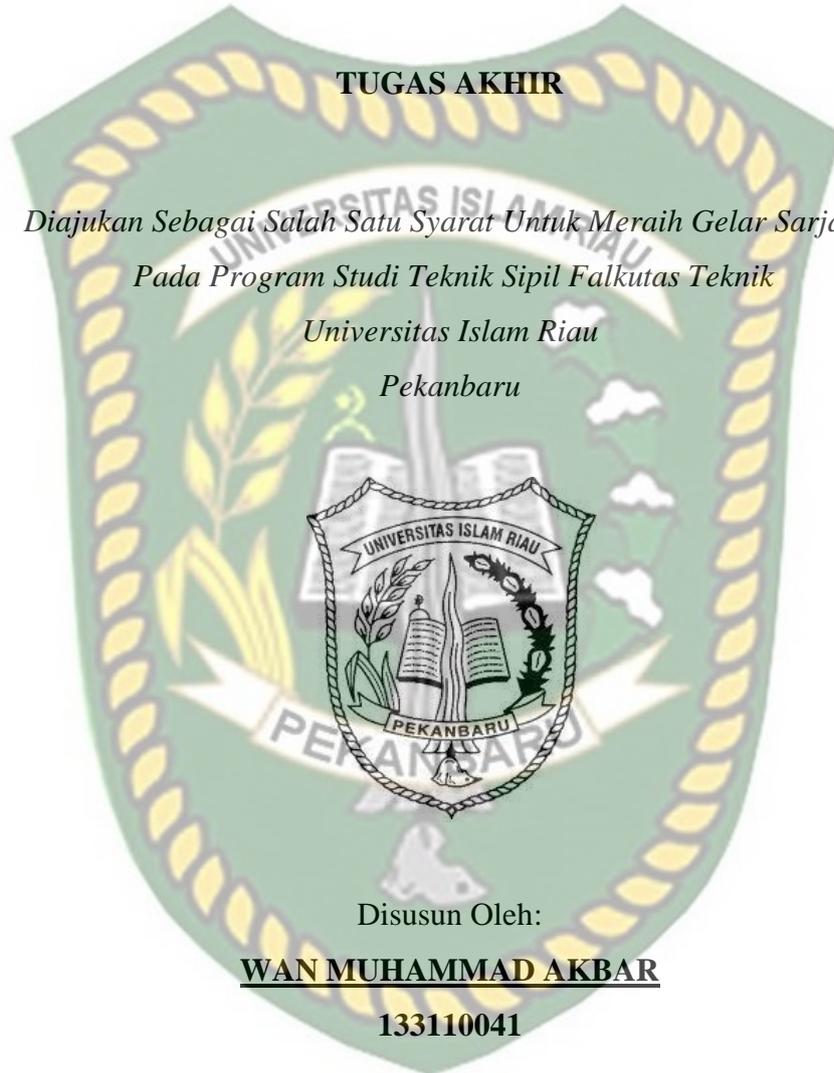


**TINJAUAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN  
TIANG PANCANG TEKAN BERDASARKAN DATA  
LABORATORIUM DI MENARA BRI PEKANBARU**

**TUGAS AKHIR**

*Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Meraih Gelar Sarjana  
Pada Program Studi Teknik Sipil Falkutas Teknik  
Universitas Islam Riau  
Pekanbaru*



Disusun Oleh:

**WAN MUHAMMAD AKBAR**

**133110041**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FALKUTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS ISLAM RIAU  
PEKANBARU  
2019**

HALAMAN PERSETUJUAN

TUGAS AKHIR

TINJAUAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG  
PANCANG TEKAN BERDASARKAN DATA LABORATORIUM DI  
MENARA BRI PEKANBARU



Diperiksa dan Disetujui oleh :

Dr. Anas puri. ST., MT  
Pembimbing I

.....  
Tanggal :

Augusta Adha. ST., MT  
Pembimbing II

.....  
Tanggal :

## HALAMAN PENGESAHAN

### TUGAS AKHIR

TINJAUAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG  
PANCANG TEKAN BERDASARKAN DATA LABORATORIUM  
DI MENARA BRI PEKANBARU

DISUSUN OLEH :

WAN MUHAMMAD AKBAR

NPM. 133110041

Telah Disetujui Didepan Dewan Penguji Tanggal 31 Oktober 2019 Dan  
Dinyatakan Telah Memenuhi Syarat Untuk Diterima

SUSUNAN DEWAN PENGUJI

Dr. Anas Puri, ST., MT  
Dosen Pembimbing I

Augusta Adha, ST., MT  
Dosen Pembimbing II

  
Dr. Elizar, ST., MT  
Dosen Penguji

Harmivati, ST., M.SI  
Dosen Penguji

Pekanbaru, 31 Oktober 2019  
UNIVERSITAS ISLAM RIAU  
FAKULTAS TEKNIK

Ir. H. Abd Kudus Zaini, MT., MS., Tr.  
Dekan

## HALAMAN PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan :

1. Karya tulis ini adalah asli dan belum pernah di ajukan untuk mendapatkan gelar akademik (strata satu) di Universitas Islam Riau.
2. Karya tulis ini adalah merupakan gagasan, rumusan penelitian saya sendiri, tanpa bantuan pihak lain kecuali arahan dosen pembimbing.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.
4. Pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya dan apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan tidak kebenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik dan sanksi lainnya sesuai dengan norma yang berlaku di perguruan tinggi.

Pekanbaru, Desember 2019



Wan Muhammad Akbar  
133110041

## KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu'alaikum Warahmatullah Wabarokatuh

Alhamdulillahirabbil'alamin, segala puji dan syukur ke hadirat Allah SWT yang telah melimpahkan nikmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini mengenai "**TINJAUAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG PANCANG TEKAN BERDASARKAN DATA LABORATORIUM DI MENARA BRI PEKANBARU**". Tugas akhir ini berupa skripsi sebagai syarat untuk meraih gelar sarjana pada program studi strata 1 (S1) Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Islam Riau.

Tugas akhir ini berisi tentang rangkuman dan kesimpulan selama penulis melakukan penelitian dan analisa. Rangkuman dan kesimpulan ini disusun dalam bab-bab, bab tersebut terdiri dari bab I yang berisi tentang latar belakang, bab II berisi tentang tinjauan pustaka, bab III berisi tentang landasan teori, bab VI berisi tentang metodologi penelitian, bab V berisi tentang hasil dan pembahasan, dan bab VI berisi tentang kesimpulan dan saran.

Penulis berharap tugas akhir ini bisa bermanfaat mahasiswa/i Teknik Sipil, penulis juga menyadari masih terdapat kekurangan dalam menyusun laporan kerja praktek ini, maka dari itu kritik dan saran sangat diharapkan dari pembaca agar kedepannya bisa lebih baik lagi.

Pekanbaru, Oktober 2019

Penulis

## UCAPAN TERIMA KASIH

Assalamualaikum Warahamtullah. Wabarokatuh.

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan Tugas Akhir ini dengan baik. Penulisan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik Universitas Islam Riau. Penulis menyadari bahwa penelitian ini tidak akan terwujud tanpa adanya dorongan dan motivasi dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dalam penulisan dan penyelesaian Tugas Akhir ini tidak lupa penulis ucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Prof. Dr. H. Syafrinaldi, S.H., M.C.L, Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Ir. H. Abd. Kudus Zaini, MT, Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Kurnia Hastuti, ST.,MT, Wakil Dekan I Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
4. Bapak M. Ariyon, ST., MT, Wakil Dekan II Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
5. Bapak Ir. Syawaldi, M.Sc, Wakil Dekan III Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
6. Ibu Dr. Elizar, ST., MT, Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau dan dosen Penguji
7. Bapak Firman Syarif, ST., M.Eng, Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau dan dosen penguji
8. Bapak Dr. Anas Puri, ST., MT sebagai Dosen Pembimbing I.
9. Bapak Augusta Adha, ST., MT sebagai Dosen Pembimbing II.

10. Bapak dan Ibu Dosen pengajar Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
11. Seluruh karyawan dan karyawan fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
12. Ayahanda dan Ibunda tercinta Wan Rais dan Irda Nelly, sebagai Orang Tua yang selalu memberikan dan mendo'akan yang terbaik serta sangat berperan dalam proses pendewasaan penulis.
13. Adik saya Wan Noviyansi Ramadhani dan Wan Raissa Rihadhatul yang tidak pernah berhenti memberikan motivasi dan selalu memberikan semangat kepada penulis.
14. Buat teman-teman seperjuangan terkhusus Dimas Priambudhi., ST, Firman., ST, teman-teman kelas B angkatan 2013 serta teman dan rekan-rekan lainnya di Teknik Sipil Fakultas Teknik pada umumnya yang telah membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini dalam bentuk kritikan, saran, dorongan, serta ide-ide, dan juga pihak lain yang tidak dapat Penulis sebutkan satu persatu
15. Bapak Pimpinan Proyek Gedung Menara BRI Kota Pekanbaru beserta karyawan yang telah memberikan data-data, serta izin untuk melakukan penelitian.

Terimakasih atas segala bantuanya, semoga penelitian ini bermanfaat bagi kita semua dan semoga segala amal baik kita mendapatkan balasan yang setimpal dari Allah Aza Wa Jalla.

Assalamualaikum Warahamtullah. Wabarokatuh.

Pekanbaru, Oktober 2019

Penulis

Wan Muhammad Akbar

## DAFTAR ISI

	<b>Halaman</b>
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	i
<b>UCAPAN TERIMA KASIH</b> .....	ii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	iv
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	vii
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	ix
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xi
<b>DAFTAR NOTASI</b> .....	xii
<b>ABSTRAK</b> .....	xiv
<b>BAB I. PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusah Masalah .....	2
1.3 Tujuan Penulisan .....	2
1.4 Manfaat Penulisan .....	2
1.5 Batasan Masalah.....	3
<b>BAB II. TINJAUAN PUSATAKA</b>	
2.1 Umum .....	4
2.2 Penelitian Terdahulu .....	4
2.3 Keaslian Penelitian.....	7
<b>BAB III. LANDASAN TEORI</b>	
3.1 Umum .....	9
3.2 Metode Penyelidikan Tanah .....	9
3.2.1 Uji Penetrasi Standar (SPT) .....	9
3.2.2 Laboratorium .....	10
3.3 Klasifikasi Parameter Tanah.....	12
3.4 Pondasi .....	19

3.5	Pondasi Tiang .....	20
3.6	Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Dengan Metode Analitis .....	22
3.7	Perhitungan Penurunan Tiang Pancang Metode Poulos Dan Davis.....	35
3.8	Faktor Aman.....	38
3.9	Metode Elemen Hingga.....	40
3.9.1	Teori Deformasi .....	40
3.9.2	Teori Konsolidasi.....	44
3.9.3	Pemodelan Plaxis .....	48
3.9.4	Jenis Perilaku Material.....	49
<b>BAB IV. METODE PENELITIAN</b>		
4.1	Lokasi Penelitian .....	51
4.2	Teknik Pengumpulan Data .....	51
4.3	Tahap Pelaksanaan Penelitian .....	52
4.4	Cara Analisa .....	54
<b>BAB V. HASIL DAN PEMBAHASAN</b>		
5.1	Diskripsi Umum .....	57
5.2	Hasil Pengelola Data .....	59
5.2.1	Hasil Klasifikasi Jenis Tanah Berdasarkan Data Laboratorium.....	59
5.2.2	Hasil Parameter Tanah Untuk Input Plaxis.....	63
5.2.3	Hasil Analisa Beban Yang Bekerja Menggunakan ETABS ..	73
5.2.4	Hasil Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal ...	74
5.2.5	Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Analitis Dan Metode Elemen Hingga 2D Dengan Data Pancang Tekan Dan PDA Test.....	82
5.3	Faktor Aman Pada Tiang Pancang.....	84
5.4	Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal.....	86

5.5 Komparasi Penelitian Sebelumnya Dengan Penelitian Ini ...87

**BAB VI. KESIMPULAN DAN SARAN**

6.1 Kesimpulan.....89  
6.2 Saran.....90

**DAFTAR PUSTAKA**

LAMPIRAN A

LAMPIRAN B

LAMPIRAN C

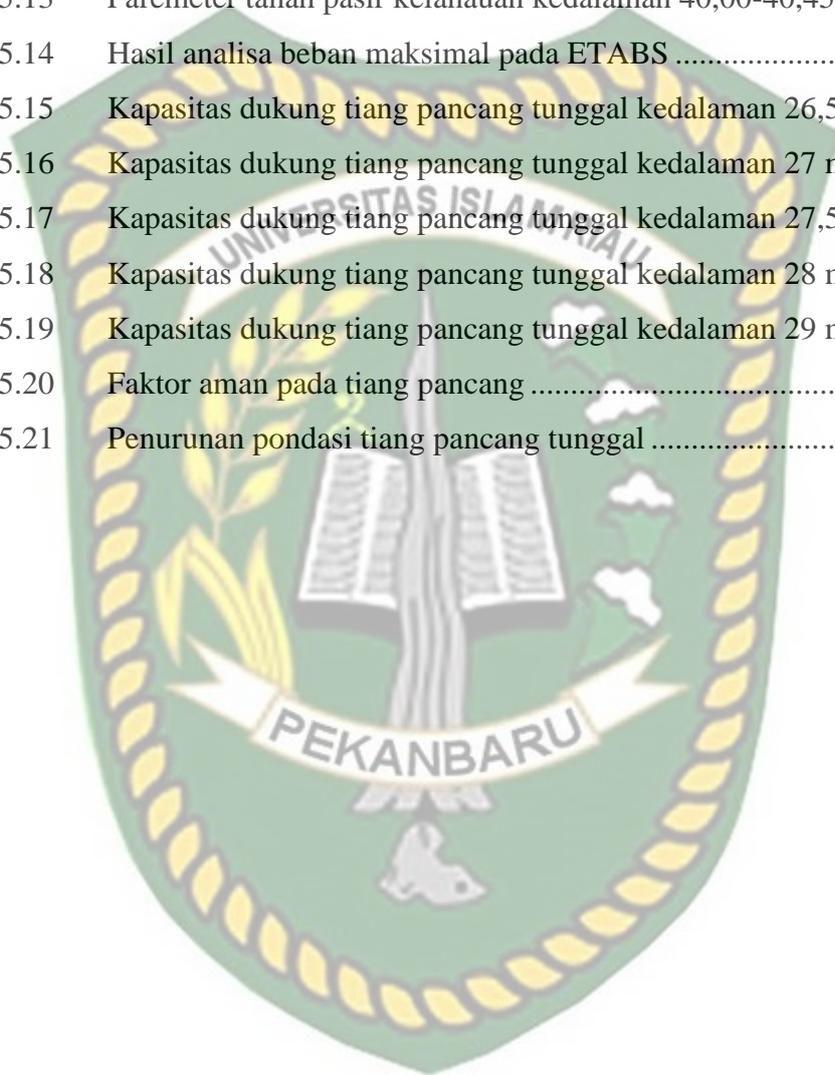
LAMPIRAN D



## DAFTAR TABEL

		<b>Halaman</b>
Tabel 3.1	Hubungan N dengan kerapatan relatif (Dr) tanah pasir (Terzagi dan peck, 1948) .....	10
Tabel 3.2	Hubungan kuat tekan bebas (qu) dengan konsistensi .....	14
Tabel 3.3	Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Bowles, 1977 dalam Hardiyatmo, 2002).....	14
Tabel 3.4	Nilai - nilai tipikal rasio poisson (Kulhawy, 1983 dalam Hardiyatmo 2015).....	15
Tabel 3.5	Nilai koefisien permaabilitas tanah (Das, 1995) .....	16
Tabel 3.6	Berat jenis tanah (Gs) (Hardiyatmo, 2002) .....	17
Tabel 3.7	Drajat kejenuhan (Sr) .....	17
Tabel 3.8	Nilai n, e, $\gamma_m$ , $\gamma_d$ untuk tanah keadan asli di lapangan.....	18
Tabel 3.9	Rasio $\left(\frac{k_d}{k_o}\right)$ .....	26
Tabel 3.10	Nilai-nilai $\left(\frac{\delta}{\phi}\right)$ .....	26
Tabel 3.11	Nilai Kd dan $K_f$ (U.S Army Corps, dalam Hardiyatmo 2015).....	31
Tabel 3.12	Nilai - Nilai $\delta$ (U.S Army Corps, dalam Hardiyatmo 2015).....	31
Tabel 3.13	Faktor aman yang disarankan oleh (Reese dan O'Neil 1989, dalam Hardiyatmo 2015).....	39
Tabel 5.1	Klasifikasi parameter tanah di kedalaman 1,00-2,00 hingga 19,30- .. 20,00 meter .....	59
Tabel 5.2	Klasifikasi parameter tanah di kedalaman 21,30-22,00 hingga 40,00-40,45 meter .....	60
Tabel 5.3	Paremeter tanah lanau kepasiran kedalaman 1,00- 2,00 meter .....	63
Tabel 5.4	Paremeter tanah lempung kedalaman 3,00-4,00 meter .....	64
Tabel 5.5	Paremeter tanah lempung kedalaman 5,30-6,00 meter .....	65
Tabel 5.6	Paremeter tanah pasir kelanauan kedalaman 16,00-17,00 meter ...	66
Tabel 5.7	Paremeter tanah lempung kedalaman 19,30-20,00 meter .....	66
Tabel 5.8	Paremeter tanah lempung kedalaman 21,30-22,00 meter .....	67
Tabel 5.9	Paremeter tanah pasir kelanauan kedalaman 28,00-28,44 meter ...	68

Tabel 5.10	Paremeter tanah pasir kelanauan kedalaman 29,30-30,00 meter ...	69
Tabel 5.11	Paremeter tanah pasir kelanauan kedalaman 32,00-32,45meter ....	70
Tabel 5.12	Paremeter tanah pasir kelanauan kedalaman 36,00-36,45 meter ...	70
Tabel 5.13	Paremeter tanah pasir kelanauan kedalaman 40,00-40,45 meter ...	71
Tabel 5.14	Hasil analisa beban maksimal pada ETABS .....	74
Tabel 5.15	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 26,5 m.....	75
Tabel 5.16	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 27 m.....	76
Tabel 5.17	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 27,5 m.....	78
Tabel 5.18	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 28 m.....	79
Tabel 5.19	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 29 m.....	80
Tabel 5.20	Faktor aman pada tiang pancang .....	84
Tabel 5.21	Penurunan pondasi tiang pancang tunggal .....	86



## DAFTAR GAMBAR

	<b>Halaman</b>
Gambar 3.1 Hubungan $\varphi'$ dengan N-SPT (Peck et al., 1974) .....	13
Gamabr 3.2 Faktor kapasitas dukung $N_{\gamma}$ (Kulhawy 1983) .....	24
Gambar 3.3 Faktor kapasitas dukung $N_q$ (Kulhawy 1983) .....	25
Gambar 3.4 Hubungan $N_q$ dan $\varphi'$ (Berezantzev, 1961, dalam Hardiyatmo 2015) .....	27
Gambar 3.5 Hubungan $\frac{z_c}{d}$ terhadap $\varphi$ (Paulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2015) .....	28
Gambar 3.6 Hubungan $K_d$ tg $\delta$ terhadap $\varphi$ (Paulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2015) .....	29
Gambar 3.7 Hubungan $N_q$ dan $\varphi'$ dari (Reese, 2006 dalam Hardiyatmo 2015).30	30
Gambar 3.8 Faktor adhesi ( $\alpha$ ) (McClelland, 1974 dalam hardiyatmo 2015).....	32
Gambar 3.9 Hubungan antara koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) dengan kedalaman penetrasi tiang (Vijayvergiya dan Focht, 1972 dalam Hardiyatmo, 2010) .....	33
Gambar 3.10 Nilai $\alpha$ yang digunakan dalam metode U.S Army Corps (dalam Hardiyatmo, 2015) .....	34
Gambar 3.11 Faktor penurunan $I_0$ ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015) .....	36
Gambar 3.12 Koreksi kompresi $R_k$ ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015) .....	36
Gambar 3.13 Koreksi kedalaman $R_h$ ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015) .....	37
Gambar 3.14 Koreksi angka poisson, $R_{\mu}$ ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015) .....	37
Gambar 3.15 Ilustrasi pemodelan (a) <i>Plane strain</i> (b) <i>Axisymmetric</i> (Brinkgreve,2002) .....	40
Gambar 4.1 Denah lokasi gedung Menara BRI Pekanbaru.....	51
Gambar 4.2 Bagan alir penelitian.....	53

Gambar 5.1	Lokasi titik <i>Bore Hole</i> .....	57
Gambar 5.2	Parameter setiap lapisan tanah.....	62
Gambar 5.3	(a) Lapisan tanah, (b) Kedalaman setiap lapisan tanah .....	73
Gambar 5.4	Denah pondasi tiang pancang .....	74
Gambar 5.5	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 137 dan 138 .....	76
Gambar 5.6	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 133 dan 134 .....	77
Gambar 5.7	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 130 .....	78
Gambar 5.8	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 132, 135, dan 134 .....	80
Gambar 5.9	Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 131 .....	81
Gambar 5.10	Perbandingan kapasitas dukung tiang pancang metode analitis dan metode elemen hingga 2D dengan data pancang tekan dan PDA test.....	83
Gambar 5.11	Penurunan tiang pancang pada AS 6-D.....	87

## DAFTAR LAMPIRAN

	<b>Halaman</b>
<b>LAMPIRAN A. PERHITUNGAN</b>	
A.1 Klasifikasi Parameter Tanah Dengan Pendekatan N-SPT .....	A-1
A.2 Beban Yang Bekerja Setiap Tiang .....	A-2
A.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang .....	A-5
A.4 Perhitungan Faktor Aman ( <i>Safety Factor</i> ) .....	A-36
A.5 Analisa Penurunan Tiang Pancang .....	A-37
<b>LAMPIRAN B. ANALISA DENGAN PROGRAM ETABS DAN PLAXIS</b>	
B.1 Analisa Beban Rencana Pada Pondasi Tiang Pancang Menggunakan ETABS .....	B-1
B.2 Analisa Kapasitas Dukung Dan Penuruna Tiang Pancang Menggunakan Metode Elemen Hingga 2D V 8.6 .....	B-12
<b>LAMPIRAN C. DATA SEKUNDER</b>	
<b>LAMPIRAN D. SURAT - SURAT</b>	

## DAFTAR NOTASI



B	= Lebar (m)
$\gamma'$	= Berat Volume Efektif ( $\text{kN/m}^3$ )
d	= Diameter (cm)
Dr	= Kerapatan Relatif (%)
$c_u$	= Kohesi tak terdrainase ( $\text{kN/m}^2$ )
E	= Modulus young ( $\text{kg/cm}^2$ )
$\mu$	= Poisson Rasio
$k_x$	= Koefisien permeabilitas arah horizontal (m/day)
$k_y$	= Koefisien permeabilitas arah vertikal (m/day)
Gs	= Berat Jenis
Sr	= Drajat Kejenuhan (%)
n	= Porositas (%)
e	= Angka Pori
w	= Kadar Air (%)
$\gamma_m$	= Berat Volume Basah ( $\text{kN/m}^3$ )
$\gamma_d$	= Berat Volume Kering ( $\text{kN/m}^3$ )
$\gamma_w$	= Berat volume air ( $9,81\text{kN/m}^3$ )
$\varphi$	= Sudut Geser Dalam ( $^\circ$ )
Qu	= Kapasitas dukung ultimit (kN)
Qa	= Kapasitas dukung izin (kN)
Qb	= Kapasitas dukung ujung ultimit (kN)
Qs	= Kapasitas dukung gesek ultimit (kN)

$W_p$	= Berat sendiri tiang (kN)
$f_b$	= Tahanan Ujung ( $\text{kN/m}^2$ )
$f_s$	= Tahanan Gesek ( $\text{kN/m}^2$ )
$A_b$	= Luas penampang ujung tiang bawah ( $\text{m}^2$ )
$A_s$	= Luas Tiang (m)
$f_c'$	= Mutu beton (Mpa)
$f_y$	= Mutu baja (Mpa)
$p_o'$	= Tekanan <i>overburden</i> efektif ( $\text{kN/m}^2$ )
$I_r$	= Indeks kekakuan
$N_\gamma, N_q$	= Faktor - faktor kapasitas dukung
$K_o$	= Koefisien tekanan tanah lateral saat diam
$z_c$	= Kedalaman kritis (m)
$\alpha$	= Faktor adhesi
$\lambda$	= Koefisien tidak berdimensi
$S$	= Penurunan tiang tunggal (mm)
$S_f$	= Faktor aman
$Q$	= Beban yang bekerja (kN)
$I_o$	= Faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat dalam massa semi tak terhingga
$R_k$	= Faktor koreksi kemudahan - mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$
$R_h$	= Faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
$R_\mu$	= Faktor koreksi angka poisson
$K$	= Faktor kekakuan tiang
$R_a$	= Rasio area tiang

# TINJAUAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG PANCANG TEKAN BERDASARKAN DATA LABORATORIUM DI MENARA BRI PEKANBARU

**WAN MUHAMMAD AKBAR**

**NPM: 133110041**

## **ABSTRAK**

Dalam suatu pembangunan konstruksi, pelaksanaan pekerjaan struktur yang pertama dilakukan adalah pekerjaan pondasi. Pondasi merupakan bagian struktur yang meneruskan beban dari struktur atas ke lapisan tanah pendukung. Apabila di perencanaan awal pondasi salah dalam memperhitungkan kapasitas dukung sesuai syarat-syarat yang berlaku maka berpotensi besar terjadinya kegagalan konstruksi. Maka dari itu, dilakukan penelitian kapasitas dukung dan penurunan tiang pada Menara BRI Pekanbaru yang bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung tiang pancang, penurunan tiang, faktor aman yang diperoleh dari metode - metode yang digunakan, dan membandingkan hasil hitungan kapasitas dukung dan penurunan dengan hasil uji dari lapangan yakni PDA test.

Perhitungan menggunakan data tanah uji laboratorium yang dikeluarkan oleh PT. Statika Ultimit, data gambar struktur dan data gambar arsitektur dikeluarkan oleh PT. Arkitek Tim Empat, dan kedalaman tiang pancang diperoleh dari PT. Atelier Enam Project Managment. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang dan faktor aman menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D. Analisa pada metode statis menggunakan metode Kulhawy + metode Alpha, metode Poulos dan Davis + metode Lamda, dan Metode U.S. Army Corps serta metode elemen hingga 2D axisimetri dengan *interface*. Untuk analisa penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D aksisimetri dengan *interface*.

Dari hasil analisa pada ETABS didapatkan beban maksimum pada titik As-6D. Kapasitas dukung yang mendekati hasil PDA test pada titik As-6D adalah dengan metode elemen hingga 2D aksisimetri dengan *interface* dengan nilai kapasitas dukung tiang berkisar 3600 kN hingga 3900 kN dan faktor aman yang diperoleh 2,6 dengan menggunakan metode Poulos dan Davis, sedangkan pada metode lain diperoleh kapasitas dukung dan faktor aman lebih besar dari hasil PDA test, penurunan yang mendekati penurunan PDA test adalah metode Poulos dan Davis yakni 2 mm hingga 3,2 mm serta semua perhitungan penurunan lebih kecil dari penurunan izin sebesar 60 mm.

**Kata Kunci:** Faktor aman, Kapasitas dukung, Menara BRI, PDA test, Penurunan

**REVIEW ON THE CAPACITY AND SETTLEMENT OF DRIVER  
PILES PRESSURE BASED ON LABORATORY DATA ON BRI  
TOWER, PEKANBARU**

**WAN MUHAMMAD AKBAR**  
**NPM: 133110041**

**ABSTRACT**

*In a development of construction project, the first implementation of the structural work is the foundation work. Foundation is a part of the structure that carries the burden from the upper structure to the supporting soil layers. If in the initial planning the foundation miscalculates the carrying capacity according to applicable conditions, there is a great potential for construction failure. Therefore, a study of bearing capacity and reduction of piles at the BRI Pekanbaru Tower with aim to determine the carrying capacity of piles, reduction of piles, safety factors obtained from the methods that used in this study and comparing the results of the calculation of bearing capacity and reduction with test results from field test namely PDA test.*

*The calculation of this study is using laboratory test soil data released by PT. Statika Ulimit, shop drawing structural data and shop drawing architectural data released by PT. Arkitek Tim Empat, the depth of the piles was obtained from PT. Atelier Enam Project Management. Calculation of bearing capacity of piles and safety factor using static method and finite element method. Analysis of the static method use the Kulhawy + Alpha method, the Poulos and Davis method + the Lamda method and the U.S. Army Corps method and 2D axisymmetry finite element method with interface. For the reduction analysis is using the Poulos and Davis method and the 2D finite element axisymmetry method with interface.*

*From the results of the analysis on ETABS obtained the maximum load at the point As-6D. The carrying capacity that is close to the PDA test results at the As-6D point is the 2D finite element axisymmetry method with an interface with pole bearing capacity values ranging from 3600 kN to 3900 kN and the safety factor obtained is 2,6 using the Poulos and Davis method, while the other method result is that the carrying capacity and safety factor are bigger than the result of the PDA test, a decrease approaching the decrease in the PDA test is the Poulos and Davis method, which is 2 mm to 3,2 mm and all calculations of decrease are smaller than the decrease in permits from 60 mm.*

**Keyword :** *Bearing Capacity, BRI Tower, PDA Test, safety factor, Settlement*

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Perkembangan pembangunan di kota Pekanbaru sudah sangat pesat. Pembangunan tersebut terdiri dari pembangunan jembatan, gedung-gedung, jalan-jalan, dan lain-lainya guna meningkatkan sarana dan prasarana fisik di kota Pekanbaru sebagai ibukota provinsi Riau. Dalam suatu pembangunan konstruksi, pelaksanaan pekerjaan struktur yang pertama dilakukan adalah pekerjaan pondasi. Pondasi merupakan bagian struktur yang meneruskan beban dari struktur atas ke lapisan tanah pendukung. Maka dari itu, pondasi merupakan salah satu bagian yang penting dalam suatu bangunan, apabila di perencanaan awal pondasi salah dalam memilih jenis lapisan tanah yang kuat dan tidak memperhitungkan kapasitas dukung pondasi sesuai syarat-syarat yang berlaku maka berpotensi besar terjadinya kegagalan konstruksi.

Pembangunan gedung Menara BRI Pekanbaru ini memiliki 9 lantai yang difungsikan sebagai pusat kantor BRI di Pekanbaru. Jenis pondasi yang digunakan pada bangunan ini ialah pondasi tiang pancang. Tiang pancang adalah salah satu jenis pondasi dalam yang diperuntukkan bangunan-bangunan dengan beban yang besar. Metode pemancangan yang digunakan ialah *jack in-pile*, suatu metode dimana tiang pancang ditekan dengan menggunakan alat berat HSPD (*Hydraulic Static Pile Driver*) beserta beban untuk tiang pancang sehingga tidak menimbulkan getaran atau kebisingan, dengan begitu sewaktu pemancangan dilakukan tidak menimbulkan dampak buruk ke gedung sekitarnya.

Merupakan bangunan yang tinggi memiliki 9 lantai, tentunya pondasi yang digunakan pondasi yang mampu memikul beban besar juga. Dikarenakan hal tersebut penulis tertarik untuk melakukan penelitian tentang kapasitas dukung tiang pancang serta penurunan yang terjadi. Hal tersebut bertujuan untuk mengetahui besarnya kapasitas dukung tiang dan penurunan tiang yang terjadi,

apakah kapasitas dukung tiang dan penurunan lebih kecil dari PDA test atau hasilnya mendekati PDA test.

### **1.2 Rumusan Masalah**

Adapun rumusan masalah yang didapat dari latar belakang ialah:

1. Berapakah kapasitas dukung tiang pancang berdasarkan parameter laboratorium dan berapakah nilai kapasitas dukung bila dibandingkan dengan data pancang tekan data PDA test?
2. Berapakah faktor aman yang didapatkan setiap tiang pancang?
3. Berapa besar penurunan yang terjadi akibat beban rencana?

### **1.3 Tujuan penulisan**

Dari rumusan masalah yang ada, dapat diketahui tujuan penulisan antara lain:

1. Untuk menghitung kapasitas dukung pondasi tiang pancang berdasarkan data tanah uji laboratorium dan membandingkan dengan data pancang tekan dan PDA test.
2. Untuk mengetahui nilai faktor aman terhadap beban rencana
3. Untuk mengetahui penurunan pondasi akibat beban rencana.

### **1.4 Manfaat Penulisan**

Manfaat penulisan yang bisa diambil ialah:

1. Bagi penulis mendalami ilmu teknik sipil khususnya ilmu mengenai pondasi.
2. Bagi pelaku usaha jasa kontruksi memberi pengetahuan tentang perhitungan pondasi tiang pancang menggunakan data laboratorium.
3. Bagi mahasiswa sebagai referensi mengenai perhitungan tiang pancang menggunakan data laboratorium.

### 1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam karya ilmiah ini antara lain:

1. Perhitungan gaya aksial menggunakan ETABS 9
2. Beban rencana yang diinput ke dalam ETABS yakni beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa.
3. Perhitungan sesuai dengan data perencanaan awal.
4. Tidak menghitung kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang group.
5. Tiang pancang yang dihitung pada pondasi yang menerima beban rencana maksimum.
6. Perhitungan hanya pada kapasitas dukung aksial tekan, tidak menghitung kapasitas dukung lateral.
7. Metode perhitungan yang digunakan untuk kapasitas dukung tiang pancang yakni metode *Kulhawy + Alpha*, *Poulos dan Davis + Lamda*, *U.S. Army Corps + U.S. Army Corps*, dan metode elemen hingga 2D dengan program plaxis. Untuk penurunan menggunakan metode *Poulos dan Davis* dan metode elemen hingga 2D.
8. Membandingkan hasil perhitungan dengan data PDA test.
9. Tiang pancang yang dihitung di nomor 130,131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138.

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Umum

Tinjauan pustaka memuat tentang hasil penelitian yang terdahulu sebagai landasan bagi peneliti untuk melakukan suatu penelitian dengan teori-teori yang relevan. Tujuan dari penulisan tinjauan pustaka ialah menguatkan penelitian yang sedang dilakukan dengan berlandaskan penelitian yang sudah ada. Penelitian mengenai pondasi tiang pancang sudah banyak dilakukan di berbagai tempat dengan metode-metode yang berbeda-beda. Maka dari itu, dalam bab ini memuat beberapa referensi dari penelitian sebelumnya antara lain Ahmad, dkk (2016), Fakhrozi, dkk (2017), Sulistia (2018).

#### 2.2 Penelitian terdahulu

Ahmad, dkk (2016), dalam penelitiannya tentang " Analisa Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data *Insitu Test*, Parameter Laboratorium Terhadap Loading Test Kantledge". Adapun penelitian ini membahas tentang perbandingan kapasitas dukung aksial tiang berdasarkan hasil sondir, SPT, parameter laboratorium, dan rumus dinamis, dibandingkan dengan hasil pembebanan statik. Tujuan dari penelitian ini untuk membandingkan daya dukung aksial tiang pancang berdasarkan data sondir, SPT (*instu test*), parameter laboratorium, dan rumus dinamis, dibandingkan dengan hasil pembebanan statik (*Kantledge system*) terhadap daya dukung tiang pancang yang direncanakan dan mendapat suatu hasil perbandingan daya dukung ultimit pondasi tiang pancang yang mendekati hasil uji pembebanan di lapangan (daya dukung ultimit). Data - data yang didapatkan untuk melakukan penelitian ini dengan cara pengambilan data dari pihak proyek dan melakukan studi pustaka, data - data tersebut berupa penyelidikan lapangan dengan cara *Dutch Cone Penetrometer Test* (DCPT) dan *Standar Penetrasi Test* (SPT). Perhitungan dilakukan dengan beberapa metode, untuk data *Dutch Cone Penetrometer Test* (DCPT) menggunakan metode bageman, metode deRuijter dan metode beringen, dari data SPT dengan metode Meyerhof (1956) dan metode L,

Decourt (1982), untuk data hasil laboratorium perhitungan dilakukan dengan metode  $\alpha$ , metode  $\lambda$ , dan metode U.S Army Corp, dari data formula dinamis dengan rumus Hiley (1930), rumus ENR, dan rumus Janbu (1953), Mansur dan Hunter (1970). Hasil dari analisa metode - metode diatas, maka didapatkan kapasitas dukung tiang pancang dari data sondir diperoleh rata-rata  $Q_{ult} = 360,43$  ton dan metode deRuijter and Beringen dari titik pancang 1 sampai 4 diperoleh hasil rata-rata  $Q_{ult} = 536,99$  ton, pada data SPT dengan metode Meyerhof (1956) dari titik pancang 1 sampai 4 diperoleh hasil rata-rata  $Q_{ult} = 407,09$  ton, metode L.Decourt (1982) diperoleh hasil rata-rata  $Q_{ult} = 536,99$  ton, pada data laboratorium hasil yang didapatkan rata - rata dari titik pancang 1 sampai 4 dengan metode  $\alpha$  sebesar 43,62 ton, metode  $\lambda$  sebesar 78,73 ton, dan untuk metode U.S Army Corp sebesar 43,78 ton. Penurunan akibat dari uji pembebanan statis maksimum sebesar 20,41 mm.

Sulistia (2018), Penelitiannya yang berjudul " Analisa Daya Dukung Tanah Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Mayerhoff ". Dalam penelitian ini membahas kapasitas dukung tiang pancang dengan beberapa metode berdasarkan data - data yang berbeda baik dari data berdasarkan sondir, data *Standar Penetrasi Test* (SPT), dan data laboratorium, data - data tersebut didapatkan dari pemilik proyek, selain pemilik proyek juga diperoleh dari Laboratorium Geoteknik & Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Mataram berupa data hasil sondir, hasil SPT, data laboratorium pemeriksaan tanah, data-data juga diperoleh dari studi pustaka dari buku dan jurnal. Adapun tujuan dari tugas akhir ini adalah untuk membandingkan hasil penyelidikan lapangan dari data sondir dan SPT, serta hasil penyelidikan laboratorium berupa parameter kuat geser tanah. Metode yang digunakan untuk analisa kapasitas dukung tiang pancang dari semua data yang didapatkan menggunakan metode Mayerhoff, untuk analisa penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis. Dari analisa kapasitas dukung tiang pancang dengan metode Mayerhoff berdasarkan data sondir didapatkan daya dukung sebesar 300,57 ton pada titik pertama dan pada titik pengujian ke-dua sebesar 111,714 ton, untuk data berdasarkan SPT diperoleh kapasitas dukung ultimit sebesar 59,283 ton pada titik pengujian pertama dan 41,867 ton pada titik

pengujian ke-dua, dan untuk berdasarkan data laboratorium sebesar 43,283 ton pada titik pengujian pertama dan 43,647 ton pada titik pengujian ke-dua. Pada perhitungan penurunan, pondasi mengalami penurunan 22,597 mm dan penurunan tiang kelompok sebesar 8,382 mm, jika dibandingkan dengan penurunan ijin 25 mm dapat disimpulkan bahwa penurunan aman dan memenuhi syarat.

Fakhrozi,dkk (2017), dalam penelitian yang dilakukan dengan judul "Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal Dengan Menggunakan Metode Analitis dan Numerik" mengangkat permasalahan Kapasitas tiang yang mampu dipikul. Tujuan Penulisan ini untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang pancang secara analitis dari hasil laboratorium, sondir, dan standar penetrasi test (SPT) serta perhitungan dengan metode numerik menggunakan Plaxis. Analisa dalam penelitian ini berdasarkan data dari sondir, SPT, dan laboratorium untuk menghitung kapasitas dukung tiang pancang secara analitis, adapun metode numerik menggunakan plaxis 2D. Data untuk melakukan perhitungan didapatkan dari test di laboratorium dan dari test di lapangan dengan menggunakan mesin sondir. Perhitungan analitis menggunakan metode Mayerhoff untuk sondir dan SPT sedangkan untuk data berdasarkan data laboratorium menggunakan metode Mayerhoff, Tomlinson, dan Terzaghi. Hasil analisa tersebut didapatkan berdasarkan data sondir yang menggunakan metode Mayerhoff untuk kapasitas dukung tiang pancang ultimate sebesar 160,509 ton, berdasarkan metode Mayerhoff dengan data SPT didapatkan 150,13 ton untuk kapasitas dukung ultimate, sedangkan data dari laboratorium untuk kapasitas dukung ultimate dari metode Mayerhoff 27,69 ton, metode Tomlinson sebesar 30,51 ton, dan metode Terzaghi sebesar 29,43 ton, dari analisa plaxis 2D dengan menggunakan reduksi phi didapatkan kapasitas dukung tiang sebesar 193,61 ton. Untuk Perhitungan kapasitas dukung tiang pacang menggunakan analitis lebih akurat dikarenakan data yang didapat lebih valid.

Edward (2019), penelitian mengenai "Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data N-SPT Pada Gedung Menara BRI Kota Pekanbaru". Dalam penelitian tersebut menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D, pada metode statis menggunakan 3 metode yaitu Mayerhof

1956, Poulos dan Davis, Coyle dan Castello, dan metode elemen hingga menggunakan axisimetri, dan untuk menghitung kapasitas dukung tiang pancang tunggal lateral menggunakan metode Broms, pada perhitungan penurunan menggunakan metode elastic tiang dan metode elemen hingga 2D. Tujuan penelitian ini untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal terhadap beban tunggal dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, mengetahui kapasitas dukung tiang terhadap beban lateral maksimum dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D dan mengetahui tegangan geser pada tanah disekitar pondasi. Dari perhitungan yang telah dilakukan dengan metode - metode tersebut, dapat diketahui bahwa untuk kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode statis lebih kecil dibandingkan dengan metode elemen hingga, pada perhitungan penurunan metode statis didapatkan penurunan lebih besar dari penurunan izin yakni 6 cm dibandingkan dengan metode elemen hingga 2D lebih kecil serta untuk kapasitas beban lateral dengan metode Broms mampu memikul beban lateral dengan kapasitas yang didapatkan sebesar 23,01 ton dibandingkan dengan beban lateral sebesar 7,23 ton, untuk analisa tegangan geser efektif dengan *interface* didapatkan hasil sebesar 41,19 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.3 Keaslian Penelitian

Judul yang diajukan oleh penulis dalam penelitian tugas akhir terdapat kesamaan dengan judul-judul peneliti terdahulu akan tetapi juga terdapat perbedaan seperti dalam penelitian Ahmad,dkk (2016), dalam penelitiannya terdapat perbedaan dari data, penelitian Ahmad,dkk (2016) menggunakan data data *insitu test* (Sondir/CPT dan SPT), hasil parameter laboratorium, dan hasil formula dinamis sedangkan dalam penelitian ini menggunakan data laboratorium saja, selain itu metode yang digunakan juga berbeda, dalam penelitian ini menggunakan metode elemen hingga 2D sedangkan Ahmad,dkk (2016) tidak menggunakan metode elemen hingga 2D.

Untuk penelitian yang dilakukan oleh Sulistia (2018) yang berjudul " Analisa Daya Dukung Tanah Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Mayerhoff" terdapat perbedaan dengan penelitian yang dilakukan oleh penulis antara lain dari

metode yang digunakan, pada metode Sulistia (2018) menggunakan data SPT, data sondir dan parameter kuat geser tanah sedangkan dalam penelitian ini hanya menggunakan data laboratorium saja, dari metode yang digunakan pada penelitian Sulistia (2018) menggunakan metode Mayerhoff saja sedangkan dalam penelitian ini menggunakan Alpha, Lamda, U.S. Army Corps, Kulhawy, Poulos dan Davis, serta metode elemen hingga 2D. Pada penelitian Sulistia (2018) menghitung penurunan tiang menggunakan metode Mayerhoff sedangkan metode yang digunakan dalam penelitian ini untuk penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D, serta penelitian Sulistia (2018) tidak menghitung faktor aman sedangkan dalam penelitian ini menghitung faktor aman.

Pada penelitian ini, penulis hanya menggunakan data laboratoirum sedangkan penelitian yang dilakukan oleh Fakhrozi,dkk (2017) menggunakan data sondir, SPT, dan laboratorium, walaupun terdapat persamaan data laboratorium, tetapi pada penggunaan metode berbeda, dalam penelitian Fakhrozi,dkk (2017) dengan data laboratorium menggunakan metode Mayerhoff, Tomlinson, dan Terzaghi, sedangkan penelitian dalam penelitian ini tidak menggunakan metode tersebut, penelitian Fakhrozi,dkk (2017) juga tidak menghitung penurunan dan faktor aman sedangkan penelitian yang penulis buat menghitung penurunan dan faktor aman.

Pada penelitian Edward (2019) terdapat kesamaan yakni tempat penelitian dilakukan, namun data yang digunakan berbeda, Edward (2019) menggunakan data SPT sedangkan dalam penelitian ini menggunakan data laboratorium, serta metode yang digunakan oleh Edward (2019) metode Mayerhof 1956, Poulos dan Davis, Coyle dan Castello, dan metode elemen hingga aksisimetri. Selain itu, penelitian Edward (2019) bertujuan untuk memebandingkan kapasitas dukung tiang pancang dengan berbagai metode, dan penelitian ini hanya untuk mengetahui kapasitas dukung tiang pancang dan penuruanan tiang pancang.

## BAB III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1 Umum

Dalam bab ini akan membahas teori-teori yang berkaitan dengan judul penelitian. Pembahasan tersebut antara lain: mengenai tanah, pondasi, perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi, serta ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building System*) dan metode elemen hingga 2D sebagai penunjang di dalam perhitungan. Tingkat keberhasilan suatu bangunan tidak ditentukan dengan kokohnya struktur bangunan di atas saja, tetapi konstruksi di bawah menjadi salah satu faktor penting dalam membangun suatu bangunan yang menjadi satu kesatuan struktur bangunan. Dalam suatu bangunan, pondasi merupakan salah satu komponen utama dalam pembangunan. Untuk itu pada sub bab selanjutnya akan membahas tentang pondasi.

#### 3.2 Metode Penyelidikan Tanah

Dalam suatu pembangunan konstruksi perlunya lapisan setiap kedalaman tanah agar bisa merencanakan pondasi yang bisa memikul beban - beban yang berada diatas tanah, ada berbagai metode untuk melakukan penyelidikan tanah tersebut baik setiap lapisannya maupun sifat tanah tersebut seperti permealibilitas, konsolidasi, dan tegangan geser, adapun beberapa cara untuk melakukan penyelidikan tanah guna mengetahui lapisan dan sifatnya adalah sebagai berikut.

##### 3.2.1 Uji Penetrasi Standar (SPT)

Uji penetrasi dilakukan pada pondasi dalam seperti tiang pancang guna untuk mengetahui kedalaman tanah keras, SPT dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah, selain itu juga guna mengidentifikasi jenis lapisan tanah setiap kedalamannya sehingga bisa menentukan jenis pondasi yang sesuai dengan sifat - sifat tanah tersebut, sifat tanah ditentukan dengan kerapatan relatif tanah,

kerapatan relatif bisa didapatkan dengan menghubungkan dengan nilai N yang diusulkan oleh Terzaghi dan Peck (1948) untuk tanah pasir pada Tabel 3.1, sedangkan untuk tanah lempung nilai N dihubungkan kuat tekan bebas.

**Tabel 3.1** Hubungan N dengan kerapatan relatif ( $D_r$ ) tanah pasir (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Kerapatan Relatif ( $D_r$ )
<4	Sangat tidak padat
4-10	Tidak padat
10- 30	Kepadatan sedang
30-50	Padat
>50	Sangat padat

Untuk nilai N yang kurang dari 4 kerapatan relatif tidak padat yang berarti angka pori tanah tersebut tinggi, untuk nilai N 4 sampai 10 kerapatan relatif tidak padat, nilai N 10 - 30 kepadatan sedang, untuk 30 - 50 kerapatan relatif padat, dan pada untuk nilai N lebih dari 50 sangat padat yang berarti angka pori kecil membuat tanah tersebut merupakan tanah yang keras.

Nilai N diperoleh dari tabung belah standar yang dimasukkan kedalam *bore hole*, alat diturunkan bersama dengan pipa bor ke dasar tanah setelah itu dipukul dengan berat 63,5 kg, pukulan pertama dipukul hingga sedalam 15 cm, Kemudian dipukul sedalam 30,48 cm, jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk penetrasi tabung belah standar yang diartikan sebagai nilai-N.

### 3.2.2 Laboratorium

Untuk mengetahui sifat-sifat tanah yaitu sifat pengenal (*index properties*) dan sifat-sifat teknis (*engineering properties*) bisa dilakukan pengujian di laboratorium, pengujian bisa dari contoh tanah yang terganggu (*disturbed sample*) maupun contoh tanah tidak terganggu (*undisturbed sample*) yang diambil dari lapangan dari hasil pengeboran. Dalam (Hardiyatmo, 2011) menjelaskan pengujian tanah meliputi:

1. Pengujian pertama yakni kadar air yang diambil dari contoh tanah tidak terganggu, kadar air didefinisikan sebagai perbandingan antara berat air dan berat butir tanah yang dinyatakan dalam persen.
2. Pengujian berikutnya ialah analisa saringan, analisa bertujuan untuk mengetahui besar butiran tanah juga merupakan dasar untuk mengklasifikasi dan mendeskripsikan tanah, pengujian dilakukan dengan saringan yang memiliki nomor saringan yang digetarkan oleh alat penggetar.
3. Pengujian batas konsistensi atterberg ialah gambaran secara garis besar sifat-sifat tanah, batas-batas Atterberg yang paling penting adalah batas cair dan batas plastis. Batas cair dimana kadar air berada diantara cair dan palstis dan batas palstis dimana kadar air terletak pada plastis hingga semipadat, Batas cair (LL) adalah nilai kadar air pada batas antara keadaan cair dan plastis dan batas plastis (PL), yaitu kadar air tanah pada kedudukan antara plastis dan semipadat (Hardiyatmo,2011). Tanah yang mempunyai batas cair tinggi biasanya mempunyai sifat teknik yang buruk yaitu kekuatannya rendah, compressibility tinggi, sulit dipadatkan.
4. Uji triaksial terbatas hanya dilakukan pada tanah-tanah lempung, lanau, dan batuan lunak karena pada pasir dan kerikil sulit diperoleh contoh tanah tidak terganggu. Tujuan dari pengujian ini adalah untuk mengetahui nilai kohesi (C) dan sudut gesek dalam ( $\phi$ ) pada sebuah lapisan tanah, untuk tanah pasir untuk sudut gesek dalam lebih baik dilakukan di lapangan dengan cara SPT atau sondir, sedangkan kohesi diperoleh dari tanah lempung, lanau, dan batuan lunak, sudut gesek dalam dianggap kecil atau tidak ada dikarenakan jenis tanah tersebut dianggap jenuh.
5. Pengujian tekan bebas dilakukan untuk tanah lempung atau tanah lanau, pengujian ini untuk mengetahui kuat geser untuk kapasitas dukung tiang.
6. Maksud dari uji konsolidasi mencari besaran-besaran dalam perhitungan yaitu kecepatan konsolidasi dan besarnya penurunan tanah akibat adanya perubahan tekanan dan memperkirakan besarnya penurunan di lapangan

sebagai pendekatan akibat struktur bangunan di atasnya. Pengujian ini dilakukan pada tanah lempung dan lanau.

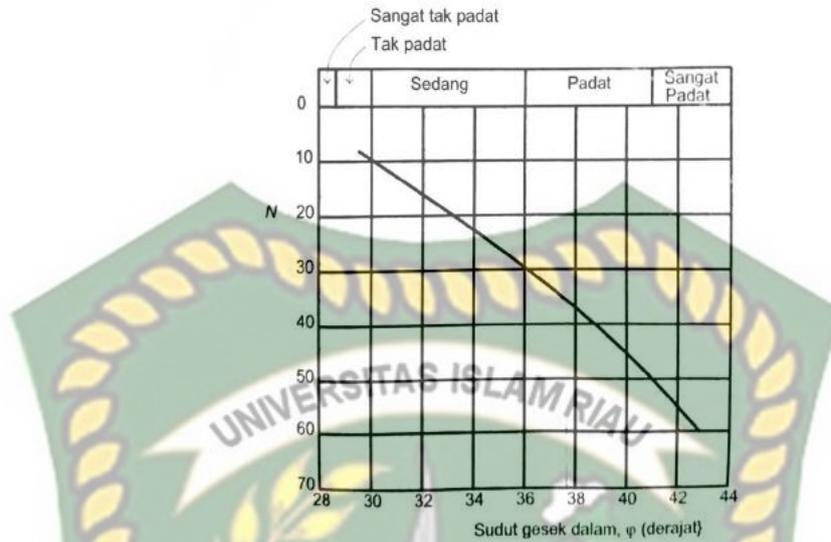
7. Uji permeabilitas adalah cepat atau lambatnya air merembes ke tanah, Permeabilitas didefinisikan sebagai sifat bahan berpori yang memungkinkan aliran rembesan dari cair yang berupa air atau minyak mengalir lewat rongga pori, uji ini dilakukan untuk mengetahui air yang harus dikeluarkan dari tanah guna penggalian pondasi.
8. Pengujian dari pengamatan langsung yakni pengujian yang dilakukan dengan mencatat warna tanah, bau, konsistensi dari contoh tanah terganggu dan tak terganggu yang diperoleh dari lapangan.
9. Uji geser kipas, pada pengujian ini pada umumnya dilakukan di lapangan, namun juga ada dilakukan di laboratorium bila tanah sangat sensitif dan lunak yang menyulitkan dalam pemasangan contoh tanah pada waktu dilakukan uji tekan bebas.

### 3.3 Klasifikasi Parameter Tanah

Dari jenis tanah yang didapatkan dari SPT, maka selanjutnya dapat mengklasifikasi parameter tanah sesuai dengan jenis tanah dengan cara pendekatan, pada umumnya jenis tanah ada dua yakni tanah granular dan tanah kohesif, tanah granular tanah yang membulat, atau banyak sisi, tanah jenis ini seperti pasir dan krikil, sedangkan tanah kohesi adalah tanah yang berbutir halus seperti tanah lempung dan lanau. Adapun parameter tanah yang digunakan dalam analisis antara lain:

1. Sudut gesek dalam

Sudut gesek dalam merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah atau batuan, Semakin besar sudut gesek dalam suatu material maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan luar yang dikenakan kepadanya. Sudut gesek dalam biasanya berkaitan dengan  $N$  hasil uji SPT, hubungan antara  $\phi'$  dan  $N$  disarankan oleh Peck et al pada Gambar 3.1.



**Gambar 3.1** Hubungan  $\phi'$  dengan N-SPT (Peck et al., 1974)

Gambar 3.1 merupakan hubungan sudut gesek dalam ( $\phi'$ ) dengan N-SPT dimana untuk mendapatkan ( $\phi'$ ) dengan cara dari nilai N yang berada di sisi kiri ditarik garis hingga ketemu garis kurva yang berda di tengah, kemudian pertemuan garis N dan kurva tadi ditarik lagi garis kebawah sehingga didapatkan sudut gesek dalam ( $\phi'$ ).

2. Kohesi

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dalam tanah, saat pengujian kuat geser tanah terdapat air yang dalam tanah maka jenis pengujian , permeabilitas, kadar air menentukan nilai kohesi (c), pada pengujian lempung jenuh air sudut gesek dalam mencapai nol yang ada hanyalah nilai kohesinya saja, untuk kohesi tak terdrainase ( $c_u$ ) dapat diperoleh dengan mengetahui kuat tekan bebas ( $q_u$ ), mendapatkan kohesi tak terdrainase ( $c_u$ ) dengan persamaan 3.1:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \dots\dots\dots(3.1)$$

Hubungan kuat tekan bebas ( $q_u$ ) tanah lempung dengan konsistensinya dapat dilihat pada Tabel 3.2.

**Tabel 3.2** Hubungan kuat tekan bebas ( $q_u$ ) dengan konsistensi (Hardiyatmo, 2003)

Kosistensi	kuat tekan bebas ( $q_u$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )
Lempung keras	> 400
Lempung sangat kaku	200 - 400
Lempung Kaku	100 - 200
Lempung Sedang	50 - 100
Lempung Lunak	25 - 50
Lempung Sangat lunak	< 25

Dari Tabel 3.2 nilai kuat tekan bebas ( $q_u$ ) dipengaruhi oleh konsistensi tanah lempung, apabila tanah lempung keras maka nilai kuat tekan bebas ( $q_u$ ) besar, begitu juga sebaliknya apabila tanah lempung sangat lunak maka nilai kuat tekan bebas ( $q_u$ ) kecil.

### 3. Modulus young

Modulus young ialah besarnya elastisitas yang terjadi akibat dari perbandingan tegangan terhadap regangan yang bisa dapat uji triaxial. Nilai modulus young ( $E$ ) dapat ditentukan dari jenis tanah yang didapatkan dari hasil sondir atau SPT, perkiraan modulus young yang disarankan oleh (Bowles, 1977) ada di Tabel 3.3 berikut.

**Tabel 3.3** Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Bowles, 1977 dalam Hardiyatmo, 2002)

Jenis Tanah	Modulus Young ( $E$ ) $\text{Kg/cm}^2$
Lempung sangat lunak	3 - 30
Lempung lunak	20 - 40
Lempung sedang	45 - 90
Lempung keras	70 - 200
Lempung Berpasir	300 - 425
Pasir berlanau	50 - 200
Pasir tidak padat	100 - 250

**Tabel 3.3** Lanjutan

Pasir padat	500 - 1000
Pasir dan kerikil padat	800 - 2000
Pasir dan krikil tidak padat	500 - 1400
Lanau	20 - 200
Lanau <i>loess</i>	150 - 600
Lanau serpih	1400 - 14000

Nilai modulus young didapatkan pada lempung sangat lunak kecil hal tersebut dikarenakan tegangan pada tanah lempung sangat lunak kecil bila dibandingkan dengan reganagannya begitu juga sebaliknya pada tanah lanau serpih.

#### 4. Poisson rasio

Sebuah benda yang diberi gaya akan mengalami perubahan bentuk, perubahan bentuk terjadi ke arah tegak lurus dengan arah gaya, Poisson ratio ialah perbandingan antara berubahnya arah aksial dengan arah lateral. Pada tanah poisson ratio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti Tabel 3.4 dibawah ini.

**Tabel 3.4** Nilai-nilai tipikal rasio poisson (Kulhawy), 1983 dalam Hardiyatmo 2015)

Tanah dan Batu	Rasio Poisson ( $\mu$ )
Lempung jenuh, Kondisi <i>Undrained</i>	0,50
Lempung tidak jenuh	0,30 - 0,40
Pasir padat kondisi terdrainase	0,30 - 0,40
Pasir longar kondisi terdrainase	0,1 - 0,3
Batu pasir	0,25 - 0,30
Granit	0,23 - 0,27

Pada nilai rasio poisson didapatkan lempung jenuh 0,50, hal tersebut dikarenakan apabila perubahan terjadi ke arah tegak lurus dengan arah gaya besar, maka besar pula rasio poissonnya.

#### 5. Permeabilitas

Permeabilitas tergantung dari butiran tanah tersebut, apabila butiran tanah kecil maka meloloskan air juga kecil seperti tanah lempung, beda dengan tanah yang granular seperti pasir yang permeabilitasnya relatif besar. Koefisien permeabilitas dinyatakan dalam ( $k$ ), nilai ( $k$ ) bisa didapatkan melalui pendekatan jenis tanah yang tertera pada Tabel 3.5 dibawah ini.

**Tabel 3.5** Nilai koefisien permeabilitas tanah ( Das, 1995)

Jenis Tanah	K	
	cm/dtk	ft/mnt
Kerikil bersih	1,0 - 100	2,0 - 200
Pasir kasar	1,0 - 0,01	2,0 - 0,02
Pasir halus	0,01 - 0,001	0,02 - 0,002
Lanau	0,001 - 0,00001	0,002 - 0,00002
Lempung	< 0,000001	< 0,000002

Permeabilitas yang besar terjadi pada kerikil bersih dikarenakan air mudah lolos disebabkan karena butiran pada kerikil besar maka diperoleh permeabilitas besar pula berbeda dengan lempung dengan butiran yang kecil, maka permeabilitas juga kecil.

#### 6. Berat Jenis Tanah (Gs)

Berat jenis tanah adalah perbandingan berat satuan bahan dengan berat satuan air. Nilai Gs juga bisa didapatkan dari jenis tanah, adapun nilai Gs berdasarkan jenis tanah ditunjukkan pada Tabel 3.6.

**Tabel 3.6** Berat Jenis Tanah ( $G_s$ ) (Hardiyatmo, 2002)

Macam Tanah	Berat Jenis Tanah ( $G_s$ )
Kerikil	2,65 - 2,68
Pasir	2,65 - 2,68
Lempung anorganik	2,62 - 2,68
Lempugn organik	2,58 - 2,65
Lempung anorganik	2,68 - 2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25 - 1,80

Berat jenis tanah seperti Tabel 3.6 tentunya diperoleh dengan melakukan pengujian, lalu didapatkan hasil dari pengujian tersebut dimana berat jenis tanah berkisar 2,65 sampai 2,75, untuk tanah kohesif tak organik berkisar antara 2,68 samapi 2,72.

#### 7. Derajat Kejenuhan ( $S_r$ )

Derajat kejenuhan merupakan perbandingan volume air dengan volume total rongga pori yang dinyatakan dalam persen (%). Dalam menentukan derajat kejenuhan bisa dilakukan dengan mengetahui keadaan tanah berdasarkan N-SPT, didalam data N-SPT juga dijelaskan apakah tanah tersebut jenuh air, kering atau basah, apabila keadaan tanah tersebut dapat diketahui, maka nilai derajat kejenuhan bisa didapatkan melalui melalui Tabel 3.7.

**Tabel 3.7** Derajat Kejenuhan ( $S_r$ ) (Hardiyatmo, 2002)

Keadaan Tanah	Derajat Kejenuhan ( $S_r$ )
Tanah kering	0
Tanah agak lembab	> 0 - 0,25
Tanah lembab	0,26 - 0,50
Tanah sangat lembab	0,51 - 0,75
Tanah basah	0,76 - 0,99
Tanah jenuh air	1

Dari Tabel 3.7 diperoleh derajat kejenuhan dengan keadaan tanah, apabila tanah mengalami jenuh air atau bisa dikatakan dibawah muka air tanah, maka tanah drajat kejenuhannya 1, apabila tanah diatas muka air tanah bisa dikatakan tanah tersebut agak lembab atau bisa kering, dimana nilai tanah kering drajat kejenuhannya 0.

8. Porositas, Kadar Air, Angka Pori, Berat Volume Basah ( $\gamma_m$ ), Berat Volume Kering ( $\gamma_d$ )

Porositas ( $n$ ) merupakan perbandingan antara volume rongga ( $V_v$ ) dan volume total ( $V$ ), para meter ini berguna untuk mencari angka pori, porositas dinyatakan dalam persen (%) dan untuk kadar air adalah perbandingan berat air ( $W_w$ ) dengan berat butiran padat ( $W_s$ ) yang juga dinyatakan dalam persen (%). Mendapatkan berat volume basah harus diketahui berat butiran air tanah dan udara ( $W$ ) yang dibagi dengan volume total tanah ( $V$ ) dan berat volume kering bisa didapatkan dengan berat butiran ( $W_s$ ) dibagi dengan volume total tanah ( $V$ ). Berat volume basah dan berat volume kering guna menganalisa kapasitas dukung tiang pancang yang mana kedua parameter tersebut dinyatakan dalam  $\text{kN/m}^3$ , nilai - nilai parameter tersebut bisa juga ada pada Tabel 3.8.

**Tabel 3.8** Nilai  $n$ ,  $e$ ,  $\gamma_m$ ,  $\gamma_d$  untuk tanah keadan asli di lapangan (Hardiyatmo, 2002)

Macam Tanah	$n$	$e$	$w$	$\gamma_d$	$\gamma_m$
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organik	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organik	75	3,00	110	-	14,3

Parameter tersebut bisa didapatkan atas saran yang dilakukan oleh (Terzaghi, 1947) dengan mengetahui dari jenis tanah di lapangan. Angka pori ( $e$ ) berguna untuk mencari berat voleme jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) yang mana berat volume jenuh

dimasukkan dalam analisa kapasitas dukung tiang pancang di metode elemen hingga 2D, berat volume jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dapat dicari dengan persamaan berikut.

$$(\gamma_{sat}) = \frac{(Gs+1)\gamma_w}{1+e} \dots\dots\dots (3.2)$$

Sedangkan untuk berat volume efektif ( $\gamma'$ ) yang digunakan dalam analisa metode statis dinyatakan oleh persamaan.

$$\gamma' = (\gamma_{sat}) - \gamma_w \dots\dots\dots (3.3)$$

Keterangan:

e = Angka pori

$\gamma_{sat}$  = Berat volume jenuh

$\gamma'$  = Berat volume efektif

Gs = Berat jenis tanah

$\gamma_w$  = Berat volume air (9,81kN/m<sup>3</sup>)

### 3.4 Pondasi

Pondasi merupakan struktur bawah yang memikul beban-beban yang bekerja pada struktur atas. Pondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya (Hardiyatmo, 2002). Pondasi terbagi menjadi dua klasifikasi yakni pondasi dangkal (*shallow foundations*), menurut (Hardiyatmo 2002) pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung beban secara langsung, seperti: Pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. Pondasi dalam (*deep foundations*) didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang.

Seperti penjelasan di atas, pondasi dangkal ada tiga jenis, yakni: pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. (Hardiyatmo 2002) menjelaskan tiga tipe pondasi tersebut.

1. Pondasi telapak (*spread footing*) merupakan pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.

2. Pondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak, atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.
3. Pondasi memanjang (*continuous footing*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan berimpit satu sama lain.

Pada pondasi dalam, (Hardiyatmo 2002) juga menjelaskan tipe-tipe pondasi dalam antara lain:

1. Pondasi sumuran atau kaison (*pier foundation/ caisson*) yaitu pondasi yang merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah keras terletak relatif dalam.
2. Pondasi tiang (*pile foundation*) adalah pondasi yang di dalam mendukung beban bangunan mengandalkan tahanan ujung dan tahanan gesek dindingnya, digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung beban yang bekerja dan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi tiang umumnya diameternya lebih kecil dan lebih panjang dibandingkan dengan pondasi sumuran.

### 3.5 Pondasi Tiang

Pondasi tiang merupakan salah satu pondasi yang memikul beban yang besar dimana pada dasar tanah tidak bisa memikul beban tersebut, lalu beban tersebut mampu dipikul oleh lapisan tanah yang keras dengan kedalaman tertentu yang disalurkan melalui tiang tersebut. Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada dibawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan beban yang bekerja padanya (Sardjono HS, 1988). Ada berbagai jenis pondasi tiang antara lain: tiang pancang, tiang bor, dan kaison yang mana

penggunaan pondasi tersebut sesuai dengan kondisi tanah atau kondisi di lingkungan sekitar, (Hardiyatmo, 2010) mengklasifikasi pondasi tiang tersebut berdasarkan metode pelaksanaannya antara lain:

1. Tiang pancang (*driven pile*) tiang dipasang dengan cara membuat bahan berbentuk bulat atau bujursangkar memanjang yang dicetak lebih dulu dan kemudian dipancang atau ditekan kedalam tanah. Metode pelaksanaan pemancang tiang pancang bisa dilakukan dengan cara *Jack-in pile*, metode ini dilakukan dengan cara tiang pancang ditekan menggunakan alat berat yaitu *Hydraulic Static Pile Driver* (HSPD) dimana tiang pancang ditekan dibagian tengah alat berat tersebut dan sekelilingnya diberi beban *counter waight* sehingga gaya tekan bisa diketahui melalui manometer pada setiap kedalaman, kapasitas pemancangan alat berdasarkan tipenya terdiri dari 120 ton, 320 ton, dan 450 ton, proses pemancangan tentunya dibantu *Mobile Crene* yang mengangkat tiang pancang tersebut.

Selain dengan cara *Jack-in pile*, tiang pancang juga bisa dengan *Drop Hammer*, cara kerja alat ini adalah dengan cara pemukul yang terdiri dari balok - balok kuat dijatuhkan dari atas, balok - balok tersebut ditarik dengan kabel pada ketinggian tertentu, lalu penumbuk dilepaskan dan jatuh beban di atas kepala tiang, apabila memerlukan energi yang besar maka memerlukan *hammer* yang berat dan besar pula dan ketinggian jatuh *hammer* yang besar.

2. Tiang bor (*drilled shaft*) tiang dipasang dengan cara mengebor tanah lebih dulu sampai kedalaman tertentu, kemudian tulangan baja dimasukkan dalam lubang bor dan kemudian diisi/ dicor dengan beton. Metode pelaksanaan tiang bor ialah dengan cara tanah di bor terlebih dahulu pada kedalaman yang sudah ditentukan dan dibersihkan dasar lubang bor tersebut dari tanah, lalu masukkan tulangan kedalam lubang tersebut, kemudian lubang tersebut di cor.
3. Kaison (*caisson*) suatu bentuk kotak atau silinder telah dicetak lebih dulu, dimasukkan kedalam tanah, pada kedalaman tertentu kemudian

diisi beton. Kadang – kadang kaisan juga disebut tiang bor yang berdiameter/ lebar besar, sehingga kadang–kadang membingungkan dalam penyebutan. Namun bisa dibedakan dari pelaksanaannya, pelaksanaan kaisan biasanya membenamkan dilanjutkan dengan menggali, kaisan dibenam bersamaan dengan penggalian, apabila sudah sampai tanah keras maka di cor dengan ketebalan 1,5 m sampai 5 m.

### 3.6 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Dengan Metode Analitis

Banyak metode dan data yang dapat digunakan dalam perhitungan tiang pancang. Perhitungan terdiri dari kapasitas gesek ultimit ( $Q_s$ ) dan kapasitas ujung ultimit ( $Q_b$ ), untuk mendapatkan kapasitas gesek ultimit dan kapasitas ujung ultimit, perlu diketahui tahanan gesek atau tiang gesek ( $f_s$ ) dan tahanan dukung ujung ( $f_b$ ) terlebih dahulu, karena ( $Q_s$ ) dan ( $Q_b$ ) merupakan penjumlahan dari ( $f_s$ ) dan ( $f_b$ ) yang mana tahanan gesek atau tiang gesek merupakan kapasitas dukung yang didapatkan dari perlawanan gesek sisi tiang terhadap tanah di sekitarnya dan tahanan dukung ujung atau tiang dukung ujung merupakan kapasitas dukungnya terletak pada ujung tiang yang mana ujung tersebut berada di tanah keras atau lapisan keras mengakibatkan penurunan terjadi tidak berlebihan, apabila sudah diketahui, maka kapasitas dukung ultimit netto ( $Q_u$ ) bisa didapatkan, jadi persamaan kapasitas dukung ultimit tiang pancang dalam (Hardiyatmo, 2008).

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \dots\dots\dots(3.4)$$

Keterangan:

$Q_u$  = kapsitas ultimit netto

$Q_b$  = kapasitas dukung ujung

$Q_s$  = kapasitas dukung gesek

$W_p$  = berat sendiri tiang

Dalam penilitan ini, perhitungan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan dua metode yang pertama metode analitis dan metode elemen hingga 2D, pada metode analitis akan menggunakan enam metode dan metode elemen hingga 2D mengguakan plaxis.

Pada Metode analitis ini, kapasitas juga dipengaruhi dari jenis tanah, perhitungan akan dilakukan sesuai dengan jenis tanah yang ada di lapangan yakni granular dan kohesif, perhitungan untuk kedua jenis tanah tersebut masing - masing terdiri dari tiga metode yang mana tanah granular akan menggunakan metode Kulhawy, Metode Poulos dan davis, dan metode U.S. Army Corps sedangkan untuk tanah kohesif menggunakan metode Alpha ( $\alpha$ ), Lamda ( $\lambda$ ), dan U.S. Army Corps.

#### 1. Kulhawy

Dengan didapatkannya beban aksial, maka untuk menghitung daya dukung ultimate pada tiang pancang menggunakan persamaan:

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \dots\dots\dots (3.5)$$

$$= A_b f_b + A_s f_s - W_p \dots\dots\dots (3.6)$$

Keterangan:

$Q_u$  = Kapasitas ultimate tiang

$A_b$  = Luas penampang ujung tiang bawah

$A_s$  = Luas selimut tiang

$f_b$  = Tahanan ujung per satuan luas

$f_s$  = Tahanan gesek per satuan luas

$W_p$  = Berat tiang

Untuk mendapat  $I_r$ , Kulhawy mengembangkan teori (Vesic (1977) dalam mengevaluasi tahanan ujung dengan memperhatikan indeks kekakuan (*rigidity index*) tanah yang dinyatakan oleh persamaan:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\mu)p_b' \tan \varphi} \dots\dots\dots (3.7)$$

Keterangan:

$I_r$  = Indeks kekakuan

$E$  = Modulus elastisitas tanah

$\mu$  = Poisson rasio

$P_o'$  = Tegangan vertikal efektif pada elevasi dasar tiang

$\varphi$  = Sudut gesek dalam tanah

Untuk mendapatkan  $f_b$ , Kulhawy mendefenisikan tahanan ujung satuan dari analisis vesic.

$$f_b = d\gamma N_\gamma + p_b' N_q \dots\dots\dots(3.8)$$

Keterangan:

$f_b$  = tahanan ujung satuan

$d$  = diameter atau lebar tiang

$\gamma$  = berat volume tanah

$N_\gamma, N_q$  = faktor - faktor kapasitas dukung

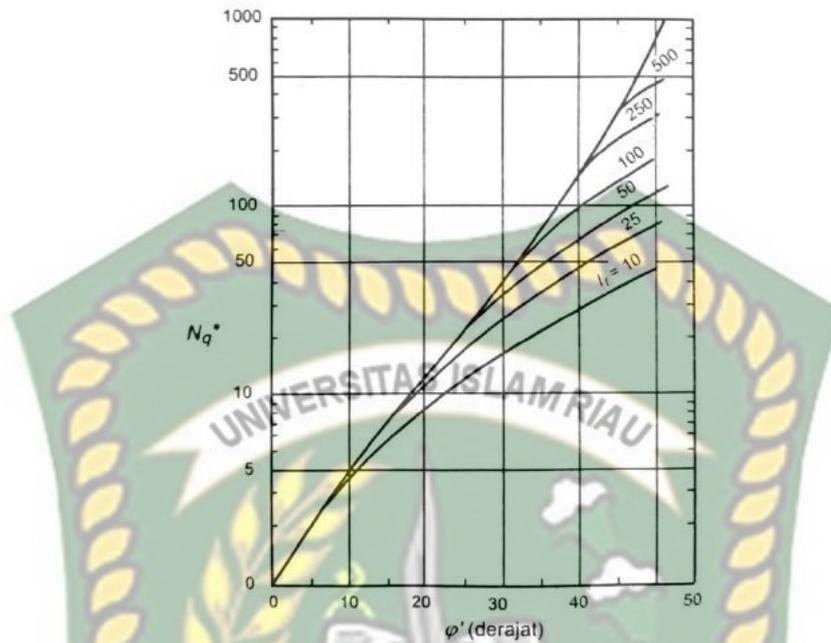
Nilai  $N_\gamma$  yang disarankan oleh Kulhawy, ditunjukkan dalam Gambar 3.2.



**Gambar 3.2** Faktor kapasitas dukung  $N_\gamma$  (Kulhawy 1983)

Gambar 3.2 adalah gambar untuk memperoleh nilai  $N_\gamma$  dengan diketahui sudut gesek dalamnya, lalu dari nilai tersebut ditarik garis sampai kekurva  $I_r$  sesuai dengan nilai  $I_r$  yang diperoleh, setelah itu ditarik garis ke kiri untuk mendapatkan nilai  $N_\gamma$  yang dimasukkan dalam perhitungan.

Untuk nilai  $N_q$  yang disarankan oleh Kulhawy ditunjukkan dalam Gambar 3.3.



**Gambar 3.3** Faktor kapasitas dukung Nq (Kulhawy 1983)

Untuk mendapatkan nilai Nq caranya sama dengan cara mendapatkan nilai  $N_\gamma$ , yakni dengan diketahui sudut gesek dalamnya, lalu dari nilai tersebut ditarik garis sampai kekurva  $I_r$  sesuai dengan nilai  $I_r$  yang diperoleh, setelah itu ditarik garis ke kiri untuk mendapatkan nilai Nq.

Tahanan gesek persatuan luas dapat dihitung dengan Metode  $\beta$  yang disarankan oleh (Burland, 1973) dinyatakan oleh persamaan .

$$f_s = \beta p_o' \dots\dots\dots(3.9)$$

Keterangan:

$f_s$  = Tahan gesek

$p_o'$  = Tekanan overburden efektif rata-rata

$$\beta = K_o \left( \frac{K_d}{K_o} \right) \text{tg} \left\{ \varphi' \left( \frac{\delta}{\varphi'} \right) \right\} \dots\dots\dots(3.10)$$

Mayne dan Kulhawy (1982) mendapatkan  $K_o$  sebagai berikut.

$$K_o = (1 - \sin \varphi') \text{OCR}^{\sin \varphi'} \dots\dots\dots(3.11)$$

Keterangan:

$K_o$  = koefisien tekanan tanah lateral saat diam

$\varphi'$  = sudut gesek dalam

OCR = *overconsolidation ratio* ( rasio konsolidasi berlebihan)

Nilai-nilai rasio  $\left(\frac{k_d}{K_o}\right)$  bergantung pada tipe fondasi dan metode pelaksanaannya, rasio  $\left(\frac{k_d}{K_o}\right)$  yang disarankan oleh ditunjukkan dalam Tabel 3.9.

**Tabel 3.9** Rasio  $\left(\frac{k_d}{K_o}\right)$

Tipe fondasi dan metode pelaksanaan	$K_d/K_o$
Tiang - semprot ( <i>jetted</i> )	0,5 - 0,7
Tiang - perpindahan kecil, pacang	0,7 - 1,2
Tiang - perpindahan besar, pacang	1,0 - 2,0
Tiang bor - ( <i>drilled shaft</i> ) - dibangun menggunakan metode kering dengan gangguan dinding samping kecil dan pengecoran cepat	0,9 - 1,0
Tiang bor - pelaksanaan cair dengan kecakapan kerja tinggi	0,9 - 1,0
Tiang bor - pelaksanaan cair dengan kecakapan kerja rendah	0,6 - 0,7
Tiang bor - metode pipa selubung ( <i>casing</i> ) di bawah muka air	0,7 - 0,9

Kulhawy menyarankan nilai-nilai rasio tahanan sudut gesek antara tiang dan tanah  $\left(\frac{\delta}{\phi'}\right)$ , seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.10.

**Tabel 3.10** Nilai-nilai  $\left(\frac{\delta}{\phi'}\right)$

Gesekan antara tanah dan bahan tiang	$\delta/\phi'$
Pasir dengan beton kasar (beton cetak di tempat)	1
Pasir dengan beton halus (beton pracetak)	0,8 - 1,0
Pasir dengan baja kasar (baja kasar, meruncing)	0,7 - 0,9
Pasir dengan baja halus (profil H atau pipa bulat)	0,5 - 0,7
Pasir dengan kayu	0,8 - 0,9
Tiang bor dibangun dengan metode kering atau dengan pipa selubung sementara dan pelaksanaan bagus	1
Tiang bor dibangun dengan metode basah/cair (nilai lebih besar bila pelaksanaan dilakukan hati-hati)	

2. Poulos Dan Davis

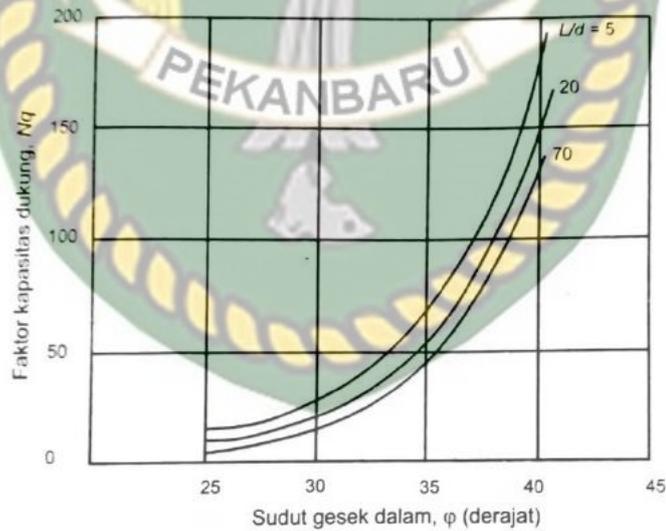
Poulos dan Davis menyarankan distribusi kedalaman vertikal bertambah sampai kedalaman tertentu ( $z_c$ ), sesudah itu konstan dalam artian tekanan *overburden* tetap sama dengan kedalaman  $z_c$ . maka dari itu, untuk, tahanan ujung ultimit dinyatakan dalam Persamaan 3.11.

$$Q_b = p_b' N_q A_b \dots\dots\dots(3.12)$$

Keterangan:

- Q<sub>b</sub> = Tahanan ujung ultimit
- p<sub>o</sub>' = Tekanan *overburden*
- N<sub>q</sub> = Faktor kapasitas dukung
- A<sub>b</sub> = Luas penampang ujung tiang

Untuk menentukan hubungan antara  $\phi'$  dan N<sub>q</sub>. Poulos dan Davis menyarankan nilai N<sub>q</sub> yang diusulkan oleh (Berezantzev, 196).



**Gambar 3.4** Hubungan N<sub>q</sub> dan  $\phi'$  (Berezantzev, 1961, dalam Hardiyatmo 2015)

Dari Gambar 3.4 adalah hubungan N<sub>q</sub> dan  $\phi'$  dimana bagian bawah gambar sudut gesek dan sebelah kiri gambar adalah faktor kapasitas dukung, untuk mendapatkan faktor kapasitas dukung harus mengetahui nilai L/d, setelah

diketahui maka nilai faktor kapasitas dukung didapatkan dengan menarik garis dari nilai sudut gesek dalam ke kurva  $L/d$ , lalu kurva  $L/d$  ditarik garis ke faktor kapasitas dukung.

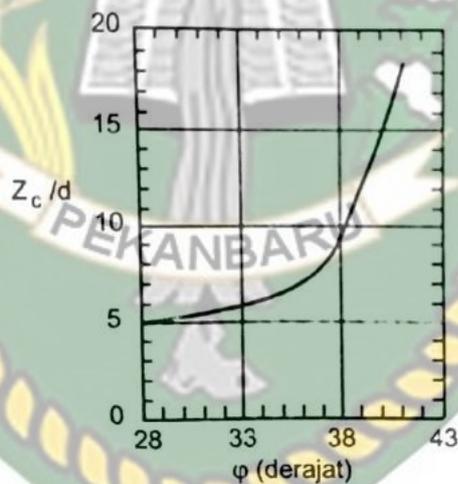
Untuk sedet gesek yang digunakan, Poulos dan Davis menggunakan sudut gesek dalam efektif yang disarankan oleh (Kishida, 1967).

$$\varphi' = \frac{1}{2}(\varphi' + 40) \dots \dots \dots (3.13)$$

Sedangkan untuk tahanan gesek ultimit, Poulos dan Davis memberi persamaan berikut.

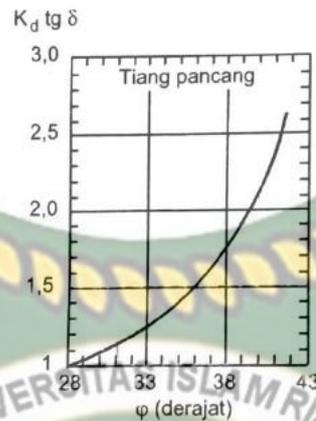
$$Q_s = K_d \text{tg } \varphi A_s \overline{pb'} \dots \dots \dots (3.14)$$

Poulos dan Davis mengevaluasi nilai - nilai hubungan  $K_d \text{tg } \varphi$  dan  $\frac{z_c}{d}$  dari hasil pengujian Vesic (1967) dengan Gambar 3.5 dan Gambar 3.6.



**Gambar 3.5** Hubungan  $\frac{z_c}{d}$  terhadap  $\varphi$  (Paulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2015)

Dari Gambar 3.5 bisa diperoleh nilai  $\frac{z_c}{d}$  dengan diketahui sudut gesek dalam, untuk mendapatkan nilai  $\frac{z_c}{d}$ , tarik garis dari nilai sudut gesek dalam hingga ke garis kurva, setelah garis sudut gesek dalam bertemu dengan garis kurva, langkah berikutnya tarik garis dari kurva tersebut ke nilai  $\frac{z_c}{d}$ .



**Gambar 3.6** Hubungan  $K_d \operatorname{tg} \delta$  terhadap  $\varphi$  (Paulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2015)

Dari Gambar 3.6 bisa diperoleh nilai  $K_d \operatorname{tg} \delta$  dengan diketahui sudut gesek dalam, untuk mendapatkan nilai  $K_d \operatorname{tg} \delta$ , tarik garis dari nilai sudut gesek dalam hingga ke garis kurva, setelah garis sudut gesek dalam bertemu dengan garis kurva, langkah berikutnya tarik garis dari kurva tersebut ke nilai  $K_d \operatorname{tg} \delta$ .

### 3. U.S Army Corps

Metode ini hampir sama dalam menentukan kedalaman kritis  $z_c$ , namun perbedaannya adalah nilai kedalaman kritis tergantung dari kepadatan pasir, antara lain:

- $z_c = 10d$  untuk pasir longgar
- $z_c = 15d$  untuk pasir kepadatan sedang
- $z_c = 10d$  untuk pasir padat

Dari pada itu, U.S Army Corps juga menggunakan Persamaan 3.11 sebagai tahanan ujung ultimit tiang.

$$Q_b = p_b' N_q A_b \dots\dots\dots(3.15)$$

Keterangan:

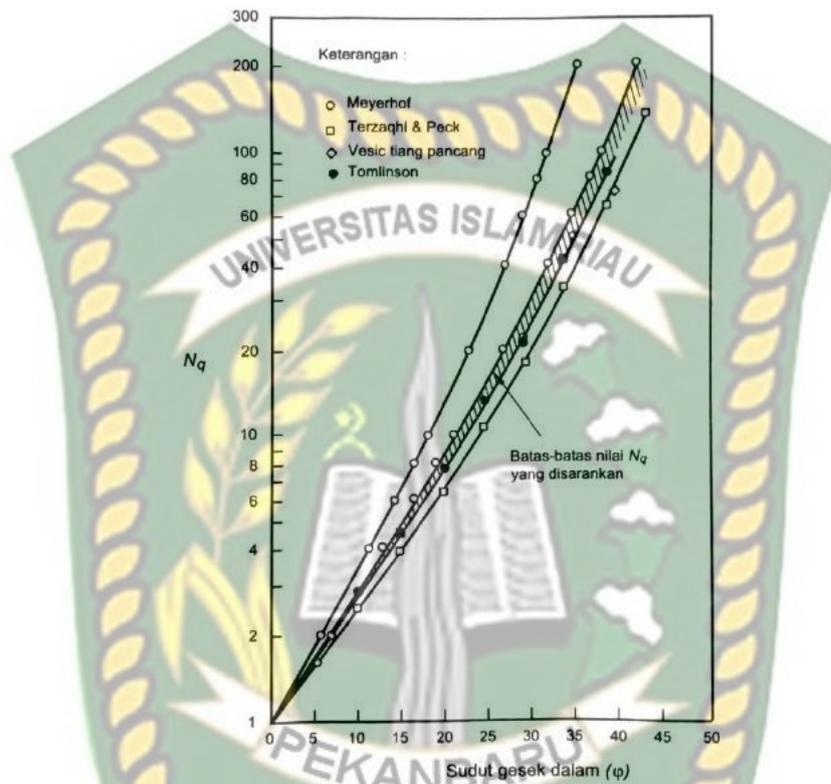
$Q_b$  = Tahanan ujung ultimit

$p_b'$  = Tekanan *overburden*

$N_q$  = Faktor kapasitas dukung

$A_b$  = Luas penampang ujung tiang

Untuk menentukan nilai  $N_q$ , U.S Army Corps menggunakan hubungan  $N_q$  dan  $\varphi'$  dari (Reese, 2006).



Gambar 3.7 Hubungan  $N_q$  dan  $\varphi'$  dari (Reese, 2006 dalam Hardiyatmo 2015)

Dalam perhitungan dengan metode U.S. Army Corps memerlukan koefisien kapasitas dukung tiang ( $N_q$ ), untuk mendapatkan bisa menggunakan kurva yang diusulkan Reese (2006) dengan mengetahui sudut gesek dalam, dimana ditarik garis dari nilai sudut gesek dalam ke kurva batas nilai  $N_q$  yang disarankan, lalu tarik garis ke nilai kapasitas dukung tiang, semakin besar sudut gesek dalam, maka semakin besar nilai  $N_q$ .

Untuk tahanan gesek ultimit yang digunakan dalam metode U.S Army Corps adalah sebagai berikut:

$$Q_s = A_s K_d p_b' \text{tg } \delta \dots\dots\dots (3.16)$$

Dimana nilai  $K_d$  untuk tiang tekan atau  $K_t$  untuk tiang tarik didapatkan berdasarkan tanah,  $\text{tg } \delta$  didapatkan berdasarkan bahan tiang yang digunakan.

**Tabel 3.11** Nilai  $K_d$  dan  $K_t$  (U.S Army Corps, dalam Hardiyatmo 2015)

Tanah	$K_d$ (tiang tekan)	$K_t$ (tiang tarik)
Pasir	1,0 - 2,0	0,5 - 0,7
Lanau	1,0	0,5 - 0,7
Lempung	1,0	0,7 - 1,0

Pada perhitungan metode U.S. Army Corps memerlukan koefisien dari nilai  $K_d$  yakni koefisien nilai tekan tanah yang tergantung dari jenis tanah, sehubungan dengan metode U.S. Army Corps adalah untuk metode tanah granular maka yang digunakan adalah pada tanah pasir nilai  $K_d$  bekisar 1,0 - 2,0 untuk tiang tekan.

**Tabel 3.12** Nilai  $\delta$  (U.S Army Corps, dalam Hardiyatmo 2015)

Bahan Tiang	$\delta$
Tiang baja	0,67 $\varphi'$ - 0,83 $\varphi'$
Tiang beton	0,90 $\varphi'$ - 1,00 $\varphi'$
Tiang kayu	0,80 - 1,00 $\varphi'$

Dalam metode U.S. Army Corps memerlukan sudut gesek dinding efektif untuk  $\delta$  pada perhitungan tahanan gesek ultimit, untuk tiang baja sudut gesek dinding efektif  $\delta$  diperoleh dengan cara 0,67 samapi 0,83 dikali dengan sudut gesek dalam, bahan tiang beton 0,90 sampai 1,00 dikali dengan sudut gesek dalam dan bahan tiang kayu 0,80 sampai 1,00 dikali dengan sudut gesek dalam.

#### 4. Metode Alpha ( $\alpha$ )

Pada metode alpha, tahanan gesek menggunakan adhesi ( $\alpha$ ) yang dikumpulkan (McClelland, 1974) yang ditunjukkan pada Gambar 3.7, adapun untuk tahanan gesek dinyatakan oleh Persamaan 3.16.

$$Q_s = A_s \alpha c_u \dots \dots \dots (3.17)$$

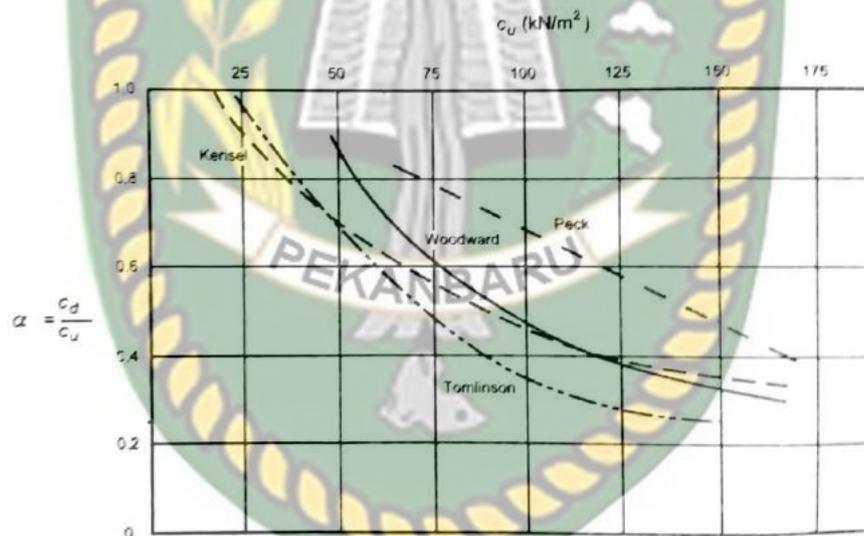
Keterangan:

$A_s$  = Luas selimut tiang

$\alpha$  = Faktor adhesi (Gambar 3.7)

$c_u$  = Kohesi tak terdrainase

untuk lempung dengan  $c_u < 25 \text{ kN/m}^2$ , nilai adhesi diambil 1, berbeda dengan lempung kaku yang nilainya berbeda.



**Gambar 3.8** Faktor adhesi ( $\alpha$ ) (McClelland, 1974 dalam hardiyatmo 2015)

Pada Gambar 3.8 merupakan gambar untuk memperoleh nilai faktor adhesi ( $\alpha$ ) dimana kurva yang digunakan kurva Tomlinson dengan cara membuat garis dari nilai  $c_u$  hingga ke kurva Tomlinson, apabila sudah didapatkan kurva Tomlinson, langkah selanjutnya dengan menarik garis dari kurva Tomlinson ke nilai adhesi ( $\alpha$ ).

5. Metode Lamda ( $\lambda$ )

Tahanan gesek tiang pada metode lamda menggunakan koefisien tak berdimensi ( $\lambda$ ) yang disaran dari (Vijayvergiya dan Focht, 1972).

$$Q_s = \sum f_s A_s \dots\dots\dots(3.18)$$

dimana

$$f_s = \lambda (p_o' + 2c_u) \dots\dots\dots(3.19)$$

Keterangan:

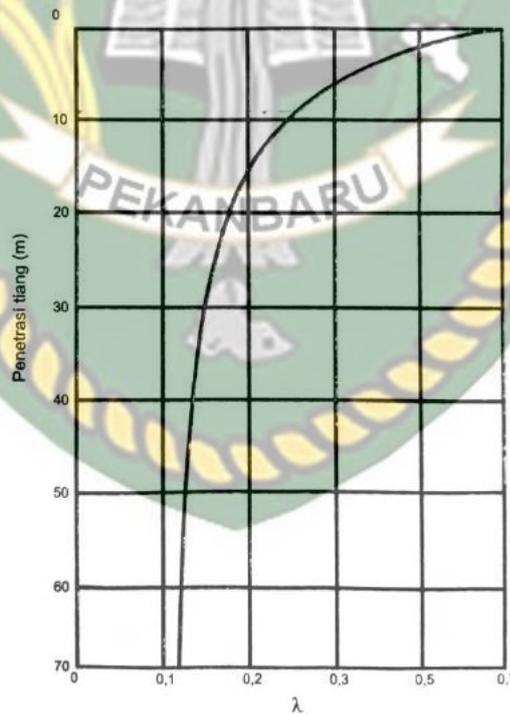
$\lambda$  = Koefisien tidak berdimensi (Gambar 3.8)

$p_o'$  = Tekana *overburden* efektif rata -rata

$c_u$  = Kohesi tak terdrainase

$A_s$  = Luas selimut tiang

$f_s$  = Tahanan gesek persatuan luas



**Gambar 3.9** Hubungan antara koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) dengan kedalaman penetrasi tiang (Vijayvergiya dan Focht, 1972 dalam Hardiyatmo 2010)

Koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) dipengaruhi dengan kedalaman penetrasi tiang, semakin panjang tiang penetrasi semakin kecil nilai koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ), untuk mendapatkan koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) dengan cara menarik garis dari penetrasi ke garis kurva, setelah itu dari garis kurva tadi tarik garis ke koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) sehingga didapatkan nilainya.

#### 6. Metode U.S. Army Corps

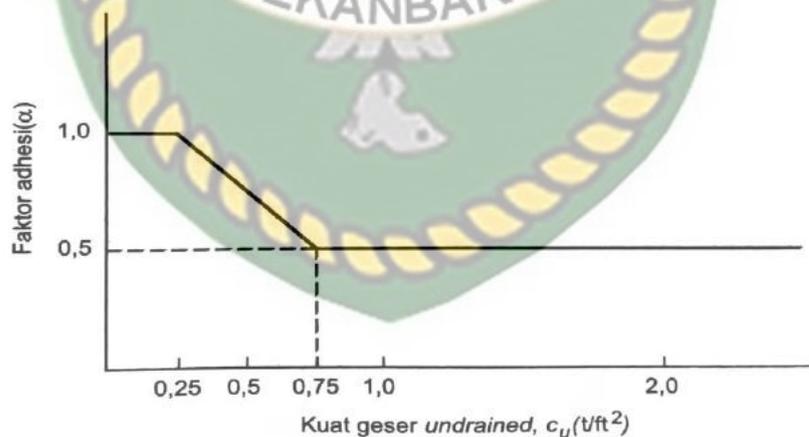
Metode U.S. Army Corps juga menggunakan adhesi seperti metode alpha, namun adhesi yang digunakan tergantung dari kuat geser tak terdrainase dimana adhesi dikali dengan kohesi tak terdrainase ( $C_u$ ) untuk memperoleh tahanan gesek ( $f_s$ ), adapun tahanan gesek ultimit dari metode U.S. Army Corps adalah sebagai berikut:

$$Q_s = A_s f_s \dots \dots \dots (3.20)$$

keterangan:

$A_s$  = Luas selimut tiang

$f_s$  = Tahanan gesek persatuan luas



**Gambar 3.10** Nilai  $\alpha$  yang digunakan dalam metode U.S Army Corps (dalam Hardiyatmo, 2015)

Nilai faktor adhesi  $\alpha$  yang paling kecil 0,5 dan yang paling besar 1,0, nilai  $C_u$  dari 0,75 hingga 2,0 didapatkan 0,5, sedangkan nilai  $C_u$  dari 0,25 hingga 0,75 didapatkan faktor adhesi  $\alpha$  antara 0,5 sampai 1,0.

### 3.7 Perhitungan Penurunan Tiang Pancang Metode Poulos Dan Davis

Penurunan salah satu terjadi kegagalan suatu konstruksi, sewaktu merencanakan pondasi haruslah memperhatikan jenis tanah dan konstruksi yang dibangun, banyak bangunan gagal dikarenakan oleh penurunan yang lebih besar dari penurunan yang diizinkan, penurunan terjadi sewaktu tiang beban dibebani, maka tanah sekitarnya akan mengalami penurunan. besarnya penurunan bisa diri berbagai faktor seperti jenis, tinggi, kekakuan, dan fungsi bangunan itu sendiri. Perhitungan dalam penelitian ini menggunakan metode Poulos dan Davis. Penurunan tiang dengan modulus elastis dan rasio poisson yang konstan dapat dihitung yang disarankan dari (Poulos dan Davis, 1980)

$$S = \frac{Ql}{E_s d} \dots \dots \dots (3.21)$$

$$I = I_o R_b R_h R_\mu \dots \dots \dots (3.22)$$

Keterangan;

S = Penurunan tiang

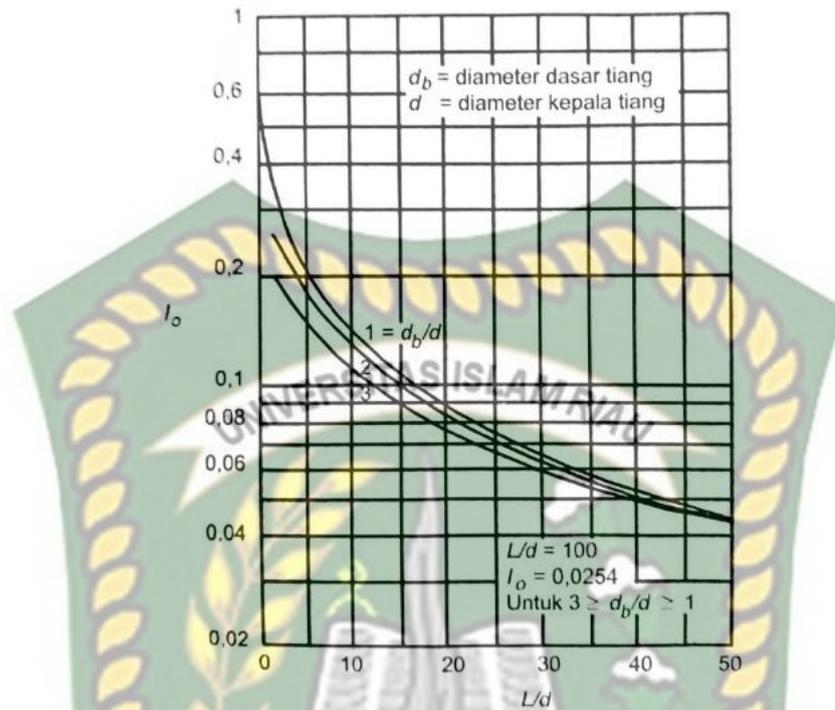
Q = Beban yang bekerja

$I_o$  = Faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat dalam massa semi tak terhingga (Gamabr 3.10)

$R_k$  = Faktor koreksi kemudahan - mampatan (kompresibilitas) tiang untuk  $\mu = 0,5$  (Gamabr 3.11)

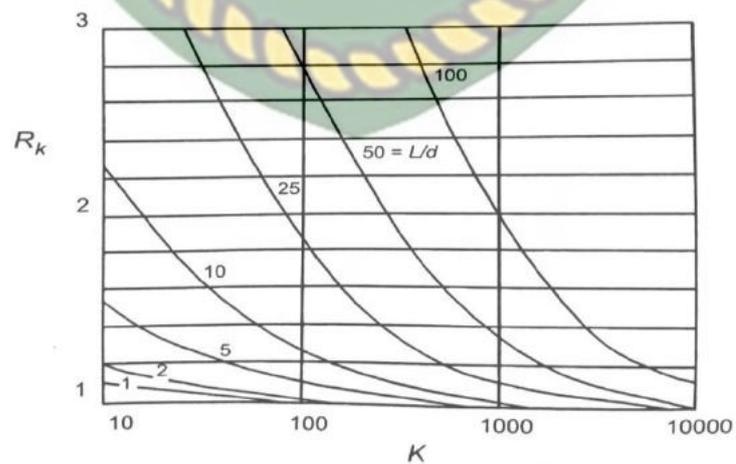
$R_h$  = Fakotr koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 3.12)

$R_\mu$  = Faktor koreksi angka poisson (Gambar 3.13)



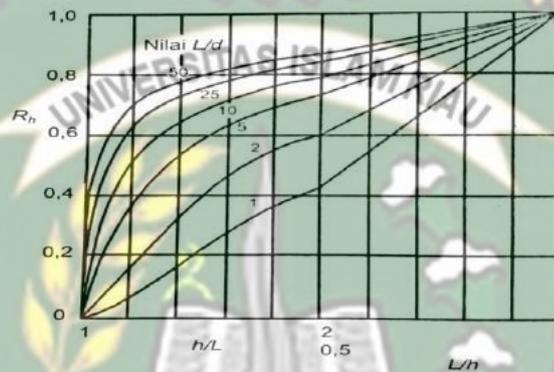
**Gambar 3.11** Faktor penurunan  $I_o$  ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015)

Nilai  $I_o$  dipengaruhi oleh nilai  $d_b/d$ , kurva  $d_b/d$  berbeda satu sama lain sesuai hasil  $d_b/d$  dimana nilai  $d_b/d$  terdiri 1, 2, dan 3, semakin besar  $L/d$  maka semakin kecil nilai  $I_o$  kecil yang didapatkan.



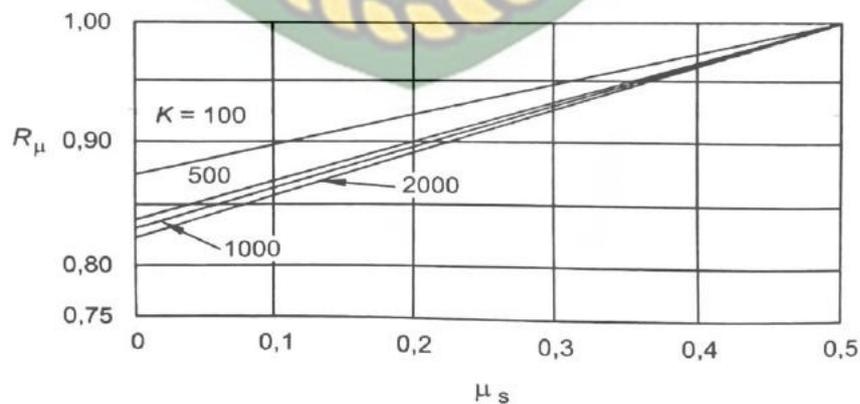
**Gambar 3.12** Koreksi kompresi  $R_k$  ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015)

Nilai  $R_k$  dipengaruhi oleh nilai  $L/d$ , setiap kurva  $L/d$  berbeda - beda tergantung dari hasil  $L/d$  yang didapat,  $L$  merupakan panjang tiang dan  $d$  merupakan diameter tiang, untuk mendapatkan nilai  $R_k$  harus mencari nilai  $K$  terlebih dahulu, setelah nilai  $K$  didapatkan tarik garis menuju garis  $L/d$  sesuai dengan hasil yang didapatkan, setelah itu tarik dari kurva  $L/d$  ke nilai  $R_k$ .



**Gambar 3.13** Koreksi kedalaman  $R_h$  ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015)

Nilai  $R_h$  bisa didapatkan dengan mengetahui hasil dari  $L/d$  dan hasil  $h/L$  dan  $L/h$ , untuk mendapatkan koreksi kedalaman  $R_h$  dengan menarik garis dari  $h/L$  atau  $L/h$  ke kurva dari hasil  $L/d$ , kemudian setelah didapatkan kurvanya, ditarik garis koreksi kedalaman  $R_h$ , sehingga diperoleh nilai  $R_h$ .



**Gambar 3.14** Koreksi angka poisson,  $R_\mu$  ( Poulod dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo 2015)

Nilai  $R\mu$  dipengaruhi dengan nilai K semakin kecil nilai K maka semakin besar nilai  $R\mu$  yang didapatkn, nilai  $\mu_s$  merupakan rasio poisson bahan tiang,  $R\mu$  bisa didapatkan dengan menarik garis ke garis K yang sesuai dengan hasil K yang didapatkan, setelah tarik garis dari garis K ke koreksi angka poisson  $R\mu$  sehingga didapatkan nilai  $R\mu$ .

Nilai - nilai koefisien diatas memerlukan nilai K, nilai K adalah ukuran kompresibilitas relatif antara tiang dan tanah.

$$K = \frac{E_p R_a}{E_s} \dots\dots\dots (3.23)$$

$$R_a = \frac{A_p}{1/4 \pi d} \dots\dots\dots (3.24)$$

Keterangan:

$E_p$  = Modulus elastisitas tiang

$E_s$  = Modulus elastisitas tanah

$A_p$  = Luas tiang

$d$  = diameter tiang

Penurunan izin maksimum menurut( Fleming, 1992 dalam Deny, 2015) adalah sebesar 10% dari diameter tiang yang mana penurunan total kecil dari penurunan izin

$$S_{izin} = 10\% D \dots\dots\dots (3.25)$$

### 3.8 Faktor Aman

Faktor aman digunakan untuk memperoleh kapasitas izin tiang dengan kapasitas dukung ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu. Fungsi faktor aman diberi dengan tujuan sebagai berikut (hardiyatmo 2015):

- a. Untuk memberikan keamanan dari ketidakpastian hitungan yang telah dianalisa.
- b. Untuk meyakinkan penurunan tiang - tiang yang tidak sereagam masih dalam toleransi.
- c. Untuk meyakinkan bahan tiang aman dari beban yang bekerja.

- d. Untuk meyakinkan penurunan total pada tiang tunggal dan tiang kelompok masih dalam batas toleransi.
- e. Untuk mengantisipasi ketidakpastian dari metode yang digunakan dalam hitungan.

Variasi besarnya faktor aman telah banyak digunakan, pada umumnya faktor aman yang biasa digunakan dalam perancangan tiang pancang

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \dots \dots \dots (3.26)$$

Namun banyak penelitian yang menyarankan faktor aman berbeda - beda sesuai dengan tipe struktur itu sendiri, (Reese dan O'Neil 1989) memberikan saran untuk faktor aman berdasarkan klasifikasi struktur tersebut.

**Tabel 3.13** Faktor aman yang disarankan oleh (Reese dan O'Neil 1989, dalam Hardiyatmo 2015)

Klasifikasi struktur	Faktor aman			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol jelek	Kontrol sangat jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

Nilai faktor aman didapatkan dengan cara kapasitas dukung ultimit dibagi dengan beban rencana yang bekerja, semakin kecil hasil yang didapatkan, maka faktor aman semakin baik.

Dari kapasitas dukung ultimit, juga bisa didapatkan faktor aman dengan menggunakan persamaan berikut.

$$S_f = \frac{Q_u}{p} \dots \dots \dots (3.27)$$

Keterangan:

$S_f$  = Faktor aman

$Q_u$  = Kapasitas dukung ultimit

$p$  = Beban rencana

### 3.9 Metode Elemen Hingga

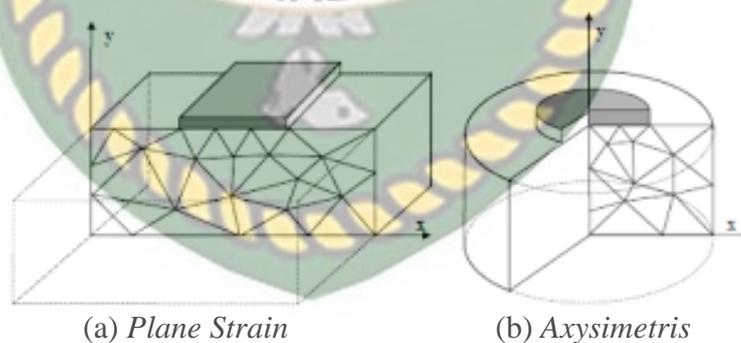
Plaxis merupakan sebuah program yang disusun berdasarkan metode elemen hingga yang dikembangkan khusus untuk melakukan analisa deformasi dan stabilitas dalam bidang rekayasa geoteknik. Akurasi hasil yang didapatkan dari program ini dibandingkan di lapangan tergantung pada keahlian pengguna dalam memodelkan permasalahan, parameter yang digunakan, pemahaman terhadap model - model, dan kemampuan menginterpretasikan hasil menggunakan plaxis. Di dalam plaxis terdapat dua pemodelan yakni:

#### 1. *Axysimetris*

Pemodelan ini digunakan pada struktur yang separuh melingkar dengan potongan melintang sumbu x dan y dimana sumbu x menggambarkan radius putaran dan sumbu y adalah sumbu yang mempresentasikan atau meragakan separuh lingkaran lagi.

#### 2. *Plane Strain*

Pemodelan ini digunakan untuk pemodelan struktur yang menerus, seperti dinding penahan tanah, jalan, dan saluran drainase.



**Gambar 3.15** Ilustrasi Pemodelan (a) *Plane strain* (b) *Axisymmetric*

(Brink greve,2002)

#### 3.9.1 Teori Deformasi

Persamaan dasar untuk deformasi statis dari massa tanah diformulasikan dalam kerangka kerja mekanika kontinum. Pembatasan dilakukan pada deformasi yang dianggap kecil. Hal ini memungkinkan sebuah formulasi yang mengacu

pada geometri awal yang belum terdeformasi. Deskripsi kontinum didiskretisasi menurut metode elemen hingga.

1. Persamaan Dasar Dari Deformasi Kontinum

Keseimbangan statis dari suatu kontinum dapat diformulasikan sebagai:

$$\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{p} = \underline{0} \dots\dots\dots(3.28)$$

Persamaan ini menghubungkan turunan ruang dari enam buah komponen tegangan, yang disusun dalam vektor  $\underline{\sigma}$ , menjadi tiga buah komponen tegangan yang tersusun dalam vektor  $\underline{p}$ .  $\underline{L}^T$  adalah transpos dari operator diferensial, yang didefinisikan sebagai:

$$\underline{L}^T = \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{pmatrix}$$

Selain persamaan keseimbangan, hubungan kinematis dapat diformulasikan sebagai :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \cdot \underline{u} \dots\dots\dots(3.29)$$

Persamaan ini menyatakan enam buah komponen regangan yang tersusun dalam vektor  $\underline{\varepsilon}$ , seperti turunan ruang dari tiga buah komponen perpindahan yang tersusun dalam vektor  $\underline{u}$ , dengan menggunakan operator diferensial  $\underline{L}$  yang telah didefinisikan sebelumnya. Hubungan antara Pers. (3.28) dan (3.29) dibentuk oleh hubungan konstitutif yang menyatakan perilaku material. Hubungan konstitutif, yaitu hubungan antara perubahan tegangan dan perubahan regangan, dibahas secara ekstensif dalam Manual Model Material. Hubungan tersebut secara umum diulangi disini untuk melengkapi:

$$\underline{\sigma} = M \cdot \underline{\varepsilon} \dots\dots\dots(3.30)$$

Kombinasi Pers. (3.28), (3.29) dan (3.30) akan menghasilkan persamaan diferensial parsial ordo-dua untuk perpindahan  $\underline{u}$ .

Namun demikian tidak digunakan kombinasi secara langsung, melainkan persamaan keseimbangan tersebut diformulasikan kembali dalam "bentuk lemah" (*weak form*) menurut prinsip variasi Galerkin (lihat juga Zienkiewicz, 1967) :

$$\int \delta \underline{u}^T \cdot (\underline{L}^T \cdot \underline{\sigma} + \underline{p}) \cdot dV = 0 \dots \dots \dots (3.31)$$

Dalam formulasi ini  $\delta \underline{u}$  menyatakan variasi perpindahan yang secara kinematis dapat diterima (*kinematically admissible*). Dengan menerapkan teorema Green untuk integrasi parsial pada suku pertama dalam Pers. (3.31) akan diperoleh :

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \cdot \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{t} dS \dots \dots \dots (3.32)$$

Persamaan ini menerapkan batas integrasi dimana terdapat batas traksi. Ketiga komponen dari batas traksi disusun dalam vektor  $\underline{t}$ . Pers. (3.32) disebut sebagai persamaan kerjavitual.

Terbentuknya kondisi tegangan  $\underline{\sigma}$  dapat dianggap sebagai proses yang meningkat secara bertahap :

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \quad \Delta \underline{\sigma} = \int \underline{\sigma} dt \dots \dots \dots (3.33)$$

Dalam hubungan ini,  $\underline{\sigma}^i$  menyatakan kondisi tegangan aktual yang tidak diketahui dan  $\underline{\sigma}^{i-1}$  menyatakan kondisi tegangan sebelumnya yang telah diketahui. Peningkatan tegangan  $\Delta \underline{\sigma}$  adalah perubahan tegangan yang diintegrasikan pada peningkatan waktu yang kecil.

Jika Pers. (3.31) ditinjau sebagai kondisi aktual  $i$ , maka tegangan  $\underline{\sigma}^i$  yang tidak diketahui dapat dieliminasi dengan menggunakan Pers. (3.46) :

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \cdot \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{t} dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \cdot \underline{\sigma}^{i-1} dV \dots \dots \dots (3.34)$$

Perlu diperhatikan bahwa seluruh besaran yang muncul dalam Pers. (3.28) hingga (3.33) merupakan fungsi dari posisi dalam ruang tiga dimensi.

2. Diskretisasi Elemen Hingga

Sesuai dengan metode elemen hingga, sebuah kontinum dibagi menjadi sejumlah elemen (volumetrik). Setiap elemen memiliki sejumlah titik nodal. Setiap titik nodal mempunyai sejumlah derajat kebebasan yang berkaitan dengan nilai diskret dari variabel yang tidak diketahui dalam permasalahan nilai batas yang akan diselesaikan. Dalam kasus teori deformasi ini, derajat kebebasan berkaitan dengan komponen perpindahan. Di dalam sebuah elemen,  $u$  diperoleh dari nilai diskret dari titik nodal dalam sebuah vektor  $\underline{v}$  dengan fungsi interpolasi yang tersusun dalam matriks  $\underline{N}$ :

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{v} \dots\dots\dots (3.35)$$

Fungsi interpolasi dalam matriks  $\underline{N}$  sering disebut sebagai fungsi bentuk. Substitusi dari Pers. (3.34) ke dalam hubungan kinematis (3.29) menghasilkan :

$$\underline{\epsilon} = \underline{L} \cdot \underline{N} \cdot \underline{v} = \underline{B} \cdot \underline{v} \dots\dots\dots (3.36)$$

Dalam hubungan ini,  $\underline{B}$  adalah matriks interpolasi regangan, yang memuat turunan ruang dari fungsi interpolasi. Pers. (3.35) dan (3.36) dapat digunakan dalam bentuk bervariasi, bentuk peningkatan maupun bentuk perubahan. Pers. (3.33) sekarang dapat diformulasikan kembali dalam bentuk diskret berikut:

$$\int (B \delta v)^T \Delta \sigma dV = \int (N \delta v)^T p^i dV + \int (N \delta v)^T t^i dS - \int (B \delta v)^T \sigma^{i-1} dV \dots\dots\dots (3.37)$$

Perpindahan diskret dapat ditempatkan di luar integral :

$$\delta v^T \int B^T \Delta \sigma dV = \delta v^T \int N^T p^i dV + \delta v^T \int N^T t^i dS - \delta v^T \int B^T \sigma^{i-1} dV \dots\dots\dots (3.38)$$

Karena Pers. (3.38) berlaku untuk setiap variasi perpindahan yang secara kinematis dapat diterima,  $\delta \underline{v}^T$ , persamaan tersebut dapat ditulis ulang menjadi:

$$\int B^T \Delta \sigma dV = \int N^T p^i dV + \int N^T t^i dS - \int B^T \sigma^{i-1} dV \dots\dots\dots (3.39)$$

Persamaan di atas merupakan kondisi keseimbangan yang dielaborasi dalam bentuk diskret. Suku pertama di sebelah kanan bersama dengan suku kedua menyatakan vektorgaya eksternal saat ini, dan suku terakhir menyatakan vektor reaksi internal dari langkah sebelumnya. Perbedaan antara vektor gaya eksternal dan vektor reaksi internal harus diseimbangkan oleh sebuah peningkatan tegangan,  $\Delta\sigma$ .

Hubungan antara peningkatan tegangan dan peningkatan regangan umumnya tidaklah linier. Karena itu, peningkatan regangan umumnya tidak dapat dihitung secara langsung, dan prosedur iterasi global diperlukan untuk memenuhi kondisi keseimbangan (3.39) untuk seluruh titik material.

### 3.9.2 Teori Konsolidasi

Teori konsolidasi yang digunakan dalam plaxis menggunakan teori Biot untuk konsolidasi terhubung

#### 1. Persamaan Dasar dari Konsolidasi

Persamaan pengatur dari konsolidasi yang digunakan dalam PLAXIS mengikuti Teori Biot (1996). Hukum Darsi untuk aliran fluida dan perilaku elastis dari butiran tanah juga digunakan dalam asumsi. Formulasi didasarkan pada teori regangan kecil. Menurut prinsip dari Terzaghi, tegangan dibedakan menjadi tegangan efektif dan tekanan air pori:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m} \cdot (p_{stabil} + p_{berlebih}) \quad (3.40)$$

Dimana:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T \text{ dan } \underline{m} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (3.41)$$

$\sigma$  adalah vector tegangan total,  $\sigma'$  memuat tegangan efektif,  $p_{berlebih}$  adalah tekanan air pori berlebih dan  $\underline{m}$  adalah vector yang berisi nilai 1 untuk komponen tegangan normal dan nol untuk komponen tegangan geser. Solusi statis pada akhir

$$p_{stabil} = \Sigma Mweight \cdot p_{masuk} \quad (3.42)$$

dari proses konsolidasi dinotasikan sebagai  $p_{stabil}$ . Dalam PLAXIS,  $p_{stabil}$  didefinisikan sebagai

dimana  $p_{masuk}$  adalah tekanan air pori yang dihitung dalam program masukan berdasarkan garis freatik atau berdasarkan perhitungan aliran air tanah. Perhatikan bahwa didalam PLAXIS tegangan yang bersifat kompresif atau tekan dianggap negatif, dan berlaku juga terhadap tegangan efektif maupun tekanan air pori. Pada kenyataannya, akan lebih tepat untuk menggolongkan  $p_{berlebih}$  dan  $p_{stabil}$  sebagai tegangan pori dari pada tekanan. Namun demikian, istilah tekanan air pori tetap digunakan, walaupun akan mempunyai nilai positif untuk tegangan tarik.

Persamaan konstitutif dituliskan dalam bentuk peningkatan. Dengan menotasikan peningkatan tegangan efektif sebagai  $\underline{\sigma}'$  dan peningkatan regangan sebagai  $\underline{\epsilon}$ , maka persamaan konstitutif adalah:

$$\underline{\sigma}' = \underline{M} \cdot \underline{\epsilon} \quad (3.43)$$

Dimana:

$$\underline{\epsilon} = (\dot{\epsilon}_{xx} \quad \dot{\epsilon}_{yy} \quad \dot{\epsilon}_{zz} \quad \dot{\gamma}_{xy} \quad \dot{\gamma}_{yz} \quad \dot{\gamma}_{zx})^T \quad (3.44)$$

Dan  $\underline{M}$  menyatakan matriks kekakuan material.

#### 1. Diskretisasi Elemen Hingga

Untuk menerapkan pendekatan elemen hingga, digunakan notasi standar sebagai berikut:

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{v} \quad \underline{p} = \underline{N} \cdot \underline{p}_n \quad \underline{\epsilon} = \underline{B} \cdot \underline{v} \quad (3.45)$$

Dimana  $\underline{v}$  adalah vector perpindahan titik nodal,  $p_n$  adalah vector tekanan air pori,  $\underline{u}$  adalah vector perpindahan menerus didalam sebuah elemen dan  $p$  adalah tekanan air pori (berlebih). Matriks  $\underline{N}$  memuat fungsi interpolasi dan  $\underline{B}$  adalah matriks interpolasi regangan.

Secara umum fungsi interpolasi untuk perpindahan dapat berbeda dari fungsi interpolasi untuk tekanan air pori. Dalam PLAXIS, namun demikian, fungsi yang sama digunakan untuk perpindahan dan tekanan air pori.

Dimulai dari persamaan peningkatan keseimbangan dan dengan menerapkan pendekatan elemen hingga diatas, akan diperoleh:

$$\int \underline{B}^T d\underline{\sigma} dV = \int \underline{N}^T d\underline{f} dV + \int \underline{N}^T d\underline{t} dS + \underline{r}_0 \quad (3.46)$$

Dengan:

$$\underline{r}_0 = \int \underline{N}^T \cdot \underline{f}_0 dV + \int \underline{N}^T \cdot \underline{t}_0 dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}_0 dV \quad (3.47)$$

Dimana  $f$  adalah gaya masa akibat berat sendiri dan  $t$  menyatakan traksi permukaan. Secara umum vector gaya residual,  $r_0$ , akan bernilai nol, tetapi solusi dari langkah beban sebelumnya mungkin tidaklah akurat. Dengan menambahkan vector gaya residual maka prosedur perhitungan akan dapat melakukan koreksi dengan sendirinya. Suku  $dV$  mengindikasikan integrasi terhadap volume dari masa yang ditinjau dan  $dS$  mengindikasikan integrasi permukaan.

Dengan memisahkan tegangan total menjadi tekanan air pori dan tegangan efektif, serta dengan menerapkan hubungan konstitutif, maka akan dihasilkan persamaan keseimbangan titik nodal:

$$\underline{K} d\underline{v} + \underline{L} d\underline{p}_n = d\underline{f}_n \quad (3.48)$$

Dimana  $K$  adalah matriks kekakuan,  $L$  adalah matriks penghubung dan  $d\underline{f}_n$  adalah vector peningkatan beban:

$$\begin{aligned} \underline{K} &= \int \underline{B}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{B} dV \\ \underline{L} &= \int \underline{B}^T \cdot \underline{m} \cdot \underline{N} dV \\ d\underline{f}_n &= \int \underline{N}^T d\underline{f} dV + \int \underline{N}^T d\underline{t} dS \end{aligned} \quad (3.49)$$

Untuk melakukan formulasi permasalahan aliran, digunakan persamaan kontinuitas dalam bentuk berikut:

$$\nabla^T \underline{R} \nabla (\gamma_w \cdot y - p_{stabil} - p) / \gamma_w - \underline{m}^T \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + n / K_w \cdot \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (3.50)$$

Dimana  $R$  adalah matriks permeabilitas:

$$\underline{R} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (3.51)$$

dann adalah porositas,  $K_w$  adalah modulus bluk dari fluida dalam pori  $\gamma_w$  adalah berat isi dari fluida dalam pori. Persamaan konstinuitas ini mengikutsertakan perjanjian tanda bahwa  $p_{stabil}$  dan  $p$  dianggap positif untuk tegangan tarik. Karena solusi statis didefinisikan oleh persamaan:

$$\nabla^T \underline{R} \nabla (\gamma_w \cdot y - p_{stabil}) / \gamma_w = 0 \quad (3.52)$$

Maka persamaan kontinuitas mempunyai bentuk berikut:

$$\nabla^T \underline{R} \nabla p / \gamma_w + \underline{m}^T \cdot \frac{\partial \underline{\varepsilon}}{\partial t} - n / K_w \cdot \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (3.53)$$

Dengan menerapkan diskretisasi elemen hingga dengan menggunakan prosedur Galerkin dan mengikutsertakan kondisi batas yang ditentukan akan diperoleh:

$$-\underline{H} \cdot \underline{p}_n + \underline{L}^T \cdot \frac{d \underline{v}}{dt} - \underline{S} \cdot \frac{d \underline{p}_n}{dt} = \underline{q} \quad (3.54)$$

Dimana:

$$\underline{H} = \int (\nabla \underline{N})^T \cdot \underline{R} \cdot \nabla \underline{N} / \gamma_w dV \quad \underline{S} = \int n / K_w \cdot \underline{N}^T \underline{N} dV \quad (3.55)$$

Dan  $\underline{q}$  adalah suatu vector yang berkaitan dengan airan keluar yang ditentukan pada daerah batas. Namun dalam PLAXIS Versi 8 tidak dimungkinkan untuk mempunyai batas dengan aliran keluar tertentu yang tidak nol. Batas selalu tertutup atau terbuka dengan tekanan air pori berlebih nol. Karena itu  $\underline{q} = 0$ . Dalam kenyataan, modulus bulk dan air sangat tinggi sehingga kompresibilitas dari air dapat diabaikan jika dibandingkan dengan kompresibilitas tanah.

Dalam PLAXIS, modulus bulk dari fluida dalam pori dihitung secara otomatis menurut persamaan berikut:

$$K_w / n = \frac{3 \cdot (v_u - v)}{(1 - 2 \cdot v_u) \cdot (1 + v)} \cdot K_{skeleton} \quad (3.56)$$

Dimana  $v_u$  mempunyai nilai pra-pilih 0,495. Nilai ini dapat diubah dalam program masukan berdasarkan parameter B dari Skempton. Untuk material terdrainase dan material yang baru saja diaktifkan, modulus bulk fluida diabaikan.

Persamaan keseimbangan dan kontinuitas dapat dinyatakan dalam suatu blok persamaan matriks berikut:

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{L} \\ \underline{L}^T & -\underline{S} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{d\underline{v}}{dt} \\ \frac{d\underline{p}_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{H} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{v} \\ \underline{p}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{d\underline{f}_n}{dt} \\ \underline{q}_n \end{bmatrix} \quad (3.57)$$

Sebuah prosedur integrasi langkah demi langkah yang sederhana digunakan untuk menyelesaikan persamaan ini, dengan menggunakan simbol  $\Delta$  untuk notasi peningkatan tertentu, integrasi akan menghasilkan:

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{L} \\ \underline{L}^T & -\underline{S}^* \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta \underline{v} \\ \Delta \underline{p}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t \cdot \underline{H} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{v}_0 \\ \underline{p}_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta \underline{f}_n \\ \Delta t \cdot \underline{q}_n^* \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

Dimana :

$$\underline{S}^* = \alpha \cdot \Delta t \cdot \underline{H} + \underline{S} \quad \underline{q}_n^* = \underline{q}_{n0} + \alpha \cdot \Delta \underline{q}_n \quad (3.59)$$

Dan  $v_0$  serta  $p_{n0}$  menyatakan nilai-nilai pada awal dimulainya sebuah langkah waktu. parameter  $\alpha$  adalah koefisien integrasi waktu. Pada umumnya, koefisien integrasi  $\alpha$  dapat bernilai dari 0 hingga 1. Dalam PLAXIS digunakan kondisi implisit penuh dengan nilai  $\alpha = 1$ .

### 3.9.3 Pemodelan Plaxis

Ada berbagai macam pemodelan dalam plaxis, maka dari itu perlu diperhatikan pemodelan yang dipilih sebelum melakukan perhitungan, seperti suatu pondasi yang memiliki pemodelan yang berbeda dimana pada material tanah

menggunakan *Mohr - Coulumb* dan pada tiang pondasi menggunakan linier elastis, berikut akan dijelaskan *Mohr - Coulumb* dan linier elastis.

#### 1. Model Linier Elastis

Model ini menyatakan hukum Hooke tentang elastis linier isotropis. Model ini meliputi dua buah parameter kekakuan, yaitu modulus young  $E_s$  dan angka pori  $\nu$ . Model linier elastis sangat terbatas untuk permodelan perilaku tanah, model ini terutama digunakan pada struktur - struktur yang kaku dalam tanah.

#### 2. Model *Mohr - Coulumb*

Model ini digunakan untuk pendekatan awal terhadap perilaku tanah secara umum, model ini meliputi lima buah parameter, yaitu modulus young ( $E_s$ ), angka poisson  $\nu$ , kohesi  $c$ , sudut gesek dalam  $\varphi$ , dan sudut dilintasi  $\psi$ .

### 3.9.4 Jenis Perilaku Material

Parameter model dalam plaxis bertujuan untuk menyatakan respons tanah dalam kondisi tegangan efektif, yaitu hubungan antara tegangan dan regangan yang terjadi pada butiran tanah. Tekanan air pori signifikan akan mempengaruhi respon dari tanah, setiap model tanah terdapat ada tiga buah jenis perilaku:

#### 1. Perilaku Terdrainase

dengan menggunakan pilihan ini maka tekanan air pori berlebih tidak akan dibentuk sama sekali, perilaku ini jenis untuk diterapkan pada kasus tanah - tanah kering seperti pasir dimana terjadi drainase penuh akibat permeabilitas yang tinggi.

#### 2. Perilaku Tak Terdrainase

Perilaku tak terdrainase digunakan untuk pembentukan tekan air pori berlebih secara penuh, aliran air pori terkadang dapat diabaikan karena permeabilitas yang sangat rendah seperti tanah lempung atau akibat kecepatan pembebanan yang sangat tinggi.

#### 3. Perilaku Tidak Poraus

Dengan pilihan ini maka tekana air pori yang awal maupun tekanan air pori berlebih tidak akan dihitungkan sama sekali pada klaster - klaster dengan jenis perilaku ini, perilaku tidak porous sering dikombinasikan dengan pengguna model linier elastis, masukan berupa berat isi jenuh dan permaebilitas adalah tidak relevan untuk material tanpa - pori.



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

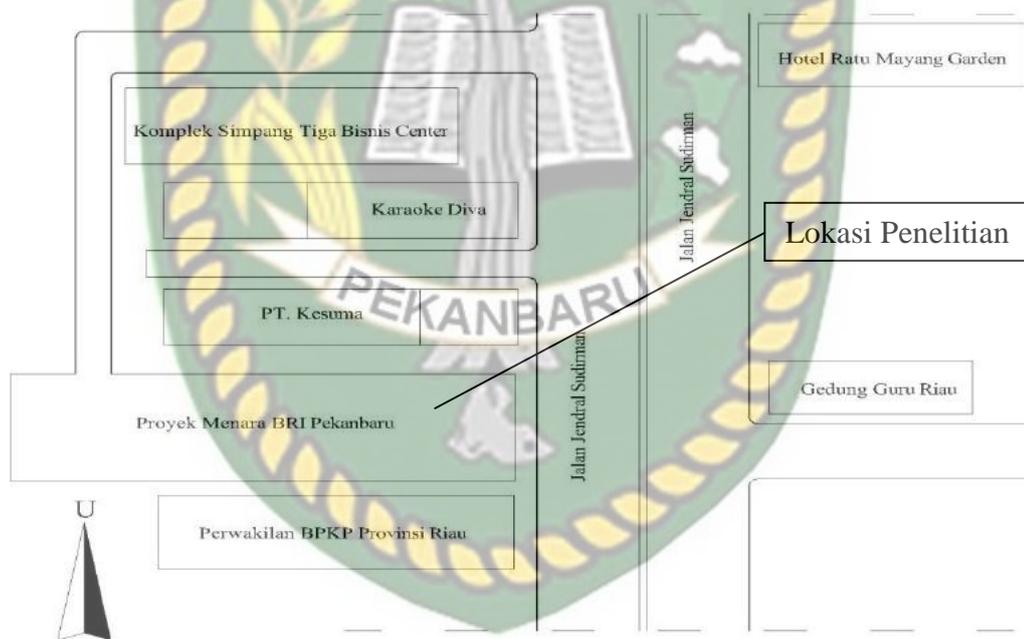
Perpustakaan Universitas Islam Riau

## BAB IV

### METODE PENELITIAN

#### 4.1 Lokasi Penelitian

Penelitian mengenai kapasitas dukung tiang pancang sudah banyak dilakukan diberbagai tempat dengan data dan metode yang berbeda. Untuk lokasi penelitan ini berada di gedung Menara BRI Pekanbaru yang terletak di jalan Sudirman, Tengkerang Tengah, Kec. Marpoyan Damai, Kota Pekanbaru, Riau. Gedung ini memiliki 9 lantai dan 2 *bassment*. Untuk peta lokasi gedung Menara BRI Pekanbaru bisa dilihat pada Gambar 4.1.



**Gambar 4.1** Denah lokasi gedung Menara BRI Pekanbaru

#### 4.2 Teknik Pengumpulan Data

Dalam melakukan analisa memerlukan data - data yang penting untuk dikumpulkan yang berhubungan dengan penelitian, data yang dikumpulkan yakni data sekunder yakni data penyelidikan tanah dikeluarkan oleh PT. Statika Ultimit, data - data yang didapatkan berupa gambar, baik gambar struktur dan arsitektur

merupakan data yang dikeluarkan oleh PT. Arkitek Tim Empat dan data kedalaman tiang pancang diperoleh dari PT. Atelier Enam Project Management.

### 4.3 Tahap Pelaksanaan Penelitian

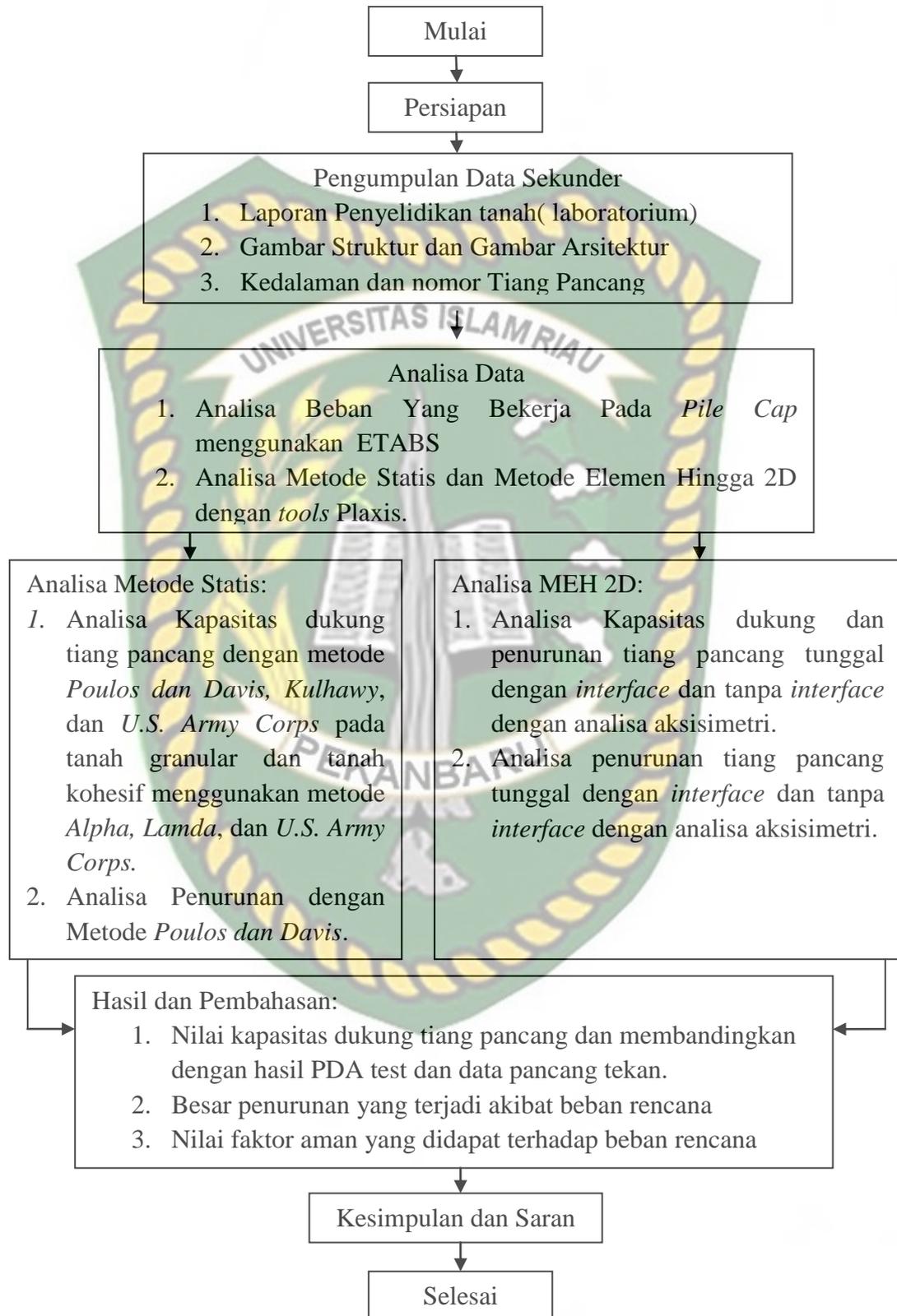
Dalam pelaksanaan penelitian perlunya tahapan-tahapan agar mudah sewaktu mengerjakannya. Adapun tahapan - tahapan penelitian ini secara umum dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan detail sebagai berikut:

1. Persiapan

Tahap persiapan dilakukan dengan cara membuat surat penelitian yang diajukan kepada Project Maneger dari proyek Menara BRI Pekanbaru, setelah didapatkan persetujuan untuk melakukan penelitian di sana, maka tahap berikutnya meminta data sesuai dengan keperluan penelitian.

2. Pengumpulan data sekunder

Pengumpulan data didapatkan dengan cara meminta data sesuai dengan keperluan penelitian, data yang diminta yakni hasil dari penyelidikan tanah yang dilakukan di laboratorium berupa parameter tanah serta data hasil PDA test dan lokasi pengambilan sampel tanah tersebut yakni lokasi dari *bore hole*. Selain itu, perlunya data gambar struktur berupa denah pondasi, kolom, balok, dan pelat lantai beserta detail gambar tersebut dan gambar arsitektur berupa gambar fungsi ruangan dimana gambar ini digunakan untuk analisa pada *software* ETABS. Data yang berikutnya yang diminta adalah data nomor tiang dan kedalaman tiang yang terpancang yang digunakan dalam perhitungan beban rencana pada setiap tiang pancang.



**Gambar 4.2** Bagan alir penelitian

### 3. Analisa data

Data yang telah diperoleh seperti data struktur dan arsitektur dianalisa menggunakan *software* ETABS yang akan diperoleh beban rencana pada setiap pondasi, sementara untuk data hasil uji laboratirum dan kedalaman tiang yang terpancang akan dianalisa untuk mendapatkan kapastias dukung, penurunan, dan faktor aman pada masing - masing tiang pancang serta membandingkan dengan dengan hasil uji lapangan yakni PDA test dan data pancang tekan.

### 4. Hasil dan pembahasan

Setelah dilakukan analisa, maka didapatkan kapasitas dukung tiang pancang, namun pada bab Hasil Dan Pembahasan untuk kapasitas dukung tiang pancang dengan metode elemen hingga 2D hanya menampilkan kapasitas dukung tiang pancang dengan *interface*, hal tersebut dikarenakan pada lapisan tanah terdapat tanah lempung yang memiliki friksi yang lemah, hasil analisa kapasitas dukung tiang pancang, faktor aman, dan penurunan akan disajikan pada bab Hasil Dan Pembahasan meliputi semua tiang yaitu tiang 130 sampai 138 pada As yang menerima beban yang besar.

### 5. Kesimpulan dan saran

Setelah dijabarkan hasil analisa, maka tahap terakhir dari penelitian ialah menyimpulkan, pada kesimpulan kapasitas dukung hanya memilih salah satu metode yang hasilnya mendekati hasil pengujian dilapangan yakni PDA test, untuk kesimpulan faktor aman hanya memilih metode yang hasil faktor amannya mendekati dengan faktor aman yang biasa digunakan dalam analisa yakni 2,5 dan untuk penurunan melihat dari penurunan terjadi, apabila salah satu metode mengalami penurunan lebih besar dari penurunan yang diizinkan maka dinyatakan metode tersebut tidak aman.

## 4.4 Cara Analisa

Dalam Menganalisa ada beberapa tahap yang dilakukan antara lain yakni mengetahui beban terbesar yang bekerja pada pondasi, untuk mengetahui beban terbesar tersebut menggunakan program ETABS, dari hasil analisa program tersebut akan mengeluarkan beban - beban yang bekerja pada pondasi, setelah itu

beban - beban yang terbesar pada momen arah x, momen arah y, beban lateral dan beban aksial direkap lalu dianalisa untuk mengetahui beban terbesar yang bekerja pada tiang, setelah diketahui, beban tersebut dimasukkan dalam perhitungan.

Perhitungan dilakukan dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, pada metode statis terdapat tiga metode untuk tanah granular dan tanah kohesif, tanah granular menggunakan metode dari *Poulos dan Davis*, *Kulhawy*, dan *U.S. Army Corps* dan tanah kohesif menggunakan metode *Alpha*, *Lamda*, dan *U.S. Army Corps* untuk perhitungan kapasitas dukung tiang pancang, dari analisa kapasitas dukung tiang pancang, langkah selanjutnya ialah cek tahanan gesek satuan dan tahanan ujung satuan, cara cek tahanan ujung satuan ialah dengan membagi antara tahanan ujung satuan dengan keliling tiang, apabila tahanan ujung satuan melebihi  $1500 \text{ kN/m}^2$  maka perlu dikoreksi dengan cara keliling tiang dibagi dengan koreksi tahanan ujung sehingga diperoleh tahanan ujung ultimit, langkah perhitungan tersebut juga berlaku pada tahanan gesek satuan, bedanya hanya pada nilai gesek satuan yakni  $107 \text{ kN/m}^2$ , setelah diketahui tahanan ujung ultimit dan tahanan gesek ultimit, maka kapasitas dukung bisa didapatkan dengan menjumlahkan tahanan gesek ultimit dan tahanan ujung ultimit dikurangi berat tiang, untuk metode elemen hingga 2D digunakan *software* plaxis, modul yang digunakan yakni dengan aksisimetri, pemodelan kedalaman sesuai dengan kedalaman yang telah dilakukan pada pengujian SPT, pada pemodelan juga ditambahkan *interface*, lalu klik jepit standar guna mendefinisikan tanah mengalami kondisi tumpuan jepit penuh pada bagian dasar dan tumpuan jepit - rol pada sisi vertikal, kemudian parameter tanah yang diinput sesuai jenis tanah yang terdapat pada hasil pengujian SPT, untuk data tanah dimodelkan dengan *Mohr - Coulumb*, setelah semuanya diinput kedalam pemodelan tadi, maka langkah berikutnya susun jaringan elemen, kemudian klik kondisi awal untuk menentukan muka air tanah, setelah ditentukan hitung tekanan air dan menghitung tegangan awal, setelah itu hitung, tahap pertama analisa plastis dan tahap kedua reduksi phi dimana keamanan ( $\Sigma - M_{sf}$ ) akan didapatkan, hasil ( $\Sigma - M_{sf}$ ) dikalikan dengan beban rencana sesuai dengan masing - masing tiang, hasil kali tersebut didapatkan kapasitas dukung tiang pancang

Setelah didapatkan hasil kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, maka hasil tersebut dibandingkan dengan kapasitas dukung dari hasil uji lapangan yakni dengan PDA test dan data pancang tekan, dengan membandingkan maka akan diketahui metode kapasitas dukung mana yang hasilnya lebih besar atau lebih kecil bila dibandingkan dengan hasil uji lapangan.

Setelah kapasitas dukung tiang pancang didapat, maka analisa berikutnya ialah mencari faktor aman dengan cara kapasitas dukung ultimit dibagi dengan beban rencana pada masing - masing tiang pancang, dari hasil pembagian tersebut diperoleh nilai faktor aman.

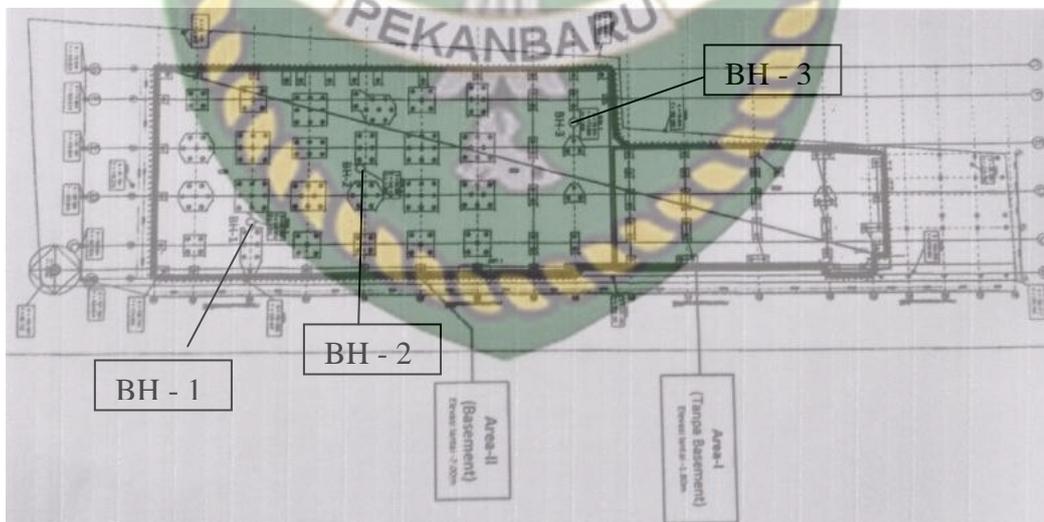
Penurunan menggunakan metode *Poulos dan Davis*, sedangkan pada metode elemen hingga 2D menggunakan *software* Plaxis dianalisa dengan *interface*, pada analisa kapasitas dukung tiang pancang dengan metode elemen hingga 2D tadi, hasil penurunan juga didapatkan langsung, sedangkan metode *Poulos dan Davis* dianalisa terlebih dahulu, dari hasil analisa kedua metode tersebut dibandingkan dengan penurunan izin yakni sebesar 10% kali diameter tiang, dengan begitu akan diketahui kedua metode penurunan tersebut dinyatakan aman atau tidak terhadap penurunan yang diizinkan.

## BAB V

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Deskripsi Umum

Struktur pondasi pada pembangunan Menara BRI Pekanbaru menggunakan pondasi tiang pancang dengan berdiameter 60 cm dan untuk mutu beton yang digunakan yakni K-300, penyelidikan tanah yang diterapkan pada pembangunan ini yakni *Standart Penetration Test* (SPT), hasil uji SPT juga diambil beberapa sampel tanah untuk dilakukan pengujian di laboratorium untuk mendapatkan parameter - parameter tanah seperti berat jenis tanah, berat volume kering, berat volume basah, dan lain - lainnya. Adapun data untuk melakukan analisa didapatkan dari melakukan SPT yang terdiri dari tiga *Bore Hole* pada pembangunan Gedung Menara BRI Pekanbaru dimana *Bore Hole* merupakan titik dilakukan pengujian pada tanah, *Bore Hole* tersebut terdiri dari *Bore Hole* - 1, *Bore Hole* - 2, dan *Bore Hole* - 3 seperti Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Lokasi titik *Bore Hole*

Dari Gambar 5.1 merupakan lokasi *Bore Hole* - 1, *Bore Hole* - 2, dan *Bore Hole* - 3, *Bore Hole* - 1 terletak pada elevasi -1.80 , pada koordinat N= 127,033, E = 92,984 sampai kedalaman 40 m, pada lokasi *Bore Hole* - 2 dilakukan pada

elevasi 1,80 m, di koordinat N = 142,138 dan E = 84,984 dengan kedalaman mencapai 40 m dan pada *Bore Hole* - 3 berada pada elevasi 1,80 m dengan koordinat N = 173,003, E = 78,514 dengan kedalaman mencapai 40 m.

Pada penelitian ini dilakukan perhitungan untuk menentukan kapasitas dukung tiang pancang dan penurunan tiang pancang yang terjadi akibat beban rencana pada struktur atas, untuk menentukan beban rencana di atas menggunakan program ETABS berdasarkan data struktur dan arsitektur, adapun data tersebut sebagai berikut:

#### 1. Struktur

Data struktur terdiri dari kolom yang terdiri dari 20 tipe yakni K1A, K1, K2A, K2B, K2C, K3A, K6, K7, K2, K3, K4, K6, K8, K9, K10, KL, KM, KP1, KP2, KP3. Untuk balok terdiri dari B1A, B1B, B1C, B2A, B2B, B2C, B3A, B3B, B4A, B4B, B6B, B7A, B1, B2, B3, B4, B5, B6, B7, B8, B9, B10, B11, B12, B13, B14, BA1A, BA1B, BA2A, BA5A, BA1, BA2, BA3, BA5, BA6, BH, BL, BM, BR1, BR2, BR3 yang mana semuanya berjumlah 41 tipe balok, dan untuk pelat lantai dan pelat lanati yang dimasukkan dalam analisa ETABS terdiri dari S1, S10, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9, dengan semua jumlahnya 10 tipe pelat lanati dan pelat lantai, untuk detail semua komponen di atas bisa di lihat pada (Lampiran B). Untuk jumlah lantai yang berada di Menara BRI Pekanbaru berjumlah 9 lantai dan 2 *Bassment* dengan elevasi lantai dan *Bassment* yang ada di Menara BRI Pekanbaru adalah sebagai berikut : *Bassment* 2 : - 7,60 m, *Bassment* 1 : - 4,55 m, lantai 1 : 0,00 m, lantai 2 : 5,00 m, lantai 3 : 9,13 m, lantai 4 : 13,21 m, lantai 5 : 17,29 m, lantai 6 : 21,37 m, lantai 7 : 25,45 m, lantai 8 : 29,53 m, lantai 9 : 33,61 m, lantai atap : 37,69 m.

#### 2. Arsitektur

Adapun data arsitektur yang dimasukkan dalam analisa ETABS adalah fungsi ruang setiap lantai, fungsi ruang setiap lantai terdiri dari area lobi, ruang arsip, area parkir, ruang rapat, dan ruang serbaguna.

## 5.2 Hasil Pengolahan Data

Hasil pengelolaan data dan perhitungan yang disajikan meliputi data klasifikasi jenis tanah, hasil dari analisa beban rencana menggunakan program ETABS, hasil perhitungan kapasitas dukung tiang pancang, perbandingan kapasitas dukung tiang pancang antara metode statis dan metode elemen hingga 2D dengan hasil PDA test dan data pancang tekan, faktor aman tiang pancang, dan penurunan tiang pancang tunggal.

### 5.2.1 Hasil Klasifikasi Parameter Tanah Dengan Pendekatan N-SPT dan Hasil Uji Laboratorium

Klasifikasi jenis tanah dilakukan dengan cara mengambil sampel tanah pada kedalaman tertentu dan dilakukan pengujian di laboratorium, dari hasil laboratorium akan didapatkan data tanah. Pengambil sampel terletak pada titik BH-02, klasifikasi jenis tanah juga bisa dilakukan dengan cara pendekatan dengan data N-SPT yang terdapat pada titik BH-02 juga, hasil klasifikasi tanah lebih kurang seperti pada Tabel 5.1 dan Tabel 5.2.

**Tabel 5.1** Klasifikasi parameter tanah di kedalaman 1,00-2,00 hingga 19,30-20,00 meter

Parameter tanah	Kedalaman				
	1,00- 2,00	3,00-4,00	5,30-6,00	16,00-17,00	19,30-20,00
GS	2,68	1,8	2,64	2,68	2,66
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	9,868	1,962	9,089	11,52	7,205
$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,9	14,3	18,92	21,6	17,06
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,9	-	14,79	18,6	11,57
W <sub>n</sub> (%)	25	110	29,2	16	47,5
e	0,67	3,00	0,77	0,43	1,26
n (%)	40	75	43	30	56
S <sub>r</sub> (%)	25	99	100	99	100
$\phi$ (deg)	0	0	0	39	1,40

**Tabel 5.1** Lanjutan

$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	25	25	122,6	0	51,97
$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	12,5	12,5	61,3	0	25,98

Tabel 5.1 hasil klasifikasi parameter tanah dengan pendekatan N-SPT antara lain kedalaman 1 m - 2 m, 3 m - 4 m, 16 m - 17 m, adapun parameter diambil seperti berat jenis tanah ( $G_s$ ) didapatkan di Tabel 3.6, parameter berat volume efektif ( $\gamma'$ ) didapatkan dengan melakukan perhitungan menggunakan Persamaan 3.3, untuk parameter berat volume basah ( $\gamma_m$ ), berat volume kering ( $\gamma_d$ ), kadar air ( $W_n$ ), angka pori ( $e$ ), porositas ( $n$ ) diperoleh dari Tabel 3.8, parameter drajat kejenuhan ( $S_r$ ) didapatkan dari Tabel 3.8, sudut gesek dalam ( $\varphi$ ) didapatkan dari Gambar 3.1, parameter kuat tekan bebas ( $q_u$ ) diperoleh dari Tabel 3.2, dan kohesi tak terdrainase ( $C_u$ ) didapatkan dengan Persamaan 3.1. Terdapat juga terdapat hasil uji laboratorium pada sampel kedalaman 5,3 m - 6 m dan 19,30 m - 20 m,

**Tabel 5.2** Klasifikasi parameter tanah di kedalaman 21,30-22,00 hingga 40,00-40,45 meter

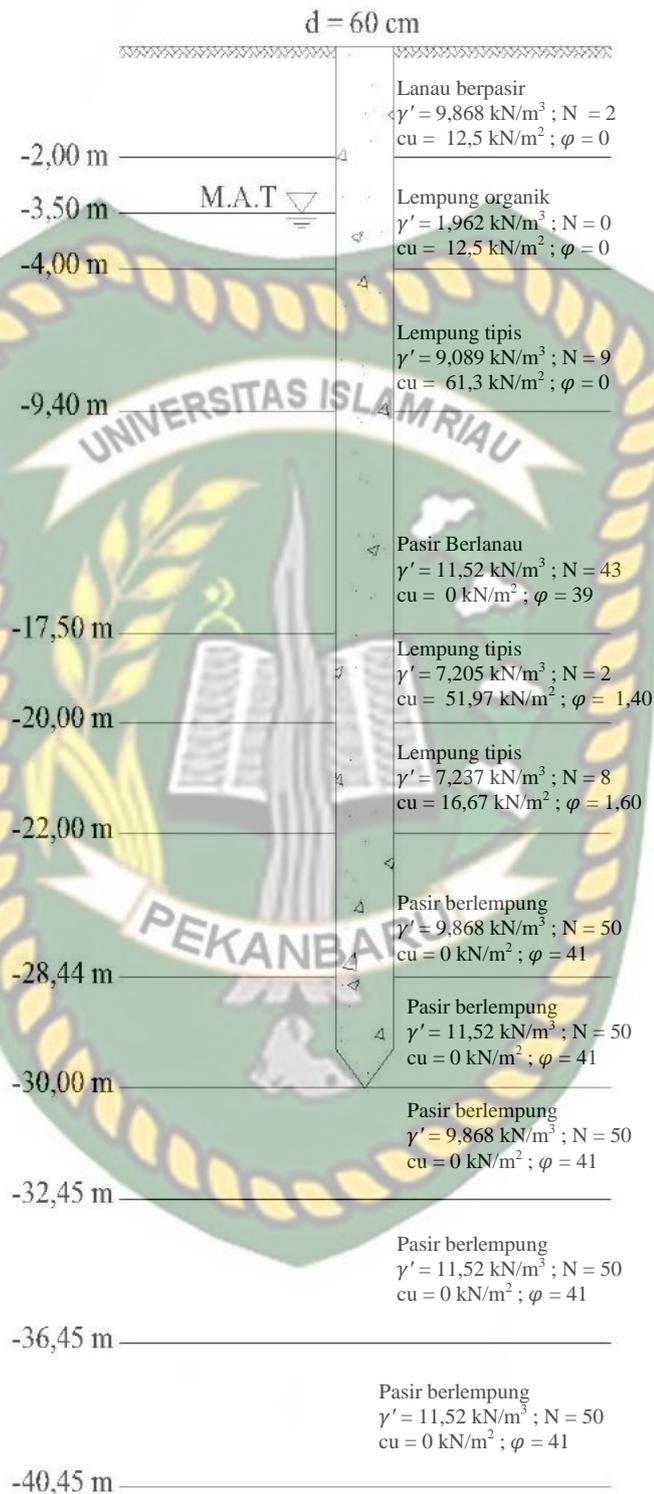
Parameter tanah	21,30-22,00	28,00-28,44	29-30	32,00-32,45	36,00-36,45	40,00-40,45
GS	2,66	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	7,237	9,868	11,52	9,868	11,52	11,52
$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,06	19,9	21,6	19,9	21,6	21,6
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	11,57	15,9	18,6	15,9	18,6	18,6
$W_n$ (%)	47,4	25	16	25	16	16
$e$	1,25	0,67	0,43	0,67	0,43	0,43
$n$ (%)	56	40	30	40	30	30
$S_r$ (%)	100	99	99	99	99	99
$\varphi$ (deg)	1,60	41	41	29	38	38

**Tabel 5.2** Lanjutan

$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	16,67	0	0	0	0	0
$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	8,335	0	0	0	0	0

Tabel 5.2 merupakan hasil klasifikasi parameter tanah yang telah di tambah dengan pendekatan N-SPT antara lain kedalaman 28 m - 28,44 m, dan 29 m - 30 m, 32 m - 32,45 m, 36 m - 36,45 m, 40 m - 40,45 m, penambahan data tanah tersebut dikarenakan pada BH-02 hanya terdapat beberapa sampel tanah pada kedalaman dan 21,30 m - 22 m yang mana penambahan tersebut perlu pada saat perhitungan, penambahan data tanah tersebut dengan cara pendekatan dengan nilai N-SPT,. Parameter berat jenis tanah ( $G_s$ ) didapatkan di Tabel 3.6, parameter berat volume efektif ( $\gamma'$ ) didapatkan dengan melakukan perhitungan menggunakan Persamaan 3.3, untuk parameter berat volume basah ( $\gamma_m$ ), berat volume kering ( $\gamma_d$ ), kadar air ( $W_n$ ), angka pori ( $e$ ), porositas ( $n$ ) diperoleh dari Tabel 3.8, parameter drajat kejenuhan ( $S_r$ ) didapatkan dari Tabel 3.8, sudut gesek dalam ( $\phi$ ) didapatkan dari Gambar 3.1, parameter kuat tekan bebas ( $q_u$ ) diperoleh dari Tabel 3.2, dan kohesi tak terdrainase ( $C_u$ ) didapatkan dengan Persamaan 3.1. Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada Gambar 5.2.

Gambar 5.2 hasil dari klasifikasi tanah berdasarkan data N-SPT dengan kedalaman klasifikasi parameter dilakukan sampai kedalaman 40,45 meter Parameter diatas didapatkan dengan mengambil sampel pada kedalaman tertentu seperti pada kedalaman 0,0 m - 2,00 m, sampel tanah yang digunakan untuk mendapatkan para meter adalah pada kedalaman 1,00 m - 2,00 m, untuk kedalaman 2,00 m - 4,00 m sampel tanah pada kedalaman 3,00 m - 4,00 m, untuk kedalaman 4,00 m - 9,40 m sampil untuk parameter digunakan tanah pada kedalaman 5,30 m - 9,40 m.



**Gambar 5.2** Parameter setiap lapisan tanah

Pada kedalaman 9,40 m - 17,50 m sampel tanah yang digunakan untuk parameter ialah pada kedalaman 16,00 m - 17,00 m, parameter tanah 17,50 m -

20,00 m didapatkan dari parameter tanah pada kedalaman 19,30 m - 20,00 m, pada kedalaman tanah 20,00 m - 22,00 m parameternya didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 21,30 m - 22,00 m, untuk kedalaman 22,00 m - 28,44 m sampel tanah yang digunakan untuk mendapatkan parameter tanah pada kedalaman 28 m - 28,44 m, dan kedalaman 28,44 m - 30 m sampel tanahnya adalah 29 m - 30 m. pada kedalaman 30 m - 32,45 m sampel tanah terdapat di 32 m - 32,45m, pada kedalaman 32,45 m - 36,45 m sampel tanah diambil pada kedalaman 36 m - 36,45 m, dan untuk kedalaman tanah 36,45 m - 40,45 m sampel tanahnya ada pada 40 m - 40,45 m.

### 5.2.2 Hasil Parameter Tanah Untuk Input Plaxis

Parameter tanah dilakukan sebagai acuan untuk mengetahui proses perubahan tanah jika tanah tersebut ditambah beban, parameter yang diinput pada plaxis diantaranya ialah modulus young, berat volume tanah kering, berat volume tanah basah, angka poisson, permeabilitas, kohesi, sudut gesek dalam. Untuk lebih jelas bisa dilihat pada tabel berikut:

**Tabel 5.3** Parameter tanah lanau kepasiran kedalaman 1,00- 2,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Tidak terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	15,9	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	19,678	kN/m <sup>3</sup>
5	Permeabilitas (kx)	0,864	m/hari
6	Permeabilitas (ky)	0,864	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	19.613,3	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	12,5	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	0	°
10	Angka poisson (v)	0,35	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.3 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 0 m - 2 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 1,00 m - 2,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas ( $k_x$ ) dan permaebilitas ( $k_y$ ) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4, dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), kohesi ( $c$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium pada Tabel 5.1, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material tidak terdrainase.

**Tabel 5.4** Parameter tanah lempung kedalaman 3,00-4,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Tidak terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	0	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	11,772	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas ( $k_x$ )	$864 \times 10^{-4}$	m/hari
6	Permaebilitas ( $k_y$ )	$864 \times 10^{-4}$	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	19.613,3	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	12,5	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	0	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,2	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.4 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 2 m - 4 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 3,00 m - 4,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas ( $k_x$ ) dan permaebilitas ( $k_y$ ) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi

tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), kohesi (c), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium dari Tabel 5.1, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material tidak terdrainase.

**Tabel 5.5** Parameter tanah lempung kedalaman 5,30-6,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Tidak terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	14,79	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	18,899	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas (kx)	$864 \times 10^{-4}$	m/hari
6	Permaebilitas (ky)	$864 \times 10^{-4}$	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	8.825,985	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	61,3	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	0	°
10	Angka poison (v)	0,3	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.5 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 4 m - 9,4 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 5,30 m - 6,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas (kx) dan permaebilitas (ky) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poison (v) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), kohesi (c), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium pada Tabel 5.1, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material tidak terdrainase.

**Tabel 5.6** Parameter tanah pasir kelanauan kedalaman 16,00-17,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	18,6	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	21,335	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas (kx)	8,64	m/hari
6	Permaebilitas (ky)	8,64	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	24.516,625	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	1	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	39	°
10	Angka poison ( $\nu$ )	0,4	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.6 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 9,4 m - 17,5 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 16,00 m - 17,00 m, parameter yang diinput diantaranya nilai permaebilitas (kx) dan permaebilitas (ky) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poison ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium di Tabel 5.1, untuk prosedur non linier kohesi (c) diambil nilai 1 karena  $c = 0$  tidak akan berjalan, sehingga  $c = 1$  mungkin terjadi tegangan tarik, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material terdrainase.

**Tabel 5.7** Parameter tanah lempung kedalaman 19,30-20,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Tidak terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	11,57	kN/m <sup>3</sup>

**Tabel 5.7** Lanjutan

4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	17,015	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas (kx)	864 x 10 <sup>-4</sup>	m/hari
6	Permaebilitas (ky)	864 x 10 <sup>-4</sup>	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	2.941,995	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	25,987	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	1,40	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,3	
11	R <sub>inter</sub>	0,8	

Dari Tabel 5.7 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 17,5 m - 20 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 19,30 m -20,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas (kx) dan permaebilitas (ky) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), kohesi (c), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium pada Tabel 5.1, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material tidak terdrainase.

**Tabel 5.8** Parameter tanah lempung kedalaman 21,30-22,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Tidak terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	11,57	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	17,047	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas (kx)	864 x 10 <sup>-4</sup>	m/hari
6	Permaebilitas (ky)	864 x 10 <sup>-4</sup>	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	3.922,66	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	8,335	kN/m <sup>2</sup>

**Tabel 5.8** Lanjutan

9	Sudut gesek ( $\phi$ )	1,60	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,3	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.8 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 20 m - 22 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 21,30 m - 22,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permeabilitas ( $k_x$ ) dan permeabilitas ( $k_y$ ) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), kohesi ( $c$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium berdasarkan Tabel 5.2, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material tidak terdrainase.

**Tabel 5.9** Parameter tanah pasir kelanauan kedalaman 28,00-28,44 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	15,9	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	19,678	kN/m <sup>3</sup>
5	Permeabilitas ( $k_x$ )	0,864	m/hari
6	Permeabilitas ( $k_y$ )	0,864	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	24.516,625	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi ( $c$ )	1	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	41	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,4	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.9 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 22 m - 28,44 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 28,00 m - 28,44 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas ( $k_x$ ) dan permaebilitas ( $k_y$ ) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium dari Tabel 5.2, untuk prosedur non linier kohesi ( $c$ ) diambil nilai 1 karena  $c = 0$  tidak akan berjalan, sehingga  $c = 1$  memungkinkan terjadi tegangan tarik, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material terdrainase.

**Tabel 5.10** Parameter tanah pasir kelanauan kedalaman 29,30-30,00 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	18,6	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	21,335	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas ( $k_x$ )	8,64	m/hari
6	Permaebilitas ( $k_y$ )	8,64	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	49.033,25	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	1	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	41	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,4	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.10 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 28 m - 30 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 29,30 m - 30,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas ( $k_x$ ) dan permaebilitas ( $k_y$ ) dari Tabel

3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium pada Tabel 5.2, untuk prosedur non linier kohesi ( $c$ ) diambil nilai 1 karena  $c = 0$  tidak akan berjalan, sehingga  $c = 1$  mungkin terjadi tegangan tarik, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material terdrainase.

**Tabel 5.11** Parameter tanah pasir kelanauan kedalaman 32,00 -32,45 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	15,9	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	19,678	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas ( $k_x$ )	0,864	m/hari
6	Permaebilitas ( $k_y$ )	0,864	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	24,516,625	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi ( $c$ )	1	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	29	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,4	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.11 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 30 m - 32,45 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 32,00 m - 32,45 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas ( $k_x$ ) dan permaebilitas ( $k_y$ ) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium dari Tabel 5.2, untuk prosedur non linier kohesi ( $c$ ) diambil nilai 1

karena  $c = 0$  tidak akan berjalan, sehingga  $c = 1$  memungkinkan terjadi tegangan tarik, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material terdrainase.

**Tabel 5.12** Parameter tanah pasir kelanauan kedalaman 36,00 -36,45 meter

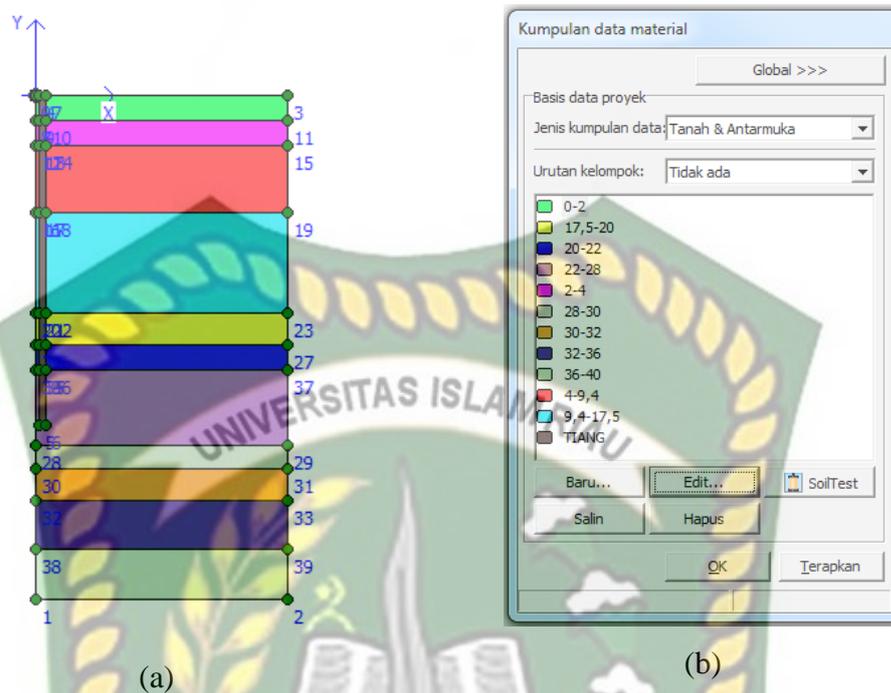
No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	.
2	Jenis material	Terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	18,6	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	21,335	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas ( $k_x$ )	8,64	m/hari
6	Permaebilitas ( $k_y$ )	8,64	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	49.033,25	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	1	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	33	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,4	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.12 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 32,45 m - 36,45 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 36,00 m - 36,45 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas ( $k_x$ ) dan permaebilitas ( $k_y$ ) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium pada Tabel 5.2, untuk prosedur non linier kohesi (c) diambil nilai 1 karena  $c = 0$  tidak akan berjalan, sehingga  $c = 1$  memungkinkan terjadi tegangan tarik, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material terdrainase.

**Tabel 5.13** Parameter tanah pasir kelanauan kedalaman 40,00-40,45 meter

No	Parameter Tanah	Nilai	Satuan
1	Model material	Mohr - coulomb	
2	Jenis material	Terdrainase	
3	Berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ )	18,6	kN/m <sup>3</sup>
4	Berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ )	21,335	kN/m <sup>3</sup>
5	Permaebilitas (kx)	8,64	m/hari
6	Permaebilitas (ky)	8,64	m/hari
7	Modulus elastisitas (E)	49.033,25	kN/m <sup>2</sup>
8	Kohesi (c)	1	kN/m <sup>2</sup>
9	Sudut gesek ( $\phi$ )	38	°
10	Angka poisson ( $\nu$ )	0,4	
11	$R_{inter}$	0,8	

Dari Tabel 5.13 didapatkan parameter tanah untuk diinput kedalam plaxis dimana parameter kedalaman 26,45 m - 40,45 m didapatkan dari sampel tanah pada kedalaman 40,00 m - 40,45 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel - tabel seperti nilai permaebilitas (kx) dan permaebilitas (ky) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.3, berat isi jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dari Persamaan 3.2, nilai parameter angka poisson ( $\nu$ ) didapatkan dari Tabel 3.4 dan untuk berat isi tidak jenuh ( $\gamma_{unsat}$ ), sudut gesek ( $\phi$ ) nilainya sama dengan parameter laboratorium yang ada pada Tabel 5.2, untuk prosedur non linier kohesi (c) diambil nilai 1 karena  $c = 0$  tidak akan berjalan, sehingga  $c = 1$  mungkin terjadi tegangan tarik, untuk model material menggunakan Mohr - coulomb dengan jenis material tidak terdrainase. Dari parameter diatas yang diinput kedalam plaxis sesuai kedalaman juga bisa dilihat pada Gambar 5.3.



**Gambar 5.3** (a) Lapisan tanah, (b) Kedalaman setiap lapisan tanah

Pada Gambar 5.3(a) merupakan gambar setiap lapisan yang telah diinput kedalam plaxis sesuai dengan kedalamannya yang ditandai dengan warna dan untuk Gambar 5.3(b) adalah gambar untuk menginput semua parameter dengan kedalamannya masing - masing yang ditandai sesuai warna yang berbeda untuk kedalaman yang berbeda juga.

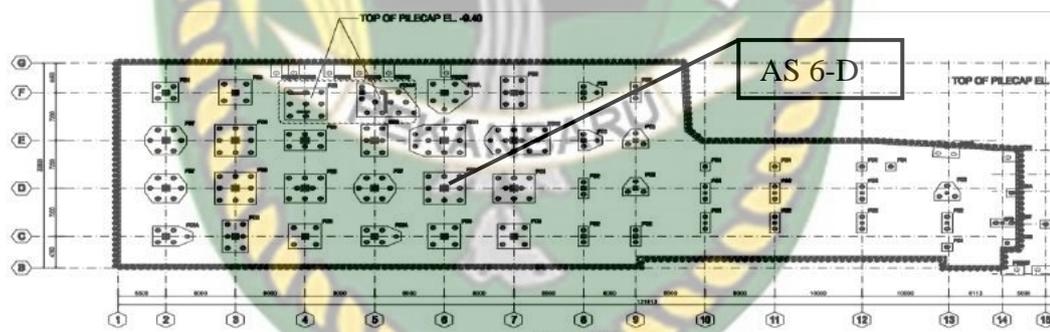
### 5.2.3 Hasil Analisa Beban yang Bekerja Menggunakan ETABS

Analisa beban yang bekerja yakni beban aksial, beban momen dan beban lateral menggunakan ETABS, perhitungan beban terdiri dari beban tetap dan beban sementara, beban tetap terdiri dari beban mati dan beban hidup dan untuk beban sementara terdiri dari beban gempa dan beban angin, beban-beban tersebut didapatkan berdasarkan SNI 1727:2013 dan untuk beban gempa menggunakan SNI 1726:2012. Dari hasil analisa menggunakan ETABS didapatkan beban maksimal pada gedung Menara BRI Pekanbaru yang mana hasil tersebut bisa dilihat di (Lampiran C) dan Tabel 5.14.

**Tabel 5.14** Hasil analisa beban maksimal pada ETABS

Joint	Kombinasi	Gaya Lateral		Gaya Aksial	Momen	
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN)	MY (kN)
6-D	Kombinasi 2	18,08	11	13291,94	-119,876	89,708
5-E	Kombinasi 5	111,41	638,94	4713,22	252,613	231,668
3-E	Kombinasi 5	157,68	241,68	6566,63	1246,136	742,974

Dari Tabel 5.14 merupakan hasil dari analisa menggunakan *software* ETABS dengan beban maksimal yang telah direkap, kombinasi 2 yakni 1,2 beban mati + 1,6 beban hidup dan untuk kombinasi 5 yakni 0,9 beban mati + beban gempa arah x + beban gempa arah y, dari ketiga combo tersebut, gaya yang terbesar diterima masing-masing tiang akibat beban rencana adalah kombinasi 2 yang bisa dilihat pada (Lampiran A), dimana titik kombinasi 2 tersebut terletak di As 6-D. Maka dari itu, untuk perhitungan tiang pancang .

**Gambar 5.4** Denah pondasi tiang pancang

Dari Gambar 5.4 menjelaskan posisi titik As 6-D yang tiang pancang dititik tersebut berdiameter 60 cm, dengan jumlah tiang dititik tersebut berjumlah 9 tiang pancang, yang terdiri dari tiang nomor 130 sampai 138 dengan kedalaman tiang yang terpancang antara 26,5 m samapi 29 m.

#### 5.2.4 Hasil Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang tunggal dengan diameter tiang 60 cm menggunakan enam metode statis. Dikarenakan lapisan tanah pada

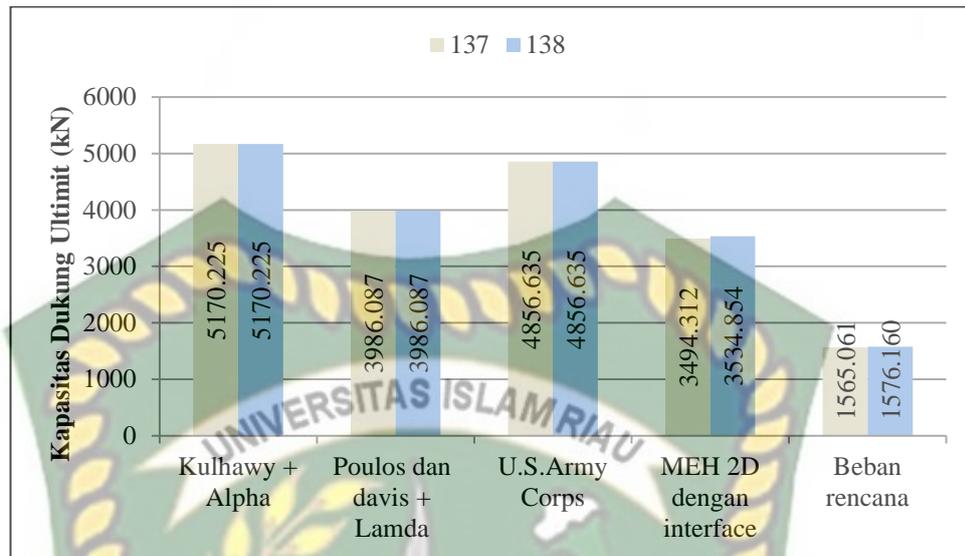
pondasi terdiri dari lapisan tanah granular dan tanah kohesif. Maka dari itu, menggunakan enam metode, yang mana tiga metode untuk tanah granular dan tiga lagi untuk tanah kohesif, tiga metode untuk tanah granular yaitu metode *Kulhawy*, *Poulos dan davis*, dan *U.S. Army Corp* sedangkan untuk tiga metode tanah granular yaitu metode *Alpha ( $\alpha$ )*, *Lamda ( $\lambda$ )*, dan *U.S. Army Corp*, sehingga metode dari tanah granular dan metode tanah kohesif dijumlahkan menjadi tiga metode antara lain *Kulhawy + Alpha*, *Poulos dan Davis + Lamda*, *U.S. Army Corps*, dan untuk metode elemen hingga 2D menggunakan *software* Plaxis. Pada perhitungan metode statis, kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi oleh panjang tiang sedangkan untuk metode elemen hingga 2D kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi beban rencana yang bekerja di atasnya. Hasil perhitungan akan disajikan dalam bentuk tabel sesuai kedalaman tiang yang terpancang.

1. Kapasitas dukung tiang pancang untuk kedalaman 26,5 m terdiri dari tiang dengan nomor 137 dan 138.

**Tabel 5.15** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 26,5 m

Nomor tiang	Kapasitas Dukung Ultimate ( $Q_u$ ) (kN)			
	Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ )	Poulos dan Davis + Lamda ( $\lambda$ )	U.S.Army Corps	Metode Elemen Hingga 2D Dengan <i>interface</i>
137	5170,225	3986,087	4856,635	3494,312
138	5170,225	3986,087	4856,635	3534,854

Dari Tabel 5.15 kapasitas dukung untuk kedua tiang pada masing - masing metode terkecuali MEH 2D dengan *interface* didapatkan hasil yang sama, hal tersebut dikarenakan pada metode statis kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi oleh kedalaman tiang itu sendiri sementara MEH 2D dengan *interface* kapasitas dukung bisa berbeda dikarenakan beban rencana yang bekerja pada tiang tersebut. Hasil tersebut bisa disajikan dalam bentuk grafik pada Gambar 5.5.



**Gambar 5.5** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal tiang 137 dan 138

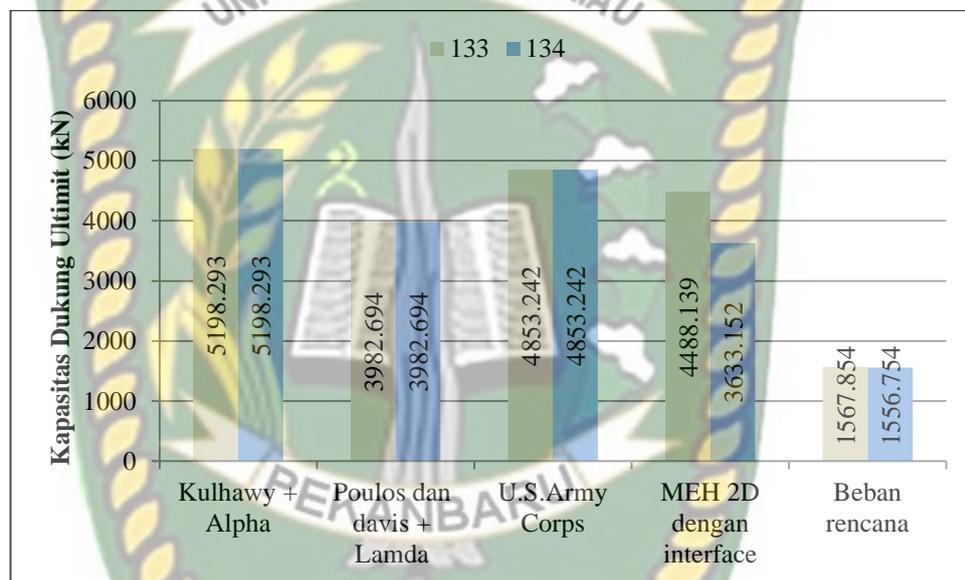
Dari analisa kapasitas dukung tiang pacang yang telah dilakukan didapatkan kapasitas dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis adalah dengan menggunakan metode *Kulhawy + Alpha* ( $\alpha$ ) sebesar 5170,225 kN dan yang kecil dengan menggunakan metode elemen hingga 2D pada tiang 137 sebesar 3494,312 kN, dari kapasitas dukung tiang pancang tekan juga didapatkan kapasitas dukung lebih besar dari beban rencana sehingga tiang aman terhadap beban rencana.

2. Kapasitas dukung tiang pancang untuk kedalaman 27 m terdiri dari tiang dengan nomor 133 dan 134.

**Tabel 5.16** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 27 m

Nomor tiang	Kapasitas Dukung Ultimate ( $Q_u$ ) (kN)			
	Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ )	Poulos dan Davis + Lamda ( $\lambda$ )	U.S.Army Corps	Metode Elemen Hingga 2D Dengan <i>interface</i>
133	5198,293	3982,694	4853,242	4488,139
134	5198,293	3982,694	4853,242	3633,152

Dari analisa kapasitas dukung tiang pancang didapatkan dari metode statis hasil yang sama, hal tersebut kedua tiang terpancang dengan kedalaman yang sama yakni 27,5 m, sedangkan pada metode elemen hingga 2D dengan *interface* hasil yang didapatkan berbeda, hal tersebut karena dipengaruhi beban yang rencana yang juga berbeda. Dari Tabel 5.16 juga dapat disajikan dalam bentuk grafik pada Gambar 5.6.



**Gambar 5.6** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 133 dan 134

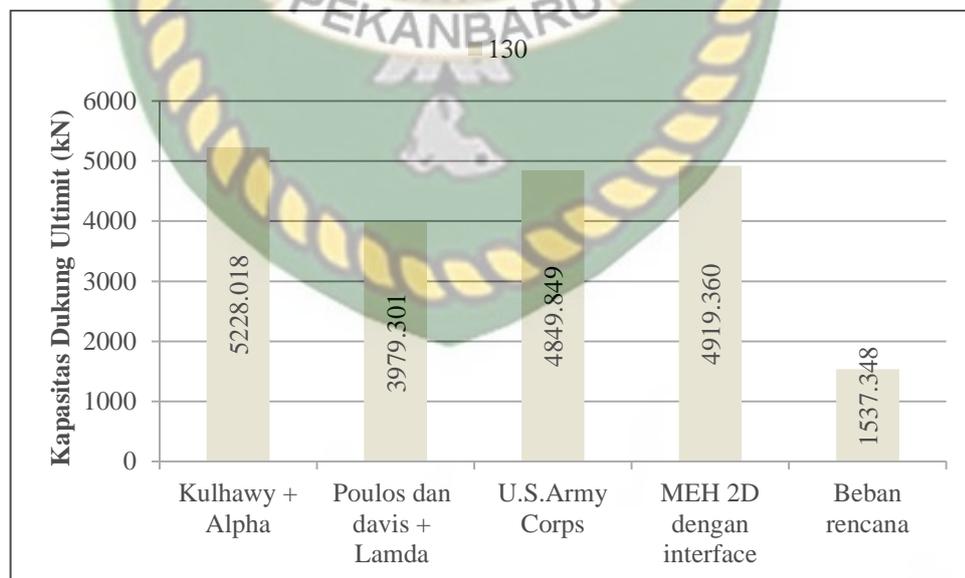
Dari analisa kapasitas dukung tiang pancang didapatkan dari metode statis kapasitas dukung tiang pancang yang besar dengan menggunakan metode *Kulhawy + Alpha* ( $\alpha$ ) sebesar 5198,293 kN dan kapasitas dukung tiang pancang yang kecil menggunakan metode elemen hingga 2D pada tiang 134 senilai 3633,152 kN dikarenakan beban rencana. Dari semua metode tersebut, kapasitas dukung tiang yang diberikan lebih besar dari beban rencana.

3. Kapasitas dukung tiang pancang untuk kedalaman 27,5 m terdiri dari tiang dengan nomor 130.

**Tabel 5.17** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 27,5 m

Nomor tiang	Kapasitas Dukung Ultimate (Qu) (kN)			
	Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ )	Poulos dan Davis + Lamda ( $\lambda$ )	U.S.Army Corps	Metode Elemen Hingga 2D Dengan <i>interface</i>
130	5228,018	3979,301	4849,849	4919,360

Dari Tabel 5.17 didapatkan kapasitas dukung tiang pancang dimana pada metode statis kapasitas tiang dipengaruhi oleh kedalaman tiang pancang yang terpancang, sedangkan pada metode elemen hingga 2D dengan *interface* didapatkan dari pengaruh beban rencana. Hasil tersebut bisa dilihat pada grafik dengan Gambar 5.7.



**Gambar 5.7** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 133 dan 134

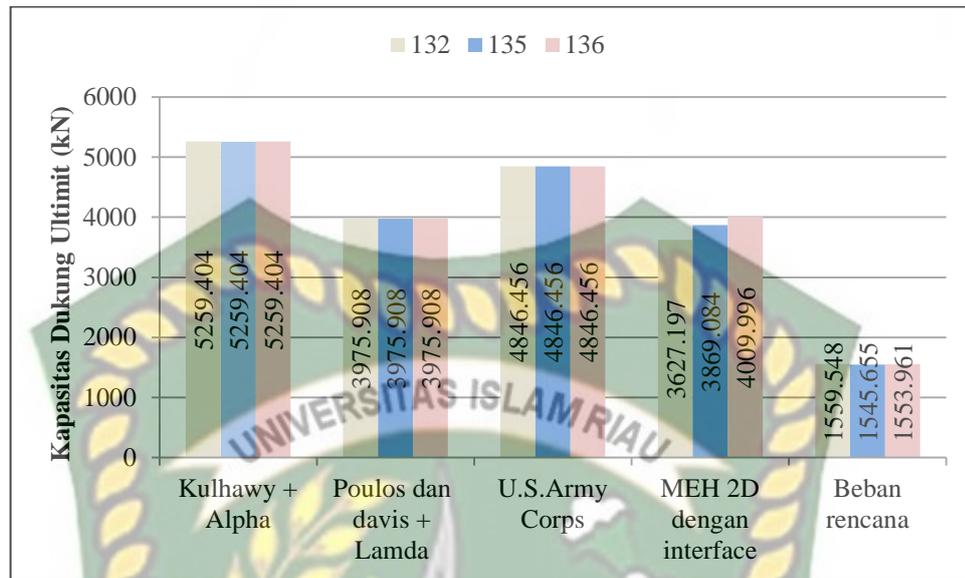
Kapasitas dukung tiang pancang yang besar pada tiang nomor 130 dari hasil analisa dengan metode *Kulhawy + Alpha* ( $\alpha$ ) dengan kapasitas dukung yang diperoleh senilai 5228,018 kN dan kapasitas dukung yang kecil menggunakan metode *Poulos dan Davis + Lamda* ( $\lambda$ ) sebesar 3979,301 kN, namun dari semua metode kapasitas dukung lebih besar dari beban rencana.

4. Kapasitas dukung tiang pancang untuk kedalaman 28 m terdiri dari tiang dengan nomor 132, 135, 136.

**Tabel 5.18** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 28 m

Nomor tiang	Kapasitas Dukung Ultimate ( $Q_u$ ) (kN)			
	Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ )	Poulos dan Davis + Lamda ( $\lambda$ )	U.S.Army Corps	Metode Elemen Hingga 2D Dengan <i>interface</i>
132	5259,404	3975,908	4846,456	3627,197
135	5259,404	3975,908	4846,456	3869,084
136	5259,404	3975,908	4846,456	4009,996

Dari hasil perhitungan, pada metode statis didapatkan nilai yang sama pada semua tiang, yang berbeda tergantung dari metode yang digunakan, hal tersebut dikarenakan tiang yang terpancang sampai kedalaman 28 m, sedangkan metode elemen hingga 2D dengan *interface* didapatkan hasil yang berbeda, berbedanya hasil dipengaruhi sama beban rencana yang bekerja. Hasil tersebut disajikan pada Gambar 5.8.



**Gambar 5.8** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 132, 135, dan 134

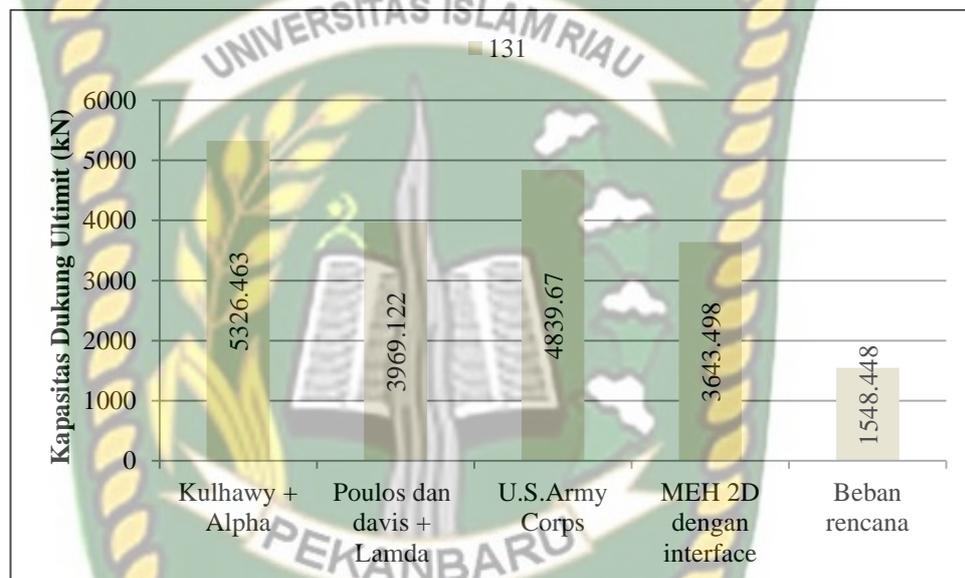
Dari analisa yang telah dilakukan didapatkan kapastias dukung tiang pancang yang besar dengan menggunakan metode *Kulhawy + Alpha* ( $\alpha$ ) sebesar 5259,404 kN dan kapasitas dukung yang kecil didapatkan dari analisa menggunakan metode elemen hingga 2D dengan nilai yang diperoleh 3627,197 kN dengan tiang no 132, namun semua hasil lebih besar kapasitas dukung tiang dari beban rencana yang bekerja.

- Kapasitas dukung tiang pancang untuk kedalaman 29 m terdiri dari tiang dengan nomor 131

**Tabel 5.19** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal kedalaman 29 m

Nomor tiang	Kapasitas Dukung Ultimate ( $Q_u$ ) (kN)			
	Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ )	Poulos dan Davis + Lamda ( $\lambda$ )	U.S.Army Corps	Metode Elemen Hingga 2D Dengan <i>interface</i>
131	5326,463	3969,122	4839,670	3643,498

Nilai kapasitas dukung tiang pada tiang 131 yang besar terdapat pada metode Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ ), nilai tersebut dipengaruhi oleh kedalaman tiang pancang yang tertanam, hal tersebut juga sama pada metode Poulos dan Davis + Lamda ( $\lambda$ ) dan metode U.S. Army Corps, beda hal dengan metode elemen hingga 2D dengan *interface*, hasilnya dipengaruhi oleh beban rencana yang bekerja pada tiang tersebut. Hasil tersebut bisa disajikan dalam bentuk grafik pada Gambar 5.9.



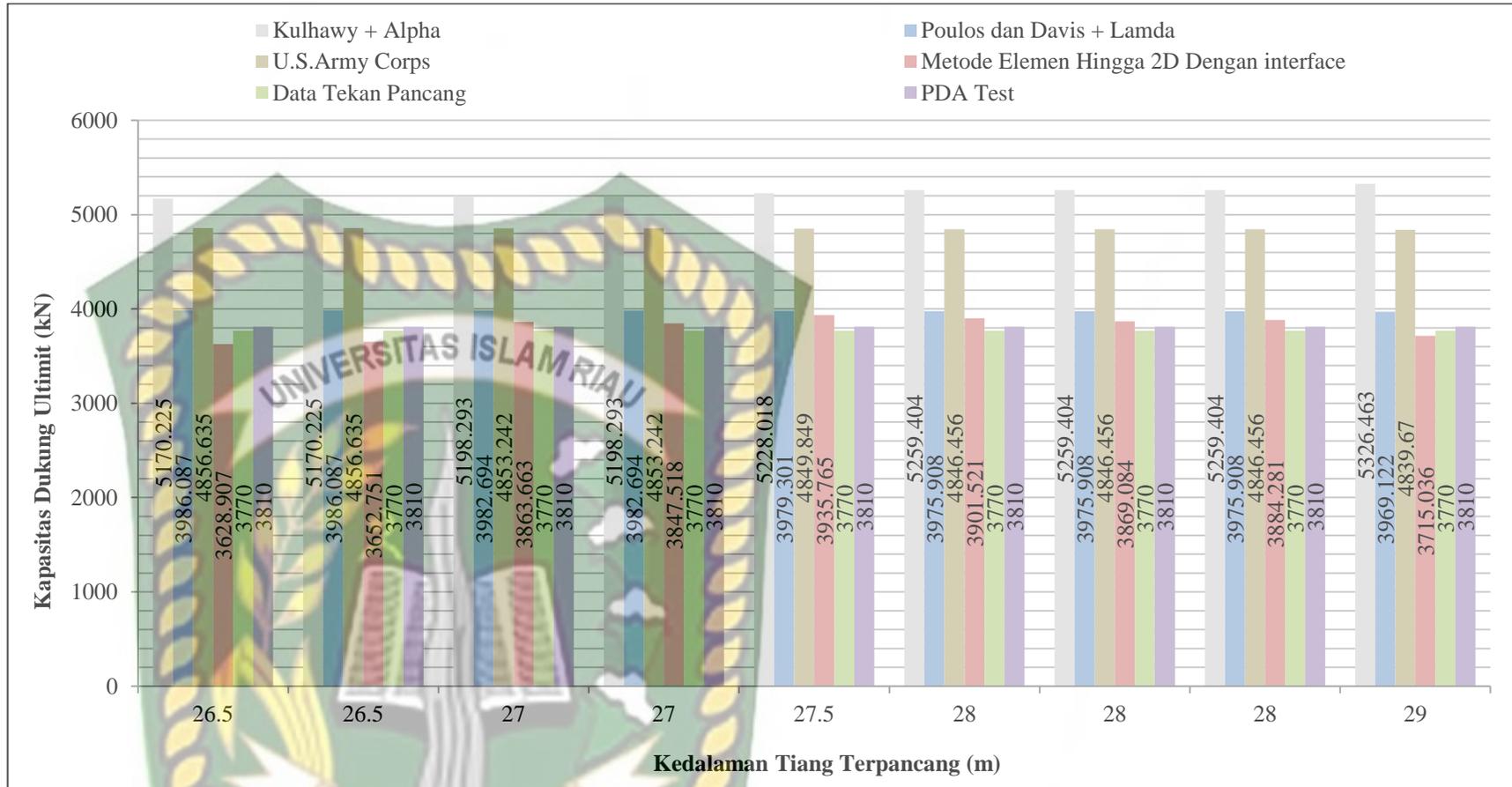
**Gambar 5.9** Kapasitas dukung tiang pancang tunggal 131

Pada tiang no 131 didapatkan kapasitas dukung tiang pancang yang besar menggunakan metode *Kulhawy + Alpha* ( $\alpha$ ) dengan kapasitas dukung tiang pancang sebesar 5326,463 dan kapasitas dukung yang kecil menggunakan metode elemen hingga 2D dengan *interface* dengan hasil dari analisa sebesar 3643,498 kN, walaupun kapasitas dukung kecil pada metode elemen hingga 2D dengan *interface*, tetapi kapasitasnya lebih besar dari beban rencana.

### 5.2.5 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Analitis Dan Metode Elemen Hingga 2D Dengan Data Pancang Tekan Dan PDA Test.

PDA test merupakan salah satu jenis pengujian dinamik yang menggunakan metoda wave analysis atau bisa disebut dengan re-strike test sesuai dengan sifat pengujiannya yakni melakukan pemukulan ulang pondasi tiang yang diuji. Adapun tujuan menggunakan PDA test ialah untuk mengetahui kapasitas dukung tiang pancang tunggal, keutuhan tiang dan sambungannya, dan efisiensi dari transfer energi pukulan alat pancang, pengujian PDA test yang dilakukan di Menara BRI Pekanbaru dilakukan dengan tiga kali pengujian, yakni pada tiang As 3E - 53, pada tiang As 5D - 103 , dan tiang di As 7E - 171. Maka dari itu, perbandingan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode - metode dengan data dari lapangan perlu dilakukan guna mengetahui perbedaan dari hasil yang didapatkan, baik itu menggunakan metode analitis maupun data yang diperoleh dari pelaksanaan di lapangan.

Dari semua hasil PDA test yang dilakukan, maka kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D dibandingkan dengan As 5D - 103, hal tersebut dikarenakan titik PDA test tersebut lebih dekat dengan beban rencana maksimum yakni As 6-D, hasil uji di lapangan dengan menggunakan PDA test dan data pancang tekan yang berada di As 5-D dengan nomor tiang 103 sebesar kapasitas 381 ton dan data pancang tekan sebesar 377 ton, data pancang tekan sendiri merupakan data yang didapatkan dari hasil pemancangan dari semua tiang pancang. Perbandingan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Perbandingan kapasitas dukung tiang pancang metode analitis dan metode elemen hingga 2D dengan data pancang tekan dan PDA test.

Dari Gambar 5.10 didapatkan perbandingan kapasitas dukung tiang pancang dari metode statis dan metode elemen hingga 2D dengan data yang didapatkan dari pengujian dilapangan langsung yakni data PDA tes dan data pancang tekan, untuk kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis lebih besar dan nilai kapasitas dukung tiang pancang yang kecil adalah dengan metode elemen hingga 2D, tetapi bila dibandingkan dengan hasil dari PDA test dan data pancang tekan, nilai kapasitas dukung dengan metode elemen hingga 2D hasilnya lebih mendekati dengan hasil uji lapangan.

### 5.3. Faktor Aman Pada Tiang Pancang

Untuk mendapatkan faktor aman, maka kapasitas ultimate dibagi dengan beban yang bekerja pada tiang, faktor aman memberi fungsi ketidakpastian beban yang bekerja, faktor aman yang diberikan pada analisa statis bekisar dari 2 - 4 dan untuk kontrol normal pada struktur menurut Tabel 3.13 adalah 2,5. Hasil faktor aman yang didapat bisa dilihat pada (Lampiran A) dan Tabel 5.4.

**Tabel 5.20** Faktor aman pada tiang pancang

Metode	Panjang Tiang Terpancang	No Tiang	$Q_u$ (kN)	Pi maks (kN)	$S_f = \frac{Q_u}{P}$ (kN)
Kulhawy + Alpha ( $\alpha$ )	26,5	137	5170,225	1565,061	3,3
	26,5	138	5170,225	1576,16	3,3
	27	133	5198,293	1567,854	3,3
	27	134	5198,293	1556,754	3,3
	27,5	130	5228,018	1537,348	3,4
	28	132	5259,404	1559,548	3,4
	28	135	5259,404	1545,655	3,4
	28	136	5259,404	1553,961	3,4
	29	131	5326,463	1548,448	3,4
	Poulos dan davis + Lamda ( $\lambda$ )	26,5	137	3986,087	1565,061
26,5		138	3986,087	1576,16	2,5

Tabel 5.20 Lanjutan

	27	133	3982,694	1567,854	2,5
	27	134	3982,694	1556,754	2,6
	27,5	130	3979,301	1537,348	2,6
	28	132	3975,908	1559,548	2,5
	28	135	3975,908	1545,655	2,6
	28	136	3975,908	1553,961	2,6
	29	131	3969,122	1548,448	2,6
U.S.Army Corps	26,5	137	4856,635	1565,061	3,1
	26,5	138	4856,635	1576,16	3,1
	27	133	4853,242	1567,854	3,1
	27	134	4853,242	1556,754	3,1
	27,5	130	4849,849	1537,348	3,2
	28	132	4846,456	1559,548	3,1
	28	135	4846,456	1545,655	3,1
	28	136	4846,456	1553,961	3,1
	29	131	4839,670	1548,448	3,1
MEH 2D dengan <i>interface</i>		137			
	26,5		3494,312	1565,061	2,2
	26,5	138	3534,854	1576,16	2,2
	27	133	4488,139	1567,854	2,9
	27	134	3633,152	1556,754	2,3
	27,5	130	4919,360	1537,348	3,2
	28	132	3627,197	1559,548	2,3
	28	135	3869,084	1545,655	2,5
	28	136	4009,996	1553,961	2,6
	29	131	3643,498	1548,448	2,4

Dari tabel 5.20 didapatkan berbagai macam faktor aman pada gedung Menara BRI Pekanbaru yang diperoleh dari kapasitas dukung ultimit dibagi dengan beban rencana pada masing - masing tiang, hasil faktor aman berbeda dikarenakan kapasitas dukung ultimit berbeda maka diperoleh juga faktor aman yang berbeda pula pada setiap tiang pancang. Faktor aman yang besar diperoleh dari metode *Kulhawy + Alpha* ( $\alpha$ ) dan *U.S.Army Corps*, hal tersebut disebabkan kapasitas dukung ultimit yang besar pula, namun itu merupakan kontrol sangat jelek berdasarkan Tabel 3.13, untuk kontrol yang normal yang aman dimana untuk gedung permanen dan pada umumnya digunakan 2,5 diperoleh dengan menggunakan metode *Poulos dan davis + Lamda* ( $\lambda$ ) dan metode elemen hingga

2D, tetapi tidak semua tiang pada metode elemen hingga 2D yang mendapatkan faktor aman yang normal, terdapat beberapa tiang faktor aman yang jelek seperti faktor aman di tiang 133 dan 130, namun dari semua metode aman terhadap beban rencana yang bekerja pada struktur atas.

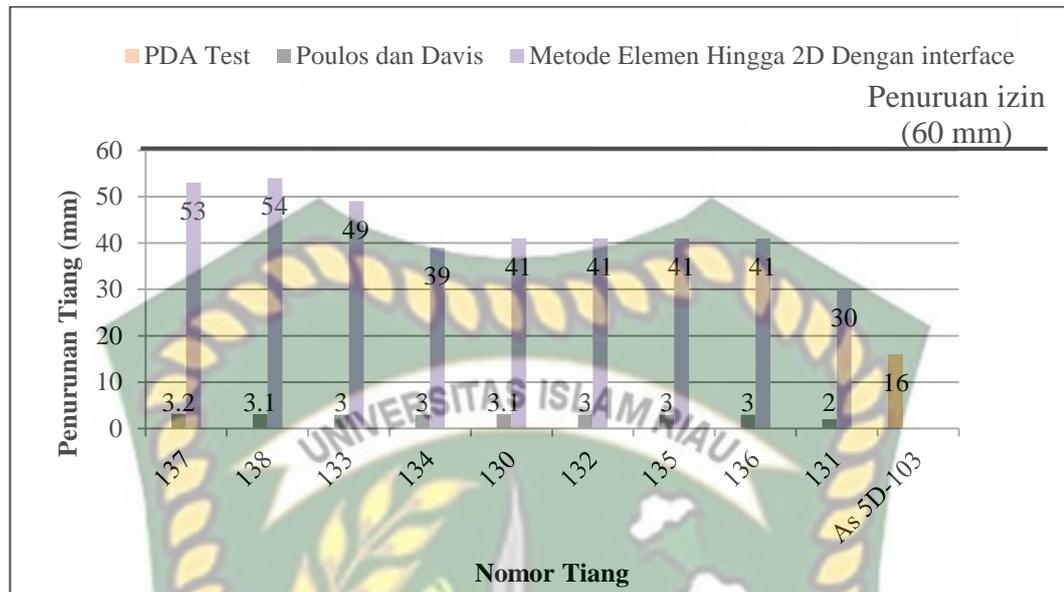
#### 5.4. Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal

Analisa penurunan pada gedung Menara BRI Pekanbaru menggunakan metode statis yakni Poulos dan Davis dan Metode Elemen Hingga 2D dengan *interface* dan tanpa *interface*, hasil penurunan dengan metode Poulos dan Davis dapat dilihat pada Tabel 5.21.

**Tabel 5.21** Penurunan pondasi tiang pancang tunggal

Nomor Tiang	Kedalaman Tiang (m)	Poulos dan Davis (mm)	MEH 2D Dengan <i>interface</i> (mm)	Penurunan Izin ( $S_{izin}$ ) (mm)
137	26,5	3,2	53	60
138	26,5	3,1	54	60
133	27	3	49	60
134	27	3	39	60
130	27,5	3,1	41	60
132	28	3	41	60
135	28	3	41	60
136	28	3	41	60
131	29	2	30	60

Dari Tabel 5.21 dapatkan penurunan dengan metode Poulos dan Davis yang sebesar 3,2 mm sedangkan berbeda dengan metode elemen hingga 2D dimana penurunannya yang terkecil 30 mm, hal tersebut dikarenakan pada metode Poulos dan Davis didapatkan faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang kecil sehingga didapatkan pula penurunan yang kecil bila dibandingkan dengan metode elemen hingga 2D. Dari Tabel 5.9 dapat disajikan berupa grafik hasil dari analisa penurunan tiang pancang tunggal pada As 6-D pada Gambar 5.11.



**Gambar 5.11** Penurunan tiang pancang pada AS 6-D

Dari Gambar 5.11 penurunan pondasi yang terbesar terjadi pada tiang nomor 138 dengan metode elemen hingga dengan *interface* sebesar 54 mm sedangkan penurunan izin yakni sebesar 60 mm. Maka dari itu, dapat disimpulkan bahwa pondasi aman terhadap penurunan yang diizinkan.

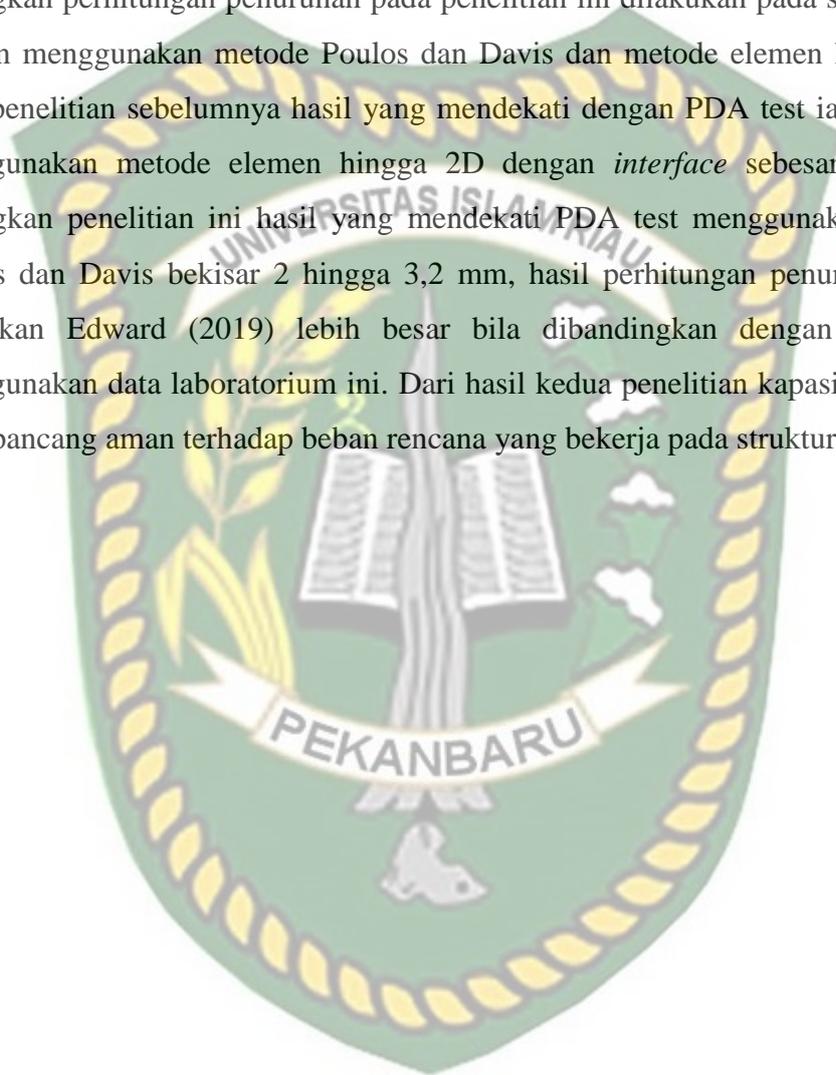
### 5.5 Komparasi Penelitian Sebelumnya Dengan Penelitian Ini

Pada sebelumnya juga pernah dilakukan penelitian yang dilakukan oleh Edward (2019) dengan judul penelitian "Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data N-SPT Pada Gedung Menara BRI Kota Pekanbaru", lokasi penelitian dan tinjauan penelitian yang dilakukan sama, maka dari itu, perlunya ada perbandingan antara penelitian sebelumnya dengan penelitian ini dilihat dari kapasitas dukung dan penurunan, pada penelitian Edward (2019) didapatkan kapasitas dukung tiang pancang tekan yang mendekati PDA test pada metode elemen hingga 2D tanpa *interface* sebesar 261,764 kN sedangkan pada penelitian ini hasil yang mendekati PDA test adalah metode elemen hingga 2D dengan *interface* sebesar berkisar 3600 kN hingga 3900 kN. Jadi, kapasitas dukung tiang pancang pada penelitian sebelumnya lebih kecil dari pada kapasitas dukung tiang pancang dengan menggunakan data laboratorium. Pada perhitungan

penurunan tiang pancang tekan, penelitian yang dilakukan Edward (2019) menggunakan metode elastic tiang dan metode elemen hingga 2D, analisa yang dilakukan pada metode elemen hingga 2D hanya satu tiang yakni 138 saja, sedangkan perhitungan penurunan pada penelitian ini dilakukan pada semua tiang dengan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D, pada penelitian sebelumnya hasil yang mendekati dengan PDA test ialah dengan menggunakan metode elemen hingga 2D dengan *interface* sebesar 9,41 mm sedangkan penelitian ini hasil yang mendekati PDA test menggunakan metode Poulos dan Davis berkisar 2 hingga 3,2 mm, hasil perhitungan penurunan yang dilakukan Edward (2019) lebih besar bila dibandingkan dengan penelitian menggunakan data laboratorium ini. Dari hasil kedua penelitian kapasitas dukung tiang pancang aman terhadap beban rencana yang bekerja pada struktur atas.

Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau



## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan yang telah dijelaskan pada bab hasil dan pembahasan dapat disimpulkan dari judul Kapasitas Dukung dan Penurunan Tiang Pancang di Menara BRI Pekanbaru menggunakan metode Statis dan metode elemen hingga 2D sebagai berikut:

1. Dari semua perhitungan metode yang telah dilakukan untuk memperoleh kapasitas dukung tiang pancang di As-6D didapatkan hasil perhitungan dari semua metode tersebut dimana bila dibandingkan dengan nilai pancang tekan dan hasil PDA test nilai kapasitas dukung tiang dengan menggunakan metode statis lebih besar dari nilai pancang tekan dan hasil PDA test, namun hasil yang lebih mendekati dengan nilai pancang tekan PDA test adalah pada perhitungan menggunakan metode elemen hingga 2D aksisimetri dengan *interface* dimana nilai kapasitas dukung tiang pancang yang diperoleh di As-6D yakni berkisar 3600 kN hingga 3900 kN dan untuk nilai pancang tekan 3770 kN dan hasil PDA test 3810 kN.
2. Dari perhitungan faktor aman dengan semua metode yang dilakukan pada kapasitas dukung tiang pancang diperoleh faktor aman hitungan yang hasilnya mendekati dengan faktor aman 2,5 untuk kontrol aman pada struktur permanen dan direkomendasikan adalah pada metode Poulos dan Davis + Lamda dengan faktor amannya sebesar 2,6 untuk semua tiang pada As-6D, selain mendekati kontrol aman, metode tersebut juga aman terhadap beban rencana dari gedung itu sendiri
3. Dari perhitungan penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D didapatkan hasil penurunan yang lebih mendekati dengan penurunan PDA test sebesar 16 mm dan lebih kecil dari penurunan yang diizinkan 60 mm serta aman akibat dari beban rencana yakni hasil dari perhitungan menggunakan metode Poulos dan Davis dengan besar penurunan 2 mm hingga 3,2 mm.

## 6.2 Saran

Dari hasil kesimpulan penelitian, peneliti memberikan berupa beberapa saran:

1. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang sebaiknya juga dilakukan dengan menggunakan data BH-01 dan BH-03 pada pondasi yang dekat dengan titik BH-01 dan BH-03, untuk membandingkan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan data BH-01 dan BH-03 dengan hasil PDA test yang telah dilakukan.
2. Faktor aman juga dilakukan pada pondasi yang dekat dengan titik BH-01 dan BH-03 guna mengetahui besarnya faktor yang digunakan disetiap pondasi yang dekat dengan titik penyelidikan tanah.
3. Perhitungan penurunan juga dilakukan dengan menggunakan data BH-01 dan BH-03 yang bertujuan apakah penurunan yang terjadi pada BH-01 dan BH-03 lebih besar dari yang diizinkan atau tidak.
4. Hitung RAB tiang pancang dan *pile cap* terhadap hasil faktor aman yang direkomendasi.

## DAFTAR PUSTAKA

- Ahmad., Lilik Gani & Mamah Surahman, 2016. *Analisis Daya Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data Insitu Test, Parameter Laboratorium Terhadap Loading Test Kantledge*, Jurnal Kontruksia, 7(2): 65-66.
- Badan Standarisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung* SNI 1726:2012, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain*, SNI 1727:2013, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*, SNI 2847:2013, Jakarta.
- Das, Braja M, 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip - prinsip Rekayasa Geoteknis)* Jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebbanan Untuk Rumah Dan Gedung*, Jakarta.
- Edward, Muhammad, 2019. *Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data N-SPT Pada Gedung Menara BRI Kota Pekanbaru*, Universitas Islam Riau, Pekanbaru.
- Fakhrozi, Hendri Warman, Hendri GP, 2014. *Analisis Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal Dengan Menggunakan Metode Analitis Dan Numerik*, Jurnal Kontruksi, 1(2):1-4
- Hardiyatmo, H,C, 2002. *Teknik Pondasi 1 Jilid Edisi Kedua*, Yogyakarta Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H,C, 2003. *Mekaniak tanah 2 Edisi ketiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H,C, 2006. *Teknik Pondasi 1 Jilid Edisi Ketiga*, Yogyakarta Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H,C, 2011. *Analisa Dan Perancangan Fondasi Bagian 1 Edisi Kedua*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H,C, 2011. *Analisa Dan Perancangan Fondasi Bagian II Edisi Ketiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Joseph E,Bowles, 1988. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Joseph E,Bowles, 1997. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- PT, ATELIER ENAM PM. Data-data proyek Gedung Menara BRI Pekanbaru, 2018, "Proyek Pembangunan GedungMenara BRI Pekanbaru", Pekanbaru.

PT, PP. Data-data proyek Gedung Menara BRI Pekanbaru, 2018, “Proyek Pembangunan Gedung Menara BRI Pekanbaru”, Pekanbaru.

Sulistia., Ayu Fithrosyam, 2018. *Analisis Daya Dukung Tanah Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Meyerhoff (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Jembatan Panda, Desa Panda Bima, Ruas jalan Talabiu - Bima Kabupaten. Universitas Mataram, Nusa Tenggara Barat.*



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau