisiensi tiang grup yang ditinjau dalam studi ini, seperti dibawah :

Tabel 4.1. Daya dukung pondasi yang diijinkan dari masing – masing kelompok tiang

No	Jumlah Tiang Dlm Group	η	P all tiang tunggal (ton)			P all group (ton)			Beban Maksimal (ton)
			20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	
1	2	0,8976	124,0777	176,5300	248,6980	222,7403	316,9008	446,4546	800,6664
2	3	0,7610	124,0777	176,5300	248,6980	283,2800	403,0330	567,7989	800,6664
3	4	0,7952	124,0777	176,5300	248,6980	394,6502	561,4834	791,0262	800,6664
4	5	0,6261	124,0777	176,5300	248,6980	388,4080	552,6024	778,5145	800,6664
5	6	0,7610	124,0777	176,5300	248,6980	566,5601	806,0659	1.135,5977	800,6664
6	9	0,7269	124,0777	176,5300	248,6980	811,7173	1.154,8602	1.626,9843	800,6664



Gambar 4.2 Tipe pondasi / jumlah tiang dalam grup



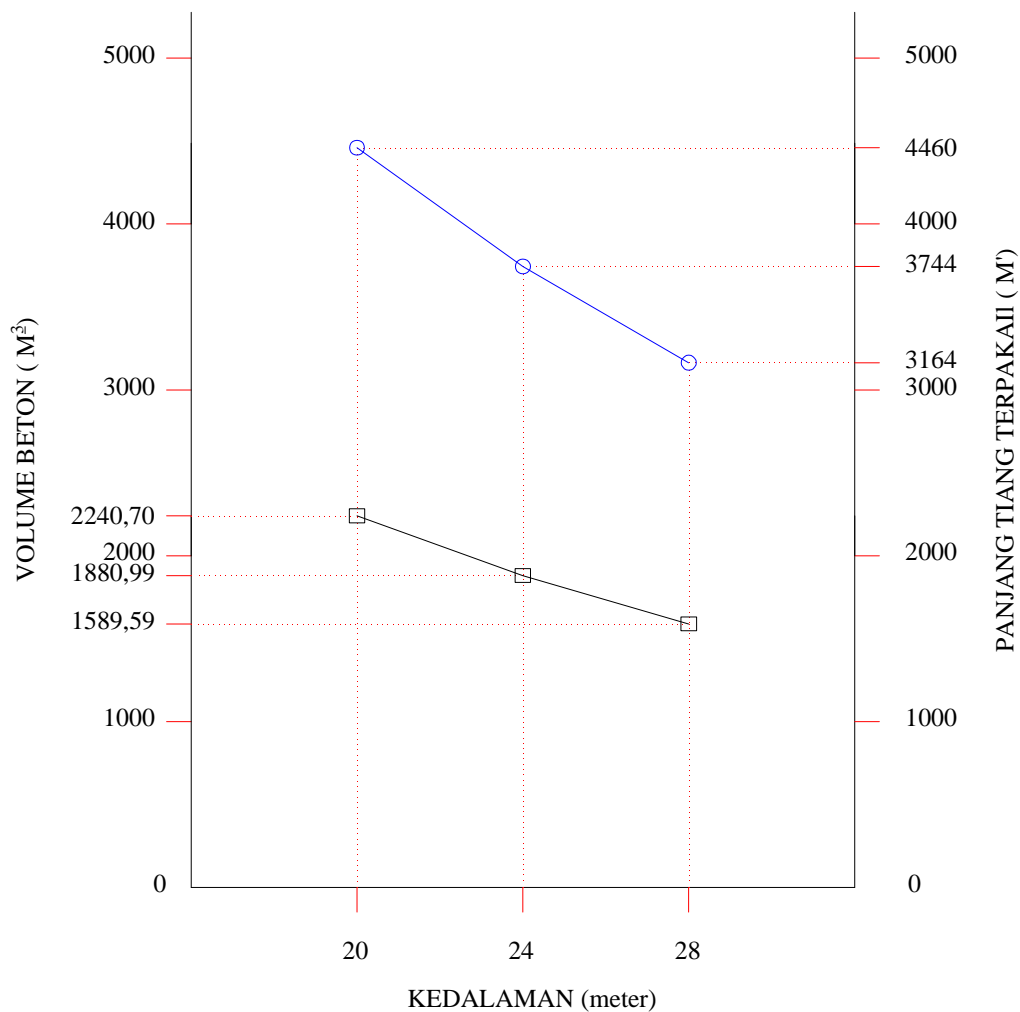
Gambar. 4.3. Garfik hubungan antara P_{all} dan jumlah pile dalam grup

Grafik diatas menunjukkan hubungan antara jumlah pile dalam group dan kapsitas pile group yang diijinkan (P_{all}) dari semua tipe pondasi berdasarkan kedalaman *bored pile*. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa dari masing – masing kedalaman menghasilkan daya dukung yang juga berbeda. Hal itu dipengaruhi oleh nilai N-SPT berdasarkan data pada bab. 3 yang ditampilkan pada grafik *bored hole*. Pada kedalaman 28 meter memiliki daya dukung paling besar, karena pada kedalaman tersebut nilai N-SPT sudah berada pada kategori tanah keras > 50. Namun itu tidak dapat diambil sebagai kesimpulan. Untuk mendapatkan daya dukung yang optimum dan volume yang ekonomis tetap harus melalui perhitungan agar tidak terjadi pembengkakan biaya.

Selanjutnya di uraikan perhitungan jumlah *pile* dalam group, P_{all} group dan panjang tiang terpakai untuk masing – masing kolom pada Gedung Plaza Galara Mall Palu. Perhitungan tersebut disajikan dalam tabel dibawah.

Tabel. 4.2. Tabel perhitungan panjang tiang untuk masing – masing pondasi

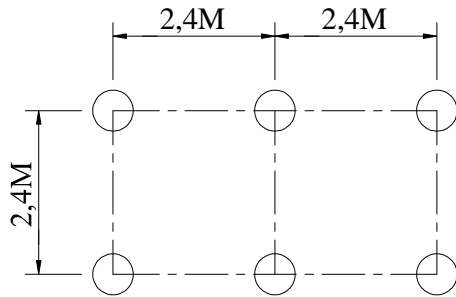
No	Node Id	Beban (ton)	Jumlah Pile Dalam Group			P all group capacity (kg)			Panjang Tiang Terpakai (m)		
			20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M
1	4	592,5603	9,00	5,00	4,00	811,7173	552,6024	791,0262	180,00	120,00	112,00
2	5	660,6617	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
3	6	415,2506	5,00	4,00	2,00	493,3127	561,4834	446,4546	100,00	96,00	56,00
4	7	600,5849	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
5	9	591,7977	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
6	11	414,0293	6,00	4,00	2,00	566,5601	561,4834	446,4546	120,00	96,00	56,00
7	12	447,8569	6,00	4,00	2,00	566,5601	561,4834	446,4546	120,00	96,00	56,00
8	13	384,8341	4,00	3,00	2,00	394,6502	403,0330	446,4546	80,00	72,00	56,00
9	14	53,7805	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
10	17	426,6404	5,00	4,00	2,00	493,3127	561,4834	446,4546	100,00	96,00	56,00
11	22	441,7085	5,00	4,00	2,00	493,3127	561,4834	446,4546	100,00	96,00	56,00
12	23	555,2113	6,00	6,00	3,00	566,5601	806,0659	567,7989	120,00	144,00	84,00
13	26	212,2102	3,00	2,00	2,00	283,2800	316,9008	446,4546	60,00	48,00	56,00
14	36	606,4431	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
15	37	605,7459	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
16	38	633,1597	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
17	39	465,4296	6,00	4,00	3,00	566,5601	561,4834	567,7989	120,00	96,00	84,00
18	47	316,3294	4,00	2,00	2,00	394,6502	316,9008	446,4546	80,00	48,00	56,00
19	50	751,9557	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
20	51	740,9086	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
21	52	696,0087	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
22	53	800,6664	9,00	6,00	6,00	811,7173	806,0659	1.135,5977	180,00	144,00	168,00
23	60	695,4668	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
24	74	279,0823	3,00	2,00	2,00	283,2800	316,9008	446,4546	60,00	48,00	56,00
25	75	286,5689	4,00	2,00	2,00	394,6502	316,9008	446,4546	80,00	48,00	56,00
26	85	373,4704	4,00	3,00	2,00	394,6502	403,0330	446,4546	80,00	72,00	56,00
27	96	294,9481	4,00	2,00	2,00	394,6502	316,9008	446,4546	80,00	48,00	56,00
28	97	543,7380	6,00	4,00	3,00	566,5601	561,4834	567,7989	120,00	96,00	84,00
29	100	341,5802	4,00	3,00	2,00	394,6502	403,0330	446,4546	80,00	72,00	56,00
30	111	249,6028	3,00	2,00	2,00	283,2800	316,9008	446,4546	60,00	48,00	56,00
31	115	647,8895	9,00	6,00	4,00	811,7173	806,0659	791,0262	180,00	144,00	112,00
32	127	334,3945	4,00	3,00	2,00	394,6502	403,0330	446,4546	80,00	72,00	56,00
33	133	312,4162	4,00	2,00	2,00	394,6502	316,9008	446,4546	80,00	48,00	56,00
34	136	382,3695	4,00	3,00	2,00	394,6502	403,0330	446,4546	80,00	72,00	56,00
35	141	62,3964	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
36	142	65,8067	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
37	175	65,1078	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
38	176	51,7232	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
39	197	64,3765	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
40	198	55,3759	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
41	249	196,7363	2,00	2,00	2,00	222,7403	316,9008	446,4546	40,00	48,00	56,00
						JUMLAH	Panjang (m'	4.460,00	3.744,00	3.164,00	
							Volume (m3	2.240,70	1.880,99	1.589,59	



Gambar 4.4 Grafik hubungan antara kedalaman dan kebutuhan material *bored pile*

Untuk mendapatkan daya dukung yang maksimal, berdasarkan tabel diatas menunjukkan bahwa *bored pile* dengan kedalaman 28 meter dapat dijadikan sebagai pilihan yang cukup baik karena disamping memiliki daya dukung yang tinggi karena berada pada posisi tanah keras dengan dengan nilai N-SPT >50, juga merupakan pondasi *bored pile* yang paling sedikit menggunakan material beton.

Akan tetapi untuk contoh uraian perhitungan daya dukung tiang group akan digunakan pondasi dengan kelompok tiang 6 dengan kedalaman 24 meter, diameter tiang tetap menggunakan diameter 0,8 centimeter dengan jarak tiang 3D atau sama dengan 2,4 meter. Contoh perhitungan tiang group diuraikan pada perhitungan dibawah ini.



$$\eta = 1 - \phi \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90^\circ mn} \right]$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{d}{s} \right) = \arctan \left(\frac{0,8}{2,4} \right) = 18,4349^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,43 \left[\frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 3} \right]$$

$$\eta = 0,7610$$

Dengan demikian, daya dukung tiang grup menjadi :

$$P_{pg} = N \cdot P_{all} \cdot \eta$$

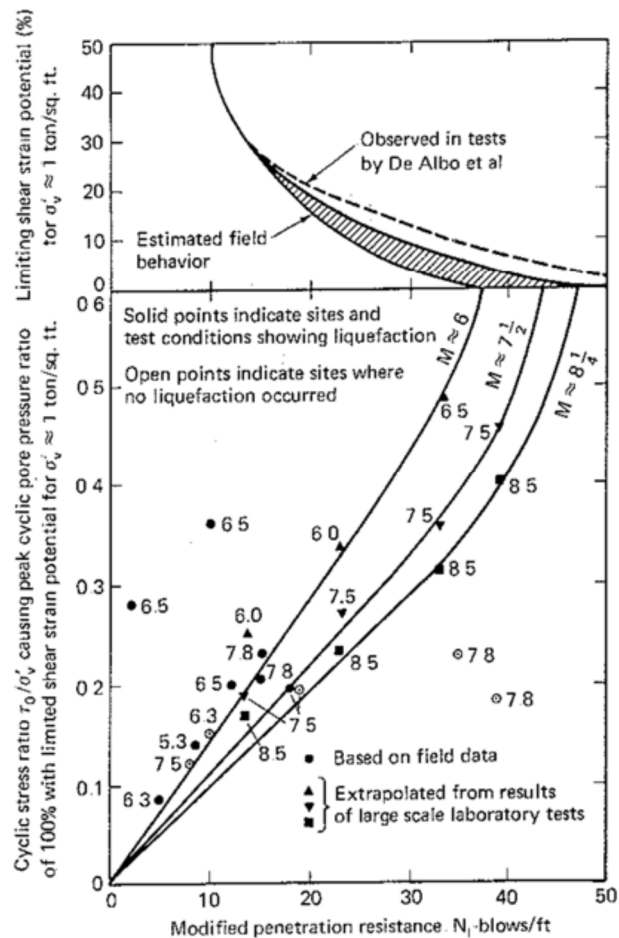
$$P_{pg} = 6 \cdot 176,5300 \cdot 0,7610$$

$$P_{pg} = 806,0659 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan diatas pondasi memiliki daya dukung melebihi dari daya dukung yang di butuhkan untuk mrnahan beban maksimum. Dapat disimpulkan, pondasi tersebut aman untuk di aplikasikan.

4.3. ANALISIS POTENSI LIKUIFAKSI

Pada sub bab ini akan diuraikan mengenai analisa kedalaman tanah yang mungkin akan mengalami likuifasi atau mencairnya tanah yang terjadi sesaat setelah terjadinya gempa bumi. Dasar yang akan dipakai untuk perhitungan analisis ini akan digunakan parameter perhitungan berdasarkan kekuatan gempa. Besaran kekuatan gempa yang akan dipakai sebagai dasar perhitungan berdasarkan SNI yaitu 6, 7,5 dan 8,25 skala *richter*. Selain besaran kekuatan gempa juga dipakai parameter nilai N-SPT. Hubungan nilai kekuatan gempa dengan nilai N-SPT dapat dilihat pada gambar dibawah.



Gambar 4.5 Hubungan antara perilaku likuifaksi pada pasir untuk kondisi tanah bertingkat dan resistansi penetrasi yang dilengkapi dengan data dari test dalam skala besar (After Seed, 1979)

Dari tabel diatas dapat kita lihat hubungan antara jumlah pukulan atau N-SPT dengan rasio tegangan siklik pada gempa 6, 7.5 dan 8.25 skala richter. Tiga garis pada tabel diatas menunjukkan besaran parameter gempa dan merupakan batasan untuk menentukan besaran rasio tegangan sikliknya. Pada tabel diatas hanya menunjukkan nilai N-SPT dengan kelipatan 10, maka untuk menghitung nilai rasio tegangan diantaranya dapat menggunakan rumus interpolasi. Berlaku untuk ketiga parameter gempa tersebut diatas.

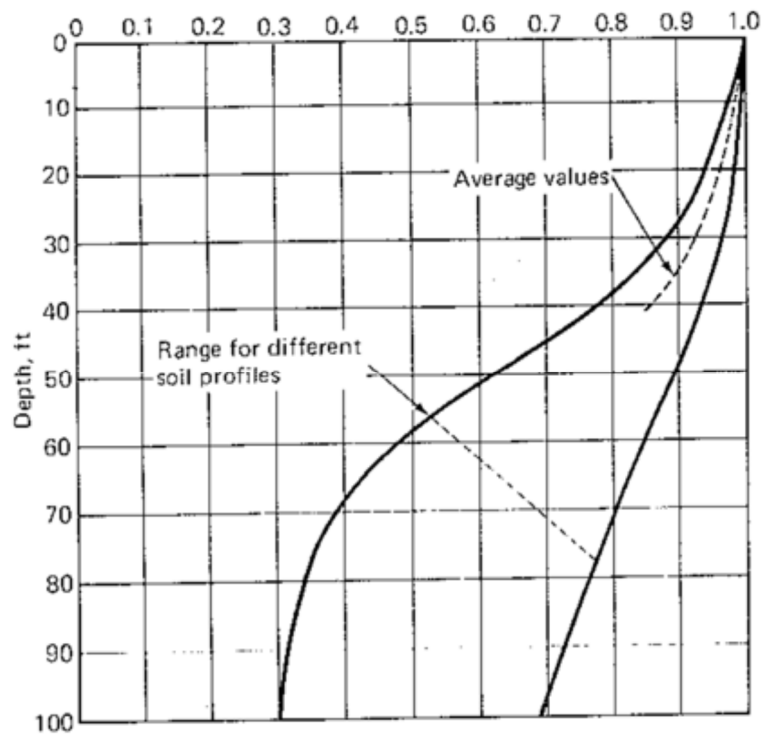
$$N - SPT_1 = N - SPT_0 + \left[\frac{(N - SPT_{10}) - (N - SPT_0)}{10} \right]$$

$$N - SPT_1 = 0 + \left[\frac{0.1 - 0}{10} \right]$$

$$N - SPT_1 = 0.01$$

Rumus tersebut diatas dapat di aplikasikan untuk mencari nilai rasio tegangan yang lainnya (lihat tabel perhitungan).

Selanjutnya adalah mencari nilai pengurangan tegangan (r_d) dengan menggunakan tabel dibawah ini.



Gambar 4.6 Kisaran nilai r_d untuk lapisan tanah yang berbeda dalam analisis likuifaksi (After Seed and Idris 1971)

Gambar diatas menunjukkan hubungan antara kedalaman dengan nilai pengurangan tegangan (r_d) yang dibatasi oleh garis putus – putus seperti terlihat pada tabel. Dalam perhitungan analisis likuifaksi dibutuhkan nilai r_d . Untuk mendapatkan nilai – nilai tersebut dapat dicari dengan cara grafis menggunakan grafik diatas.

Di dalam perhitungan analisa potensi likuifaksi tetap diperlukan data – data lain seperti data berat jenis tanah (γ_{soil}) dan data nilai N-SPT, data – data ini diambil dari *summary* data penyelidikan tanah di bab. 3. Selanjutnya adalah perhitungan dengan menggunakan rumus - rumus yang akan diuraikan berikut.

Effective Stress Vertical

Tegangan vertikal efektif pada kedalaman 2 meter merupakan perhitungan dari penjumlahan berat jenis tanah (γ soil) pada kedalaman 2 meter di tambah dengan berat jenis tanah pada kedalaman 1 meter, selanjutnya tegangan vertikal efektif pada kedalaman 3 meter merupakan penjumlahan antara γ pada kedalaman 3 meter ditambah dengan hasil penjumlahan γ pada kedalaman 1 meter + 2 meter. Begitu seterusnya sampai pada kedalaman 30 meter. Tabel dibawah merupakan ilustrasi perhitungan tersebut diatas.

Tabel 4.3 Ilustrasi perhitungan *effective stress vertical*

Kedalaman (m)	γ soil	<i>Effective Stress Vertical</i> (t/m^2)
1	A	A
2	B	A+B
3	C	(A+B) + C
4	D	(A+B+C) + D
dst	dst	dst

Nilai Cn

Sama halnya dengan nilai *effective stress vertical*, nilai Cn juga dicari pada setiap satu meter kedalaman. Nilai Cn tersebut didapat dari rumus dibawah ini.

$$Cn = 0,77 \text{ Log}_{10} \frac{20}{\text{eff stress vertical}}$$

Effective tress vertical dalam satuan ton/feet.

Nilai N' (N-SPT koreksi)

Nilai N' (N-SPT koreksi) didapat dari hasil kali antara nilai N-SPT pada setiap kedalaman dengan nilai Cn.

$$N' = N\text{-SPT} \times Cn$$

Nilai $\tau h/\sigma v$

Nilai $\tau h/\sigma v$ sangat berhubungan dengan nilai N' (N-SPT koreksi). Besaran Nilai tersebut dapat dicari secara grafis pada gambar 4.5 disesuaikan

dengan besaran kekuatan gempanya (8.25, 7.5 dan 6 skala richter). Nilai tersebut diambil berdasarkan satu meter kedalaman.

Nilai τh

Nilai τh merupakan hasil kali dari $\left(\frac{\tau h}{\sigma v}\right) \times \text{effective stress vertical}$. Semua nilai $\tau h/\sigma v$ dari setiap besaran kekuatan gempa harus dikali dengan nilai *effective stress vertical* sesuai dengan kedalamannya. Nilai ini yang akan menentukan pada lapisan/kedalaman berapa meter akan terjadi likuifaksi. Apabila nilai $\tau h < \tau_{av}$ maka lapisan tanah tersebut akan mengalami likuifaksi, akan tetapi bila terjadi kondisi sebaliknya $\tau h > \tau_{av}$ maka lapisan tanah tersebut tidak terjadi likuifaksi/aman.

Nilai CD

Nilai CD merupakan nilai *reduction factor* yang nilainya di cari dengan cara grafis menggunakan grafik seperti yang terlihat pada gambar 4.6. Nilai ini sangat erat sekali hubungannya dengan kedalaman. Seperti terlihat pada tabel, garis yang ada di tengah itu merupakan batasan hubungan antara kedalaman dan nilai CD tersebut. Jadi harus sangat hati – hati dalam menentukan besaran nilai CD ini.

Nilai Tegangan Geser Rata – Rata (τ_{av})

Merupakan hasil kali antara nilai CD (*reduction factor*), tegangan total (σ_{tot}) dan nilai pergeseran pada permukaan tanah $\left(\frac{a_{max}}{g}\right)$ akibat gempa. Yang di jelaskan dengan rumus seperti dibawah ini.

$$\tau_{av} = 0,65 \cdot CD \cdot \text{teg tot} \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

Uraian diatas merupakan tata cara perhitungan untuk mengetahui nilai perhitungan tegangan geser yang selanjutnya akan dijadikan sebagai dasar perhitungan analisis potensi likuifaksi. Perhitungan tersebut akan disajikan dalam bentuk tabel untuk mempermudah pemahaman perhitungannya. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.4 Perhitungan tegangan geser

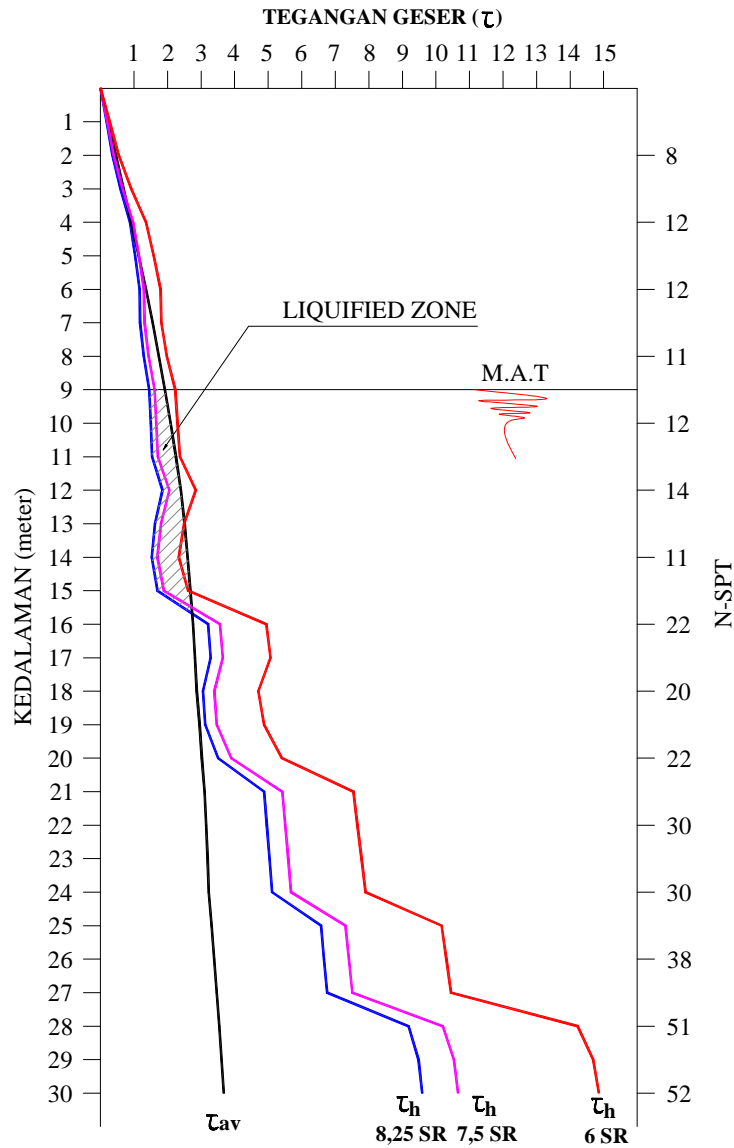
Depth (m)	N	$\dot{\gamma}$ soil	Eff Stress Vertical t/m ²	Cn	N'	ζ_h/σ_v 8,25 SR	ζ_h/σ_v 7,5 SR	ζ_h/σ_v 6,0 SR	ζ_h 8,25 SR	ζ_h 7,5 SR	ζ_h 6,0 SR
1	7	1,796	1,796	1,60	11	0,101	0,112	0,155	0,181	0,201	0,278
2	8	1,796	3,592	1,37	11	0,099	0,110	0,151	0,354	0,393	0,543
3	10	1,796	5,388	1,23	12	0,111	0,123	0,171	0,598	0,664	0,919
4	12	1,796	7,184	1,14	14	0,123	0,136	0,189	0,882	0,980	1,358
5	12	1,796	8,980	1,06	13	0,115	0,127	0,176	1,030	1,145	1,585
6	12	1,796	10,776	1,00	12	0,108	0,120	0,166	1,165	1,295	1,791
7	11	1,796	12,572	0,95	10	0,094	0,104	0,144	1,182	1,314	1,814
8	11	1,796	14,368	0,91	10	0,090	0,100	0,137	1,288	1,431	1,974
9	12	0,796	15,164	0,89	11	0,096	0,106	0,147	1,453	1,614	2,230
10	12	0,765	15,929	0,87	10	0,094	0,104	0,144	1,498	1,664	2,298
11	12	0,765	16,694	0,86	10	0,092	0,103	0,142	1,542	1,713	2,365
12	14	0,765	17,460	0,84	12	0,106	0,118	0,163	1,848	2,053	2,840
13	12	0,765	18,225	0,83	10	0,089	0,099	0,137	1,625	1,806	2,492
14	11	0,765	18,990	0,81	9	0,080	0,089	0,123	1,526	1,696	2,337
15	12	0,765	19,755	0,80	10	0,086	0,096	0,132	1,704	1,894	2,611
16	22	0,900	20,655	0,78	17	0,155	0,172	0,239	3,206	3,562	4,945
17	22	0,900	21,555	0,77	17	0,152	0,169	0,235	3,285	3,649	5,066
18	20	0,900	22,455	0,76	15	0,136	0,151	0,210	3,055	3,395	4,708
19	20	0,900	23,355	0,74	15	0,134	0,149	0,206	3,123	3,469	4,811
20	22	0,900	24,255	0,73	16	0,145	0,161	0,223	3,506	3,896	5,406
21	30	0,900	25,155	0,72	22	0,194	0,215	0,300	4,876	5,418	7,535
22	30	0,798	25,953	0,71	21	0,191	0,212	0,295	4,958	5,508	7,660
23	30	0,798	26,751	0,70	21	0,188	0,209	0,291	5,037	5,597	7,782
24	30	0,798	27,549	0,69	21	0,186	0,206	0,287	5,114	5,682	7,900
25	38	0,798	28,347	0,68	26	0,232	0,258	0,359	6,573	7,303	10,168
26	38	0,798	29,145	0,67	25	0,229	0,254	0,354	6,665	7,406	10,310
27	38	0,798	29,943	0,66	25	0,226	0,251	0,349	6,755	7,506	10,448
28	51	0,798	30,741	0,65	33	0,299	0,332	0,463	9,184	10,204	14,225
29	52	0,798	31,539	0,64	33	0,301	0,334	0,466	9,481	10,534	14,684
30	52	0,798	32,337	0,63	33	0,297	0,330	0,460	9,594	10,660	14,859

Hasil dari perhitungan pada tabel 4.4 diatas selanjutnya akan dijadikan dasar untuk perhitungan potensi likuifaksi. Potensi likuifaksi ini akan diuraikan berdasarkan 1 meter kedalaman. Perhitungan potensi likuifaksi pun akan disajikan dalam bentuk tabel untuk mempermudah pemahamannya. Perhitungan selanjutnya akan diuraikan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.5 Perhitungan potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2002

$\zeta_{av} = 0,65 CD. Teg\ tot. \cdot a\ max/g$								
Depth (m)	γ soil total	Total vertical t/m ²	a max (g)	C_D	ζ_{av}	ζ_h 8,25 SR	ζ_h 7,5 SR	ζ_h 6 SR
1	1,796	1,796	0,2	0,995	0,232	0,181	0,201	0,278
2	1,796	3,592	0,2	0,990	0,462	0,354	0,393	0,543
3	1,796	5,388	0,2	0,985	0,690	0,598	0,664	0,919
4	1,796	7,184	0,2	0,980	0,915	0,882	0,980	1,358
5	1,796	8,980	0,2	0,975	1,138	1,030	1,145	1,585
6	1,796	10,776	0,2	0,970	1,359	1,165	1,295	1,791
7	1,796	12,572	0,2	0,952	1,555	1,182	1,314	1,814
8	1,796	14,368	0,2	0,933	1,743	1,288	1,431	1,974
9	1,796	16,164	0,2	0,915	1,923	1,453	1,614	2,230
10	1,765	17,929	0,2	0,897	2,090	1,498	1,664	2,298
11	1,765	19,694	0,2	0,878	2,249	1,542	1,713	2,365
12	1,765	21,460	0,2	0,860	2,399	1,848	2,053	2,840
13	1,765	23,225	0,2	0,830	2,506	1,625	1,806	2,492
14	1,765	24,990	0,2	0,800	2,599	1,526	1,696	2,337
15	1,765	26,755	0,2	0,770	2,678	1,704	1,894	2,611
16	1,900	28,655	0,2	0,740	2,757	3,206	3,562	4,945
17	1,900	30,555	0,2	0,710	2,820	3,285	3,649	5,066
18	1,900	32,455	0,2	0,680	2,869	3,055	3,395	4,708
19	1,900	34,355	0,2	0,662	2,955	3,123	3,469	4,811
20	1,900	36,255	0,2	0,643	3,032	3,506	3,896	5,406
21	1,900	38,155	0,2	0,625	3,100	4,876	5,418	7,535
22	1,798	39,953	0,2	0,607	3,151	4,958	5,508	7,660
23	1,798	41,751	0,2	0,588	3,193	5,037	5,597	7,782
24	1,798	43,549	0,2	0,570	3,227	5,114	5,682	7,900
25	1,798	45,347	0,2	0,562	3,311	6,573	7,303	10,168
26	1,798	47,145	0,2	0,553	3,391	6,665	7,406	10,310
27	1,798	48,943	0,2	0,545	3,468	6,755	7,506	10,448
28	1,798	50,741	0,2	0,537	3,540	9,184	10,204	14,225
29	1,798	52,539	0,2	0,528	3,609	9,481	10,534	14,684
30	1,798	54,337	0,2	0,520	3,673	9,594	10,660	14,859
Keterangan								
= Zona Aman								
= Zona Likuifaksi								

Dibawah ini merupakan potensi likuifaksi yang terjadi sebagaimana perhitungan diatas yang disajikan dalam bentuk grafik.



Gambar 4.7. Grafik potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2002

Pada grafik diatas bahwa potensi likuifaksi yang terjadi pada masing – masing kekuatan gempa berada pada daerah yang diarsir. Daerah tersebut merupakan daerah yang dibatasi oleh garis tegangan yang terjadi (*no liquified*) dan tegangan yang terjadi setelah gempa (pada masing – masing kekuatan gempa).

Tabel 4.6 Perhitungan potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2012 dengan respon spektrum 0,2 detik

$\zeta_{av} = 0,65 \text{ CD. Teg tot. } a \text{ max/g}$								
Depth (m)	$\gamma_{\text{soil total}}$	Total vertical t/m ²	a max (g)	C_D	ζ_{av}	ζ_h 8,25 SR	ζ_h 7,5 SR	ζ_h 6 SR
1	1,796	1,796	1,2	0,995	1,394	0,181	0,201	0,278
2	1,796	3,592	1,2	0,990	2,774	0,354	0,393	0,543
3	1,796	5,388	1,2	0,985	4,140	0,598	0,664	0,919
4	1,796	7,184	1,2	0,980	5,491	0,882	0,980	1,358
5	1,796	8,980	1,2	0,975	6,829	1,030	1,145	1,585
6	1,796	10,776	1,2	0,970	8,153	1,165	1,295	1,791
7	1,796	12,572	1,2	0,952	9,332	1,182	1,314	1,814
8	1,796	14,368	1,2	0,933	10,460	1,288	1,431	1,974
9	1,796	16,164	1,2	0,915	11,536	1,453	1,614	2,230
10	1,765	17,929	1,2	0,897	12,540	1,498	1,664	2,298
11	1,765	19,694	1,2	0,878	13,493	1,542	1,713	2,365
12	1,765	21,460	1,2	0,860	14,395	1,848	2,053	2,840
13	1,765	23,225	1,2	0,830	15,036	1,625	1,806	2,492
14	1,765	24,990	1,2	0,800	15,594	1,526	1,696	2,337
15	1,765	26,755	1,2	0,770	16,069	1,704	1,894	2,611
16	1,900	28,655	1,2	0,740	16,540	3,206	3,562	4,945
17	1,900	30,555	1,2	0,710	16,922	3,285	3,649	5,066
18	1,900	32,455	1,2	0,680	17,214	3,055	3,395	4,708
19	1,900	34,355	1,2	0,662	17,731	3,123	3,469	4,811
20	1,900	36,255	1,2	0,643	18,193	3,506	3,896	5,406
21	1,900	38,155	1,2	0,625	18,601	4,876	5,418	7,535
22	1,798	39,953	1,2	0,607	18,906	4,958	5,508	7,660
23	1,798	41,751	1,2	0,588	19,160	5,037	5,597	7,782
24	1,798	43,549	1,2	0,570	19,362	5,114	5,682	7,900
25	1,798	45,347	1,2	0,562	19,867	6,573	7,303	10,168
26	1,798	47,145	1,2	0,553	20,348	6,665	7,406	10,310
27	1,798	48,943	1,2	0,545	20,806	6,755	7,506	10,448
28	1,798	50,741	1,2	0,537	21,240	9,184	10,204	14,225
29	1,798	52,539	1,2	0,528	21,651	9,481	10,534	14,684
30	1,798	54,337	1,2	0,520	22,039	9,594	10,660	14,859

Keterangan :

= Zona Aman

= Zona Likuifaksi

Pada kondisi ini semua bagian pasir yang terendam air mengalami likuifaksi dan diprediksi semua pondasi akan mengalami kegagalan. Kondisi ini tidak akan dibahas lebih lanjut.

Tabel 4.7 Perhitungan potensi likuifaksi sesuai dengan SNI 2012 dengan respon spektrum 1 detik

$\zeta_{av} = 0,65 \text{ CD. Teg tot . a max/g}$								
Depth (m)	$\gamma_{\text{soil total}}$	Total vertical t/m ²	a max (g)	C_D	ζ_{av}	ζ_h 8,25 SR	ζ_h 7,5 SR	ζ_h 6 SR
1	1,796	1,796	1	0,995	1,162	0,181	0,201	0,278
2	1,796	3,592	1	0,990	2,311	0,354	0,393	0,543
3	1,796	5,388	1	0,985	3,450	0,598	0,664	0,919
4	1,796	7,184	1	0,980	4,576	0,882	0,980	1,358
5	1,796	8,980	1	0,975	5,691	1,030	1,145	1,585
6	1,796	10,776	1	0,970	6,794	1,165	1,295	1,791
7	1,796	12,572	1	0,952	7,777	1,182	1,314	1,814
8	1,796	14,368	1	0,933	8,717	1,288	1,431	1,974
9	1,796	16,164	1	0,915	9,614	1,453	1,614	2,230
10	1,765	17,929	1	0,897	10,450	1,498	1,664	2,298
11	1,765	19,694	1	0,878	11,244	1,542	1,713	2,365
12	1,765	21,460	1	0,860	11,996	1,848	2,053	2,840
13	1,765	23,225	1	0,830	12,530	1,625	1,806	2,492
14	1,765	24,990	1	0,800	12,995	1,526	1,696	2,337
15	1,765	26,755	1	0,770	13,391	1,704	1,894	2,611
16	1,900	28,655	1	0,740	13,783	3,206	3,562	4,945
17	1,900	30,555	1	0,710	14,101	3,285	3,649	5,066
18	1,900	32,455	1	0,680	14,345	3,055	3,395	4,708
19	1,900	34,355	1	0,662	14,776	3,123	3,469	4,811
20	1,900	36,255	1	0,643	15,161	3,506	3,896	5,406
21	1,900	38,155	1	0,625	15,501	4,876	5,418	7,535
22	1,798	39,953	1	0,607	15,755	4,958	5,508	7,660
23	1,798	41,751	1	0,588	15,966	5,037	5,597	7,782
24	1,798	43,549	1	0,570	16,135	5,114	5,682	7,900
25	1,798	45,347	1	0,562	16,556	6,573	7,303	10,168
26	1,798	47,145	1	0,553	16,957	6,665	7,406	10,310
27	1,798	48,943	1	0,545	17,338	6,755	7,506	10,448
28	1,798	50,741	1	0,537	17,700	9,184	10,204	14,225
29	1,798	52,539	1	0,528	18,043	9,481	10,534	14,684
30	1,798	54,337	1	0,520	18,366	9,594	10,660	14,859
Keterangan :								
= Zona Aman								
= Zona Likuifaksi								

Pada kondisi ini semua bagian pasir yang terendam air mengalami likuifaksi dan diprediksi semua pondasi akan mengalami kegagalan. Kondisi ini tidak akan dibahas lebih lanjut.

4.4. DAYA DUKUNG PONDASI SESAAT SETELAH LIKUIFAKSI

Setelah diketahui potensi likuifaksi yang akan terjadi pada masing – masing kekuatan gempa, selanjutnya akan dilakukan analisis perhitungan daya dukung pondasi setelah tanah mengalami likuifaksi. Dari sini akan diketahui apakah pondasi masih mampu menahan beban atau tidak, itu tergantung seberapa besar likuifaksi yang terjadi. Dibawah ini akan dibahas analisis daya dukung pondasi *bored pile* berdasarkan kekuatan gempa.

4.4.1. Gempa Dengan Kekuatan 6 Skala *Richter*

Dari tabel 4.5 diketahui bahwa potensi terjadinya likuifaksi yang diakibatkan oleh gempa berkekuatan 6 sr berada pada kedalaman 13 meter sampai dengan 15 meter. Potensi likuifaksi terjadi sepanjang 3 meter dari panjang keseluruhan *bored pile*, 24 meter. Likuifaksi yang terjadi berpengaruh pada berkurangnya kekuatan *friction*, namun daya dukung ujung tiang tetap bekerja secara penuh. Maka perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* sesaat setelah mengalami likuifaksi selanjutnya akan diuraikan seperti dibawah ini :

$$N_1 = \frac{22 + 20 + 22 + 30 + 30}{5} = 24,8$$

$$N_2 = \frac{30 + 38 + 51}{3} = 39,6667$$

$$N_b = \frac{24,8 + 39,6667}{2} = 32,2333$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi r^2 \\ &= 3,14 \cdot 0,4^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \pi r t \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot (24 - 3) \\ &= 52,752 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N = \frac{8 + 12 + 12 + 11 + 12 + 14 + 22 + 20 + 22 + 30 + 30}{11} = 17,5454$$

Karena $N_b < 60$, maka :

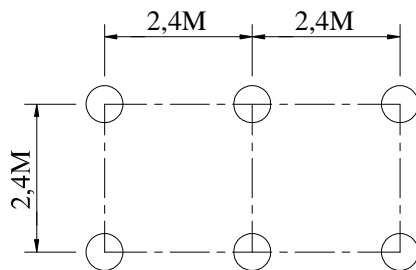
$$Q_u = 7N_b \cdot A_p + 0,32 N A_s$$

$$Q_u = 7 \cdot 32,2333 \cdot 0,5024 + 0,32 \cdot 17,5454 \cdot 52,752$$

$$= 409,5367 \text{ ton}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_{all} = \frac{409,5367}{2,5} = 163,8147 \text{ ton}$$



$$\eta = 1 - \phi \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90^\circ mn} \right]$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{d}{s} \right) = \arctan \left(\frac{0,8}{2,4} \right) = 18,4349^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,43 \left[\frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 3} \right]$$

$$\eta = 0,761028$$

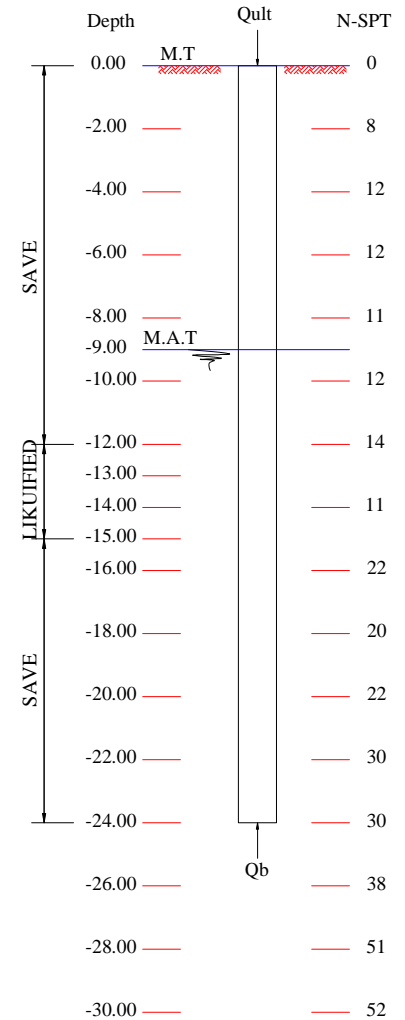
Dengan demikian, daya dukung tiang grup menjadi :

$$P_{pg} = N \cdot P_{all} \cdot \eta$$

$$P_{pg} = 6 \cdot 163,8147 \cdot 0,761028$$

$$P_{pg} = 748,01 \text{ ton}$$

Setelah terjadi gempa, pile group yang terdiri dari 6 tiang ini masih memiliki daya dukung yang diijinkan sebesar 748,01 ton. Namun untuk mengetahui kemampuan pondasi tersebut menahan beban akan dilakukan analisa selanjutnya mengenai penurunan *safety factor*. Karena likuifaksi bersifat sementara, hanya beberapa detik setelah terjadi gempa dan kondisi akan kembali walaupun tidak sempurna sebelumnya. Maka untuk

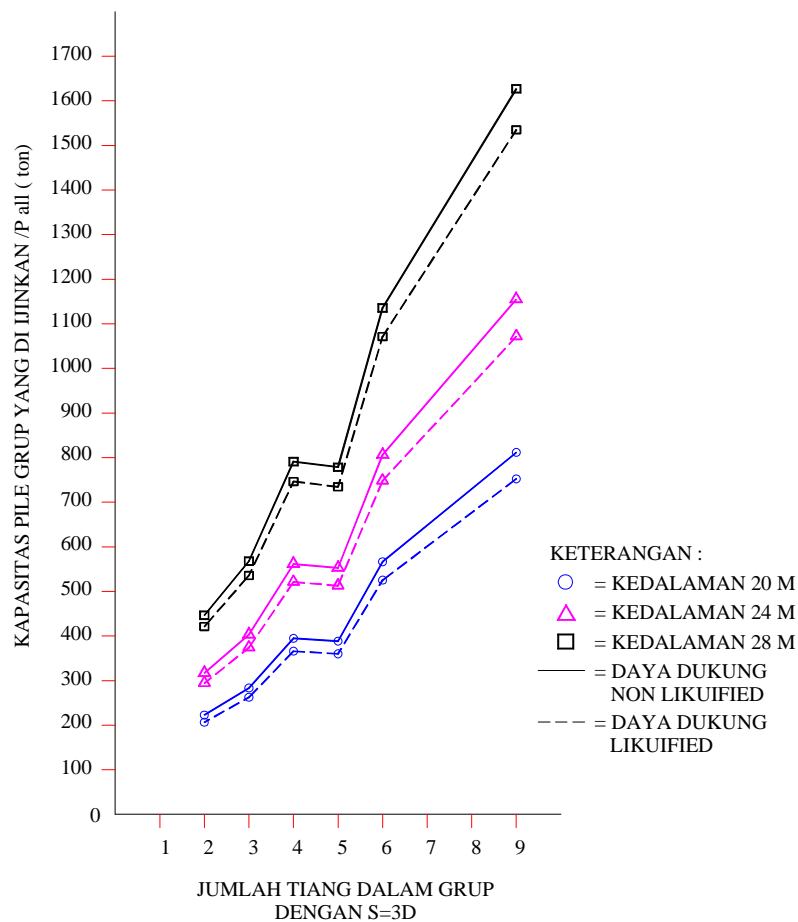


menganalisa daya dukung dapat dilakukan dengan cara menurunkan *safety factor* sampai dengan 50% dari nilai *safety factor design* sebesar 2,5 atau menjadi 1,25. Hal ini akan di uraikan pada bahasan selanjutnya.

Tabel 4.8. Daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup sesaat setelah likuifaksi pada gempa 6 skala *richter*

No	Jumlah Tiang	η	P all tiang tunggal 6 sr (ton)			P all group 6sr (ton)		
			20 m	24 m	28 m	20 m	24 m	28 m
1	2	0,8976	115,0072	163,8147	234,6494	206,4571	294,0747	421,2349
2	3	0,7610	115,0072	163,8147	234,6494	262,5712	374,0029	535,7246
3	4	0,7952	115,0072	163,8147	234,6494	365,7997	521,0403	746,3421
4	5	0,6261	115,0072	163,8147	234,6494	360,0139	512,7990	734,5372
5	6	0,7610	115,0072	163,8147	234,6494	525,1424	748,0058	1.071,4492
6	9	0,7269	115,0072	163,8147	234,6494	752,3777	1.071,6767	1.535,0780

Dari hasil perhitungan tabel diatas dituangkan juga dalam bentuk grafik seperti di bawah ini :



Gambar. 4.8. Grafik perbandingan antara P_{all} dan jumlah pile dalam grup pada kondisi normal dan kondisi *liquified* (6 skala *richter*)

Dari tabel dan grafik diatas sangat jelas bahwa *bored pile* mengalami penurunan daya dukung. Penurunan daya dukung yang terjadi sebesar 7,31% (20 meter), 7,20% (24 meter) dan 5,65% (28 meter) dari daya dukung pondasi pada kondisi normal. Hal ini menunjukkan bahwa pondasi tidak mengalami penurunan daya dukung yang berarti karena prosentase penurunannya sangat kecil. Namun demikian harus tetap kita lihat hasil analisis mengenai kemampuan pondasi memikul beban. Dari hasil perhitungan tersebut akan didapat kesimpulan pondasi tersebut aman atau gagal/*fail*.

4.4.2. Gempa Dengan Kekuatan 7,5 Skala Richter

Berdasarkan analisis pada tabel 4.5, pada gempa 7,5 skala *richter* likuifaksi yang terjadi adalah pada kedalaman 9 meter sampai dengan 15 meter. Itu berarti likuifaksi terjadi sepanjang 7 meter.

Pada gempa 7,5 skala *richter*, sepertiga dari pondasi dengan kedalaman 20 meter mengalami likuifaksi, dengan demikian pada bagian tersebut akan mengalami kehilangan daya dukung *friction* yang lebih besar namun kekuatan pada tahanan ujung masih bekerja secara penuh. Selanjutnya akan diuraikan contoh perhitungan pondasi *bored pile* pada kedalaman 24 meter sesaat setelah terjadi likuifaksi.

$$N_1 = \frac{22 + 20 + 22 + 30 + 30}{5} = 24,8$$

$$N_2 = \frac{30 + 38 + 51}{2} = 39,6667$$

$$N_b = \frac{24,8 + 39,6667}{2} = 32,2333$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi r^2 \\ &= 3,14 \cdot 0,4^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \pi r t \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot (24 - 7) \\ &= 42,704 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N = \frac{8 + 12 + 12 + 11 + 22 + 20 + 22 + 30 + 30}{9} = 18,5556$$

Karena $N_b < 60$, maka :

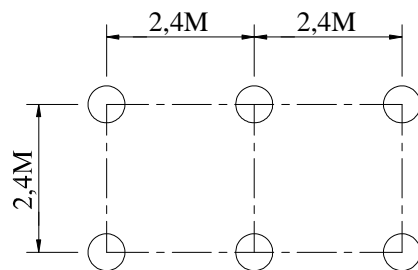
$$Q_u = 7N_b \cdot A_p + 0,32 N A_s$$

$$Q_u = 7 \cdot 32,2333 \cdot 0,5024 + 0,32 \cdot 18,5556 \cdot 42,704$$

$$= 366,9250 \text{ ton}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_{all} = \frac{366,9250}{2,5} = 146,77 \text{ ton}$$



$$\eta = 1 - \phi \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90^\circ mn} \right]$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{d}{s} \right) = \arctan \left(\frac{0,8}{2,4} \right) = 18,4349^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,43 \left[\frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 3} \right]$$

$$\eta = 0,761028$$

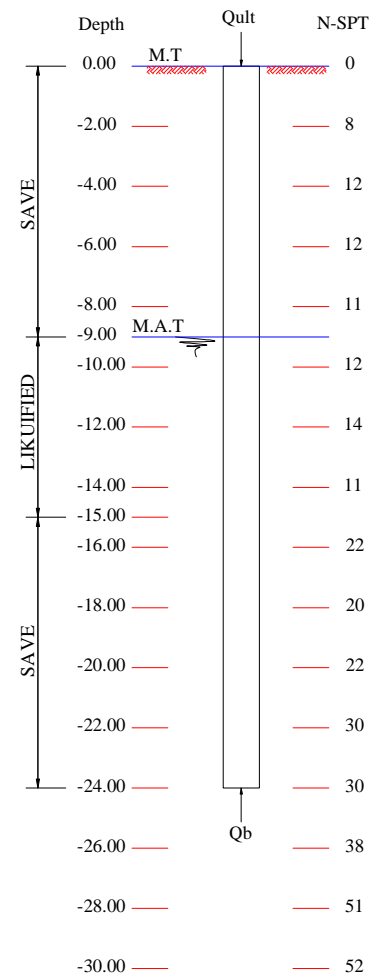
Dengan demikian, daya dukung tiang grup menjadi :

$$Ppg = N \cdot Pall \cdot \eta$$

$$Ppg = 6 \cdot 146,77 \cdot 0,761028$$

$$Ppg = 670,1766 \text{ ton}$$

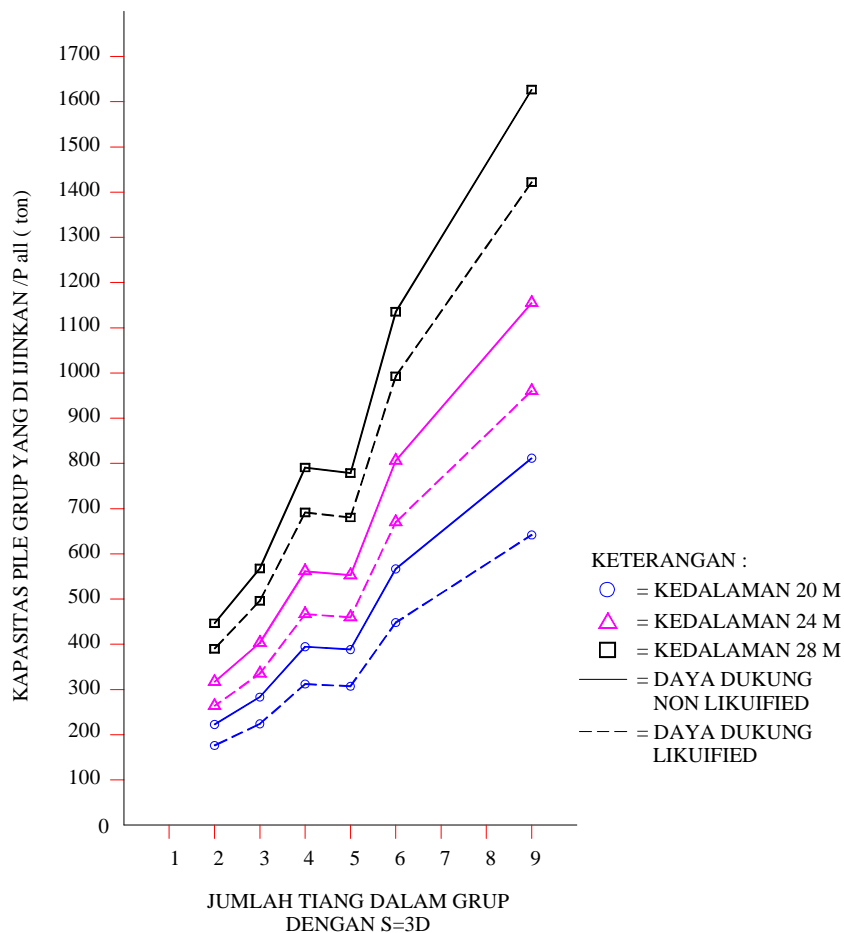
Perhitungan daya dukung tiang tunggal dan grup sesaat setelah terjadinya likuifaksi berdasarkan jumlah tiang dan kedalaman *bored pile* selengkapnya dapat dilihat pada tabel dibawah.



Tabel 4.9. Daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup sesaat setelah likuifaksi pada gempa 7,5 skala *richter*

No	Jumlah Tiang	η	P all tiang tunggal 7,5sr (ton)			P all group 7,5sr (ton)		
			20 m	24 m	28 m	20 m	24 m	28 m
1	2	0,8976	98,1240	146,7700	217,4214	176,1490	263,4767	390,3077
2	3	0,7610	98,1240	146,7700	217,4214	224,0254	335,0885	496,3915
3	4	0,7952	98,1240	146,7700	217,4214	312,0999	466,8268	691,5454
4	5	0,6261	98,1240	146,7700	217,4214	307,1634	459,4431	680,6072
5	6	0,7610	98,1240	146,7700	217,4214	448,0509	670,1770	992,7831
6	9	0,7269	98,1240	146,7700	217,4214	641,9278	960,1705	1.422,3720

Serlanjutnya disajikan dalam bentuk grafik seperti dibawah ini :



Gambar. 4.9. Grafik perbandingan antara P_{all} dan jumlah pile dalam grup pada kondisi normal dan kondisi *liquified* (7,5 skala *richter*)

Hasil perhitungan diatas menunjukan bahwa sesaat setelah terjadinya gempa dengan kekuatan 7,5 skala *richter* pondasi mengalami penurunan daya dukung sebesar 20,92% (20 meter), 16,86% (24 meter) dan 12,28% (28 meter). Semakin dalam pondasi maka semakin kecil prosentase

penurunan daya dukung. Penurunan ini pun tidak terlalu mengkhawatirkan namun tetap harus dilakukan analisa lebih lanjut dengan prinsip penurunan nilai *safety factor*. Pembahasannya akan diuraikan pada sub bab yang lain.

4.4.3. Gempa Dengan Kekuatan 8,25 Skala *Richter*

Pada tabel 4.5, analisis potensi likuifaksi yang terjadi sesaat setelah terjadi gempa 8,25 skala *richter*, hasilnya sama dengan analisis likuifaksi pada gempa 7,5 skala *richter* yaitu likuifaksi terjadi pada kedalaman 9 meter sampai dengan 15 meter. Selengkapnya akan diuraikan contoh perhitungan pada pondasi dengan kedalaman 24 meter, dibawah ini:

$$N_1 = \frac{22 + 20 + 22 + 30 + 30}{5} = 24,8$$

$$N_2 = \frac{30 + 38 + 51}{2} = 39,6667$$

$$N_b = \frac{24,8 + 39,6667}{2} = 32,2333$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi r^2 \\ &= 3,14 \cdot 0,4^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \pi r t \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot (24 - 7) \\ &= 42,704 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N = \frac{8 + 12 + 12 + 11 + 22 + 20 + 22 + 30 + 30}{9} = 18,5556$$

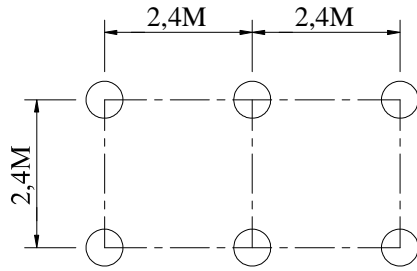
Karena $N_b < 60$, maka :

$$Q_u = 7N_b \cdot A_p + 0,32 N A_s$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 7 \cdot 32,2333 \cdot 0,5024 + 0,32 \cdot 18,5556 \cdot 42,704 \\ &= 366,9250 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_{all} = \frac{366,9250}{2,5} = 146,77 \text{ ton}$$



$$\eta = 1 - \phi \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90^\circ mn} \right]$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{d}{s} \right) = \arctan \left(\frac{0,8}{2,4} \right) = 18,4349^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,43 \left[\frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 3} \right]$$

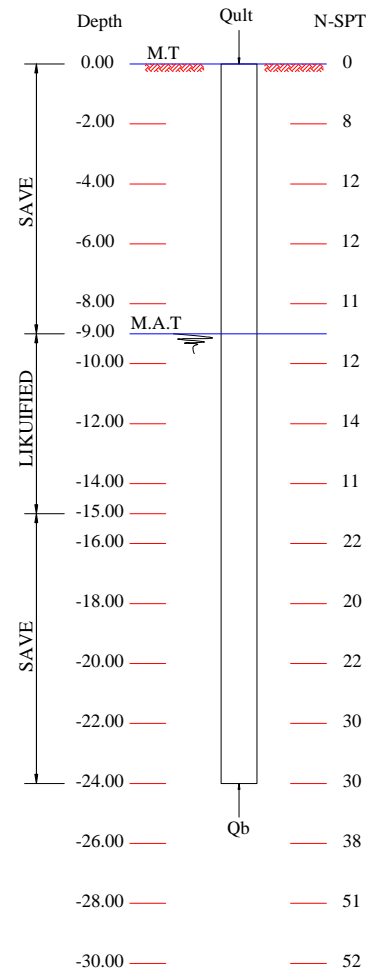
$$\eta = 0,761028$$

Dengan demikian, daya dukung tiang grup menjadi :

$$P_{pg} = N \cdot P_{all} \cdot \eta$$

$$P_{pg} = 6 \cdot 146,77 \cdot 0,761028$$

$$P_{pg} = 670,1766 \text{ ton}$$

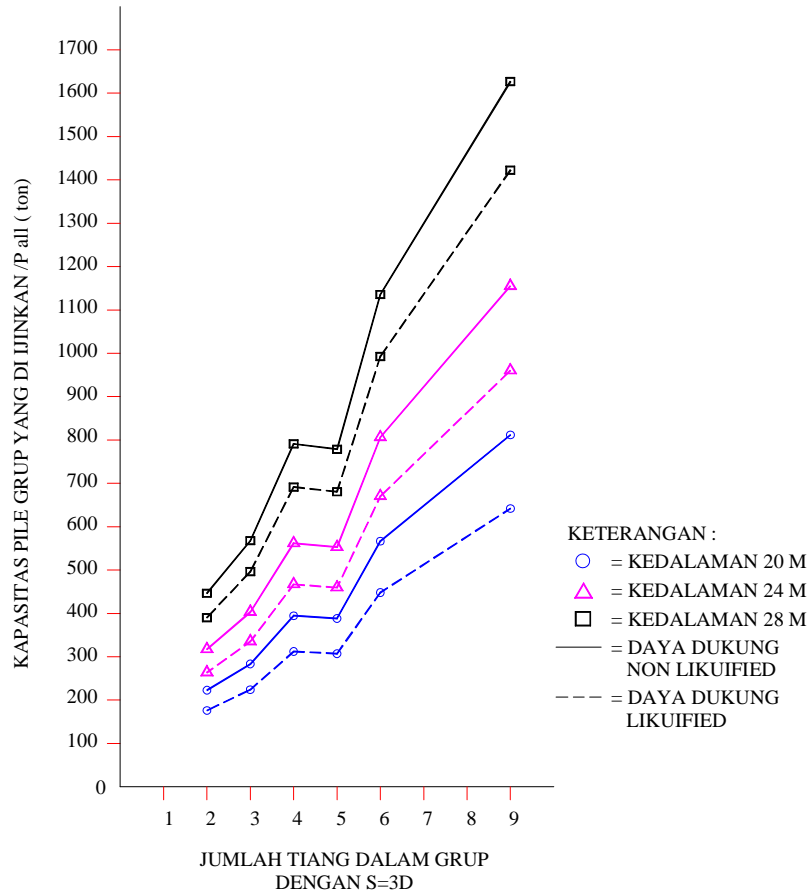


Perhitungan daya dukung tiang tunggal dan grup selengkapnya dapat dilihat pada tabel dibawah. Pada tabel dibawah diuraikan daya dukung tiang tunggal dan grup sesaat setelah terjadinya liquifaksi berdasarkan jumlah tiang dan kedalaman *bored pile*.

Tabel 4.10. Daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang grup sesaat setelah likuifaksi pada gempa 8,25 skala *richter*

No	Jumlah Tiang	η	P all tiang tunggal 8,25sr (ton)			P all group 8,25sr (ton)		
			20 m	24 m	28 m	20 m	24 m	28 m
1	2	0,8976	98,1240	146,7700	217,4214	176,1490	263,4767	390,3077
2	3	0,7610	98,1240	146,7700	217,4214	224,0254	335,0885	496,3915
3	4	0,7952	98,1240	146,7700	217,4214	312,0999	466,8268	691,5454
4	5	0,6261	98,1240	146,7700	217,4214	307,1634	459,4431	680,6072
5	6	0,7610	98,1240	146,7700	217,4214	448,0509	670,1770	992,7831
6	9	0,7269	98,1240	146,7700	217,4214	641,9278	960,1705	1.422,3720

Daya dukung pondasi sesaat setelah likuifaksi dapat dilihat juga dalam bentuk grafik seperti dibawah ini.



Gambar. 4.10. Grafik perbandingan antara P_{all} dan jumlah *pile* dalam grup pada kondisi normal dan kondisi *liquified* (8,25 skala *richter*)

Berdasarkan perhitungan diatas, daya dukung pondasi sesaat setelah gempa 8,25 skala *richter* mengalami penurunan yang sama dengan gempa 7,5 skala *richter* yaitu 20,92% (20 meter), 16,86% (24 meter) dan 12,28% (28 meter). Semakin dalam pondasi, semakin kecil penurunan daya dukung.

Likuifaksi bersifat sementara, karena terjadi hanya sesaat setelah terjadinya gempa bumi, maka untuk perhitungan daya dukungnya dapat dilakukan dengan menurunkan *safety factor* sampai dengan 50% dari *safety factor design* atau sebesar 1,25. Apabila Nilai *safety factor* <1,25, kemungkina besar pondasi akan mengalami kegagalan/*fail*. Berikutnya kita simak uraian tabel dibawah ini yang menunjukkan pondasi pada titik mana saja pada gedung Plaza Galara Mall Palu yang mengalami kegagalan/*fail*.

Tabel 4.11a. Perhitungan P ull group dan *safety factor* sesaat setelah likuifaksi

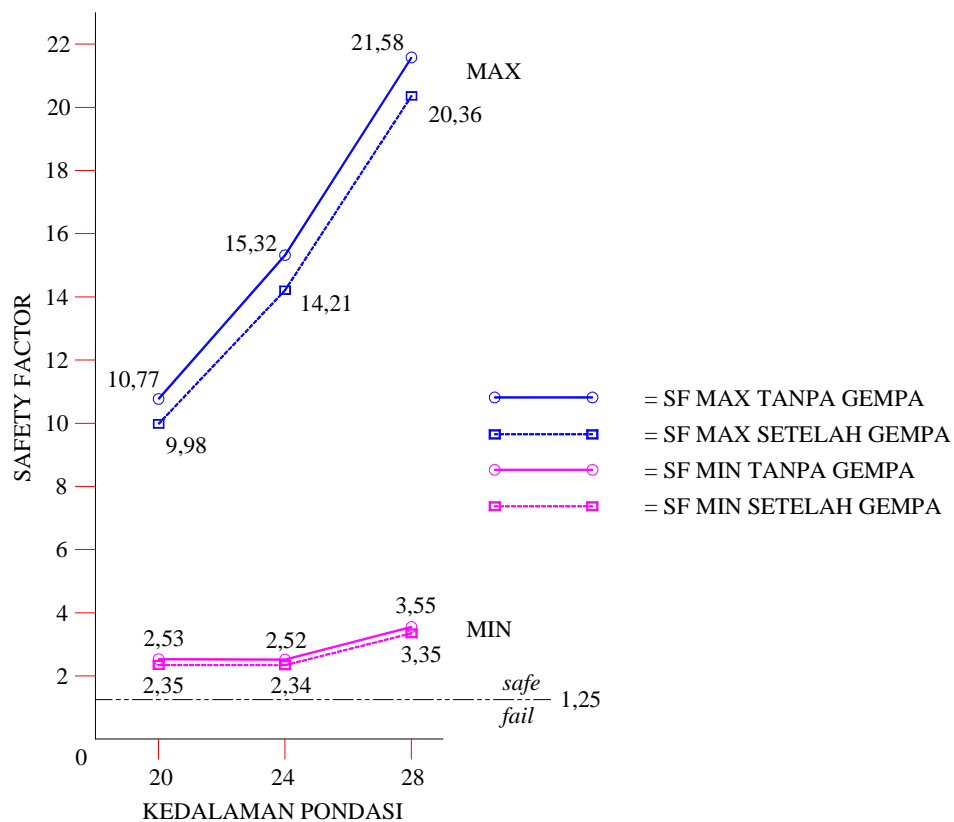
No	Node Id	Beban (ton)	P ull Tiang Tunggal Tanpa Gempa			P ull Tiang Tunggal Gempa 6 sr			P ull Tiang Tunggal Gempa 7,5 sr			P ull Tiang Tunggal Gempa 8,25 sr			Jumlah Pile Dalam Group			Efisiensi Kelompok Tiang			P ull Group Capacity dengan SF 2,5 (ton)			Safety Factor Pile Group Tanpa Gempa		
			20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M
1	4	592,56	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	5	4	0,7269	0,6261	0,7952	2.029	1.382	1.978	3,42	2,33	3,34
2	5	660,66	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,07	3,05	2,99
3	6	415,25	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	5	4	2	0,6261	0,7952	0,8976	1.233	1.404	1.116	2,97	3,38	2,69
4	7	600,58	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,38	3,36	3,29
5	9	591,80	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,43	3,41	3,34
6	11	414,03	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	6	4	2	0,7610	0,7952	0,8976	1.416	1.404	1.116	3,42	3,39	2,70
7	12	447,86	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	6	4	2	0,7610	0,7952	0,8976	1.416	1.404	1.116	3,16	3,13	2,49
8	13	384,83	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	3	2	0,7952	0,7610	0,8976	987	1.008	1.116	2,56	2,62	2,90
9	14	53,78	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	10,35	14,73	20,75
10	17	426,64	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	5	4	2	0,6261	0,7952	0,8976	1.233	1.404	1.116	2,89	3,29	2,62
11	22	441,71	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	5	4	2	0,6261	0,7952	0,8976	1.233	1.404	1.116	2,79	3,18	2,53
12	23	555,21	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	6	6	3	0,7610	0,7610	0,7610	1.416	2.015	1.419	2,55	3,63	2,56
13	26	212,21	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	3	2	2	0,7610	0,8976	0,8976	708	792	1.116	3,34	3,73	5,26
14	36	606,44	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,35	3,32	3,26
15	37	605,75	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,35	3,33	3,26
16	38	633,16	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,21	3,18	3,12
17	39	465,43	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	6	4	3	0,7610	0,7952	0,7610	1.416	1.404	1.419	3,04	3,02	3,05
18	47	316,33	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	2	2	0,7952	0,8976	0,8976	987	792	1.116	3,12	2,50	3,53
19	50	751,96	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	2,70	2,68	2,63
20	51	740,91	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	2,74	2,72	2,67
21	52	696,01	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	2,92	2,90	2,84
22	53	800,67	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	6	0,7269	0,7610	0,7610	2.029	2.015	2.839	2,53	2,52	3,55
23	60	695,47	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	2,92	2,90	2,84
24	74	279,08	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	3	2	2	0,7610	0,8976	0,8976	708	792	1.116	2,54	2,84	4,00
25	75	286,57	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	2	2	0,7952	0,8976	0,8976	987	792	1.116	3,44	2,76	3,89
26	85	373,47	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	3	2	0,7952	0,7610	0,8976	987	1.008	1.116	2,64	2,70	2,99
27	96	294,95	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	2	2	0,7952	0,8976	0,8976	987	792	1.116	3,35	2,69	3,78
28	97	543,74	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	6	4	3	0,7610	0,7952	0,7610	1.416	1.404	1.419	2,60	2,58	2,61
29	100	341,58	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	3	2	0,7952	0,7610	0,8976	987	1.008	1.116	2,89	2,95	3,27
30	111	249,60	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	3	2	2	0,7610	0,8976	0,8976	708	792	1.116	2,84	3,17	4,47
31	115	647,89	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	9	6	4	0,7269	0,7610	0,7952	2.029	2.015	1.978	3,13	3,11	3,05
32	127	334,39	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	3	2	0,7952	0,7610	0,8976	987	1.008	1.116	2,95	3,01	3,34
33	133	312,42	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	2	2	0,7952	0,8976	0,8976	987	792	1.116	3,16	2,54	3,57
34	136	382,37	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	4	3	2	0,7952	0,7610	0,8976	987	1.008	1.116	2,58	2,64	2,92
35	141	62,40	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	8,92	12,70	17,89
36	142	65,81	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	8,46	12,04	16,96
37	175	65,11	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	8,55	12,17	17,14
38	176	51,72	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	10,77	15,32	21,58
39	197	64,38	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	8,65	12,31	17,34
40	198	55,38	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	10,06	14,31	20,16
41	249	196,74	310,19	441,32	621,75	287,52	409,54	586,62	245,31	366,93	543,55	245,31	366,93	543,55	2	2	2	0,8976	0,8976	0,8976	557	792	1.116	2,83	4,03	5,67

Tabel 4.11b. Perhitungan P ull group dan *safety factor* sesaat setelah likuifaksi

No	Node Id	Beban (ton)	P ull Group Capacity 6sr (ton)			P ull Group Capacity 7,5sr (ton)			P ull Group Capacity 8,25sr (ton)			Safety Factor pada saat gempa 6sr			Safety Factor pada saat gempa 7,5sr			Safety Factor pada saat gempa 8,25sr					
			20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M	20 M	24 M	28 M			
1	4	592,56	1.881	1.282	1.866	1.605	1.149	1.729	1.605	1.149	1.729	3,17	2,16	3,15	2,71	1,94	2,92	2,71	1,94	2,92			KETERANGAN :
2	5	660,66	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,85	2,83	2,82	2,43	2,54	2,62	2,43	2,54	2,62			
3	6	415,25	900	1.303	1.053	768	1.167	976	768	1.167	976	2,17	3,14	2,54	1,85	2,81	2,35	1,85	2,81	2,35			: SAFE
4	7	600,58	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	3,13	3,11	3,11	2,67	2,79	2,88	2,67	2,79	2,88			(SF > 1,25)
5	9	591,80	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	3,18	3,16	3,15	2,71	2,83	2,92	2,71	2,83	2,92			
6	11	414,03	1.313	1.303	1.053	1.120	1.167	976	1.120	1.167	976	3,17	3,15	2,54	2,71	2,82	2,36	2,71	2,82	2,36			: FAILED DUE
7	12	447,86	1.313	1.303	1.053	1.120	1.167	976	1.120	1.167	976	2,93	2,91	2,35	2,50	2,61	2,18	2,50	2,61	2,18			TO LIQUIFIED
8	13	384,83	914	935	1.053	780	838	976	780	838	976	2,38	2,43	2,74	2,03	2,18	2,54	2,03	2,18	2,54			(SF < 1,25)
9	14	53,78	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	9,60	13,67	19,58	8,19	12,25	18,14	8,19	12,25	18,14			
10	17	426,64	900	1.303	1.053	768	1.167	976	768	1.167	976	2,11	3,05	2,47	1,80	2,74	2,29	1,80	2,74	2,29			
11	22	441,71	900	1.303	1.053	768	1.167	976	768	1.167	976	2,04	2,95	2,38	1,74	2,64	2,21	1,74	2,64	2,21			
12	23	555,21	1.313	1.870	1.339	1.120	1.675	1.241	1.120	1.675	1.241	2,36	3,37	2,41	2,02	3,02	2,24	2,02	3,02	2,24			
13	26	212,21	656	735	1.053	560	659	976	560	659	976	3,09	3,46	4,96	2,64	3,10	4,60	2,64	3,10	4,60			
14	36	606,44	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	3,10	3,08	3,08	2,65	2,76	2,85	2,65	2,76	2,85			
15	37	605,75	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	3,11	3,09	3,08	2,65	2,77	2,85	2,65	2,77	2,85			
16	38	633,16	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,97	2,95	2,95	2,53	2,65	2,73	2,53	2,65	2,73			
17	39	465,43	1.313	1.303	1.339	1.120	1.167	1.241	1.120	1.167	1.241	2,82	2,80	2,88	2,41	2,51	2,67	2,41	2,51	2,67			
18	47	316,33	914	735	1.053	780	659	976	780	659	976	2,89	2,32	3,33	2,47	2,08	3,08	2,47	2,08	3,08			
19	50	751,96	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,50	2,49	2,48	2,13	2,23	2,30	2,13	2,23	2,30			
20	51	740,91	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,54	2,52	2,52	2,17	2,26	2,33	2,17	2,26	2,33			
21	52	696,01	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,70	2,69	2,68	2,31	2,41	2,48	2,31	2,41	2,48			
22	53	800,67	1.881	1.870	2.679	1.605	1.675	2.482	1.605	1.675	2.482	2,35	2,34	3,35	2,00	2,09	3,10	2,00	2,09	3,10			
23	60	695,47	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,70	2,69	2,68	2,31	2,41	2,49	2,31	2,41	2,49			
24	74	279,08	656	735	1.053	560	659	976	560	659	976	2,35	2,63	3,77	2,01	2,36	3,50	2,01	2,36	3,50			
25	75	286,57	914	735	1.053	780	659	976	780	659	976	3,19	2,57	3,67	2,72	2,30	3,41	2,72	2,30	3,41			
26	85	373,47	914	935	1.053	780	838	976	780	838	976	2,45	2,50	2,82	2,09	2,24	2,61	2,09	2,24	2,61			
27	96	294,95	914	735	1.053	780	659	976	780	659	976	3,10	2,49	3,57	2,65	2,23	3,31	2,65	2,23	3,31			
28	97	543,74	1.313	1.303	1.339	1.120	1.167	1.241	1.120	1.167	1.241	2,41	2,40	2,46	2,06	2,15	2,28	2,06	2,15	2,28			
29	100	341,58	914	935	1.053	780	838	976	780	838	976	2,68	2,74	3,08	2,28	2,45	2,86	2,28	2,45	2,86			
30	111	249,60	656	735	1.053	560	659	976	560	659	976	2,63	2,95	4,22	2,24	2,64	3,91	2,24	2,64	3,91			
31	115	647,89	1.881	1.870	1.866	1.605	1.675	1.729	1.605	1.675	1.729	2,90	2,89	2,88	2,48	2,59	2,67	2,48	2,59	2,67			
32	127	334,39	914	935	1.053	780	838	976	780	838	976	2,73	2,80	3,15	2,33	2,51	2,92	2,33	2,51	2,92			
33	133	312,42	914	735	1.053	780	659	976	780	659	976	2,93	2,35	3,37	2,50	2,11	3,12	2,50	2,11	3,12			
34	136	382,37	914	935	1.053	780	838	976	780	838	976	2,39	2,45	2,75	2,04	2,19	2,55	2,04	2,19	2,55			
35	141	62,40	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	8,27	11,78	16,88	7,06	10,56	15,64	7,06	10,56	15,64			
36	142	65,81	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	7,84	11,17	16,00	6,69	10,01	14,83	6,69	10,01	14,83			
37	175	65,11	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	7,93	11,29	16,17	6,76	10,12	14,99	6,76	10,12	14,99			
38	176	51,72	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	9,98	14,21	20,36	8,51	12,73	18,87	8,51	12,73	18,87			
39	197	64,38	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	8,02	11,42	16,36	6,84	10,23	15,16	6,84	10,23	15,16			
40	198	55,38	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	9,32	13,28	19,02	7,95	11,89	17,62	7,95	11,89	17,62			
41	249	196,74	516	735	1.053	440	659	976	440	659	976	2,62	3,74	5,35	2,24	3,35	4,96	2,24	3,35	4,96			

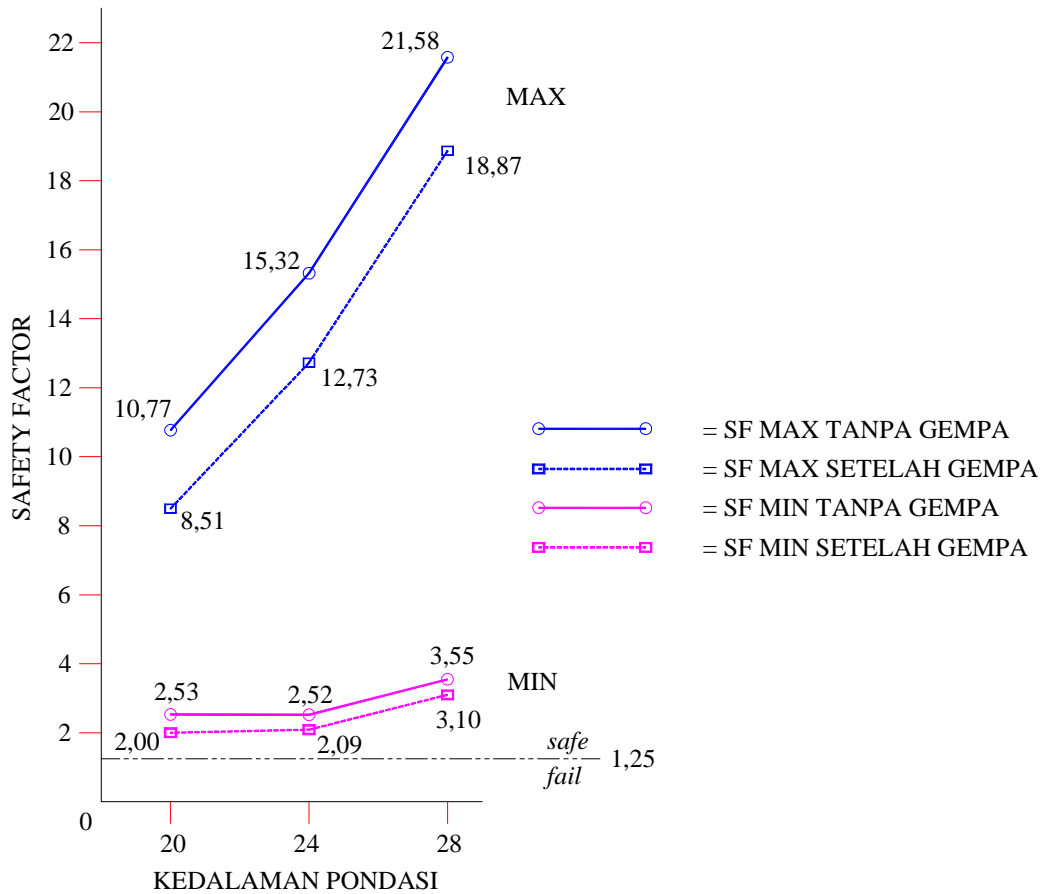
Dari hasil perhitungan tabel diatas menunjukkan bahwa pondasi pada Gedung Plaza Galara Mall Palu tidak ada yang mengalami kegagalan. Hal itu dapat dilihat dari tabel diatas bahwa semua kolom terisi warna hijau yang menandakan pondasi tersebut aman dengan *safety factor* terendah adalah 1,74 pada pondasi dengan kedalaman 20 meter dengan gempa 7,5 dan 8,25 skala *richter*. *Safety factor* tersebut lebih besar dari 1,25. Seperti diuraikan sebelumnya bahwa batas aman pada pondasi sesaat setelah mengalami likuifaksi memiliki nilai *safety factor* lebih besar atau sama dengan 1,25. Jadi pada semua kedalaman tiang (20, 24, 28 meter) dan semua kekuatan gempa (6, 7.5, 8.25 skala *richter*) pondasi dalam kondisi aman/*safe*.

Dibawah ini disajikan penurunan *safety factor* dalam bentuk grafik untuk mempermudah mengetahui prosentase penurunannya berdasarkan kekuatan gempa 6, 7.5 dan 8.25 skala *richter*. Akan tetapi tidak semua titik kolom (kelompok tiang) akan ditampilkan tetapi hanya diambil dari kelompok tiang dengan nilai *safety factor* maksimum dan minimum untuk mewakilinya.



Gambar 4.12. Grafik hubungan antara kedalaman pondasi dengan *safety factor* pada seluruh pile grup pada kondisi tanpa gempa dan gempa 6 skala *richter*

Dari grafik diatas diketahui *safety factor* pada kelompok tiang yang memiliki *safety factor* minimum mengalami penurunan 7,11% (20 meter), 7,14% (24 meter) dan 5,63% (28 meter). Sementara kelompok tiang dengan *safety factor* maksimum mengalami penurunan sebesar 7,34% (20 meter), 7,25% (24 meter) dan 5,65% (28 meter).



Gambar 4.13. Grafik hubungan antara kedalaman pondasi dengan *safety factor* pada seluruh pile grup pada kondisi tanpa gempa dan gempa 7,5 dan 8,25 skala richter

Grafik diatas menunjukkan *safety factor* pada kelompok tiang dengan *safety factor* minimum mengalami penurunan 20,95% (20 meter), 17,06% (24 meter) dan 12,56% (28 meter). Sementara kelompok tiang dengan *safety factor* maksimum mengalami penurunan sebesar 20,98% (20 meter), 16,91% (24 meter) dan 12,56% (28 meter). Dari kedua grafik diatas apat disimpulkan bahwa pada kedalaman dan kekuatan gempa yang sama nilai *safety factor* maksimum dan minimum akan mengalami penurunan yang sama.

4.5. ANALISA DAN PEMBAHASAN

Setelah melalui proses analisis yang telah dipaparkan pada sub bab sebelumnya. Pada Gedung Plaza Galara Mall Palu di ketahui bahwa :

1. Secara umum potensi likuifaksi terjadi pada kedalaman 9 meter sampai dengan kedalaman 15 meter.
2. Zona kedalaman likuifaksi yang terjadi akibat gempa 6 skala *richter* adalah pada kedalaman 13 meter sampai dengan 15 meter, gempa 7,5 skala *richter* pada kedalaman 9 meter sampai dengan 15 meter dan gempa 8,25 skala *richter* terjadi pada kedalaman 9 meter hingga kedalaman 15 meter. Semakin besar skala *richter* gempa maka semakin tebal lapisan pasir jenuh yang terjadi likuifaksi.
3. Likuifaksi terjadi pada tanah dengan nilai N-SPT < 22. Tanah dengan nilai N-SPT lebih besar dari 22 tidak mengalami likuifaksi.
4. *Safety factor* pada kondisi hydro static adalah 2,5. Karena likuifaksi bersifat sementara, maka perhitungan pada kondisi likuifaksi nilai *safety factor* tersebut boleh diturunkan sampai dengan 50% atau dalam hal ini nilai *safety factor* menjadi 1,25.
5. Kegagalan pondasi *bored pile* akibat likuifaksi terjadi apabila nilai *safety factor* < 1,25. *Safety factor* adalah perlawanan *ultimate* aksial *bored pile* akibat likuifaksi terhadap beban yang bekerja.
6. Pada gempa dengan skala *richter* 6 pondasi mengalami penurunan nilai *safety factor* sebesar 7,11% untuk kelompok tiang dengan kedalaman 20 meter, 7,14% untuk kedalaman 24 meter dan 5,65% untuk pondasi dengan kedalaman 28 meter.
7. Pada gempa dengan skala *richter* 7,5 dan 8,25 terjadi penurunan sebesar 20,95% untuk kelompok tiang dengan kedalaman 20 meter. Untuk pondasi dengan kelompok tiang 24 meter mengalami penurunan *safety factor* sebesar 17,06% dan 12,56% untuk pondasi dengan kedalaman 28 meter. Semakin dalam *bored pile* maka semakin kecil prosentase penurunan daya dukung.

BAB. V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. KESIMPULAN

Hasil perhitungan analisis potensi likuifaksi pada proyek pembangunan Gedung Plaza Galara Mall Palu sebagaimana diuraikan pada bab. IV dapat disimpulkan bahwa :

1. Potensi likuifaksi terjadi pada kedalaman 9 meter sampai dengan kedalaman 15 meter.
2. Semua kelompok tiang di gedung Plaza Galara Mall Palu tidak mengalami kegagalan atau dalam kondisi aman (*safe*).
3. Pada gempa dengan skala *richter* 6 pondasi mengalami penurunan nilai *safety factor* sebesar 7,11% untuk kelompok tiang dengan kedalaman 20 meter, 7,14% untuk kedalaman 24 meter dan 5,65% untuk pondasi dengan kedalaman 28 meter.
4. Pada gempa dengan skala *richter* 7,5 dan 8,25 terjadi penurunan sebesar 20,95% untuk kelompok tiang dengan kedalaman 20 meter. Untuk pondasi dengan kelompok tiang 24 meter mengalami penurunan *safety factor* sebesar 17,06% dan 12,56% untuk pondasi dengan kedalaman 28 meter. Semakin dalam *bored pile* maka semakin kecil prosentase penurunan daya dukung. *Safety factor* adalah perlawanan *ultimate* aksial *bored pile* akibat likuifaksi terhadap beban yang bekerja.

5.2. SARAN

Beberapa saran agar penelitian selanjutnya lebih lengkap, antara lain:

1. Pada penelitian ini masih menggunakan peraturan gempa tahun 2002. Berikutnya disarankan analisis menggunakan peraturan gempa 2012 karena telah mengalami perubahan yang sangat signifikan pada besarnya nilai a_{max} yang akan berpengaruh pada besarnya potensi likuifaksi.

2. Cermati pula lapisan tanah diatas permukaan air (tidak jenuh), karena pada saat gempa, sebagian dari daerah tersebut juga mengalami likuifaksi yang akan semakin mengurangi daya dukung tanah tersebut.
3. Lakukan juga penelitian dengan menggunakan reaksi pembebanan aksial dan lateral.
4. Lakukan penelitian dengan lebih banyak variasi diameter dan kedalaman pondasi untuk mencari formula yang paling efektif dan efisien.
5. Untuk mengurangi resiko terjadinya likuifaksi dapat dilakukan perbaikan pada tanah (*soil improvement*).

DAFTAR PUSTAKA

- Das, Braja M. 1995. Mekanika Tanah Jilid 2. Jakarta: Penerbit Erlangga
- Bowles, Josep E. 1993. Analisis dan Desain Pondasi edisi ke-4 jilid 2. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Prakash, Shamsar. 1981. Soil Dynamics. New York : McGraw – Hill Book Company.
- Idrus M. Alatas. 2010. Daya Dukung Pondasi Dalam Tiang Pancang dan Tiang Bor. Jakarta.
- Idrus M. Alatas. 2012. Final Report Soil Investigation Plaza Galara Mall. Jakarta.
- Idrus M. Alatas. 1997. Kajian Geologi, Geoteknik dan *Hazard Analysis*, Proyek : Pekerjaan Perencanaan Gedung Bank Indonesia Surakarta, Jawa Tengah. Jakarta.