

**ANALISA KUAT DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG MINI
BERDASARKAN DATA SONDIR PADA GEDUNG KANTOR BADAN
PERTANAHAN NASIONAL KOTA PEKANBARU**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Guna Memperoleh Gelar Sarjana
Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik Universitas Islam Riau**



OLEH :

MELINGGA JIANDI RAHMAD

NPM : 143 110 567

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS ISLAM RIAU

PEKANBARU

2021

**ANALISA KUAT DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI
TIANG MINI BERDASARKAN DATA SONDIR PADA
GEDUNG KANTOR BADAN PERTANAHAN NASIONAL
KOTA PEKANBARU**

TUGAS AKHIR

UNIVERSITAS ISLAM RIAU

DISUSUN OLEH :

MELINGGA JIANDI RAHMAD

NPM : 143110657

Diperiksa dan Disetujui Oleh :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Dr. Anas Puri, S.T., M.T.
Pembimbing


Tanggal : 24 September 2021

HALAMAN PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

**ANALISA KUAT DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI
TIANG MINI BERDASARKAN DATA SONDIR PADA
GEDUNG KANTOR BADAN PERTANAHAN NASIONAL
KOTA PEKANBARU**

DISUSUN OLEH :

**MELINGGA JIANDI RAHMAD
NPM : 143110657**

*Telah Disetujui Didepan Dewan Penguji Pada Tanggal 24 September 2021
Dan Dinyatakan Telah Memenuhi Syarat Untuk Diterima*

SUSUNAN DEWAN PENGUJI


Dr. Anas Puri, S.T., M.T.
Dosen Pembimbing


Roza Mildawati, S.T., M.T.
Dosen Penguji


Sri Hartati Dewi, S.T., M.T
Dosen Penguji

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, puji beserta syukur penulis ucapkan atas kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayahnya terhadap kita semua, sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan tugas akhir ini. Shalawat beserta salam tidak bosan-bosannya kita curahkan kepada pucuk junjungan umat islam sedunia yakni Nabi besar Muhammad SAW, yang telah mengantarkan kita dari zaman kegelapan kepada zaman yang terang benderang seperti saat sekarang ini,” sehingga saya dapat menyelesaikan tugas akhir ini sebagai syarat mahasiswa untuk memperoleh jenjang pendidikan Program Strata satu (S-1) pada fakultas teknik jurusan teknik sipil di universitas islam riau. Sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan skripsi ini dengan judul “*Analisa Kuat Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Mini Berdasarkan Data Sondir Pada Gedung Kantor Badan Pertanahan Nasional Kota Pekanbaru*”

Didalam penulisan Tugas Akhir ini, berdasarkan ilmu yang digunakan adalah ilmu yang didapatkan dari Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Riau serta ditinjau langsung dengan turun ke lapangan, tentunya ilmu-ilmu yang didapat lebih menjurus ke pelaksanaan dilapangan. Semoga dengan penulisan ini dapat menambah pengetahuan penulis di bidang penelitian laboratorium teknik sipil. Penulis sangat memahami pada Tugas Akhir ini masihnya belum memenuhi dari pada kata sempurna sehingga penulis sangat mengharapkan masukan dan arahan demi kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Akhir kata semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca baik itu rekan mahasiswa khususnya dan dunia pendidikan pada umumnya.

Asalamualaikum Rahmatullah Wabarakatuh

Pekanbaru, 2021

Melingga Jiandi Rahmad

UCAPAN TERIMA KASIH

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarokatuh

Atas segala kemurahan hati penulis, saya ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu penulis dan memberikan dorongan dan dukungan yang tidak terbatas, terutama kepada:

1. Bapak Prof. Dr. H. Syafrinaldi, S.H., M.C.I. sebagai Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Dr.Eng. Muslim, ST., MT. sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Mursyidah, M.Sc sebagai Wakil Dekan bidang Akademis Fakultas Teknik Universitas Riau
4. Bapak Dr. Anas Puri, S.T., MT. sebagai Wakil Dekan Bidang Administrasi & Keuangan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
5. Bapak Akmar Efendi, S.Kom., M.Kom. sebagai Wakil Dekan Bidang Kemahasiswaan, Alumni dan Kerjasama Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
6. Ibu Harmiyati, S.T, M.Si sebagai ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
7. Ibu Sapitri, S.T., M.T. sebagai Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
8. Bapak Dr. Anas Puri, S.T., M.T. sebagai Dosen Pembimbing I.
9. Ibu Roza Mildawati S.T., M.T. sebagai Dosen Penguji.
10. Ibu Sri Hartati Dewi, S.T., M.T. sebagai Dosen Penguji.
11. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
12. Seluruh Staf dan Karyawan/i Tata Usaha (TU) Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.

13. Seluruh Staf dan Karyawan/i Perpustakaan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
14. Orang tua tersayang Bapak Syamsumardi dan Ibu Alm. Masniyeti yang selama ini tak henti-hentinya mendoakan, memberikan semangat, dan memeberikan dorongan seperti moril, materil serta spiritual yang tidak terhitung jumlahnya, dan motivasi terhadap penulis untuk selalu berjuang mengapai cita-cita, dan menjadi inspirasi dan kekuatan terhadap sodara.
15. khususnya kepada Om dan Tante tercinta Yusniati dan Zulnaidi sudah banyak berkorban baik dalam finansial, berdiskusi dan memberikan dorongan moril dan materil serta semangat untuk studi ini.
15. Teman - teman Teknik Sipil yang membantu dalam bertukar informasi hingga selesainya tulisan ini.
17. Kepada pihak-pihak lain yang turut membantu yang tidak disebutkan dalam tulisan ini.

Semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi penulis dan bagi pembaca nantinya. Penulis sadar bahwa pada penulisan skripsi ini sangat banyak dijumpai kekurangan dan kelemahan. Penulisan selalu menerima saran dan kritik yang membangun dari pembaca sekalian demi menambah kesempurnaan tugas akhir ini. Semoga dengan terselesaikannya penulisan tugas akhir ini memberi manfaat bagi penulis dan semua yang telah membantu memperoleh pahala oleh Allah SWT.

Pekanbaru, Juni 2021

Melingga Jiandi Rahmad

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
HALAMAN PERSETUJUAN	
HALAMAN PENGESAHAN	
HALAMAN PERNYATAAN	
KATA PENGANTAR	i
UCAPAN TERIMAKASIH	ii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
DAFTAR NOTASI	xv
ABSTRAK	xix
BAB I. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah.....	3
1.3. Tujuan Penelitian	3
1.4. Manfaat Penelitian	3
1.5. Batasan Masalah	4
BAB II. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	5
2.2. Penelitian Sejenis Telah Dilakukan	5
2.3. Keaslian Penelitian.....	8

BAB III. LANDASAN TEORI

3.1. Defenisi Pondasi Tiang	9
3.2. Penyelidikan Tanah (<i>Soil Investigation</i>)	9
3.2.1. <i>Cone Penetration Test</i> (CPT).....	11
3.2.2. Klasifikasi Tanah dengan CPT	14
3.2.3. Koefisien Permeabilitas Tanah (k)	20
3.3. Berdasarkan cara penyaluran beban tiang terhadap tanah	24
3.4. Pra Kontruksi Pondasi Tiang	25
3.4.1. Proses Pemancangan Tiang Pancang	26
3.4.2. Alat-alat Pemancangan (<i>Driving Equipment</i>)	27
3.4.3. Terkait Permasalahan Pemancangan	27
3.5. Mini Pile System	28
3.5.1. Kuat Dukung Tiang dari hasil <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	32
3.5.2. Hasil <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	32
3.5.3. Kuat Dukung Pondasi Tiang Tunggal	39
3.5.4. Tiang Pancang.Kelompok (Pile Group)	40
3.5.4.1. Jarak antar tiang dalam.kelompok	42
3.5.4.2. Kapasitas Kelompok dan Efisiensi Tiang Pancang (mini pile) ..	43
3.6. Hitungan Tahanan Beban Lateral Ultimit	50
3.6.1. Kuat Dukung Lateral Ultimit memakai Metode <i>Broms</i>	52
3.7. Faktor Aman	55

3.8. Metode Elemen Hingga.....	57
3.8.1. Metode Elemen Hingga Bidang Geoteknik	57
3.8.2. Teori Deformasi	59
3.8.3. <i>Plaxis</i>	60
3.8.4. Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang MEH	61
3.8.5. Pemodelan Pada Program <i>Plaxis</i>	61
3.9. Penurunan Tiang	62
3.9.1. Penurunan Tiang Tunggal (Elastik Tiang)	62
3.9.2. Perkiraan Penurunan Kelompok Tiang (Pile Group)	64
3.9.3. Penurunan Izin Berdasarkan SNI 8460:2017	64
3.9.4. Penurunan Izin Berdasarkan <i>Flemming</i> 1922	64
3.10. Kuat Geser Tanah	65
BAB IV. METODE PENELITIAN	
4.1. Lokasi Penelitian	66
4.2. Data Teknis Gedung	66
4.2.1. Data Umum Proyek	67
4.2.2. Data Struktur	67
4.2.3. Spesifikasi Material Struktur	69
4.2.4. Data Konstruksi Gedung	70
4.2.5. Dimensi Elemen Struktur	71
4.3. Tahapan Penelitian	71
BAB V. HASIL DAN PEMBAHASAN	
5.1. Deskripsi Umum	75

5.2. Pengklasifikasian Tipe Tanah Menurut Hasil Sondir (CPT)	77
5.3. Hasil Analisa <i>Response Spectrum</i>	80
5.4. Analisa Pembebanan Struktur	83
5.4.1. Hitungan Keseluruhan Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Tunggal	89
5.4.2. Hitungan Keseluruhan Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Kelompok	92
5.4.3. Hasil Analisa Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Tunggal	95
5.4.4. Hasil Analisa Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Kelompok	97
5.5. Hasil Analisa Penurunan Konsolidasi Tiang mini Tunggal	99
5.6. Hasil Analisa Penurunan Pondasi Tiang Mini Kelompok	101
5.7. Hasil Analisa Defleksi Pondasi Tiang Mini Tunggal	103
5.8. Hasil Analisa Tegangan Geser Efektif Tanah Pondasi <i>Mini</i> Tunggal	105
5.9. Hasil Analisa Komparasi Penelitian Sebelumnya	107

BAB VI. KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan	110
Saran	113

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN A

LAMPIRAN B

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Data Sondir (Das, 1995)	16
Tabel 3.2	Hubungan antara Konsistensi dengan Tekanan Konus (Begeman, 1965).....	17
Tabel 3.3	Hubungan antara Es dengan qc (Das, 1995)	18
Tabel 3.4	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Bowles, 1997))	18
Tabel 3.5	Hubungan antara Jenis Tanah dan Poisson Ratio (Das, 1995))	19
Tabel 3.6	Hubungan antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah (Das, 1995)	19
Tabel 3.7	Nilai Harga Koefisien Permeabilitas Tanah pada Umumnya. (Das, 1988)	20
Tabel 3.8	Nilai n , e , w , γ_{unsat} , γ_{sat} , untuk Tanah Keadaan Asli Di Lapangan (Terzaghi, 1947))	22
Tabel 3.9.	Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Volume Kering untuk Beberapa Tipe Tanah yang Masih dalam Keadaan Asli. (Das, 1988))	23
Tabel 3.10.	Faktor ω Heijnen, DeRuiter dan Beringen. (Hary Christady Hardiyatmo, Teknik Pondasi 2)	33
Tabel 3.11	Faktor Empirik F_b dan f_s . (Titi dan Abu- Farsakh, 1999 dalam Toyeb,2009)	36
Tabel 3.12.	Nilai empirik untuk tipe tanah yang berbeda. (Titi dan Abu-	

Farsakh, 1999)	36
Tabel 3.13. nilai harga Parameter tanah sesuai tipe untuk Efisiensi (ASCE 1992)	47
Tabel 3.14. Nilai- nilai n_b untuk Tanah Granuler ($c = 0$) Hardiyatmo, 2008)	51
Tabel 3.15. Kriteria Tiang Kaku dan Tiang Tidak Kaku (Tomlinson, 1977)	52
Tabel 3.16. Penggunaan faktor aman klasifikasi struktur (Hardiyatmo, 2010).	56
Tabel 3.17. Nilai-nilai C_p (Vesic, 1977)	63
Tabel 4.1 Mutu Komponen Struktur Balok dan Plat Lantai	72
Tabel 4.2 Dimensi Kolom Gedung	73
Tabel 4.3 Dimensi Balok Gedung	73
Tabel 5.1. Data Tiang Mini	77
Tabel 5.2. Parameter <i>Response Spectrum</i> Kota Pekanbaru	81
Tabel 5.3. Periode <i>Response Spectrum</i>	83
Tabel 5.4. Faktor Keutamaan Gempa, I_e (SNI 1726-2012 Tabel 2)	85
Tabel 5.5. Kombinasi Pembebanan Tanah Lunak	85
Tabel 5.6. Kecepatan Angin Provinsi Riau (Sumber: BMKG)	86
Tabel 5.7. Hasil SAP2000 Maksimum Pembebanan Akibat Beban Mati, Hidup Dan Gempa Pada Pondasi Tiang Mini Kelompok.	87

Tabel 5.8 . Hasil gaya aksial, lateral dan momen akibat beban mati & hidup pondasi tiang mini 25x25.	88
Tabel 5.9 Hasil Sap2000 maksimum gaya aksial, lateral dan momen akibat beban mati, hidup & gempa pada pondasi tiang mini tunggal 25x25	89
Tabel 5.10. Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Tunggal (Q_u)	89
Tabel 5.11. Faktor Aman Kuat Dukung Tiang mini Tunggal	91
Tabel 5.12. Kuat Dukung Pondasi Tiang mini Kelompok (Q_{gu}) dengan Metode <i>Converse - Labarre Formula</i> (AASHO) (E_g)	92
Tabel 5.13. Faktor Aman Kuat Dukung Tiang Mini Kelompok	95
Tabel 5.14. Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Tunggal (H_u)	95
Tabel 5.15. Faktor Aman Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang mini Tunggal	97
Tabel 5.16. Kuat dukung Lateral Pondasi Tiang mini Kelompok (H_{gu})	97
Tabel 5.17. Faktor Aman Beban Lateral Pondasi Tiang Mini Kelompok	99
Tabel 5.18. Penurunan Pondasi Tiang Mini Tunggal	99
Tabel 5.19. Penurunan Pondasi Tiang Mini Kelompok (<i>group</i>)	101
Tabel 5.20. Defleksi Pondasi Tiang Mini Tunggal	103
Tabel 5.21. Tegangan Geser Efektif Tanah Pondasi Tiang Mini tunggal	105
Tabel 5.22. Hasil Perbedaan Peneliti dengan Penelitian Terdahulu	107

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1. Ukuran Alat Sondir Mekanis	12
Gambar 3.2. Proses Penetrasi Sondir	13
Gambar 3.3. Hasil Uji data sondir proses laporan Sumber: Sardjono	14
Gambar 3.4. Klasifikasi Tanah (Robertson dan Campanella, 1983)	15
Gambar 3.5. Diagram Fase Tanah.Sumber: Sardjono,	21
Gambar 3.6. Pondasi Tiang Pancang Dengan Tahanan Ujung (<i>End Bearing Pile</i>).....	24
Gambar 3.7. Pondasi Tiang Pancang Dengan Tahanan Gesekan (<i>Friction Pile</i>).....	24
Gambar 3.8. Pondasi Tiang Pancang Dengan Tahanan Lekatan (<i>Adhesive Pile</i>).	25
Gambar 3.9. Beban–Beban yang Bekerja pada Kepala Tiang.	26
Gambar 3. 10. Beban–Beban yang Bekerja pada Tubuh Tiang. Suyono, 1990	26
Gambar 3.11. Detail Sambungan Ujung Plat. (Sumber : PT. Perintis Mini Pile, “Teknologi Teori Mini Pile System”)	31
Gambar 3.12. Perkiraan perlawanan konus minimum rata-rata (Titi & Farsakh, 1999 dalam Toyeb,2009).	37
Gambar 3.13. Kurva penetrasi untuk gesekan kulit pada sisi tiang pada tanah pasir (Titi & Farsakh, 1999 dalam Toyeb, 2009)	39
Gambar 3.14. Pola-pola kelompok tiang pancang khusus: (a) Untuk kaki	

tunggal, (b) Untuk dinding pondasi. Sumber: Bowles,1991	41
Gambar 3.15. Pengaruh tiang akibat pemancangan.	42
Gambar 3.16. Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang : (a) Tiang tunggal, (b) Kelompok tiang. Sumber: Hardiyatmo, 2002	44
Gambar 3.17. Asumsi Panjang Tekuk. (Sumber: Sunggono)	50
Gambar 3.18. Model Pondasi Tiang Pancang	61
Gambar 4.1. Lokasi Proyek Penelitian.	66
Gambar 4.2. Denah Pondasi.....	68
Gambar 4.3. Denah titik pondasi yang ditinjau axis 138-139 P2	69
Gambar 4.4. Potongan A-A Pile Cap P4.....	69
Gambar 4.5. Bagan Tahapan Pelaksanaan penelitian	73
Gambar 4.6. Bagan alir analisis	74
Gambar 5.1 Denah Titik Pondasi.	75
Gambar 5.2 Grafik Sondir, (a) Grafik <i>Cone Resistance</i> dan (b) Grafik <i>Friction Ratio</i>	78
Gambar 5.3 Pondasi tiang mini kelompok (<i>axisymmetric</i>) pada program <i>plaxis 2D</i>	79
Gambar 5.4 Pondasi tiang mini tunggal (<i>plane strain</i>) pada program <i>plaxis</i>	80
Gambar 5.5 <i>Response Spectrum</i> Desain Kota Pekanbaru (Sumber: PUSKIM)	83

Gambar 5.6 Perbandingan kuat dukung pondasi tiang mini tunggal (Q_u)
 antara metode statis dan metode elemen hingga 2D.....90

Gambar 5.7 Perbandingan kuat dukung pondasi tiang mini kelompok
 (Q_{gu}) nomor 138 antara metode statis dan metode elemen
 hingga 2D.....94

Gambar 5.8 Perbandingan kuat dukung lateral (H_{gu}) pondasi tiang mini
 tunggal nomor 138 antara metode Broms dan metode elemen
 hingga 2D.96

Gambar 5.9 Perbandingan kuat dukung lateral (H_{gu}) pondasi tiang mini
 kelompok nomor 138 antara metode Broms dan metode
 elemen hingga 2D.98

Gambar 5.10 Perbandingan penurunan pondasi tiang mini tunggal nomor
 138 antara metode statis dan metode elemen hingga 2D.100

Gambar 5.11 Perbandingan penurunan pondasi tiang mini kelompok
 nomor 138 antara metode statis dan metode elemen hingga
 2D.102

Gambar 5.12 Perbandingan defleksi pondasi tiang mini tunggal pada titik
 pondasi nomor 138 antara metode Broms dan metode elemen
 hingga 2D.....104

Gambar 5.13 Grafik tegangan geser efektif tanah pondasi tiang mini
 tunggal titik 138 dengan metode elemen hingga 2D.106



DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN A

- A. Klasifikasi Tanah dengan CPT
- B. Sistem struktur
- C. Analisa Pembebanan Struktur
 - C.1. Perhitungan Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Pada Titik Sondir 3 (S-3) Dengan kedalaman 12,80 Meter
 - C.2. Analisa Perhitungan Gaya Yang Bekerja Pada Kelompok Tiang
 - C.3. Perhitungan Kuat Dukung Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi Group
 - C.4. Analisa Kapasitas Lateral Dan Defleksi Dengan Metode Broms Pondasi Mini Pile
 - C.5. Analisis Penurunan Yang Terjadi Berdasarkan Data Sondir
 - C.5.1. Analisa Penurunan Konsolidasi Pondasi Mini Pile Tunggal 138
 - C.5.2. Analisa Penurunan Konsolidasi Pondasi Mini Pile Tunggal 139
 - C.5.3. Analisis Penurunan Pondasi Mini Pile Kelompok (*Group*)
- D. Analisis Kuat Dukung Pondasi Mini Pile Dengan Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis 2D V 8.5
 - D.1. Analisis Kuat Dukung Pondasi Mini Pile Tunggal As 138 Dengan Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis 2D V 8.5
 - D.2. Analisis Kuat Dukung Mini Pile Group As 138-139 Dengan Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis 2d V 8.2

LAMPIRAN B DATA SEKUNDER

LAMPIRAN C DATA ADMINISTRASI

DAFTAR NOTASI

A_b	= Luas penampang tiang (cm ²)
A_p	= luas penampang tiang (m ²)
A_s	= Luas selimut tiang (cm ²)
B	= Lebar tiang kelompok
β	= faktor tidak berdimensi
c	= kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m ²)
c'_d	= kohesi menurut keadaan tegangan efektif
D	= Diameter tiang
D_f	= kedalaman pondasi (m).
E	= Modulus elastis
Δe	= Perubahan angka pori
e_o	= Angka pori awal
e_1	= Angka pori saat berakhirnya konsolidasi
E_g	= Efisiensi kelompok tiang
E_p	= modulus <i>Young</i> bahan tiang (21×10^6 kN/m ²)
E_s	= modulus elastisitas tanah (kN/m ²)
f	= keseimbangan gaya horizontal
F_b	= Faktor empirik yang tergantung pada tipe tanah
f_b	= Tahanan ujung satuan (kg/cm ²)
f_s	= Tahanan gesek satuan (kg/cm ²)

- H = Tebal lapisan tanah yang ditinjau.
 H_{total} = lateral *ultimate* (kN)
 I = inersia tiang (m^4)
 I_{wp} = faktor yang berpengaruh (0.85)
 I_{ws} = faktor yang berpengaruh
 K_f = Koefisien tak berdimensi
 K_c = Koefisien tak berdimensi yang nilainya bergantung pada tipe tiang
 k_h = koefisien reaksi *subgrade* (kN/m^3)
 K_p = koefisien tekanan tanah pasif
 L = Panjang tiang (m)
 L_d = Tinggi blok
 L_g = Panjang blok
 m = Jumlah baris tiang
 M_u = momen ultimit arah y (kN)
 $\sum M_{sf}$ = nilai *phi reduction*
 M_y = momen arah y (kN)
 n = Jumlah tiang dalam satu baris
 N_c = faktor kuat dukung
 n_h = koefisien variasi modulus (kN/m^3)
 μ_i = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H
 μ_o = Faktor koreksi untuk kedalaman fondasi D_f
 μ_s = angka poisson tanah
 Φ = sudut geser dalam efektif

- P = Beban yang berkerja
- P_u' = beban ultimit total untuk pondasi dalam (ton)
- P_u = beban ultimit total untuk pondasi dangkal (ton)
- P_s = tahanan gesek pada dinding pondasi (ton)
- p = Angka pori saat akhir konsolidasi primer
- Q = beban aksial (kN)
- Q_a = Kuat dukung ijin tiang
- q_b = Tahanan ujung sondir (kN/m²)
- q_c = tahanan konus (kg/cm²)
- q_{c1} = q_c rata-rata pada zona 0,7d atau 4d di bawah dasar tiang (kg/cm²)
- q_{c2} = q_c rata-rata pada zona 8d di atas dasar tiang (kg/cm²)
- q_{ca} = Tahanan konus rata-rata (kg/cm²)
- q_f = Tahanan gesek sisi konus (kg/cm²)
- q_f = Tahanan gesek sisi konus (*sleeve friction*) (kg/cm²)
- Q_g = Kuat dukung maksimum kelompok tiang
- Q_{wp} = Beban yang dipikul ujung tiang dibawah kondisi beban kerja (kN)
- Q_{ws} = Beban yang dipikul kulit tiang dibawah kondisi beban kerja (kN)
- q_{wp} = Beban titik per satuan luas tiang (Q_{wp}/A_p) (kN/m²)
- Q_{ult} = Kuat dukung tiang bor (kN)
- S = Jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)
- S = Penurunan tiang total (mm)
- S₁ = Penurunan batang tiang (mm)
- S₂ = Penurunan tiang akibat beban titik (mm)

S_3	= Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang (mm)
S_c	= Penurunan konsolidasi primer
S_g	= penurunan kelompok tiang (m)
S_i	= Penurunan segera
S_s	= Penurunan konsolidasi sekunder
t_1	= Saat waktu setelah konsolidasi primer berhenti
ξ	= tegangan geser
τ'_d	= kuat geser tanah
σ'	= tegangan normal pada bidang geser
ϕ'_d	= sudut ketahanan geser
V	= poisson ratio
ω	= Koefisien korelasi yang bergantung pada OCR
γ	= berat isi tanah
z	= kedalaman dari permukaan tanah (m)



**ANALISA KUAT DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG MINI
BERDASARKAN DATA SONDIR PADA GEDUNG BADAN PERTANAHAN
NASIONAL KOTA PEKANBARU**

MELINGGA JIANDI RAHMAD

NPM: 143110657

ABSTRAK

Pondasi sebagai dasar bangunan harus mampu memikul beban bangunan untuk di teruskan sampai ke dasar tanah di bawahnya, maka dari itu penulis hanya ingin mengetahui analisa kuat dukung tanah dan pondasi yang ditinjau mengalami kondisi tanah ekstrim diperoleh dari data sondir oleh karena itu penulis mengambil studi kasus ini sebagai dasar pemilihan judul ini yang ditinjau yaitu pondasi yang memiliki beban aksial dan beban lateral maksimum, tujuan dari penelitian ini untuk mengetahui perbandingan kuat dukung pondasi tiang mini menggunakan alat hidrolik jack terhadap beban aksial maksimum dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D dan mengetahui perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang mini tunggal dan kelompok, mengetahui kuat dukung pondasi tiang mini tunggal dan kelompok terhadap beban lateral maksimum dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D dan mengetahui tegangan geser yang terjadi pada tanah dibawah pondasi,

Dalam menganalisa beban yang berkerja pada bangunan dihitung menggunakan software SAP2000, dengan menggunakan (SNI 03 1726 -2012 tentang Persyaratan Analisis Gempa dan SNI 03-1727-2013 untuk pembebanan gedung) metode yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D, untuk menghitung kuat dukung tiang mini tunggal pada pondasi grup AS 138-139 yang memiliki beban aksial maksimum digunakan 3 metode statis yaitu metode Schertmann & Nottingham, Aoki & De Alencer, dan Mayerhoff, pada metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan dengan *interface* digunakan metode axisimetri, untuk menghitung kuat dukung tiang mini tunggal lateral maksimum pada pondasi grup AS 138 digunakan metode Broms untuk menghitung penurunan pondasi tiang mini tunggal yang terjadi pada pondasi AS 138 dihitung menggunakan metode penurunan elastic tiang dan penurunan konsolidasi.

Hasil dari penelitian ini menunjukkan perbandingan kuat dukung pondasi AS 138-139 menggunakan metode statis memiliki kuat dukung paling besar dibandingkan menggunakan metode elemen hingga 2D. Perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi menggunakan metode statis lebih kecil dari pada penurunan izin sebesar 6 cm, dibandingkan menggunakan metode elemen hingga 2D penurunan yang terjadi jauh lebih besar dari pada penurunan izin, hasil analisa beban lateral pada pondasi AS 138 menggunakan metode *Broms* tidak mampu memikul beban lateral yang bekerja sebesar 90,321 kN dengan beban lateral pondasi lebih kecil dari 137,413 kN, hasil analisa tegangan geser efektif tiang mini menggunakan metode elemen hingga 2D didapat tegangan geser efektif dengan *interface* dan tanpa *interface*, lebih kecil dari tegangan normal tanah didapatkan sebesar 240 kN/m² menurut metode Boussinesq.

Kata Kunci: Analisa Kuat Dukung, Penurunan, Tiang Mini

**STRONG ANALYSIS OF SUPPORT AND REDUCTION OF MINI PILE
FOUNDATIONS BASED ON SONDIR DATA ON THE NATIONAL LAND
BODY BUILDING OF PEKANBARU CITY**

MELINGGA JIANDI RAHMAD

NPM: 143110657

ABSTRACT

The foundation as the basis of the building must be able to bear the load of the building to be carried on to the ground beneath it, therefore the author only wants to know the analysis of the bearing strength of the soil and the foundation that is reviewed experiencing extreme soil conditions obtained from sondir data, therefore the author takes this case study As the basis for selecting this title, the foundation that has a maximum axial load and lateral load is reviewed, the purpose of this study is to determine the ratio of the bearing strength of a mini pile foundation using a hydraulic jack to the maximum axial load with the static method and the 2D finite element method and determine the settlement ratio. that occurs in single and group mini pile foundations, knowing the bearing strength of single and group mini pile foundations against maximum lateral loads with static methods and 2D finite element methods and knowing the shear stresses that occur in the soil under the foundation,

In analyzing the load acting on the building, it is calculated using SAP2000 software, using (SNI 03 1726-2012 on Earthquake Analysis Requirements and SNI 03-1727-2013 for building loading) the methods used in this study using static methods and 2D finite element methods, To calculate the bearing strength of single mini piles on group AS 138-139 foundations which have a maximum axial load, 3 static methods are used, namely the Schertmann & Nottingham, Aoki & De Alencer, and Mayerhoff methods, the 2D finite element method without interfaces and the axisymmetric method with interfaces. To calculate the maximum lateral single mini pile bearing strength on the AS 138 group foundation, the Broms method is used to calculate the settlement of the single mini pile foundation that occurs in the AS 138 foundation calculated using the pile elastic settlement method and consolidation settlement.

*The results of this study indicate that the comparison of the bearing strength of the AS 138-139 foundation using the static method has the greatest bearing strength compared to using the 2D finite element method. Comparison of settlement that occurs in the foundation using the static method is smaller than the clearance decrease of 6 cm, compared to using the 2D finite element method the settlement that occurs is much greater than the allowable settlement, the results of the analysis of lateral loads on the AS 138 foundation using the Broms method are not able to carry The lateral load that works is 90.321 kN with the lateral load of the foundation smaller than 137.413 kN, the results of the analysis of the effective shear stress for mini piles using the 2D finite element method, the effective shear stress with interface and without interface, smaller than the normal soil stress, is 240 kN/ m² based on the Boussinesq method. **Key Word: Support Strength Analysis, Decrease, Mini Pole***

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pengerjaan rangka bawah struktur pondasi ialah langkah awal pelaksanaan elemen struktur. Dalam sebuah konstruksi pengerjaan pondasi mempengaruhi kestabilan seluruh rencana pembangunan gedung, biasanya pondasi bermakna sebagai elemen paling bawah pada struktur dan melanjutkan kuat tekan bangunan ke dasar pondasi (Hardiyatmo, 2002)

Dalam penerusan beban dari pondasi ke dasar lapisan tanah dapat diartikan tepat sasaran apabila perkiraan pondasi tidak melebihi daya lekat dasar struktur tanah, jika melebihi daya lekat akan terjadi kelebihan penurunan serta timbulnya keruntuhan dasar (Hulu, 2015)

Pada aturan pemilihan pondasi yang dilakukan untuk jenis konstruksi beban ringan dan kondisi lapisan tanah yang baik umumnya hanya memakai tipe pondasi dangkal sedangkan pada bangunan atas pondasi merupakan beban Aksial yang besar harus memakai jenis pondasi dalam yang dipakai. Berikut aturan dalam perancangan gedung kantor BPN pada Badan Standarisasi Nasional Indonesia merevisi SNI tersebut baik dari segi konten maupun inputnya yaitu “SNI 031727-2013 Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung Dan Bangunan Lain dan SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Stuktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung, sebagai revisi dari SNI-1726-2002”.

Proyek gedung perkantoran Biro Pertanahan selesai pada akhir tahun 2018, dengan tinggi 13,8m dan total 2 lantai. Menurut hasil survei tanah berdasarkan pengujian data Sondir, dijumpai tanah keras pada kedalaman rata-rata 12 meter di atas permukaan tanah. Mempertimbangkan situasi di atas, pertimbangan awal adalah diperlukan pondasi tiang kecil (*mini pile*), yang dapat dilakukan di daerah pemukiman padat, dan pondasi dapat dilakukan setelah

ditinjau oleh konsultan proyek. Sesuai pada rencana awal dipakai sistem hydraulic sistem statis pressure (*jacking*).

Pada hasil yang dijumpai, pengamatan tanah menggunakan metode statis. Metode pengamatan tanah statis ialah penyelidikan dengan peralatan yang dipakai cone penetrasi test (CPT). "suatu indeks yang menggunakan rumus empiris untuk menyatakan daya dukung tanah" (Hardiyatmo, 2002).

Pada perhitungan Kuat dukung tiang mini ini, agar penulis mengetahui kuat dukung yang dihasilkan, Bisa dilihat melalui beberapa metode yang dapat dicari perbandingan dan persamaannya. Masalah ini harus diselesaikan, karena hasil yang diperoleh setelah pengujian jauh dari yang diharapkan, dan masih dapat diperoleh nilai yang lebih presisi, terutama untuk jenis tanah kohesi tinggi.

. 1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas didapatkan rumusan masalah sebagai berikut:

1. Apakah kuat dukung pondasi tiang mini terhadap beban tiang menggunakan peraturan (SNI 03 1726 -2012 tentang Persyaratan Analisis Gempa dan SNI 03-1727-2013 untuk pembebanan gedung) yang berdasarkan data sondir *existing* dengan metode statis dan MEH 2D apakah aman terhadap beban yang berkerja pada pile cap?
2. Apakah pondasi tiang mini yang direncanakan berdasarkan data sondir, memenuhi syarat aman dan penurunan?
3. Apakah tegangan geser efektif tanah dapat memenuhi syarat yang diizinkan?

1.3. Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang disebutkan diatas, tujuan yang diinginkan penulis pada penelitian ini ialah sebagai berikut :

1. Mengetahui kuat dukung pondasi berdasarkan data sondir *existing* dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D aman terhadap beban yang berkerja.
2. Mengetahui faktor aman dan penurunan pada pondasi tiang mini dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D.
3. Mengetahui hitungan tegangan geser efektif tanah apakah memenuhi persyaratan yang diizinkan

1.4. Manfaat Penelitian

Manfaat yang akan diperoleh dari penelitian ini diantaranya sebagai berikut:

1. Untuk penulis, sebagai informasi serta referensi pada peneliti selanjutnya dalam merencanakan pondasi tiang mini berdasarkan dengan (SNI 03-1726-2012 dan SNI 2847-2013).
2. Bagi Pembaca, sebagai acuan dalam merencanakan pondasi tiang mini yang aman.
3. Sebagai informasi dalam memilih jenis pondasi untuk bangunan tinggi dengan jenis tanah yang berbeda.
 1. Rekan- rekan mahasiswa yang ingin melakukan penelitian serupa;
 2. Semua pihak yang memerlukan informasi untuk memahami perihal tentang yang diujikan dari penelitian ini.

1.5. Pembatasan Masalah

Terhadap pengerjaan kontruksi gedung Kantor BPN kota Pekanbaru banyak masalah yang bisa ditinjau dan dibahas, oleh sebab itu dalam penulisan ini seharusnya dilakukan suatu pembatasan masalah yang bertujuan untuk dapat terhindar dari kesalahan dan penyimpangan pada permasalahan yang disampaikan menyebabkan poin-poin yang disampaikan tidak meleset dari tujuan awal. Meskipun begitu, masalah ini tidak begitu berarti akan mengurangi arti dari poin-poin permasalahan yang disampaikan disini, melainkan hanya karena

keterbatasan belaka. Agar hasil penelitian ini optimal, perlu dilakukan pembatasan ruang lingkup masalah yang akan dibahas:

1. Menghitung ulang beban struktur gedung yang berkerja dengan variasi pembebanan yaitu beban mati, beban hidup dan beban gempa.
2. Dengan memakai App SAP2000, untuk hitungan beban aksial, lateral serta momen
3. Memakai hitungan dari beberapa metode ahli, metode *Aoki&Alancer*, metode *schertmann & Nothinghamm* serta metode *Mayerhoff* untuk kuat dukung tanah
4. Memakai kuat dukung *mini pile* tunggal dan kelompok dengan MEH 2D dengan menggunakan aksisimetri
5. Melakukan hitungan beban lateral dan beban defleksi *mini pile* tunggal dengan metode *Broms* dan MEH 2D beban analisis Axysimetris
6. Mengitung penurunan konsolidasi *mini pile* tunggal dengan metode *vesic* dan MEH 2D analisis Axysimetris, dan *mini pile* kelompok menggunakan metode *flemming* dan MEH 2D analisis planestrain
7. Beban yang diambil berdasarkan data PT.Tiga Putri.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Dipenelitian ini dilakukan peninjauan kuat dukung pondasi tiang mini terhadap pembangunan gedung kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru Riau, berdasarkan data analisis, sondir dan calendring untuk memperhitungkan kuat dukung yang dihasilkan sehingga pondasi tersebut menjadi aman.

2.2. Penelitian Sejenis Yang Telah Dilakukan

PT. Artha Asri Arsindo (2018), pada “Perencanaan Pembangunan kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru”. Untuk mendesain pondasi menggunakan referensi “Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung PPIUG 1983, Tata cara perhitungan Struktur Beton Untuk bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002), Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI-1726-2002)”. Merencanakan masing-masing pile berdasarkan beban kerja dan menghitung besarnya beban aksial maksimum yang bekerja pada masing-masing tiang. Berdasarkan data sondir perhitungan kuat dukung pada kedalaman 5,5m, didapat tekanan sebesar 23 mpa atau di konfersikan ke beban diperoleh kuat dukung izin tiang 115,5 ton. Dan selanjutnya pada pada kedalaman 12m, namun tekanan hanya 10 mpa atau di konfersikan ke beban diperoleh kuat dukung izin tiang 50,6 ton, sehingga pembebanan yg diharapkan telah terpenuhi sebesar 23 mpa.

Ramadani (2009) Pondasi berguna sebagai penahan bangunan serta menyalurkan berat bangunan ke struktur tanah dengan daya dukung yang cukup. Karena itu, bangunan harus diperhitungkan pondasinya agar terjaga stabilitas bangunan terhadap beratnya sendiri struktur, beban kerja, dan gaya eksternal (seperti tekanan angin, gempa bumi, dll). Dan tak diizinkan melewati batas izin.

Tujuan pada riset ini adalah buat mengira dan menganalisis daya dukung tiang menggunakan data dari sondir dan uji penetrasi standar (SPT), dan untuk membedakan hasil hitungan tersebut dengan hasil pemancangan berbagai metode

survei, dan untuk menghitung tiang dengan berbagai metode *mini pile* sistem. Tahapan mengamati data informasi ialah proses mengerjakan penelitian observasional di lokasi, berkonsultasi dengan kontraktor pelaksana, dan melakukan penelitian literatur.

Pada proses perencanaan struktur, perhitungan daya dukung tiang didasarkan pada data sondir menggunakan metode langsung, SPT menggunakan metode Mayrhof dan kuat dukung tiang dihitung menggunakan pembacaan manometer pada alat hydraulic jacking untuk pemasangan pemancangan. Hasil perhitungan kapasitas beban maksimum tiang dengan kedalaman yang sama (*mini pile*) adalah “data sondir 76.580 ton, data SPT 64.889 ton”, data tiang harian 45.000 ton (*manometer*) dan data pemakaian.

Edward (2019) Pondasi ialah suatu struktur yang utama dalam suatu struktur bangunan, untuk itu suatu pondasi harus direncanakan dengan melihat kondisi tanah dan beban yang akan bekerja di atas pondasi. Pondasi yang ditinjau dalam penelitian ini yaitu yang memiliki beban aksial dan beban lateral maksimum, adapun tujuan pada riset ini untuk mengamati perbandingan kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal terhadap beban aksial maksimum dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, mengetahui perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang pancang tunggal dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal terhadap beban lateral maksimum dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D dan mengetahui tegangan geser yang terjadi pada tanah disekitar pondasi. Data tanah dan gambar struktur diambil dari proyek pembangunan Gedung Menara BRI Kota Pekanbaru.

Metode yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D, untuk menghitung kapasitas dukung tiang pancang tunggal pada pondasi grup AS 6-D yang memiliki beban aksial maksimum digunakan 3 metode statis yaitu metode Meyerhof 1956, Paulosdan Davis, Coyle dan Castello, serta untuk metode elemen hingga 2D digunakan metode axisimetri, untuk menghitung kapasitas dukung tiang pancang tunggal lateral maksimum

pada pondasi grup AS 5-E digunakan metode Broms untuk menghitung penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang terjadi pada pondasi AS 6-D dihitung menggunakan metode penurunan elastic tiang dan metode elemen hingga 2D yang digunakan adalah metode axisimetri.

Hasil dari penelitian ini menunjukkan perbandingan kapasitas dukung pondasi AS 6-D No.138 menggunakan metode statis memiliki kapasitas dukung paling kecil disbanding menggunakan metode elemen hingga. Perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi menggunakan metode statis lebih besar dan penurunan lebih besar dari pada penurunan izin sebesar 6 cm dibandingkan menggunakan metode elemen hingga 2D penurunan yang terjadi lebih kecil dari pada penurunan izin, hasil analisa kapasitas beban lateral pada pondasi AS 5-E No.114 menggunakan metode *Broms* mampu memikul beban lateral yang bekerja dengan beban lateral 7,23 dan kapasitas beban lateral pondasi sebesar 23,01 ton, hasil analisa tegangan geser efektif tiang pancang menggunakan metode elemen hingga 2D didapat tegangan geser efektif dengan *interface* sebesar 41,19kN/m² sedangkan tanpa *interface* sebesar 41,16kN/m².

Mohta (2019), Rancangan gedung Arsip dan Perlengkapan Dinas Kesehatan Provinsi Riau sebelumnya menggunakan pedoman “peraturan SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung dan SNI 1726-2002 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung”. Adapun hal yang ingin di capai dari penulisan ini memperkirakan kuat dukung aksial, kuat beban lateral, penurunan, defleksi tiang bor, memakai metode statis dan metode elemen hingga 2D untuk data sondir terhadap peraturan baru “(SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1727-2013)” yang kemudian membandingkan dengan kuat dukung antara peraturan SNI lama dan baru.

Metode analisis yang digunakan berupa kuantitatif. Pengumpulan data sekunder yaitu data sondir, beban struktur dan uji PDA. Penelitian ini menghitung ulang beban struktur menggunakan kombinasi SNI 1726-2012 dan kemudian menghitung kuat dukung tiang bor menggunakan metode statis

(Schertmann & Nottingham, Aoki de Alencer) dan metode elemen hingga menggunakan *Plaxis 2D*.

Untuk kuat dukung tiang bor tunggal dalam menggunakan metode Schertmann & Nottingham sebesar 1.537,324 kN, metode Aoki & De Alencer sebesar 1.054,964 kN dan MEH 2D sebesar 1.393,61 kN. Sedangkan untuk tiang kelompok dengan menggunakan metode Schertmann & Nottingham sebesar 2.705,69 kN, metode Aoki & De Alencer sebesar 1.856,74 kN, MEH 2D sebesar 2.465,27 kN. Dimana defleksi pondasi tiang bor kelompok dengan metode Broms sebesar 30,04 mm dan MEH 2D sebesar 23,95 mm. Dari hasil Tinjauan kuat dukung tiang bor menggunakan peraturan terbaru (SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1727- 2013) dengan peneliti mengambil faktor aman sebesar 2,5 memenuhi syarat yang diizinkan. Maka dapat disimpulkan pondasi tiang bor dengan SNI 1727-2002 aman karena memenuhi syarat yang diizinkan.

2.3. Keaslian penelitian

Dalam hal yang ingin dikemukakan oleh pengamat pada penulisan ini mempunyai perbandingan seperti letak lokasi studi, keadaan tanah, kedalaman mini pile, intensitas beban, dimensi mini pile dan fungsi bangunan. Serta dengan memakai 3 metode statis serta MEH 2D, untuk beban lateral memakai metode Broms, serta menghitung penurunan mini pile memakai metode langsung dan konsolidasi. Oleh sebab itu segala penulisan ini merupakan benar-benar hasil riset penulis serta penelitian ini belum sempat diteliti tadinya selaku objek penelitian skripsi atau tugas akhir.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Defenisi Pondasi Tiang

Pondasi tiang ialah suatu kontruksi rangka pada dasar struktur (sub-structure) dalam bentuk tiang yang dimasukan kedalam tanah yang bertujuan menyalurkan beban pada struktur atas bangunan (upper structure) kepada dasar tanah dengan tidak menyebabkan penurunan muka tanah serta geser tanah dan keruntuhan tanah atau pondasi tidak efisien (Suhardjito, 1988/1989).

Ketika lapisan tanah yang kuat berada sangat dalam, pondasi tiang berfungsi untuk menopang bangunan pada kondisi tersebut. Struktur dasar jenis ini dapat dipakai untuk menopang struktur bangunan yang mengalami gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan bertingkat yang dipengaruhi oleh beban angin dan gaya guling. (Hardiyatmo, 2008).

3.2. Penyelidikan Tanah (*Soil Investigation*)

Terhadap desain pondasi harus di pahami lebih dulu lapisan penyusun tanah sebenarnya di sesuatu lokasi serta dari ilustrasi tanah yang diambil hasilnya diuji dilaboratorium dari bermacam kedalaman susunan tanah serta bisa jadi penting juga untuk diketahui hasil penelitian lapangan yang dikerjakan saat peroses kontruksi rangka struktur atau gedung sekitar yang dibangun pada daerah lingkungan yang seragam.

Pengamatan atau penyelidikan tanah merupakan sesuatu aktivitas yang dicoba agar dapat mengenali karakter serta ciri tanah untuk kebutuhan (rekayasa engeneering). Adapun hal yang ingin dicapai dari pengamatan tanah ini yang biasanya mencakup arti – arti seperti berikut:

- a. Dengan memastikan keadaan normal serta susunan lapisan tanah di posisi yang diteliti.

- b. Dengan mengambil (undisturbed) contoh tanah asli dan (disturbed) tidak asli buat mengenali jenis tanah dengan virtual serta buat kebutuhan pengujian dilaboratorium;
- c. Buat memastikan kedalaman tanah keras;
- d. Buat melaksanakan uji lapangan(in-situ field test) semacam uji rembes, uji penetrasi baku serta uji geser vane
- e. Dengan mengamati kepastian benar tidaknya munculnya permasalahan khusus sikap konstruksi yang telah terjadi di dekat lokasi tersebut.
- f. Dengan melihat kondisi pengaliran air tanah dim lokasi tanah.

Aturan penyelidikan tanah pada sesuatu konstruksi secara universal bisa dipecah jadi 4 jenis utama, ialah:

1. Pisahkan data eksisting dari bangunan yang diusulkan, yang meliputi bentuk struktur bangunan serta kegunaannya kedepannya, persyaratan konstruksi lokal, serta data tiang dan kekuan dinding sebagai penahan.
2. Konsolidasi data kondisi tanah dasar lokal yang diperoleh. Jika ahli geologi yang memimpin proyek mengerjakan studi terlebih dulu dengan teliti pada data yang dimiliki terhadap keadaan muka tanah di lokasi, pekerjaan penelitian tanah akan menghasilkan penghematan yang signifikan karena data yang dimiliki akan menunjukkan pemahaman yang lebih terhadap tipe serta permasalahan kondisi lingkungan mungkin saja di temukan disaat pemancangan lubang di tanah riset.
3. Kunjungan oleh Ahli geologi yang ingin mengadakan riset bentuk atau jenis pada tempat dan sekitaran proyek, disebabkan dari banyaknya riset lapangan yang dilakukan dari data yang diperoleh tersebut amat bermanfaat dalam merencanakan konstruksi lebih lanjut .
4. Tinjauan lokasi rinci di bagian ini mencakup penerapan beberapa uji coba dan koleksi ilustrasi tanah asli, serta tidak asli dari bermacam kedalaman untuk diinspeksi langsung ataupun diuji di laboratorium.

untuk pengambilan ilustrasi tanah bisa dicoba dengan sebagian metode ialah memakai perlengkapan “alat *split spoon standard*, dan tabung berdinding tipis serta pengambilan ilustrasi tanah dengan perlengkapan piston”. (Sardjono,1988)

3.2.1. *Cone Penetration Test (CPT)*

Uji sondir atau CPT ialah percobaan pada pemakaian peralatan Sondir dengan berbentuk ujung konus dengan sudut 60° , dan luasan ujungnya adalah $1,54 \text{ in}^2$ (10 cm^2). Perangkat tersebut dipakai untuk terus menekan ke dalam tanah dengan kecepatan konstan 20 mm/s , sambil terus menerus mengukur resistensi (q_c) tanah terhadap penetrasi kerucut.

Dari segi kapasitas, peralatan Sondir dapat dibagi menjadi dua jenis: light probe (2 ton) dan heavy probe (10 ton). Light probe digunakan untuk mengukur tekanan kerucut hingga 150 kg/cm^2 atau kedalaman maksimum 30 meter, dan untuk mempelajari tanah yang terdiri dari lapisan lempung, lanau, dan pasir halus. Heavy probe tugas berat dapat mengukur tekanan kerucut 500 kg/cm^2 atau kedalaman maksimum 50 meter, dan digunakan untuk penelitian tanah di daerah yang terdiri dari lempung padat, lanau padat dan pasir kasar.

keunggulan menggunakan peralatan ini adalah tidak usah menggali tanah untuk menyelidiki. Namun, berbeda dengan pengujian SPT, Tujuan pada uji sondir ialah berguna menentukan ketahanan tekanan kerucut serta gaya ikat tanah, yang merupakan indikator kekuatan tanah dan kedalaman komponen tanah yang berbeda.

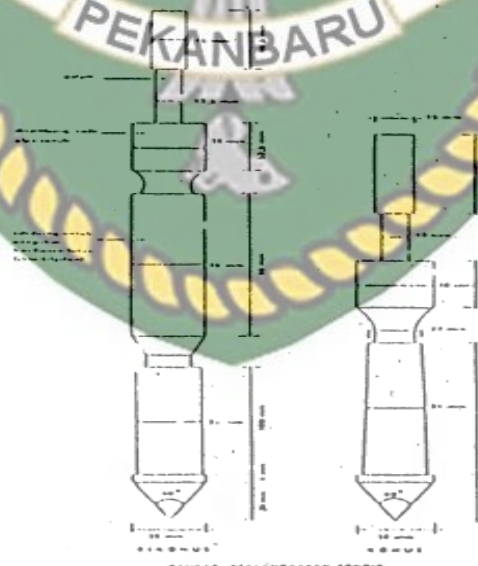
Pengukur penetrasi yang paling umum digunakan memiliki (bikonus) yang bisa mengikuti gerakan di sepanjang tekanan konus.

Kemudian nilai resistansi ujung kerucut dan nilai resistansi geser tanah dapat dibaca secara terpisah. Ada 2 jenis ujung konus di sondir mekanis, ialah,

(Foto 3. 2):

1. Kerucut biasa mengukur resistansi ujung kerucut karena umumnya digunakan untuk tanah berbutir kasar dengan ketahanan perlawanan lekatnya rendah;
2. Biconus, yang mengukur kekuatan ujung kerucut dan daya rekatnya, umumnya digunakan untuk tanah berbutir halus.

Hasil pengamatan terhadap sondir ini secara umum dijelaskan pada model grafik, dan dilaporkan kaitannya terhadap kedalaman pada susunan tanah dengan nilai data sondir, ialah hambatan tekanan kerucut atau kerucut yang berlawanan ke ujung konus dituliskan dengan gaya per satuan luas. Hambatan lekat ialah ketahanan pada pemotongan dari tanah ke selubung kerucut ganda, yang dinyatakan dengan gaya per satuan panjang..(Sardjono,1988)



(a). Konus

(b). Bikonus

Gambar 3. 1. Ukuran Alat Sondir Mekanis

Menurut akumulasi nilai gesekan kumulatif (gesekan total), mereka digunakan untuk ketentuan jumlah rintangan (JHL). Jika hasil sondir dipakai untuk mengidentifikasi jenis tanah, metode penulisan hasil sondir menghasilkan metode untuk grafik tahanan ujung (q_c), rasio gesekan (FR) dengan dalamnya tanah. (sardjono, 1988)

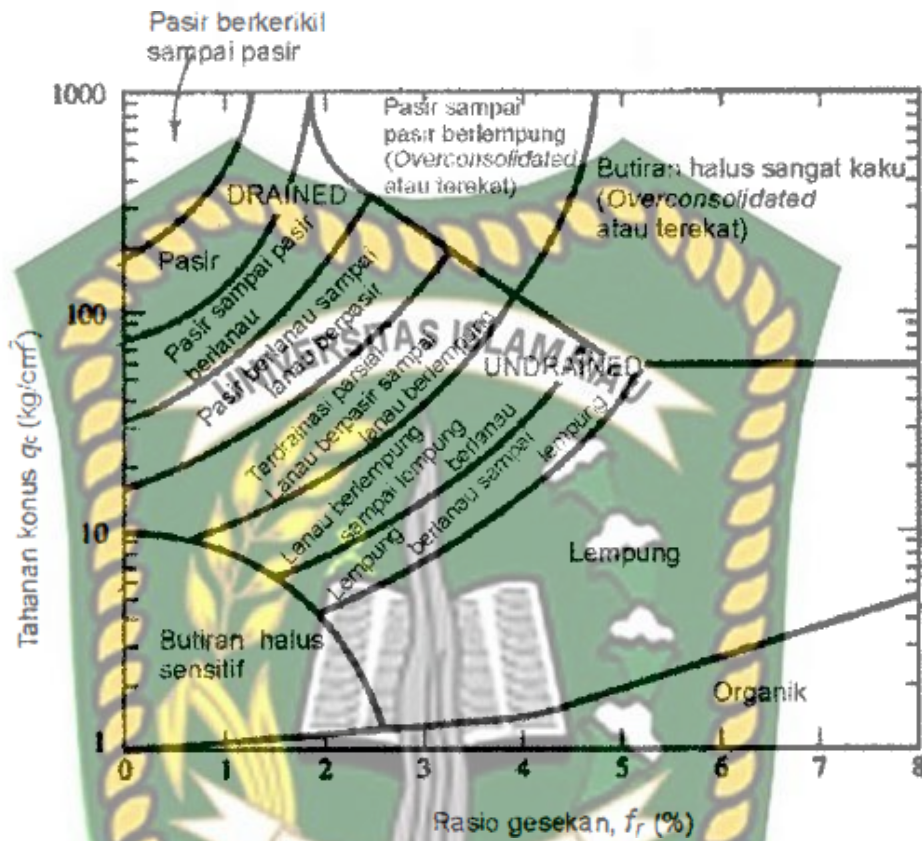


Gambar 3. 3. Hasil Uji data sondir proses laporan (Sardjono,1988)

3.2.2. Klasifikasi Tanah dengan CPT

data dari uji kerucut statis CPT bisa dipakai buat perencanaan jenis tanah pada jarak pengerjaan bisa diterapkan. Yang biasanya data- data tersebut bisa mewakili data tentang jenis- jenis tanah dilapangan. (Hardiyatmo, 2002).

Hubungan antara tahanan ujung dengan hambatan setempat untuk digunakan menghitung rasio gesekan (f_R) yaitu :



Gambar 3.4 Klasifikasi Tanah (Robertson dan Campanella, 1983 dalam Hardiyatmo, 2002)

$$f_R = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \dots\dots\dots(3.1)$$

Dimana:

f_s = hambatan setempat (kg/cm^2)

q_c = tahanan konus (kg/cm^2)

Pasir umumnya memiliki rentang gesekan $f_R < 1\%$, dan rentang tasio gesekan lempung lebih besar dan gambut dapat memiliki $f_R > 5$ atau 6% menurut Robertson & Campanella (1983); (Hardiyatmo, 2002).

Tabel 3.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Data Sondir (Das, 1995)

Hasil Sondir		Klasifikasi
qc	fs	
6,0	0,15 – 0,4	lempung sangat lunak, Humus
6,0 – 10,0	0,2	pasir sangat lepas, Pasir kelanauan lepas
	0,2 – 0,6	lempung kelanauan lembek, Lempung lembek
10,0 – 30,0	0,10	Kerikil lepas
	0,10 – 0,40	Pasir lepas
	0,40 – 0,80	lempung kelanauan atau Lempung
	0,80 – 2,00	Lempung agak kenyal
30 - 60	1,50	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1,0 – 3,0	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60 - 150	1,0	Kerikil kepasiran lepas
	1,0 – 3,0	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan lempung kelanauan
	3,0	Lempung kerikilan kenyal
150 - 300	1,0 – 2,0	Pasir padat, pasir kerikilan, pasir kasar pasir, pasir kelanauan sangat padat

a. Konus (Cu)

Hubungan kestabilan kepada tahanan konus serta undrained cohesion merupakan setara karena semakin menjadi besar harga c serta q_c maka akan menjadi tanah keras lapisan tersebut. Dapat dilihat data nilai dalam tabel:

Tabel 3.2 Hubungan antara Konsistensi dengan Tekanan Konus (Begeman, 1965)

Konsistensi Tanah	Tekanan Konus q_c (kg/cm ²)	<i>Undrained Cohesion</i> (T/m ²)
Very Soft	< 2,50	<1,25
Soft	2,50 – 5,0	1,25 – 2,5
Medium Stiff	5,0 – 10,0	2,50 – 5,0
Stiff	10,0 – 20,0	5,0 – 10,0
Very Stiff	20,0 – 40,0	10,0 – 20,0
Hard	>40,0	>20,0

Kohesi ialah komponen tanah yang saling tarik-menarik. Terhadap sudut geser dalam, kohesi ialah ukuran kuat geser tanah memastikan tanah tahan pada deformasi karena tegangan yang bekerja pada tanah dalam perihal ini berbentuk gerakan lateral tanah. Deformasi ini terjalin karena campuran kondisi ekstrim di tegangan wajar serta faktor aman yang diisyaratkan tidak seperti tegangan geser yang diinginkan. “angka tegangan geser ini diperoleh dari tes Direct Shear Test. Nilai kohesi dengan empiris bisa didetetapkan dari informasi sondir(q_c) dengan kohesi tidak terdrainase (*undrained cohesion*) (c_u) seperti yang di tunjukan dibawah ini”:(Hardiyatmo, 2008)

$$\text{Kohesi } (c_u) = q_c/N_c \dots\dots\dots(3.1a)$$

Nilai N_c berkisar diantara 10 hingga 30, bergantung dari sensitivitas, kompesibilitas serta adhesi antara tanah dengan sondir. pada perhitungan umumnya N_c dipakai diantara 15 hingga 18 (Begemann, 1965 dalam Hardiyatmo, 2008)

b. Modulus Elastisitas (E)

Meningkatnya angka elastisitas tanah pada besaran modulus young dikarenakan perbedaan angka tegangan dengan regangan. Besaran tersebut diperoleh dari *Triaxial Test*. Dari data sondir termasuk tipe material tanah bisa ditentukan nilai empiris Modulus Elastisitas(E_s). (Hardiyatmo, 2002)

Tabel 3.3 Hubungan Es.dengan qc (Das, 1995)

Jenis Tanah	CPT (kg/cm ²)
Pasir terkonsolidasi normal	$E_s = (2 - 4).q_c$
Pasir over konsolidasi	$E_s = (6 - 30).q_c$
Pasir berlempung	$E_s = (3 - 6).q_c$
Pasir berlanau	$E_s = (1 - 2).q_c$
Lempung lunak	$E_s = (3 - 8).q_c$

Tabel 3.4 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Bowlees,1997)

Tipe Tanah	E(Kg/Cm ²)
LEMPUNG	
Sangat Lunak	2 - 30
Lunak	20 - 40
Sedang	45 - 90
Berpasir	300 - 425
PASIR	
Berlanau	50 - 200
Tidak Padat	200 - 250
Padat	500 - 1000
PASIR DAN KERIKIL	
Padat	800 - 2000
Tidak Padat	500 - 1400
LANAU	20 - 200
LOSES	150 - 600
CADAS	1400 - 14000

c. Poisson Ratio (μ)

Nilai *poisson ratio* berdasarkan regangan pemuaian lateral yang terjadi ditetapkan dengan rasio kompresi poros. Nilai *poisson ratio* bisa didapatkan berdasar jenis tanah. (Hardiyatmo, 2002)

Tabel 3.5 Hubungan antara Jenis Tanah dan Poisson Ratio (Das, 1995)

Jenis Tanah	Poisson Ratio (μ)
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir	0,1 – 1,0
Batuan	0,1 – 0,4
Umum	0,3 – 0,4

d. Sudut Dilatasi dan Sudut Geser Dalam (ϕ)

Tabel 3.6 Hubungan antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah (Das, 1995)

Tipe Tanah	Sudut Geser Dalam (ϕ)
Kerikil kepasiran	35° – 40°
Kerikil kerakal	35° – 40°
Pasir padat	35° – 40°
Pasir lepas	30°
Lempung kelanauan	25° – 30°
Lempung	20° – 25°

Pada tanah lempung nilai $\psi = 0^\circ$, berdasarkan kerapatan dan sudut geraknya bergantung kepada sudut dilatasi dari tanah pasir, biasanya 30°. Dibeberapa kasus nilai $\psi = 0^\circ$, untuk angka sudut geser kurang dari 30°

e. Sudut Dilintasi (ψ)

Sudut dilintasi, (ψ) (*psi*), ditentukan pada derajat. Tanah lempung yang banyak terkonsolidasi, tanah lempung cenderung tak menunjukkan dilintasi sekalipun (yaitu $\psi = 0$). Dilintasi dari tanah pasir harus ada kepadatan serta sudut gesernya. Sudut dilintasi dapat dihitung dari persamaan sebagai berikut (Darma, 2015) :

$$(\psi) = \phi - 30^\circ \dots\dots\dots(3.1.b)$$

3.2.3. Koefisien Permeabilitas Tanah (k)

Menurut hukum Darcy Permeabilitas berdasarkan koefisien permeabilitas tanahnya. Ada beberapa faktor koefisien permeabilitas tanah yang perlu diketahui, berikut hal yang mempengaruhi permeabilitas tanah sedikitnya ada 6 faktor, yaitu: (Darma, 2015)

1. Viskositas cairan, semakin tinggi viskositas, semakin rendah koefisien permeabilitas tanah.
2. Distribusi ukuran pori: semakin seragam distribusi ukuran pori, semakin rendah koefisien permeabilitasnya.
3. Distribusi ukuran partikel, semakin seragam distribusi ukuran partikel, semakin rendah koefisien permeabilitasnya.
4. Rasio pori, semakin tinggi rasio porositas, semakin tinggi koefisien permeabilitas tanah.
5. Semakin besar partikel mineral, semakin kasar partikel mineral, dan semakin tinggi koefisien permeabilitas tanah.
6. Kejenuhan tanah. Semakin jenuh tanah, semakin tinggi koefisien permeabilitas tanah.

Tabel 3.7 Nilai Harga Koefisien Permeabilitas Tanah pada Umumnya.

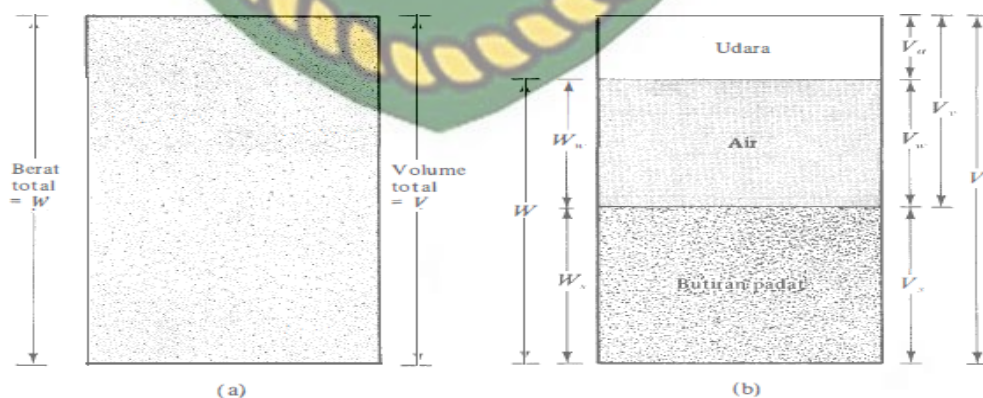
(Das, 1988)

Jenis Tanah	K	
	Cm/dt	Ft/menit
Kerikil basah	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 – 0,0002
Lempung	<0,000001	<0,000002

3.3. Berat Volume

Segumpal tanah bisa terdiri dari 2 ataupun 3 bagian. contoh tanah terdiri dari 2 bagian pada tanah kering, ialah pori udara dan bulir tanah. Pada tanah yang jenuh juga terdapat 2 bagian, ialah bagian padat ataupun butiran dan air pori. Pada kondisi tidak jenuh, tanah terdiri dari 3 bagian, ialah bagian padat (butiran), pori-pori udara, dan air pori. Bagian- bagian tanah bisa ditafsirkan dalam bentuk fase, seperti pada Foto 3.5. (Hardiyatmo, 2002)

Gambar 3.5 memperlihatkan elemen tanah yang mempunyai volume V dan berat total W , sedang **Gambar 3.1b** memperlihatkan hubungan berat dengan volumenya.

**Gambar 3.5** Diagram Fase Tanah (Sardjono, 1988)

Isi volume lembab (γ_{sat}), merupakan perbedaan dari berat butir tanah dengan didalamnya air serta udara (W) terhadap volume total pada tanah (V).

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} \dots\dots\dots(3.2)$$

dengan $W = W_w + W_s (W_a = 0)$. “Apabila air telah mengisi ruang keseluruhan (Berat volume kering γ_{unsat}), ialah perbedaan dari berat butiran (W_s) terhadap volume total (V) tanah”.

$$\gamma_{unsat} = \frac{W_s}{V} \dots\dots\dots(3.3)$$

Dari kondisi sebenarnya pada angka pori dan berat volume bermacam tipe tanah dari data-data porositas yang disarankan oleh terzaghi (1947) ditampilkan di Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Nilai n , e , w , γ_{unsat} , γ_{sat} , untuk Tanah Keadaan Asli Di Lapangan (Terzaghi, 1947)

Macam Tanah	n (%)	e	W (%)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
pasir sejenis, kurang padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir sejenis cukup padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir butiran campuran, kurang Padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir butiran campuran, cukup padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organic	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organic	75	3,00	110	-	14,3

$V_a = 0$), maka tanah menjadi jenuh.

Tabel 3.9. Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Volume Kering untuk Beberapa Tipe Tanah yang Masih dalam Keadaan Asli. (Das, 1988)

Tipe Tanah	Angka Pori, e	Kadar Air dalam Keadaan Jenuh	Berat Volume Kering γ_{unsat} (kN/m^3)
Pasir lepas dengan butiran seragam (<i>loose uniform sand</i>)	0,8	30	14,5

Lanjutan tabel 3.9. Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Volume Kering untuk Beberapa Tipe Tanah yang Masih dalam Keadaan Asli. (Das, 1988)

Pasir padat dengan butiran seragam (<i>dense uniform sand</i>)	0,45	16	18
Pasir berlanau yang lepas dengan butiran bersudut (<i>loose angular-grained silty sand</i>)	0,65	25	16
Pasir berlanau yang padat dengan butiran bersudut (<i>dense angular-grained silty sand</i>)	0,4	15	19
Lempung kaku (<i>stiff clay</i>)	0,6	21	17
Lempung lembek (<i>soft clay</i>)	0,19 – 1,4	30 – 50	11,5 – 14,5
Tanah (<i>loess</i>)	0,9	25	13,5
Lempung organic lembek (<i>soft organic clay</i>)	2,5 – 3,2	90 – 120	6 – 8
<i>Glacial till</i>	0,3	10	21

3.3. Berdasarkan cara penyaluran beban tiang terhadap tanah

Dari proses tranfer beban ke dasar pondasi, pondasi khusus riang pancang di bagi menjadi 3, yaitu :

1. Pondasi tiang dengan tahanan ujung (*End Bearing Pile*)

Dilapiskan tanah pendukung terhadap tiang dengan tahanan ujung yang tadinya diteruskan oleh tiang.

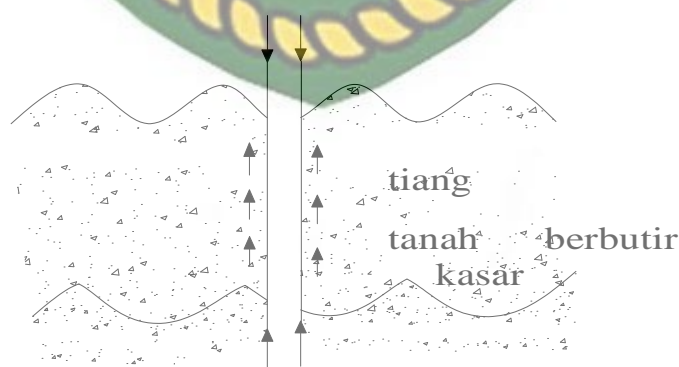


Gambar 3. 6. Pondasi Tiang Terhadap Tahanan Ujung (*End Bearing Pile*)

(Sardjono,1988)

2. Pancang terhadap tahanan geser (*Friction Pile*)

Melewati gesekan antar kolom terhadap dasar pondasi disekeliling tiang pancang yang menyalurkan beban ke dasar pondasi. Apabila dijumpai tipe tanah kohesif yang tak menimbulkan kepadatan disekitar tiang pancang, sebaliknya apabila butir tanah kasar akan menyebabkan tanah di antara tiang akan terus menjadi padat .



Gambar 3. 7. Tahanan Gesekan Dengan Pondasi Tiang Pancang (*Friction Pile*)

(Sardjono, 1988)

3. Tiang pancang terhadap tahanan lekatan (*Adhesive Pile*)

Pondasi yang memiliki nilai kohesi tinggi jika tiang dipancangkan ke dasar tanah, menyebabkan beban yang diterima pada tiang akan ditopang oleh permukaan tiang dan daya lekat tanah disekitar tiang.



Gambar 3. 8. Pondasi Tiang Pancang Dengan Tahanan Lekatan (*Adhesive Pile*)(Sardjono, 1988)

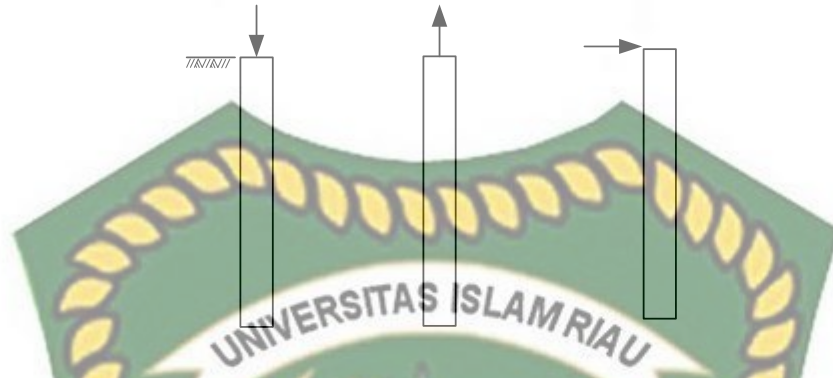
3.4. Pra Kontruksi Pondasi Tiang

Pada umumnya dalam merencanakan pondasi tiang, posisi susunan tiang diperkirakan terlebih dahulu, seperti posisi tiang atau jumlah lapisan, diameter tiang, panjang tiang, dan lain-lain. Saat menyusun tiang-tiang ini, hal-hal berikut harus diperhatikan:

1. Tiang dari bahan yang berbeda atau diameter beda tidak digunakan pada tipe pondasi yang serupa
2. Bila gaya horizontal yang bekerja pada kelompok tiang terlalu besar untuk memikul beban vertikal tiang pancang , Gunakan tiang pancang miring;
3. Jarak yang disarankan antara satu set tiang pancang adalah 0,60 hingga 2,0 m.

Secara umum pengaruh luar yang terjadi pada kolom adalah kolom yang berada pada kepala kolom, yang meliputi berat, beban hidup, tekanan tanah dan tekanan air bangunan di atasnya. Sedangkan beban kerja pada kolom meliputi berat kolom itu sendiri, gaya geser negatif pada selimut kolom, dan gaya horizontal akibat getaran pada saat kolom tersebut melentur.

Gaya pemancangan Gaya tarik Gaya mendatar Pergeseran akibat lentur



Gambar 3. 9. Beban – Beban yang Bekerja pada Kepala Tiang
(Suyono, 1990)



Gambar 3. 10. Beban – Beban yang Bekerja pada Tubuh Tiang
(Suyono, 1990)

3.4.1. Proses Pemancangan Tiang Pancang

Pemancangan adalah pekerjaan meletakkan tiang pancang di dalam tanah agar dapat bekerja sesuai rencana. Secara umum, proses pemancangan dapat dibagi menjadi tiga tahapan: tahap awal adalah untuk menetapkan posisi tiang, termasuk pengangkutan dan perakitan tiang pada posisi kerangka tiang, pengangkutan tiang pada titik penggerak kontrol kemudi, serta mengatur kemiringan pemancangan, dan kemudian melakukan test drive pemancangan .

Setelah selesai, pemancangan pada kuartal kedua tiang mencapai titik kedalaman yang diisyaratkan. Pada bagian ini, saat informasi pemancangan dicatat, jumlah pukulan untuk setiap tiang yang jatuh adalah 0,25 meter atau 0,5 meter. Tujuannya adalah untuk memperkirakan apakah tiang pancang menyentuh tanah keras seperti yang diisyaratkan . Tahap terakhir biasanya disebut set-up, dan

melibatkan pengukuran penyusutan kelompok palu di ujung lubang. Nilai penurunan ini kemudian digunakan untuk menentukan kuat dukung tiang.

3.4.2. Alat-alat Pemancangan (*Driving Equipment*)

Untuk melakukan proses pemancangan, memerlukan perlengkapan alat pancang yang terdiri atas 3 jenis, adalah:

1. Drop hammer
2. Single-acting hammer
3. Double-acting hammer

Alat- alat tersebut sangat berarti terhadap perlengkapan pemancangan merupakan penumbuk (*hammer*), *leader*, kabel ataupun tali serta mesin uap.

3.4.3. Terkait Permasalahan Pemancangan

Terdapat sebagian perihal yang kerap ditemukan pada waktu proses pemancangan. Yang biasanya kerap terjadi seperti kehancuran tiang, pergerakan tanah pondasi sampai pada permasalahan pemilihan perlengkapan peralatan.

(Suyono, 1990)

1. penjagaan alat-alat

Peralatan penting yang dipakai ialah tower crane dan hammer sebagai alat memindahkan tiang pancang pracetak. Untuk mendorong tiang ke posisi pemancangan dengan cepat dan ekonomis, palu dan derek yang cocok untuk kondisi lingkungan, jenis dan ukuran tiang, tanah pondasi dan perancah harus dipilih dengan cermat. Faktor yang mempengaruhi pilihan crusher adalah kemungkinan pemasangan dan penggunaan yang efektif. Karena masalah kebisingan atau getaran di area tersebut tidak dapat dibiarkan saat ini, bahkan jika salah satu metode pengujian disetujui, pekerjaan ini harus dikombinasikan dengan teknologi bantu lainnya.

2. Bergeraknya Dasar pondasi

Pondasi pancang tersebut menimbulkan kondisi tanah bermadat, karena tiang merubah kondisi tanah sebelumnya pada kolom pancang mengalami pergerakan dan menyebabkan stuktur disekitarnya ikut bergerak.

3. Rusaknya Taing

Diameter serta kualitas kolom dipilih berdasarkan manfaatnya terkait perencanaan, dan diwajibkan mampu menancap pada pondasi. Apabila dasar struktur memenuhi syarat serta batang kolom mencapai batas panjang, palu(*hammer*) berguna untuk memancang tiang serta melindunginya dari kerusakan akibat benturan *hammer*.

3.5. Mini Pile System

A. Definition sistem tiang mini

Mini Pile System merupakan metode pemasangan pondasi tiang pancang yang mengadopsi sistem “*indirect hydraulic jacking technology*”, oleh karena itu telah dipatenkan sistem ini di Amerika Serikat, Inggris, dan Selandia Baru.

Sistem ini mencakup silinder hidrolik yang diposisikan sejajar dengan tiang yang akan digerakkan, menekan tiang ke dalam mekanisme berbentuk pelat tekanan di bagian atas tiang, dan menempatkan mekanisme untuk memegang tiang, setelah itu menekan batang pracetak pada dasar tanah. Memakai metode tersebut, tiang akan didorong ke tanah dengan terus menerus tanpa suara, benturan atau gerakan.

(PT. Perintis Mini Pile Teknotama)

B. keuntungan serta kerugian sistem Tiang mini

Keuntungan memakai *Mini pile sistem* dilihat dari aspek tertentu ialah:

1. Bebas getaran

Jika pekerjaan yang akan Anda kerjakan dekat ke gedung, pabrik atau organisasi yang dilengkapi dengan alat-alat kerja dan sedang melakukan aktivitas, maka teknologi sistem hydraulic lift ini akan menjadi pilihan yang tepat untuk dihadapi oleh organisasi tersebut. dari masalah. masalah bebas getaran.

2. Tidak ada polusi udara di tempat kerja, tidak ada kebisingan

Teknologi ini tidak mengandung partikel debu dan asap (jika memakai *drop hammer*), dan tidak ada tempat berlumpur (dengan memakai *drop hammer*). Karena senyap sebab suara dibungkam oleh suara pukulan pasak (seperti palu yang jatuh), teknologi tidak akan mengganggu lingkungan sekitar yang memerlukan keheningan, seperti rumah sakit, sekolah, dan bangunan di pusat perkotaan. Sistem *hidraulic jacking* juga disebut ramah lingkungan.

3. Daya dukung tiang sebenarnya

Dari yang telah diketahui bersama, keadaan awal tanah pada dasar struktur biasanya terdiri dari lapisan-lapisan dengan ketebalan bervariasi, tipe tanah yang berbeda dan kuat dukung. Pada saat yang sama, sejumlah lokasi survei tanah dilakukan dengan hitungan yang terbatas, seperti sondir dan SPT. Oleh karena itu, sistem *drop hammer* masih menggunakan dan mengandalkan cara tidak langsung untuk menentukan daya dukung tiang.

Pada saat yang sama, dengan menggunakan sistem Mini Pile, selama proses perakitan, Anda dapat menggunakan pengukur tekanan yang terpasang pada perangkat Mini Pile untuk langsung memahami dan memantau kapasitas beban dan kapasitas beban setiap pengukur tekanan saat pemancangan dikerjakan

4. Harga ekonomis

Teknologi pengangkatan hidraulik ini tidak membutuhkan perakitan batang baja seperti pancang biasa. Selain itu, sistem pengujian yang sederhana dan mudah dapat menghasilkan kurangnya waktu dan ongkos pengoperasian secara efektif.

5. Ruang kerja terbatas

Karena ketinggian peralatan lebih rendah, peralatan tiang mini ini bisa dipakai di ruang bawah tanah, lantai bawah tanah atau area kerja sempit lainnya. Alat pancang ini dapat dibongkar dan dirakit dengan mudah untuk pengangkutan ke tempat pemancangan.

6. Uji beban langsung

Karena kuat tekan dalam bentuk balok beton pelat baja ialah alat serbaguna dari tiang mini, beratnya adalah dua kali beban maksimum yang dipikul oleh setiap tiang. Ini juga dapat digunakan untuk program uji beban, sehingga jumlah, waktu, dan prosedur titik uji beban mudah ditentukan di lokasi.

Kekurangan dari teknologi *mini pile* antara lain:

1. Jika didapat batu atau plat tipis tanah keras di ujung tiang tekan, akan terjadi kegagalan pemancangan;
2. Payahnya memindahkan alat di kawasan berlumpur (biasanya di lokasi tanah timbun)
3. Karena berat dongkrak *hidrolik* adalah sekitar 70 ton, tanah dan daya dukungnya tidak bersamaan pada permukaan tanah, maka ini akan membuat posisi alat pancang miring atau tumbang. Keadaan ini sangat membahayakan jiwa operator;
4. Movement pada pengangkat *hidrolik kacking* masih pelan, dan cara memindahkannya memakan waktu pada lokasi berjauhan .

C. Spesifikasi Mini Pile

1. Spesifikasi bahan

Ready mix concrete : JIS 5308

PBI Prestressing wire : JIS, PBI

Stell end plate : PBI

2. Tegangan karakteristik bahan

Concrete (Grade 50 or K – 500) : 500 kg/cm²

Prestressing wire : 16500 kg/cm²

Stell end plate : 2400 kg/cm²

3. Beban kerja

Formula following ACI 543

Working load 25 ton per pile

4. Dimensi

Cross section : Equitorial triangle

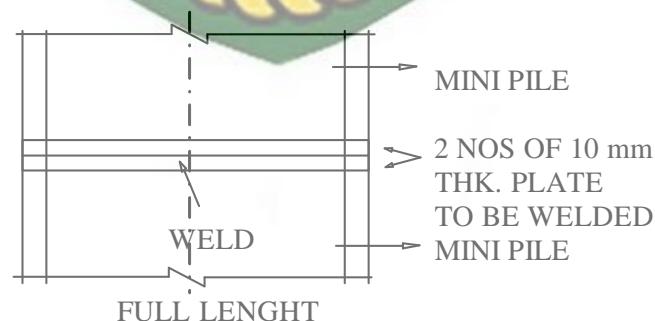
Nominal side length : 228 mm

Standard length of pile element : 6.00 m

Crosssectional area : 203 cm²

No. prestressing wire : 3 Ø 7 mm

Weight per pile element : 210 kg



Gambar 3.11. Detail Sambungan Ujung Plat
(PT. Perintis Mini Pile)

3.5.1. Kuat Dukung Tiang dari hasil *Cone Penetration Test* (CPT)

Tanah wajib sanggup menanggung tekan pada tiap rancangan sturuktur yang diletakan pada lokasi proyek. Buat memperhitungkan kuat tekan yang syaratkan pada sebuah tiang bisa diperhitungkan menurut pada informasi-informasi (*soil investigation*), serta metode kalendring ataupun pada uji berat struktur (*loading test*) pada kolom. Perbandingan uji di lapangan, sondir ataupun Cone Penetration Test, kerap kali dipertimbangkan peranan dari geoteknik. CPT ataupun sondir merupakan perlengkapan uji sederhana yang dipakai buat lempung lunak serta pasir halus hingga pasir separuh kasar serta tidak diterapkan pada tanah berkerikil ataupun lempung kaku. Uji sondir ini dapat mengklasifikasikan jenis tanah dan kekuatan serta karakteristik lapisan tanah dan hasil pengujian kerucut statis dalam menentukan kuat dukung ultimit (Qult) dapat dihitung dengan menggunakan formula statis yaitu metode mayerhoff, Aoki de alencer, dan Schmertmann & Nottingham.

3.5.2. Hasil *Cone Penetration Test* (CPT)

“pada awal uji CPT mendapatkan tahanan ujung q_c dan tahanan tiang c . pada tanah seperti pasir yang tidak memiliki kandungan lempung”, Vesic (1967) merekomendasikan bahwa kekuatan kerucut tiang per satuan luas (f_b) setidaknya sama pada kekuatan kerucut (q_c). Kekuatan ultimit tiang dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_b = A_b \times q_c \dots\dots\dots(3.4)$$

dimana :

Q_b = Ujung tahanan ultimit tiang(kg)

A_b = Luas ujung tiang penampang (cm^2)

Q_c = Ujung tahanan tiang pada konus . (kg/cm^2)

1. Metode Meyerhoff

nilai rata-rata Q_c didasarkan pada $8d$ di atas fondasi tiang hingga $4d$ di

bawah fondasi tiang. Jika data pasti tentang hubungan antara kekuatan kerucut dan tahanan tanah tidak ada, Tomlinson merekomendasikan menggunakan faktor kekuatan akhir 0,5.

$$Q_b = \omega \times A_b \times q_c \dots\dots\dots(3.5)$$

Menurut uji tiang pada tanah ujung , hasil Heijnen (1974), DeRuiter dan Beringen (1979) merekomendasikan angka faktor ω , dengan ditunjukkan pada Tabel 3. 10 tersebut:

Tabel 3.10. Faktor ω Heijnen, DeRuiter dan Beringen (Hardiyatmo,2008)

Kondisi Tanah	Faktor ω
Pasir terkonsolidasi normal	1
Pasir banyak kandungan kerikil kasar	0, 67
Kerikil halus	0, 5

Vesic merekomendasikan tentang tahanan gesek (f_s) per satuan luas dari beton dinding ialah dua kali tahanan gesek dinding pada mata sondir (q_f) :

$$f_s = 2 \times q_f \text{ (kg/cm)} \dots\dots\dots(3.6)$$

Satuan tahanan gesek tanah antara dinding tiang dan dinding tiang Secara empiris, nilai resistansi kerucut yang diberikan oleh meyerhoff juga dapat diperoleh sebagai berikut:

$$t_s = \frac{q_c}{200} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(3.7)$$

Tahanan gesek diformulasikan sebagai berikut:

$$Q_s = A_s \times f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3.8)$$

dimana:

Q_s = Tahanan gesek ultimit bilik tiang(kilogram)

A_s = Luas penampang selimut tiang(cm^2)

f_s = Tahanan gesek bilik tiang(kilogram/ cm^2)

Pada tanah kohesif, biasanya tahanan konus (q_c) disamakan dengan nilai kohesi (c_u), ialah:

$$c_u \times N_c = q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3.9)$$

“ N_c bervariasi dari 10 hingga 30, yang sensitivitasnya mempengaruhi, kompresibilitas, dan adhesi antara tanah serta ujung sondir, dalam perhitungan umum, N_c adalah antara 15 dan 18”, (Bagemann, 1965).

Metode langsung ini telah diterbitkan oleh ahli-ahli, antara lain Meyerhoff, Tomlinson dan Bagemann. Dalam metode langsung tersebut, daya dukung ultimit (Q_{ult}) ialah pondasi yang bisa menahan beban maksimal dengan tidak terjadinya runtuh.

Seperti rumus berikut :

$$Q_{ult} = q_c \times A_p + JHL \times K \dots\dots\dots (3.10)$$

Keterangan :

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung maksimal/akhir (kg)

q_c = Tahanan konus pada ujung tiang (kg/cm^2)

A_p = Luas penampang ujung tiang (cm^2)

JHL = Tahanan geser total sepanjang tiang (kg/m)

K = Keliling tiang (cm)

Q_{ijin} Artinya, beban maksimum yang dapat diterapkan pada pondasi untuk memenuhi persyaratan aman terhadap kapasitas beban dan tidak mencapai penurunan.

Q_{ijin} dirumuskan:

$$Q_{ijin} = \frac{q_c \times A_p}{3} + \frac{JHL \times K}{5} \dots\dots\dots (3.11)$$

Keterangan :

Q_{ijin} = Kapasitas daya dukung ijin tiang (kg)

3 = Faktor keamanan (diambil 3, 0)

5 = Faktor keamanan (diambil 5, 0)

Daya dukung terhadap kekuatan tanah untuk tiang tarik :

$$T_{ult} = JHL \times K \dots\dots\dots(3.12)$$

Daya dukung tiang tarik ijin :

$$Q_{ijin} = \frac{T_{ult}}{3} \dots\dots\dots (3.13)$$

Daya dukung tiang (P_{tiang}) yaitu dari kuatnya badan tiang yang memiliki kekuatan mendukung beban. Daya dukung tiang ini dirumuskan sebagai berikut :

$$P_{tiang} = \sigma_{beton} A_{tiang} \dots\dots\dots(3.13)$$

2. Metode Aoki dan De Alencar

Dengan menghitung kuat dukung pada CPT atau sondir, nilai Q_b dan f diperoleh sebagai berikut :

$$Q_b = \frac{qca(base)}{F_b} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$f = qc(side) \cdot \frac{as}{F_s} \dots\dots\dots (3.15)$$

Dengan:

Q_b = Kapasitas kuat dukung di ujung tiang (ton)

qca = Perlawanan konus di sekitar ujung tiang (kg/cm^2)

F_b = Faktor empirik, bergantung pada jenis tanah

f = Kuat dukung kulit tiang persatuan luas (kg/cm^2)

$qc(side)$ = Perlawanan konus rata-rata pada masing-masing lapisan sepanjang tiang (kg/cm^2)

F_s = Faktor empirik yang bergantung pada jenis tanah

α_s = Nilai faktor empirik untuk jenis tanah berbeda

Nilai-nilai faktor empirik F_b dan f_s ditunjukkan pada Tabel 3.11 data-data faktor empirik α_s untuk tipe tanah yang berbeda diberikan pada Tabel 3.12.

Tabel 3.11 Faktor Empirik F_b dan f_s (Titi dan Abu- Farsakh, 1999 dalam Toyeb,2009)

Tipe Tiang Pancang	F_b	f_s
Tiang Bor	3.50	7.0
Tiang Baja	1.75	3.5
Tiang Beton	1.75	3.5

Tabel 3.12. Nilai empirik untuk tipe tanah yang berbeda (Titi dan Abu-Farsakh, 1999)

Tipe Tanah	α_s (%)
Pasir	1.4
Pasir Berlanau	2.2
Lempung Berpasir	2.4
Pasir Kelanauan	2.0
Lempung berpasir dengan lanau	2.8
Pasir kelanauan dengan lempung	2.4
Lanau	3.0
Lempung berlanau dengan pasir	3.0
Pasir berlempung dengan lanau	2.8
Lanau berlempung dengan pasir	3.0
Lempung berlanau	4.0
Lempung	6.0
Pasir berlanau dan lempung	2.8

“biasanya nilai α_s pada pasir = 1.4 %, nilai α_s lanau = 3.0 %, serta nilai α_s pada lempung = 6%.”

3. Metode Schmertmann & Nottingham (1975)

Schmertmann & Nottingham mengusulkan untuk memprediksi nilai Q_b Yaitu :

$$Q_b = \frac{qc_1 + qc_2}{2} A_b + \alpha \left(\sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} f_s \cdot A_s + \sum_{y=8D}^L f_s A_s \right) \dots(3.16)$$

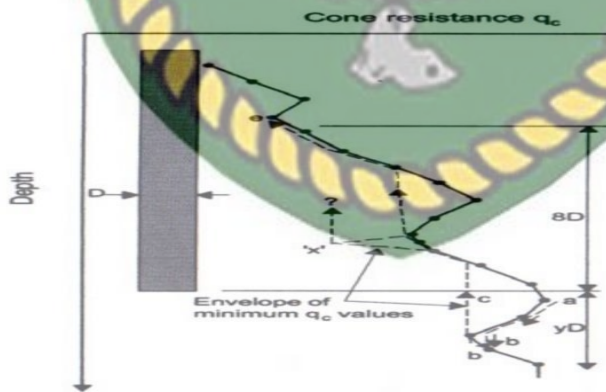
Dimana :

- Q_b = Kuat dukung ujung tiang persatuan luas (KN)
- qc_1 = nilai qc minimum rata-rata $4D$ dibawah ujung tiang (kg/cm^2)
- qc_2 = nilai qc rata-rata $8D$ diatas ujung tiang (kg/cm^2)

untuk menentukan qc_1 aturan penggunaan zona minimum lihat pada gambar 3.11 mewakili keruntuhan permukaan yang diperkirakan dengan *spiral logarithmic*. Schmertmann menyarankan batas $q_b = 150$ TSf (15 Mpa) untuk tanah pasir dan 100 TSF (10 Mpa) untuk pasir kelanauaan.

Langkah –langkah pada gambar 3.5 menentukan qc_1 dan qc_2 :

- qc_1 = nilai qc rata-rata y_D dibawah ujung tiang yaitu (a-b-c). Jumlah kedua nilai qc , (a-b) dan arah naik keatas (b-c), gunakan nilai yang minimum.
- qc_2 = nilai qc rata-rata $8D$ pakai yang minimal (c-e) hiraukan jalur arah ‘Z’ pada tanah pasir, pakai jalur ‘Z’ berikut pada tanah lempung.



Gambar 3.12. Perkiraan perlawanan konus minimum rata-rata (Titi & Farsakh, 1999 dalam Toyeb, 2009).

Penentuan nilai f untuk tiang pada tanah lempung dan lanau yaitu sebagai berikut :

$$f = ac \times f_s \dots\dots\dots(3.17)$$

dimana :

- f = kuat dukung kulit tiang persatuan luas.
- Ac = Faktor reduksi yang bervariasi 0,2 - 1,25 untuk tanah lempung
- f_s = hambatan setempat diplot pada gambar 3.6. variasi ac dengan f_s untuk tipe - tipe tiang pada tanah lempung

Untuk tiang pada tanah pasir nilai f pada tanah pasir yaitu :

$$Q_s = a_s \left(\sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} f_s \cdot A_s + \sum_{y=8D}^L f_s A_s \right) \dots\dots\dots (3.18)$$

Dimana :

- Q_s = kapasitas kuat dukung kulit (KN)
- A_s = faktor koreksi untuk pasir
- y = kedalaman pada sisi tiang yang dihitung (cm)
- L = panjang tiang (cm)
- D = diameter tiang (cm)
- f_s = hambatan setempat (kg/cm^2)
- A_s = luas kulit tiang (cm^2)

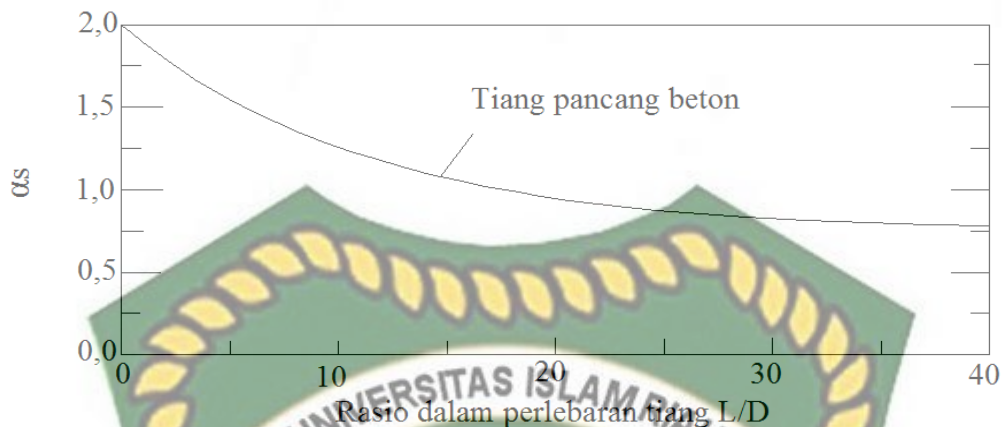
Apabila tanah terdiri dari lapisan pasir lempung dan lempung, nilai a_s , ac dihitung berdasarkan total kedalaman tiang, persamaan sebagai berikut :

$$Q_s = a_s \cdot ac \left(\sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} f_s \cdot A_s + \sum_{y=8D}^L f_s A_s \right) \dots\dots\dots (3.19)$$

Dimana :

- Ac = faktor koreksi yang bervariasi 0,2 – 1,25 untuk tanah lempung.
- Schmertmann & Nottingham menyarankan batas $f = 1,2$ TSF (120 Kpa)

Bentuk kurva disain penetrasi untuk gesekan kulit pada sisi tiang pada tanah lempung dan lanau bisadilihat di gambar 3.13 berikut ini.



Gambar 3.13. Kurva penetrasi untuk gesekan kulit pada sisi tiang pada tanah pasir (Titi & Farsakh, 1999 dalam Toyeb, 2009)

3.5.3. Kuat Dukung Pondasi Tiang Tunggal

kuat dukung merupakan kekuatan tanah untuk menampung beban dari muka tanah atau dari dasar struktur, contohnya tiang pancang (Wesley, 2012). Apabila pada alas beban yang terjadi bertambah naik, menjadi alas runtuh atau ambruk. Kenaikan beban dinamakan beban longsor serta kuat tekan kerja dinamakan daya dukung ultimit tanah (Sunggono, 1984 dalam Deny, 2015).

Daya dukung pondasi tiang umumnya diturunkan dari daya dukung ujung tiang dan kekuatan geser penutup selimut tiang. Ketahanan beban ujung tiang dihasilkan pada saat ujung tiang mencapai kedalaman lapisan tanah keras atau lapisan tanah dengan daya dukung tinggi, dan kuat geser merupakan hasil interaksi antara selimut tiang dan lapisan tanah di sekitarnya. (Hardiyatmo, 2008).

Pada pengerjaan tiang pondasi pancang harus mempertimbangkan nilai kenaikan daya dukung yang ditimbulkan oleh pondasi dan naiknya nilai penurunan pada tiang pondasi yang terjadi. Pada masalah tersebut, memiliki beberapa hal yang harus di capai, ialah:

1. Ambil penyebab keamanan pada keruntuhan untuk faktor pembagi daya dukung ultimit (Q_{ult}) agar mendapatkan daya dukung izin pondasi (Q_{all}).

2. Hal kekawatiran penurunan pondasi harus dibawah batas izin yang di toleransikan.

Seperti disebutkan di atas, daya dukung pondasi tiang mini dibagi menjadi daya dukung ultimit tiang dan kekuatan geser tiang gesekan. Ketika keduanya digabungkan, daya dukung maksimum (Q_{ult}) yang mereka hasilkan kapasitas dukung ultimit pondasi mini pile.

Berikut persamaan kapasitas dukung ultimit (Q_{ult}) fondasi tiang yaitu :

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s + W_p \dots\dots\dots (3.24)$$

Berikut persamaan kapasitas dukung izin tiang (Q_{all}) pondasi tiang yaitu :

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{S_f} \dots\dots\dots (3.25)$$

Dimana :

- Q_{ult} = Kuat dukung tiang (KN)
- Q_b = Daya dukung ujung kolom (KN)
- Q_s = Daya geser selimut tiang (KN)
- W_p = Berat sendiri kolom mini pile (KN)
- Q_{all} = Kapasitas dukung izin tiang (KN)
- S_f = Faktor keamanan

3.5.4. Tiang Pancang Kelompok (Pile Group)

Dalam situasi yang aktual, sangat sedikit mendapatkan tiang tunggal (*single pile*), sementara yang sering di jumpai merupakan kelompok tiang (*pile groups*), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.14.

“dengan menyatukan tiang pancang berikut pada grub tiang umumnya sambungannya diberi poer (*footing*). Dalam hitungan poer dijadikan atau dibuat kaku keseluruhan” (Bowles, 1991), sehingga :

1. Jika beban yang bekerja pada kelompok tiang menyebabkan penurunan, Maka setelah penurunan bidang poer masih bidang datar

2. Dibandingkan dengan kolom yang turun, gaya yang bekerja pada kolom adalah berbanding lurus.



(b)

Gambar 3.14. Pola-pola kelompok tiang pancang khusus : (a) Untuk kaki tunggal, (b) Untuk dinding pondasi

(Bowles, 1991)

3.5.4.1. Jarak kelompok tiang

Pengaturan dasar jarak tiang pancang mini awalnya sama dengan tiang pancang tipe lain. Menurut perhitungan. P.U.T.L. Direktur Departemen Jalan memberikan petunjuk tentang daya dukung tanah :



Gambar 3.15. Pola pengaturan jarak antar tiang $S \geq 2,5 D$ dan $S \geq 3,0 D$

Dimana :

“S = Jarak antar tiang”

“D = Diameter Tiang”

umumnya jarak posisi antar 2 tiang pada satu set tiang diizinkan setidaknya 0,60 m dan maximal 2,00 m. Aturan ini menurut perkiraan-perkiraan tersebut:

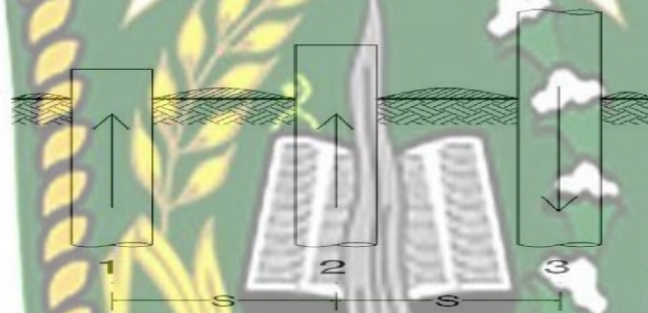
1. Jika $S < 2,5 D$
 - a. Karena tekanan yang ditimbulkan oleh tiang yang ditempatkan terlalu dekat, tanah di sekitar kelompok tiang dapat naik terlalu tinggi.
 - b. Tiang di sekeliling akan terangkat terlebih dahulu setelah dipancang.
2. Bila $S > 3 D$

Jika $S > 3D$ maka tidak efisien, sebab nanti memperbesarnya dimensi dari poer (*footing*).

Jika telah ditentukan dalam perencanaan mini pile jumlah tiang pancang dan jarak antar tiang-tiang pancang, oleh sebab itu kita bisa memilih luas poer yg dibutuhkan terhadap setiap tiang atau kolom.

Jika apabila besar poer keseluruhan yg dibutuhkan hanya sedikit berdasarkan dalam 1/2 area struktur, jadi dipakai tipe pondasi yang poer pada grup tiang bagian atas jenis setempat.

Dan apabila luas poer total dibutuhkan lebih besar daripada 1/2 luas bangunan, maka umumnya kita pilih pondasi penuh (raft fondation) pada atas tiang- tiang pancang.



Gambar 3.15.1 Dampak tiang terhadap pemancangan (Sardjono,1988)

3.5.4.2. Kapasitas Kelompok dan Efisiensi Tiang Pancang (mini pile)

Apabila tiang kelompok telah dipancangkan ke dasar tanah lempung, pasir lepas atau timbunan, dan pondasi tiang ditempatkan pada lapisan kuat, tiang grup mungkin menghadapi risiko yang tidak mungkin dari gaya akibat geser total, apabila keamanan tepat diberikan untuk mencegah resiko tumpukan tunggal dari runtuh. Namun penurunan kelompok tiang belum sepenuhnya tenggelam ke dalam lempung lunak. (Hardiyatmo, 2002)

di antara kelompok tiang , di antaranya pondasi bertumpu pada lapisan tanah lempung, faktor keamanan wajib direncanakan, khususnya di tiang grub. Pada pemancangan yang dipasang pada jarak jauh, ketika tumpukan bergerak ke bawah karena beban yang diberikan, tanah di antara tumpukan dipindahkan sepenuhnya (Gambar 3.16a). Namun, jika tumpukan terlalu berdekatan, tanah di

antara tumpukan juga akan bergerak ke bawah ketika tumpukan jatuh karena beban.

Dalam keadaan ini, tiang kelompok bisa dikiraikan seperti tiang besar dengan lebar yang sama terhadap lebar kelompok tiang. Ketika lantai kelompok tiang penyangga runtuh, pola keruntuhannya disebut keruntuhan balok. (Gambar 3.16b). Oleh karena itu, pada kegagalan balok, tanah di antara tiang bergerak ke bawah bersama tiang. Mekanisme keruntuhan ini dapat terjadi pada jenis tiang pancang mini ataupun mini pile.



Gambar 3.16 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang :

(a) Tiang tunggal, (b) Kelompok tiang

(Hardiyatmo, 2002)

Biasanya bila perbandingan jarak tiang dibagi diameter (S/D) kurang dari 2 (dua), akan muncul model keruntuhan balok. Whiteker (1957) menunjukkan bahwa untuk kelompok tiang 3x3, keruntuhan balok terjadi pada jarak $1,5d$, sedangkan untuk kelompok tiang 9x9 terjadi pada jarak kurang dari $2,25d$.

Untuk kuat dukung tiang kelompok dapat dilihat dari efisiensi berikut:

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \dots\dots\dots (3.26)$$

dimana :

Q_g = Beban total kelompok tiang yang menyebabkan keruntuhan.

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

N = Jumlah tiang dalam kelompok

Q_a = Beban maksimum tiang tunggal.

mengusulkan untuk menghitung kuat dukung tiang kelompok dengan persamaan efisiensi tiang tetapi total , hanya yang merupakan nilai perkiraan. Perhitungan bisa diusulkan berdasarkan pada susunan tiang, tidak mempertimbangkan pengaruh terhadap kepajangan tiang tersebut, perubahan dimensi kerucut tiang , perubahan dan pengaruh muka air tanah serta karakteristik tanah. Efisiensi tiang pancang dihitung berdasarkan metode berikut:

a. Metode Converse – Labore Formula (AASHO)

dirumuskan :

$$S < \frac{1.57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m \cdot n \cdot 2} \dots\dots\dots (3.27)$$

Efisiensi satu tiang dalam kelompok:

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \cdot \frac{(n' - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n'}{m \cdot n'} \dots\dots\dots (3.28)$$

Dimana:

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

m = Jumlah baris tiang.

n' = Jumlah tiang dalam satu baris.

θ = Arc tg d/s, dalam derajat.

s = Jarak pusat ke pusat tiang (lihat Gambar 2.21)

d / b = Diameter / Lebar tiang.

b. Metode Los Angeles Group

$$E_g = 1 - \frac{D}{S.M.n'} [m (n'-1) + n (m-1) + 2 (m-1) (n'-1)] \dots\dots\dots (3.29)$$

dimana :

- Eg = Efisiensi kelompok tiang.
- m = Jumlah baris tiang.
- n' = Jumlah tiang dalam satu baris.
- θ = Arc tg d/s, dalam derajat.
- s = Jarak pusat ke pusat tiang (lihat Gambar 3.15)
- d / b = Diameter / Lebar tiang.

c. Metode Sayed Bakeer (1992)

Efisiensi *mini pile* dihitung memakai metode Sayed Baker (1992) dirumuskan:

$$E_g = 1 - [1 - \eta_s' \cdot K] \cdot \rho \dots\dots\dots (3.30)$$

$$\eta_s' = 2 \times \frac{(n'-1) \cdot s \cdot d \cdot (m-1) \cdot s}{d \cdot m \cdot n' \cdot d}$$

$$\rho = \frac{Q_s}{Q_a}$$

diketahui :

- Eg = efisiensi kelompok tiang.
- m = jumlah baris tiang.
- n' = jumlah tiang dalam satu baris
- θ = Arc tg d/s, dalam derajat.
- s = Jarak pusat ke pusat tiang. (lihat Gambar 3.15)
- d / b = Diameter / Lebar tiang.
- Qs = Daya dukung gesek tiang.

Q_a = Daya dukung satu tiang pancang

η_s' = Efisiensi geometris (faktor ukuran, jarak tiang)

K = Faktor interaksi group (faktor.tanah)

ρ = Faktor friksi

Rumus ini menyatakan kaitan kelompok efisiensi (E_g) dengan parameter η_s' (efisiensi geometrik), ρ (faktor friksi), dan K (faktor tanah), dapat ditunjukkan dari tabel berikut:

Tabel 3.13. nilai harga Parameter tanah sesuai tipe untuk Efisiensi (“Journal of Geotechnical Engineering”, ASCE 1992)

Tipe Tanah	ρ	s/d	K
Dense Sand	0.1 - 0.2	2	3-7
		4	2-4
		6	1-2
Medium - Dense Sand	0.2 - 0.3	2	2-4
		4	1-3
		6	1
Soft Clay	0.8 - 0.9	2	1.1 - 1.7
		4	0.7 - 0.9
		6	0.5 - 0.6
Medium - Soft Clay	0.6 - 0.7	2	1.5 - 1.7
		4	0.75 - 0.8
		6	0.5

d. Kontrol Tekuk Pada Tiang

Dari skripsi ini, kuat tekuk dihitung memakai aturan dan rumus dalam “ (Peraturan Perencanaan Baja Indonesia) PPBBI”. Desain tiang pancang harus mampu memikul stabilitas batang (untuk menghindari resiko tekuk), dan kuat tekan batang atau kolom dan tiang sangat tergantung pada kelangsingannya. Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung ganda:

$$\omega = \frac{P}{A} \cdot \sigma \dots\dots\dots (3.32)$$

dimana :

ω = Faktor tekuk (menurut hasil kelangsingan(λ))

A = Luas Tiang penampang

P = Kuat tekan kolom

σ = Dasar tegangan

$$\lambda = \frac{l_k}{i_{min}} \dots\dots\dots (3.33)$$

dimana :

“ λ = Nilai kelangsingan”

“ i_{min} = nilai jari-jari tiang”

l_k = nilai panjang Tekuk

(tiang panjang yang terjadi kelengkungan)

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}} \dots\dots\dots (3.34)$$

Dimana :

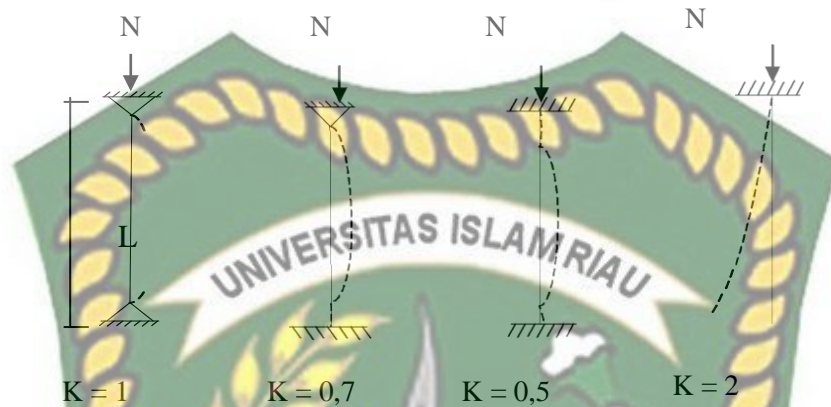
I = Momen inersi

l_k = (p x l)

K = Panjang tekuk

L = Panjang tiang.

Panjang tekuk digambarkan seperti gambar dibawah :



Gambar 3. 17. Perkiraan Panjang Tekuk (Sunggono,1988)

3.6. Hitungan Tahanan Beban Lateral Ultimit

Beban lateral atau horizontal, seperti beban angin umumnya diperhitungkan dalam desain pondasi pancang. Gaya-gaya lateral yang harus ditahan oleh pondasi tiang bergantung pada rangka bangunan yang menyalurkan gaya-gaya lateral ini ke kolom bawah. Jika tiang dipasang secara vertikal dan dirancang untuk menahan gaya horizontal yang cukup besar, maka bagian atas tanah penyangga harus mampu menahan gaya tersebut agar tiang tidak mengalami gerakan lateral yang berlebihan.

Tingkatan tanah tergantung pada:

1. Kekuatan tiang pancang
2. Tahanan tanah
3. Tahanan ujung tiang

Dengan perhitungan kuat dukung lateral tiang, hal pertama harus dilakukan ialah dengan penentuan tiang itu merupakan tiang lentur atau tiang kaku. Dengan tujuan penentuan koefisien kekakuan tiang R dan T . Sebab kekakuan

tersebut, ditentukan dalam kekakuan tiang (EI) serta koefisien variasi modulus tanah (n_h) (Hardiyatmo, 2008). Faktor kekakuan pada modulus tanah yang tidak konstan (T) ini dirumuskan ke rumus berikut:

$$T = \sqrt[4]{\frac{EI}{nh}} \dots \dots \dots (3.35)$$

Dimana:

- n_h = Koefisien variasi modulus
- E = Modulus elastic tiang (Mpa)
- I = Momen inersia tiang (cm^4)
- d = Dimeter tiang (m)

Tabel 3.14 data harga n_h untuk Tanah Granuler ($c = 0$) (Hardiyatmo, 2008)

Kapasitas relative (D_r)	Low	medium	heavy
Interval nilai A	100-300	300-1000	1000-2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
n_h , Pasir kering atau lembab (Terzaghi) (kN/m^3)	2425	7275	19400
n_h , pasir terendam air (kN/m^3)			
Terzaghi	1386	4850	11779
Reese dkk	5300	16300	34000

Pada nilai kaku R & T Dari data-data sudah dihitung, Dari tiang yang tertancap dalam tanah (L) akan di sambungkan menggunakan penggambaran tiang kaku (tiang pendek) dan tiang elastis (tiang panjang) menurut Tomlinson (1977). Seperti pada Tabel 3.15. nilai batas ini diutamakan untuk menghitung defleksi tiang dari dampak beban lateral.

Tabel 3.15. Tipe Model Tiang Kaku dan Tiang Tidak Kaku (Tomlinson, 1977)

Model tiang	Modulus tanah (K) (menambah dalam)	Modulus tanah (K) (kon- stan)
Kaku	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Tidak Kaku	$L \leq 4T$	$L \leq 3,5R$

3.6.1. Kuat Dukung Lateral Ultimit memakai Metode Broms

Metode Broms (1964) dapat digunakan untuk menghitung kapasitas lateral tiang *mini pile* yang terdiri dari dua kategori yaitu tiang didalam tanah kohesif dan non kohesif, dari jenis tiang ujung bebas atau tiang ujung jepit Broms (1964) mengusulkan sebagai berikut (Hardiyatmo 2008):

1. Tanah kohesif Terhadap Tiang

Pada tiang penahan tanah Broms mengisyaratkan metode dasar dalam memperkirakan penyaluran kuat tekan tanah pada tanah non kohesif, ialah dengan asumsi bahwa tahanan tanah adalah nol di permukaan tanah pada kedalaman 1,5 hari dan konstan pada kedalaman $9c_u$ lebih besar dari 1,5 hari (Hardiyatmo 2008).

Menurut Blooms, ada dua jenis tumpukan pada tanah kohesif, yaitu:

a. Kolom ujung bebas

Pada tiang elastis, nilai momen maksimal yang ditanggung tiang itu sendiri (M_y) dipengaruhi ketahanan tiang pada beban horizontal . Untuk tiang kaku, ketahanan tanah di sekeliling mempengaruhi gaya lateral pada tahanan tiang. Titik momen maksimum didefinisikan dengan f , ketika gaya lateral terhadap tiang adalah nol.

$$f = \frac{Hu}{9c_u} \dots\dots\dots(3.36)$$

Pada momen terhadap titik mencapai maksimal, di dapat dengan persamaan berikut:

$$M_{maks} = H_u (e = 1,5d + 0,5f) \dots\dots\dots(3.37)$$

b. Penumpukan tiang ujung jepit didalam titik jepit, brooms berspekulasi bahwa momen pada badan tumpukan seperti pada tumpukan momen ujung yang dijepit oleh pile cup.

Terhadap tiang kaku, tahanan lateral ultimit (H_u) bisa dicari menggunakan perhitungan dibawah:

$$H_u = 9c_u^d (L - 1,5d) \dots\dots\dots(3.38)$$

$$M_{maks} = H_u (0,5L + 0,75d) \dots\dots\dots(3.39)$$

Terhadap tiang panjang, tahanan lateral ultimit (H_u) bisa dicari menggunakan persamaan:

$$H_u = \frac{2My}{1,5d + 0,5f} \dots\dots\dots(3.40)$$

2. Tiang Dalam Tanah Granular

Jika pancang di tanah granular ($c=0$), Broms (1964) mengasumsikan seperti berikut ini:

- a. Tidak perlu memperhitungkan tekanan tanah aktif di balik pancang.
- b. Pendistribusian searah muka tiang dari kuat tekan pasif tanah dan tiga tekanan tanah pasif *Rankine* yang serupa.
- c. Model tiang penampang tak berakibat apapun pada tekanan tanah maksimum serta tahanan tanah lateral.
- d. Tahanan lateral dimobilisasi penuh dalam perpindahan tiang yang perhitungkan.

Kuat tekan Pasif Rankine tiga kali kekuatan tanah ultimit (p_u) berdasarkan fakta empiris yang didapatkan dengan melakukan pengamatan perhitungan beban ultimit yang dilakukan oleh Brooms (Hardiyatmo, 2008)

Tekanan tanah Distribusikan dirumuskan dalam persamaan :

$$p_u = 3p_o K_p \dots\dots\dots (3.41)$$

Keterangan:

p_u = tahanan tanah ultimit

p_o = tekanan overburden efektif

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

a. Tiang ujung bebas

Pada semua kedalaman yang serupa untuk tanah dengan beban struktur sama dihitung model keruntuhan tiang, penyaluran beban tanah dan penyaluran momen lentur tiang lentur dan tiang kaku. Untuk tiang kaku, tiang dianggap berputar berdekatan di bagian bawah ujung tiang. Diasumsikan bahwa tegangan pada lokasi ini di bagian dasar tiang di tukarkan gaya terpusat

Gaya momen pada ujung bebas sebagai berikut:

$$H_u = \frac{0.5 y d L^3 K_p}{e+L} \dots\dots\dots (3.42)$$

Momen maksimal pada dasar muka tanah bereaksi diantara f , dimana:

$$H_u = 1,5y d K_p f^2 \dots\dots\dots (3.43)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p y}} \dots\dots\dots (3.44)$$

Untuk momen maksimum bisa dinyatakan dalam persamaan :

$$M_{maks} = H_u (e + 1,5f) \dots \dots \dots (3.45)$$

b. Tiang ujung jepit

Pada tiang pendek ujung jepit, penurunan terjadi seperti pergeseran, beban horizontal ultimit dirumuskan:

$$H_u = 1,5 y d L^2 K_p \dots \dots \dots (3.46)$$

Sebaliknya pada tiang ujung jepit terhadap tiang lentur, nilai M_y di 2 posisi ($M_{u+} = M_{u-}$) tercapai dari momen maksimum dalam rumus berikut:

$$M_{maks} = y d L^3 K_p \dots \dots \dots (3.47)$$

Untuk tiang panjang, kapasitas lateral ultimit (H_u):

$$H_u = \frac{2My}{e+2f/3} \dots \dots \dots (3.48)$$

3.7. Faktor Aman

Untuk mendapatkan kapasitas izin tiang yang kuat pada rangka bangunan, oleh sebab itu kapasitas tiang ultimit harus dibagi dengan faktor keamanan tertentu. Tujuan diperolehnya faktor keamanan adalah sebagai berikut (Hardiyatmo, 2008)

1. Memberikan keamanan pada metode perhitungan yang digunakan dari ketidakpastian
2. Menimbulkan faktor aman pada perubahan kekuatan geser dan daya lekat tanah
3. Memastikan material pancang aman untuk memperkuat beban kerja
4. Untuk memastikan penurunan lokal tidak melewati batas toleransi dari satu tiang atau sekelompok tiang.
5. Pastikan penurunan yang tidak rata antara tiang-tiang pancang berada dalam toleransi.

kuat dukung tiang pancang yang diijinkan diperoleh dengan membagi total tahanan ujung serta hambatan geser dinding, dengan pembagian keamanan umum.

Pada kapasitas tiang bagian dasar yang diperbesar dengan $d < 2$ m

$$Q_a = Q_u/2,5 \dots \dots \dots (3.49)$$

1. Pada tiang yang tidak ada pembesaran di dasar tiang

$$Q_a = Q_u/2 \dots \dots \dots (3.50)$$

Penentuan faktor aman (SF) untuk perkiraan pondasi tiang (*Resse & O'Neill* 1989) menganjurkan seperti **Tabel 3.16** di bawah ini.

Tabel 3.16. Faktor aman berdasarkan klasifikasi struktur (Hardiyatmo, 2010).

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman (SF)			Kontrol Sangat Jelek
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	
Monumental	2,3	3,0	3,5	4,0
Permanen	2,0	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

Faktor aman dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut:

- a. Tiang tunggal

$$SF = Q_u/V \dots \dots \dots (3.51)$$

Keterangan:

SF = Faktor aman.

Q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN)

V = Gaya yang bekerja pada tiang tunggal (kN)

b. Kelompok tiang

$$SF = Q_g/V \dots\dots\dots (3.52)$$

Dimana:

SF = Faktor aman.

Q_g = Kapasitas dukung ultimit kelompok (kN).

V = Gaya yang bekerja pada tiang tunggal (kN).

3.8. Metode Elemen Hingga

Metode Elemen Hingga ialah sesuatu tata cara yang digunakan untuk menunjang menyelesaikan kendala teknik dan fisika matematis. Hal-hal yang bisa diselesaikan menggunakan metode elemen hingga ini contohnya seperti dalam menganalisis sesuatu struktur, aliran fluida, perpindahan massa serta lain sebagainya.

3.8.1. Bidang Geoteknik Dengan Metode Elemen Hingga

Analisis metode elemen hingga dalam kaitan antara elemen dengan kekakuan tertentu pada rekayasa konstruksi menggunakan Meh 2D tidak sama dengan rekayasa dalam geoteknik, contohnya kekakuan antara tiang dan tanah yang tidak sama.

Metode Elemen struktur dalam program aplikasi membutuhkan pemodelan sebelumnya, Ada 3 pemodelan geoteknik yang wajib diketahui

1. Axy simetris

Untuk rangka sejajar atau simetris dipakai permodelan sumbu simetris

2. Plane Strain

Pada permodelan jalan raya, dinding penahan, serta aliran irigasi, permodelan tersebut adalah struktural memanjang dari permodelan deformasi planar

3. Plane Stress

Permodelan tegangan bidang umumnya pada pemakaian permodelan rangka atau portal.

Metode elemen hingga pada rekayasa geoteknik bisa diselesaikan oleh perangkat lunak. Aplikasi tersebut adalah Plaxis digunakan dalam rekayasa konstruksi. Plaxis adalah suatu program yang berdasarkan metode elemen hingga, khusus agar dapat di upgreet sebagai aplikasi analisis deformasi dan stabilitas di dalam geoteknik (Plaxis, 2012).

Permodelan geometrik pada design memakai komponen aksisimetris dan komponen plainstrain. Permodelan geometrik pada input sistem elemen hingga ini memakai beberapa unit utama, yaitu: titik, garis, dan grup line. Apabila design rencana sudah berbentuk, jadi sistem elemen hingga dengan terotomatis akan membentuk model yang tersusun dari cluster dan betuk garis berpola dengan model geometriknya.

Materi unit jaringan elemen hingga bisa diuraikan dalam tiga ialah:

1. Elemen

Pengurutan unit lapisan sebanyak 15 nodal atau 6 nodal dalam menentukan elemen. 15 elemen nodal digunakan untuk menghasilkan perhitungan yang akurat. Di sisi lain, Anda dapat memilih elemen yang cuma 6 nodal agar mencapai kondisi hitungan lebih singkat.

2. Titik Nodal

Program ini memiliki 2 jenis node yaitu 15 node dan 6 node.

3. Titik Stress

Tegangan titik ialah jeminan gaussian bisa digunakan dalam hitungan pada regangan serta tegangan. 15 elemen titik node mempunyai 12 titik tegangan (Plaxis, 2012).

3.8.2. Teori Deformasi

Persamaan dasar deformasi statik tanah dari masa tanah dirumuskan dalam kerangka mekanika kontinum. Deformasi kecil yang mencurigakan dibatasi. Hal ini memungkinkan rumus geometri asli untuk direferensikan tanpa deformasi. Deskripsi kontinum didiskritisasi sesuai dengan metode elemen hingga.

1. Deformasi Kontinum

Kesetimbangan kontinum statis dinyatakan seperti:

$$\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{p} = \underline{0} \dots\dots\dots (3.53)$$

Rumus ini Keenam komponen tegangan yang disusun dalam vektor σ berhubungan dengan turunan spasial dari ketiga komponen tegangan yang disusun dalam vektor p . \underline{L}^T adalah transpos dari operator diferensial, rumusnya adalah:

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

Tidak hanya persamaan penyeimbang, ikatan kinematis bisa dirumuskan sebagai:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \cdot \underline{u} \dots\dots\dots (3.54)$$

Ada 6 bagian regangan yang mewakili perhitungan pada vektor $\underline{\varepsilon}$, dalam vektor \underline{u} terdapat susunan 3 bagian perpindahan yang merupakan turunan ruang, serta sebelumnya telah di tentukan operator diferensial \underline{L} . Menurut pada perilaku material terdapat hubungan pada (2.1) dengan (2.3) yang memberitahukan kaitan konstitutif, ialah perubahan regangan dengan tegangan dari hubungan tersebut, di pelajari lebih dalam pada Manual Model Material. Biasanya kaitanya dihitung ulang di sini:

$$\sigma = M. \varepsilon \dots\dots\dots(3.55)$$

Persamaan Kombinasi (2. 1) dan (2. 3) serta(2. 4) menciptakan kesamaan untuk perpindahan \underline{u} dalam diferensial parsial ordo-dua

Dipakai kombinasi secara langsung akan tetapi perhitungan keseimbangan tersebut dirumuskan ulang pada "mode low"(weak form) berdasarkan jenis konsep Galerkin(Zienkiewicz, 1967):

$$\int \delta \underline{u}^T \cdot (\underline{L}^T \cdot \underline{\sigma} + \underline{p}) \cdot dV = 0 \dots\dots\dots (3.56)$$

3.8.3. *Plaxis*

Plaxis merupakan jenis aplikasi yang berlandaskan perhitungan elemen hingga pada aplikasi teknik, berfungsi guna mensimulasikan perilaku tanah. Landasan teori yang di pakai: teori deformasi, teori aliran tanah, teori konsolidasi, teori geoteknik elemen hingga.

Pada saat itu juga, metode pemrograman *Plaxis* adalah keterkaitan angka item baris dan integrasi numerik item trigonometri yang menjadi dasar program *plaxis* ini. "Ketepatan hasil (*output*) yang diperoleh dengan menggunakan program *Plaxis*, jika ingin membandingkan dengan hasil sebenarnya dilapangan, tergantung terhadap pengalaman pengguna dalam masalah pemodelan, pemahaman model, menentukan jangka yang digunakan serta kepandaian untuk menginterpretasikan hasil analisis memakai program *Plaxis*." Pada program *Plaxis*, terdapat banyak tipe pemodelan tanah, antara lain model tanah *Mohr-Coulomb* dan model tanah lunak (*soft soil*). (Darma, 2015).

Adapun tahapan-tahapan analisa dengan menggunakan metode elemen hingga adalah sebagai berikut (Darma, 2015) :

3.8.4. Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang MEH

Adapun cara analisa kapasitas dukung pondasi taing pancang pada metode elemen hingga analisis axisymmetric yaitu nilai *phi reduction* dikalikan dengan beban aksial yang bekerja yaitu dengan persamaan sebagai berikut (Darma, 2015):

$$Q_{ult} = \sum Msf \times Q \dots\dots\dots (3.57)$$

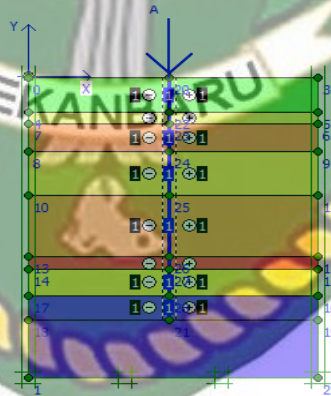
Keterangan:

$\sum Msf$ = nilai *phireduction*

Q = beban aksial (kN)

3.8.5. Pemodelan Pada Program Plaxis

Saat mengaplikasikan aplikasi plaxis, user wajib memahami perencanaan permodelan yang akan di pakai.pertama-tama yang harus di lakukan adalah menganalisis jenis pondasi selanjutnya bisa melaksanakan hitungan numerik., seperti Gambar 3.18 berikut ini:



Gambar 3.18 Model Pondasi Tiang Pancang

Bahan yang digunakan pada pemodelan ialah bahan tanah serta bahan dasar yang setiap itemnya memiliki karakteristik teknik dalam mempengaruhi fungsi dan kegunaannya. Didalam aplikasi Plaxis, atribut ini ditentukan dari model dan parameter tertentu.

3.9 Penurunan Tiang

Bukan hanya karena kegagalan ketahanan kuat dukung tanah, pada saat pengerjaan galian seringkali disertai dengan tegangan tanah yang berubah. berubahnya tegangan ini terjadi dengan berubahnya bentuk . Secara umum, akan menghasilkan pengurangan pondasi tiang. Penurunan umumnya dibagi ke dalam kategori berikut: (Bowles, 1988):

1. Seketika ataupun elastik, mencakup sifat elastik tanah ataupun tiang itu sendiri
2. Konsolidasi, ataupun lamanya proses penurunan dan terjadi bisa saja dalam jangka waktu bulan hingga tahun.

Pada penelitian ini permasalahan penurunan tiang memakai perhitungan penurunan elastik tiang.

3.9.1 Penurunan Tiang Tunggal (Elastik Tiang)

Beban yang kerjaverthical(Q_w) terhadap penurunan diakibatkan oleh 3 aspek(Das, 2004) :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots (3.58)$$

Penjelasan:

s = Total penurunan tiang (mm)

s_1 = Batang penurunan tiang (mm)

s_2 = Akibat beban titik penurunan tiang (mm)

s_3 = Akibat beban yang tersalur sejauh batang penurunan tiang (mm)

1. Menentukan penurunan (s_1)

Bila di asumsikan beban tiang merupakan elastic, karena itu deformasi tiang bisa di evaluasi memakai persamaan berikut :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \epsilon Q_{ws})}{A_p E_p} \dots \dots \dots (3.59)$$

Penjelasan:

Q_{wp} = beban kerja terhadap beban yang dipikul ujung tiang (ton)

Q_{ws} = beban kerja terhadap beban yang dipikul kulit tiang (ton)

- A_p = Lebar Selimut tiang (m^2)
 L = Panjang kolom (m)
 E_p = modulus young beban tiang ($2,1 \times 10^6$ kg/cm²)
 T = Tegangan geser

Ukurannya τ tergantung karakteristik penyaluran tahanan disepanjang permukaan tiang. Apabila penyaluran nilai f sama atau parabola, nilainya τ hingga 0,5, jika distribusi f segitiga maka nilainya τ ialah 0,67 (Vesic, 1977 dalam Das, 2004), jika tidak, pastikan bahwa Q_{wp} adalah 40% dari beban tunggal tiang (Q) dan Q_{ws} merupakan beban tiang tunggal sebesar 60 % (Q) (Simatupang, 2012).

2. Penentuan penurunan(s_2)

Metode semi empiris memperkirakan ukuran penurunan s_2^2 :

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \dots \dots \dots (3.60)$$

Keterangan:

Q_p = Ujung tahanan batasan tiang ($q_c \times A_p$) (ton)

C_p = nilai angka empiris

Nilai data C_p bermacam tipe tanah di bawah ini:

Tabel 3.17. Nilai-nilai C_p (Vesic, 1977 dalam Das,2004)

Jenis Tanah	Tiang Pancang
(padat ke lepas)pasir	0,02-0,04
(kaku ke lunak)lempung	0,02-0,03
(padat ke lepas)lanau	0,03-0,05

3. Menentukan penurunan tiang akibat beban yang tersalur sejauh batang(s_3)

Cara memastikan s_3 bisa dipakai pada persamaan berikut:

$$s_3 = \frac{Q_{wp} C_s}{L q_p} \dots \dots \dots (3.61)$$

Keterangan:

C_s = suatu konstanta empiris= $(0,93 + 0,16 \sqrt{L/D}) C_p$

3.9.2. Perkiraan Penurunan Kelompok Tiang (Pile Group)

Perhitungan struktur pondasi, Berdasarkan kapasitas izin tiang lebih kepada persyaratan penurunan, pada tahanan ujung serta beban tiang adalah perbedaan dari penurunan khusus tiang. Bila kuat dukung antar tiang lebih kecil ataupun sama dengan tahanan ujung tiang, hasil yang diperoleh sangat kecil untuk penurunan, hubungan penurunan antara tiang tunggal dan kelompok tiang (Hardiyatmo, 2008) sebagai berikut :

$$S_g = S \sqrt{\frac{B}{D}} \dots\dots\dots (3.62)$$

Dimana :

- S_g = Penurunan kelompok tiang (mm)
- B = Lebar kelompok tiang (mm)
- S = Penurunan tiang tunggal (mm)
- D = Diameter Tiang (mm)

3.9.3. Penurunan Izin Berdasarkan SNI 8460:2017

Penurunan maksimal dan selisih penurunan yang diizinkan di khususkan menurut perbedaan bangunan atas dan bangunan sekitarnya, dan harus ditinjau secara terpisah dengan mengacu pada kestabilan, dan fungsi struktur sebelumnya.

Menurut SNI 8460: 2017, ” pengurangan izin adalah $<15 \text{ cm} + b / 600$ (b dalam cm)”, terhadap bangunan tinggi dapat dibuktikan bahwa bangunan atas masih aman. Penurunan diferensial yang diharapkan harus ditentukan dengan hati-hati dan konservatif, dan dampaknya terhadap bangunan tinggi di atasnya harus diverifikasi untuk memastikan bahwa diferensial penurunan masih memenuhi standar dan penerapan 1/300 x-ray.

3.9.4. Penurunan Izin Berdasarkan *Flemming* 1922

Penurunan dari bangunan yang diizinkan tergantung terhadap aspek tertentu. Faktor-faktor berikut menyangkut tipe, tinggi, kekakuan dan kegunaan

bangunan, serta ukuran dan kecepatan penurunan dan distribusi. Desain wajib bisa memperkirakan pengurangan total dan perbedaan penurunan yang masih pada batasan yang diizinkan.

Apabila terjadi penurunan pada suatu bangunan akan berlangsung lambat dalam jangka waktu yang lama, struktur lebih mungkin untuk beradaptasi dengan penurunan yang terjadi tanpa merusak struktur karena rangkai. Karena reduksi maksimum dapat diprediksi dengan akurasi yang cukup, hubungan antara reduksi maksimum biasanya dapat ditentukan. Tingkat penurunan keamanan ditetapkan sebagai:

$$S_{total} < S_{izin} \text{ (Flemming, 1922 dalam Oktaviani 2013).}$$

$$S_{izin} = 10\% D \dots\dots\dots (3.63)$$

Dimana:

D = Lebar atau diameter tiang (cm)

penurunan yang dapat ditolerir untuk bangunan :

$S_{izin} = 1,5$ inchi (untuk lempung)

$S_{izin} = 2,5$ inchi (untuk pasir)

3.10. Kuat Geser Tanah

Kekuatan geser tanah tidak tetap pada jenis tanah tertentu pada kedalaman yang besar, umumnya tanah lebih kuat dari pada dipermukaan (Wesley,2012).

Kuat geser tanah dapat dianalisa dari teori Coulomb dengan persamaan sebagai berikut:

$$\tau'_d = c'_d + \sigma' \tan \phi'_d$$

dimana:

τ'_d = tahanan geser tanah

c'_d = kohesi menurut keadaan tegangan efektif

σ' = tegangan normal pada bidang geser ($\sum \gamma' z_i$)

ϕ'_d = sudut ketahanan geser

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1. Lokasi Penelitian

Peneliti sebelumnya telah melakukan penelitian pada pondasi tiang mini dengan metode perhitungan dan lokasi penelitian yang berbeda. Lokasi penelitian yang menjadi objek penelitian adalah Jl. Naga Sakti Kota Pekanbaru. Gambar 4.1 di bawah ini adalah lokasi survei penelitian.



Gambar 4.1 Lokasi Proyek Penelitian.

4.2. Data Teknis Gedung

Dalam penelitian ini, untuk membuat model 3D bangunan, data diambil dari dimensi keseluruhan komponen struktur bangunan. Data ini diperoleh dari data yang dikumpulkan di lokasi dan didasarkan pada peraturan perencanaan konstruksi Indonesia.

Data - data yang diperlukan adalah:

4.2.1. Data Umum Proyek

1. Nama Proyek : Kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru Provinsi Riau
2. Pemilik Proyek : BPN Kota Pekanbaru
3. Lokasi Proyek : Jl. Naga Sakti, Pekanbaru
4. Asal Anggaran : Negara
5. Pelaksana : PT. Tiga Putri
6. Konsultan lapangan : PT. Artha Asri Arsindo
7. *Konsultan Pengawas* : CV. Multy Deseko
8. *Ready Mix Concrete* : PT. Lutvindo Wijaya Perkasa
9. *Pile Supplier* : PT. Virajaya
10. Alat Berat : *Hydraulic Jack*

4.2.2. Data Struktur

Informasi struktur tiang didapatkan dari lokasi proyek berdasarkan hitungan oleh konsultan proyek, seperti pada data dibawah:

1. Jenis Pondasi : Mini pile 25x25 cm
2. Tiang arah vertikal : 6.00 m
3. Mutu Beton : K – 500
4. Mutu Baja : BJ – 37
5. Batas Efektifitas Mesin : Max 120 Ton

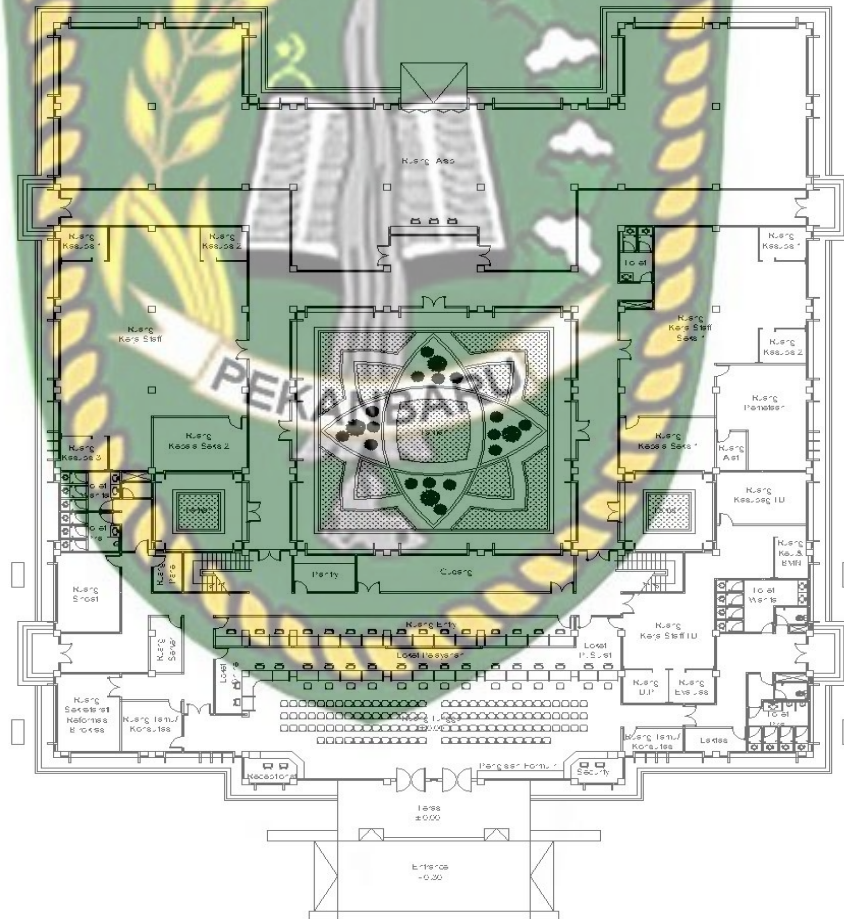
Data teknis stuktur

1. Luas Bangunan : 2592 m²

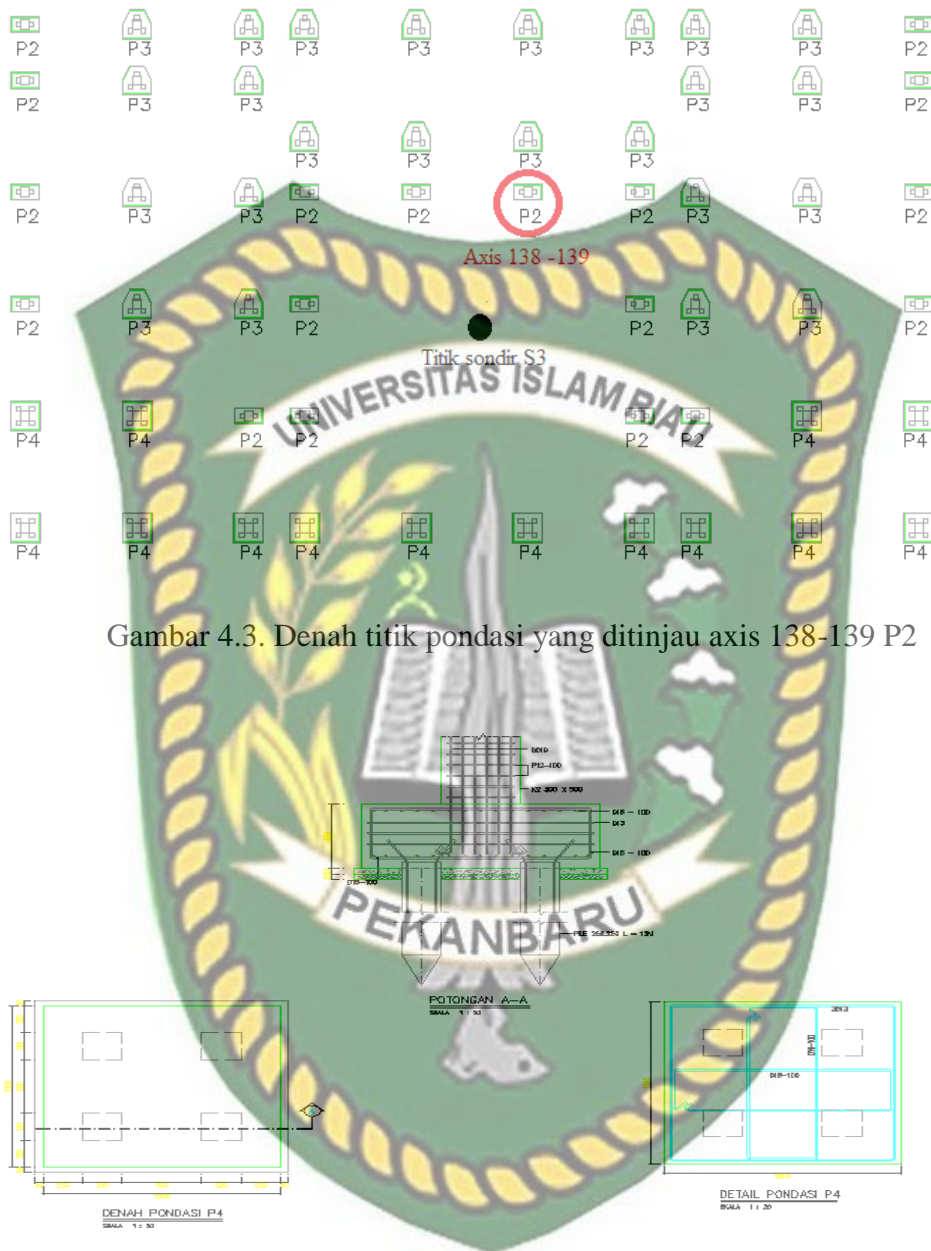
2. Tinggi bangunan tiap lantai adalah :

- a. Atap : + 14,45 m
- b. Lantai II : + 8,20 m
- c. Lantai I : + 4,40 m
- d. Lantai dasar : + 0,60 m

3. Gambar denah pondasi Gedung Kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru Provinsi Riau ditunjukkan pada Gambar 4.2 dengan titik yang ditinjau nomor pile 138-139 P2 Gambar 4.3.



Gambar 4.2 Denah Pondasi



Gambar 4.3. Denah titik pondasi yang ditinjau axis 138-139 P2

Gambar 4.4. Potongan A-A Pile Cap P4

Gambar pile cap P4 potongan A-A yang ditinjau pada gambar 4.4

4.2.3. Spesifikasi Material Struktur

Pada pengamatan yang ingin diteliti spesifikasi material yang akan dipakai pada konstruksi gedung dapat dilihat Tabel 4.1

Tabel 4.1 Mutu Komponen Struktur Balok dan Plat Lantai

No.	Mutu bahan	Nilai
1	Beton	
	Mutu beton K-250	$f_c' = 25 \text{ Mpa}$
2	Modulus elastisitas beton	$E_c = 4700\sqrt{25} = 25.742,2 \text{ Mpa}$
	Angka poisson	0,2
	Baja Tulangan	
	BJ- 37	$F_y = 240 \text{ Mpa},$ $F_u = 370 \text{ Mpa}$
	Modulus elastis baja	$E_c = 200.000 \text{ Mpa}$

4.2.4. Data Konstruksi Gedung

Pada data analisa struktur dan pembebanan konstruksi oleh Gedung BPN dapat dilihat dari data dibawah ini:

1. Data beban pada beban mati :

- a. Berat isi beton : 2.400 kg/m^3
- b. Baja : 7.850 kg/m^3
- c. Plafond + rangka : 18 kg/m^2
- d. Mekanikal elektrik : 25 kg/m^2
- e. Beban mati dinding (q_{bb})

Untuk dinding diasumsikan beban terdistribusi merata yang bervariasi antara: $q_{bb} = 250 \text{ kg/m}$ hingga 1000 kg/m (tergantung tinggi dan material dinding).

2. Pembebanan untuk beban hidup :

- a. Beban hidup yang digunakan adalah sebesar : $4,8 \text{ KN/m}^2$

4.2.5. Dimensi Elemen Struktur

1. Kolom

Dimensi kolom yang digunakan dalam perencanaan struktur Gedung dapat dilihat pada tabel 4.2

Tabel 4.2 Dimensi Kolom Gedung

No	TIPE	Dimensi (cm)
1	K1	60 X 60
2	K2	50 X 50
3	K3	30 X 30

2. Balok

Dimensi balok yang dipakai pada rencana struktur berikut data tabel 4.3

Tabel 4.3 Dimensi Balok Gedung

No	Tipe	Dimensi (cm)
1	B1	45x70
2	B2	35x65
3	B3	30x60
4	B4	25x55
5	B5	25x50

3. Plat lantai

Tebal plat lantai yang digunakan dalam perencanaan struktur gedung adalah 12 cm.

4.3. Tahapan Penelitian

Tinjauan skripsi yang berjudul “Analisis Kuat Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Mini Berdasarkan Data Sondir pada Gedung Kantor Badan Pertanahan Nasional Kota Pekanbaru” dilakukan dengan beberapa tahapan. Adapun langkah-langkah yang harus dilakukan pada studi ialah sebagai berikut :

1. Persiapan

Dalam tahap persiapan ini peneliti telah melakukan berbagai persiapan yaitu mempersiapkan surat-surat administrasi, buku-buku acuan dasar, dan membaca beberapa karya akhir peneliti terdahulu sebagai petunjuk dan arahan bagi peneliti pondasi tiang mini.

2. Pengumpulan data

Pada penulisan ini, informasi yang dipakai untuk penelitian adalah data sekunder berupa data yang diperoleh langsung dari konsultan perencana, yaitu data uji sondir dan calendring, data beban struktur dan gambar struktur pondasi tiang mini.

3. Analisis data

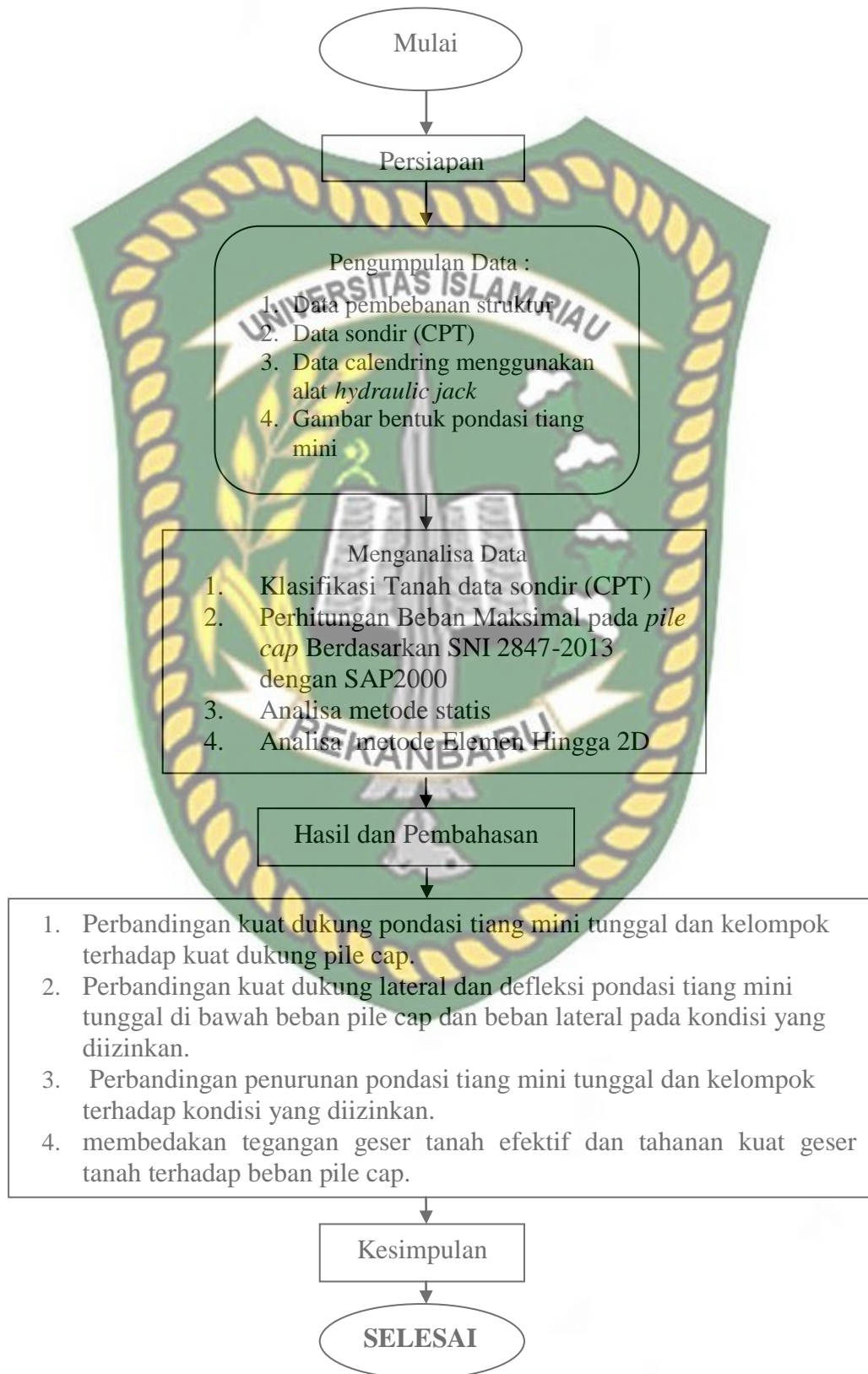
Perhitungan yang dikerjakan pada penulisan ini ialah seperti berikut. Jika data yang dibutuhkan sudah lengkap, persyaratan SNI digunakan untuk menghitung ulang beban tekan aksial yang sebelumnya dihitung oleh konsultan perencanaan pondasi mini pile. Dan penggunaan aplikasi SAP 2000 dan Plaxis 2d untuk merencanakan kembali ketahanan beban dari mini pile, dengan tujuan untuk menentukan kuat dukung pondasi tiang untuk menahan beban tekan aksial dan beban struktural maksimum pada pile cap menurut data sondir dan calendring

4. Hasil dan pembahasan

Dari analisa yang telah dilakukan, hasil perancangan model pondasi tiang mini didasarkan pada ketahanan beban dan penurunan tiang dari tujuan penelitian yang ingin dicapai belum sesuai dan belum mendekati kesempurnaan.

5. Kesimpulan dan Rekomendasi

Kesimpulan dari penelitian ini didasarkan pada hasil yang diperoleh selama proses tinjauan dan diskusi, dan memberikan rekomendasi untuk penelitian masa depan. Tahap pelaksanaan penelitian ditunjukkan pada Gambar 4.4 di bawah ini.:

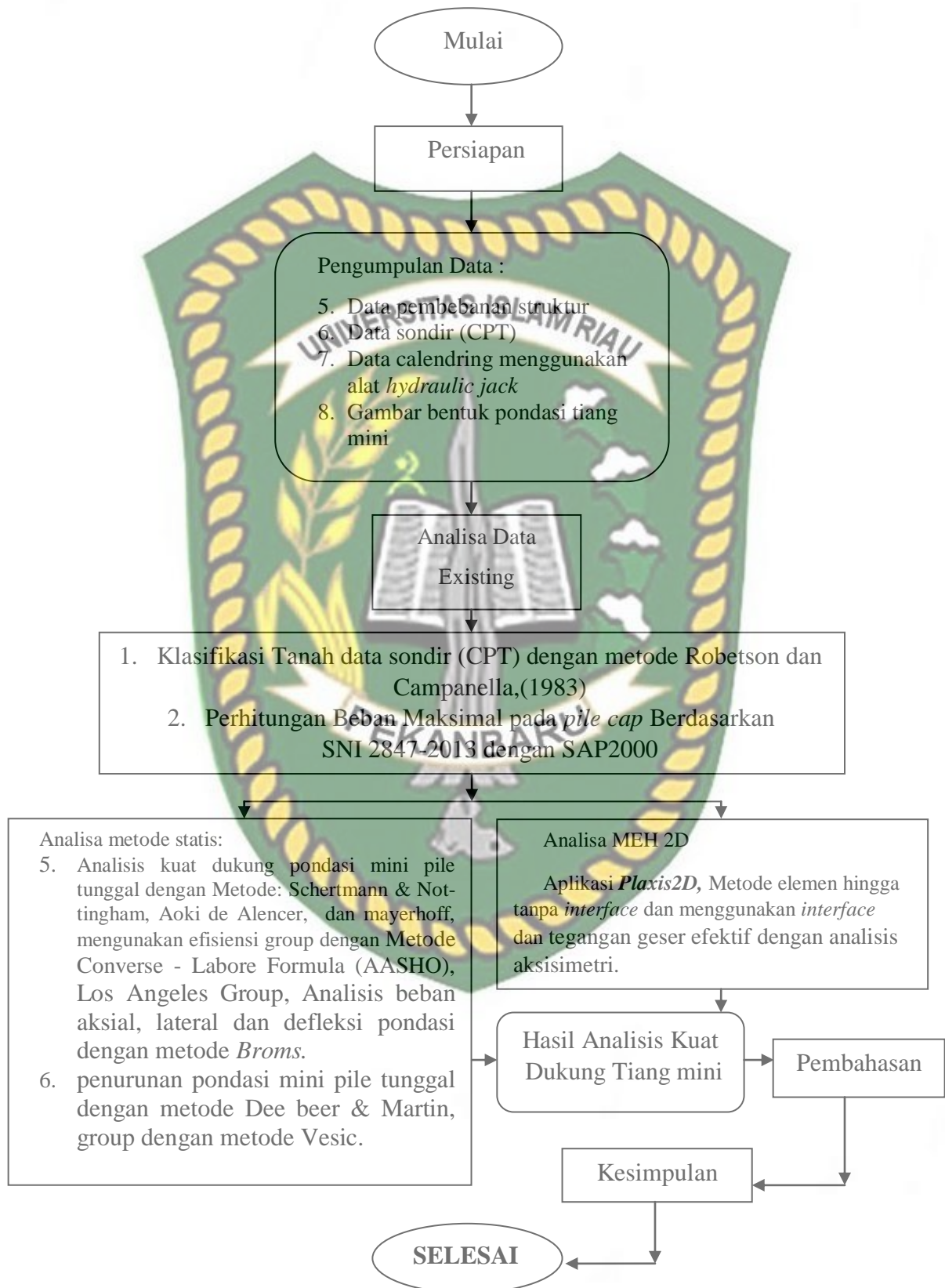


Gambar 4.5 Bagan Tahapan Pelaksanaan Penelitian



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

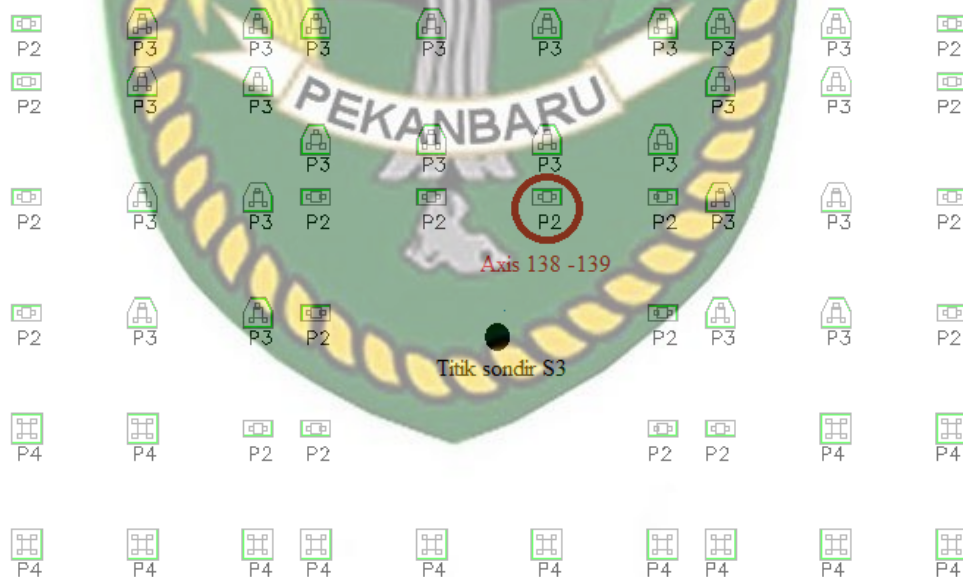


Gambar 4.6 Bagan alir analisa data

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1. Deskripsi Umum

Deskripsi umum bangunan menjelaskan data-data struktur bangunan serta data tentang konstruksi bangunan akan menjadi objek penelitian. Penelitian ini pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan pondasi tiang mini kelompok pada kedalaman pondasi 12 m dari muka tanah dengan ukuran 25x25 cm dan pada pengamatan tanah digunakan data hasil uji penetrasi konus (CPT). Berikut gambar denah pondasi pada perhitungan menggunakan program SAP2000 dengan titik pondasi 138 merupakan pondasi yang ditinjau dikarenakan pada titik tersebut yang mengalami kondisi tanah ekstrim pada uji pemancangan dan uji sondir dilaksanakan.



Gambar 5.1 Denah Titik Pondasi.

Data teknis struktur Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau adalah sebagai berikut :

1. Jenis struktur : Struktur beton dengan atap baja ringan
2. Jumlah lantai : 3 lantai
3. Mutu baja tulangan : $f_y = 390$ MPa
4. Mutu baja structural : BJ-37 ($f_y = 240$ MPa, $f_u = 370$ MPa)
5. Mutu beton : K-250 ($f'_c = 20,75$ MPa = 20750 kPa)
6. Fungsi bangunan : Kantor
7. Tebal pelat lantai :
 - Lantai dasar : 200 mm
 - Lantai 2 : 200 mm cor cast in situ
 - Lantai 3 : 120 mm cor cast in situ
8. Jenis pondasi : Tiang Mini 25x25, panjang 6 m

Dalam penelitian ini mengacu pada beberapa Peraturan yang sudah biasa digunakan pada perencanaan bangunan gedung di Indonesia. Peraturan tersebut adalah sebagai berikut:

- a. Peta gempa 2017
- b. SNI-1726-2012, Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.
- c. SNI-2847-2013, Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung dan Bangunan lain.

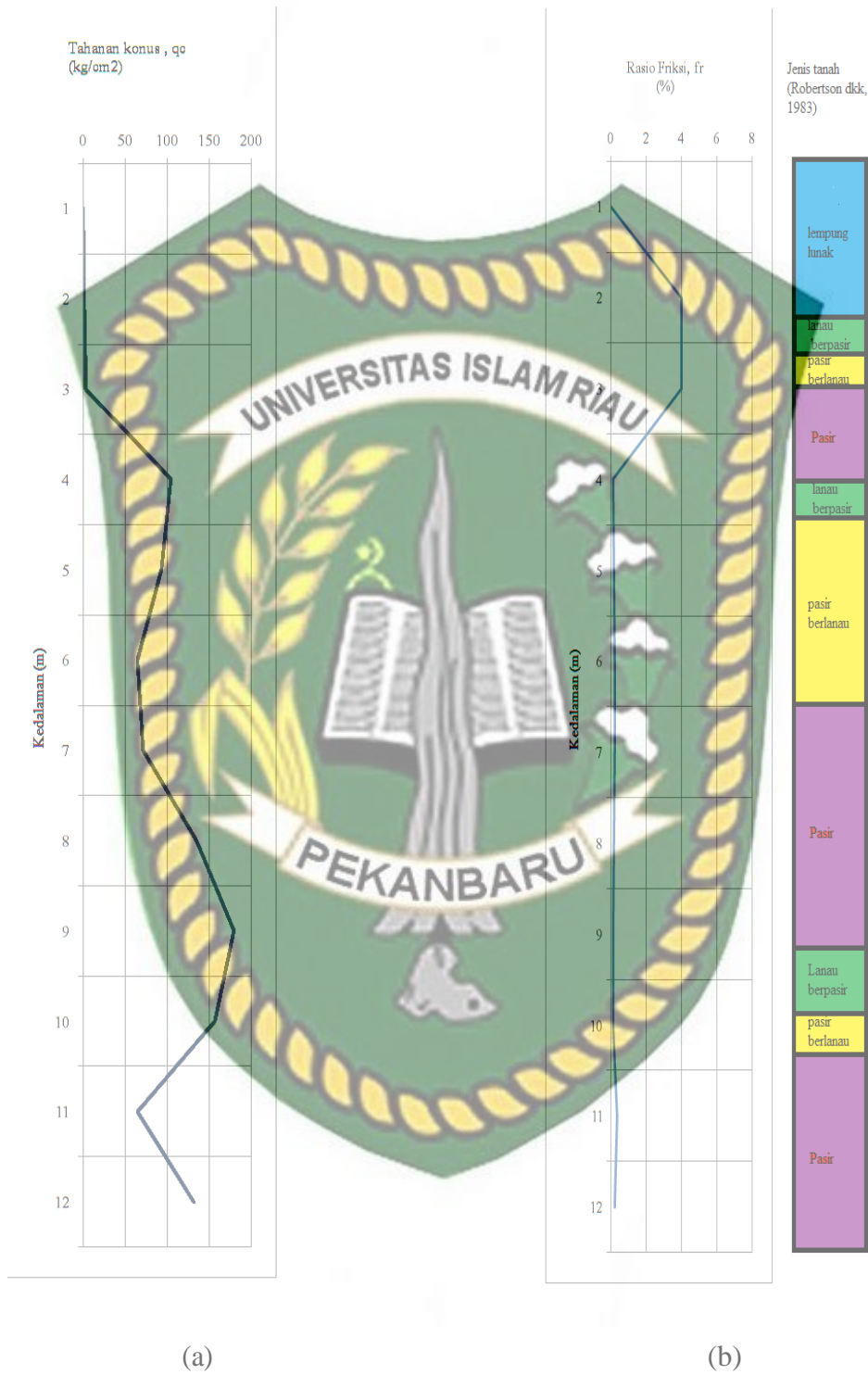
Sebelum melakukan pemodelan pondasi tiang mini, ada baiknya kita terlebih dahulu mengetahui data-data teknis dari tiang mini tersebut. Data-data tersebut berhubungan dengan data yang dibutuhkan pada perhitungan kuat dukung maupun penurunan pondasi tiang mini, baik secara manual maupun program plaxis. Hal ini dapat kita lihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1. Data Tiang Mini

No	Keterangan	Nilai
1	Lokasi	As 138-139
2	Jenis Pondasi Tiang	Pondasi Tiang mini beton
3	Diameter Tiang (m)	250x250
4	Panjang Tiang (m)	6 m
5	Luas Penampang (m ²)	0,625
6	Modulus Elastisitas (kN/m ²)	21538105,8
7	Momen Inersia (I) (m ⁴)	3,25521x10 ⁻⁶
8	AE (kN/m)	2000000
9	EI (kNm ² /m)	7011,1
10	Angka Poisson (ν)	0,3

5.2. Pengklasifikasian Tipe Tanah Menurut Hasil Sondir (CPT)

Klasifikasi model tanah pada CPT membantu dalam menentukan karakteristik jenis pada sekeliling pangkal tiang pancang mini pile. Pada penelitian ini klasifikasi jenis tanah berdasarkan Robertson dan Campanella selama pembangunan gedung kantor Badan Pertanahan Nasional Kota Pekanbaru meliputi hasil penyondiran 5 titik, dan data klasifikasi jenis tanah titik tanah S3 diperoleh 4 jenis tanah diantaranya liat dan lanau. Untuk tanah kualitatif, tanah berpasir berlumpur dan tanah berpasir padat, lihat Gambar 5.2.

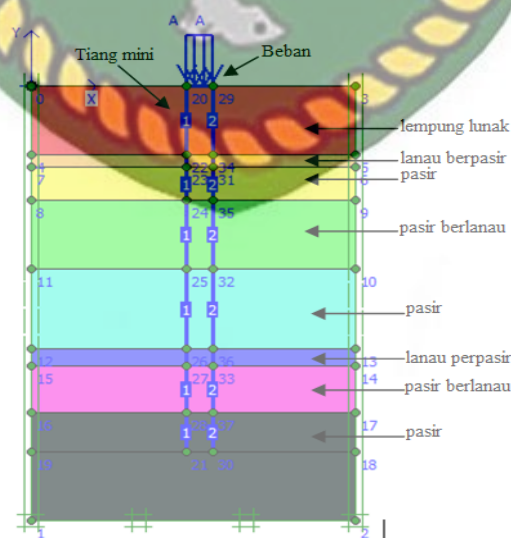


Gambar 5.2 Grafik Sondir, (a) Grafik *Cone Resistance* dan (b) Grafik *Friction Ratio*.

Berdasarkan pengujian data sondir ditemukan tanah keras pada kedalaman 12 meter. Perencanaan tiang mini pada kedalaman 12 m. Untuk tiang tunggal analisis plaxis digunakan parameter model tanah Mohr-Coulomb dengan analisis *axisymmetric* ialah suatu pemodelan dengan asumsi tegangan dan regangan yang memiliki nilai atau tidak sama dengan nol dan tidak bisa dianalisis bagi tiang kelompok pada program *plaxis*. Sedangkan *plane strain* merupakan permodelan dengan asumsi regangan dianggap nol, sedangkan tegangan mempunyai nilai dan dapat digunakan pada permodelan tiang tunggal ataupun tiang kelompok.

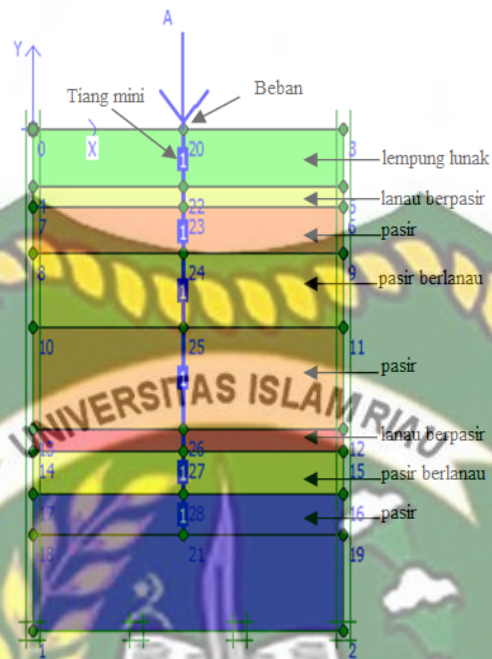
Parameter tanah adalah ukuran atau untuk mendapatkan pedoman perubahan proses yang terjadi dalam tanah jika tanah ditambah dengan beban luar ataupun tanpa beban luar. Adapun bagian dari parameter tanah yaitu modulus young, poisson's rasio, berat isi tanah, berat isi tanah kering, berat isi tanah jenuh, sudut geser dalam, kohesi, sudut dilantasi, friksi dan permeabilitas tanah. Untuk lebih jelas parameter tanah yang digunakan dalam analisis program *Plaxis* dapat dilihat pada lampiran Tabel 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.7, 5.8 dan 5.9.

Untuk representasi gambar geometris pada program *Plaxis* 2D dapat diselesaikan dengan memasukkan koordinat setiap titik, atau dapat digambarkan langsung dengan mengklik kursor yang ada. Gambar untuk geometri dan stratifikasi tanah dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan 5.4 di bawah.



Gambar 5.3 Pondasi tiang mini kelompok (*axisymmetric*) pada program *plaxis*

2D



Gambar 5.4 Pondasi tiang mini tunggal (*axisymmetric*) pada program *plaxis*

5.3. Hasil Analisa *Response Spectrum*

Analisis spektrum respons adalah metode analisis struktur dinamis, yang menggunakan model matematis untuk merancang spektrum respons seismik struktur. Gempa rencana didefinisikan sebagai gempa bumi dengan probabilitas melebihi 2% dalam waktu 50 tahun dari umur layan suatu struktur bangunan. Faktor prioritas dan kategori risiko struktural, bangunan termasuk kategori risiko I, dan faktor prioritas gempa (I_e) adalah 1,0. Gedung kantor Badan Pertanahan Provinsi Riau merupakan bangunan baraturan, oleh sebab itu analisis struktur yang dipakai ialah analisis dinamik.

Tabel 5.2 Parameter *Response Spectrum* Kota Pekanbaru (Sumber: PUSKIM)

Batuan		Tanah Keras		Tanah Sedang		Tanah Lunak	
Variabel	Nilai	Variabel	Nilai	Variabel	Nilai	Variabel	Nilai
PGA (g)	0.214	PGA (g)	0.214	PGA (g)	0.214	PGA (g)	0.214
SS (g)	0.435	SS (g)	0.435	SS (g)	0.435	SS (g)	0.435
S1 (g)	0.273	S1 (g)	0.273	S1 (g)	0.273	S1 (g)	0.273
CRS	1.000	CRS	1.000	CRS	1.000	CRS	1.000
CR1	0.951	CR1	0.951	CR1	0.951	CR1	0.951
FPGA	1.000	FPGA	1.186	FPGA	1.371	FPGA	1.628
FA	1.000	FA	1.200	FA	1.452	FA	1.909
FV	1.000	FV	1.527	FV	1.854	FV	2.908
PSA (g)	0.214	PSA (g)	0.254	PSA (g)	0.294	PSA (g)	0.349
SMS (g)	0.435	SMS (g)	0.522	SMS (g)	0.631	SMS (g)	0.830
SM1 (g)	0.273	SM1 (g)	0.417	SM1 (g)	0.506	SM1 (g)	0.794
SDS (g)	0.290	SDS (g)	0.348	SDS (g)	0.421	SDS (g)	0.553
SD1 (g)	0.182	SD1 (g)	0.278	SD1 (g)	0.337	SD1 (g)	0.529
T0 (detik)	0,126	T0 (detik)	0,16	T0 (detik)	0,16	T0 (detik)	0,191
TS (detik)	0,628	TS (detik)	0,799	TS (detik)	0,802	TS (detik)	0,957

Dari analisa gempa *response spectrum* di atas dapat kita lihat terdapat perbedaan nilai dari setiap kondisi tanah, bahwasanya semakin lunak kondisi tanah maka akan semakin besar Fv sehingga menghasilkan nilai SD1 dan SM1 yang semakin besar pula. Maka didapat periode *respon spectrum* pada Tabel 5.11 dan grafik pada Gambar 5.5.

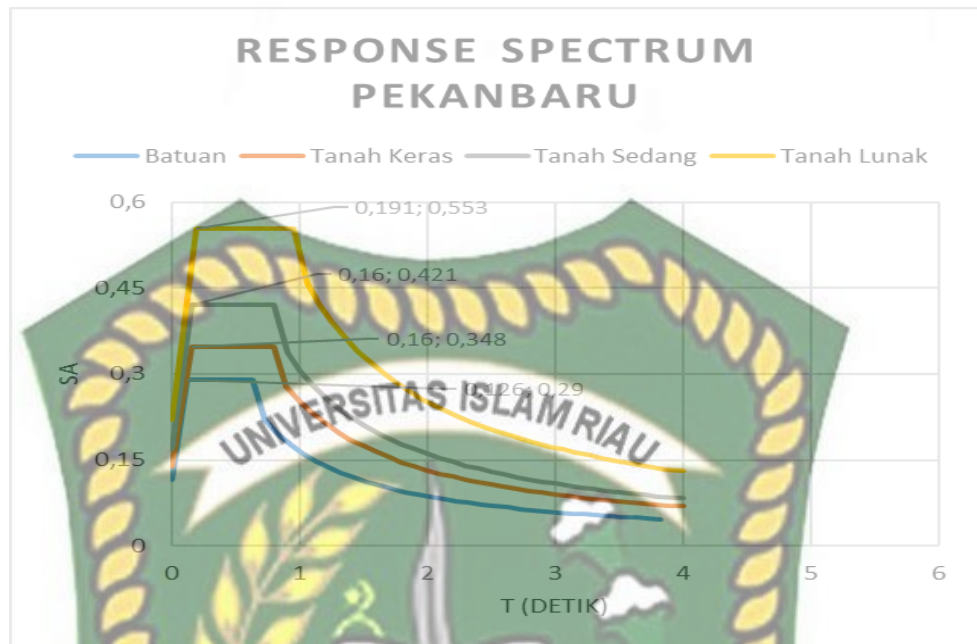
Tabel 5.3 Periode *Response Spectrum*

Batuan		Tanah Keras		Tanah Sedang		Tanah Lunak	
T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0,116	0	0,139	0	0,168	0	0,221
0,126	0,29	0,16	0,348	0,16	0,421	0,191	0,553
0,628	0,29	0,799	0,348	0,802	0,421	0,957	0,553
0,728	0,22	0,899	0,278	0,902	0,337	1,057	0,458
0,828	0,196	0,999	0,253	1,002	0,306	1,157	0,421
0,928	0,177	1,099	0,232	1,102	0,281	1,257	0,39
1,028	0,161	1,199	0,214	1,202	0,259	1,357	0,363

1,128	0,148	1,299	0,199	1,302	0,241	1,457	0,34
1,228	0,137	1,399	0,185	1,402	0,225	1,557	0,319
1,328	0,127	1,499	0,174	1,502	0,211	1,657	0,301
1,428	0,119	1,599	0,164	1,602	0,198	1,757	0,285
1,528	0,112	1,699	0,154	1,702	0,187	1,857	0,27
1,628	0,105	1,799	0,146	1,802	0,177	1,957	0,257
1,728	0,1	1,899	0,139	1,902	0,169	2,057	0,245
1,828	0,094	1,999	0,132	2,002	0,161	2,157	0,235
1,928	0,09	2,099	0,126	2,102	0,153	2,257	0,225
2,028	0,086	2,199	0,121	2,202	0,147	2,357	0,215
2,128	0,082	2,299	0,116	2,302	0,14	2,457	0,207
2,228	0,078	2,399	0,111	2,402	0,135	2,557	0,199
2,328	0,075	2,499	0,107	2,502	0,13	2,657	0,192
2,428	0,072	2,599	0,103	2,602	0,125	2,757	0,185
2,528	0,069	2,699	0,099	2,702	0,12	2,857	0,179
2,628	0,067	2,799	0,096	2,802	0,116	2,957	0,173
2,728	0,064	2,899	0,093	2,902	0,112	3,057	0,168
2,828	0,062	2,999	0,09	3,002	0,109	3,157	0,163
2,928	0,06	3,099	0,087	3,102	0,105	3,257	0,158
3,028	0,058	3,199	0,084	3,202	0,102	3,357	0,153
3,128	0,056	3,299	0,082	3,302	0,099	3,457	0,149
3,228	0,055	3,399	0,079	3,402	0,096	3,557	0,145
3,328	0,053	3,499	0,077	3,502	0,094	3,657	0,141
3,428	0,052	3,599	0,075	3,602	0,091	3,757	0,137
3,528	0,05	3,699	0,073	3,702	0,089	3,857	0,134
3,628	0,049	3,799	0,071	3,802	0,086	4	0,132
3,728	0,048	3,899	0,069	4	0,084		
3,828	0,046	4	0,069				
4	0,045						

Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau



Gambar 5.5 Response Spectrum Desain Kota Pekanbaru (PUSKIM)

Dalam kasus ini, peneliti menggunakan *response spectrum* tanah lunak berdasarkan hasil data sondir yang didapat 4 buah tipe tanah adalah tanah lempung, tanah lanau berpasir, tanah pasir berlanau dan tanah pasir.

5.4. Analisa Pembebanan Struktur

Beban yang dipertimbangkan dalam analisis struktur adalah beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa.

1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri komponen struktur dan beban mati tambahan. Beban mati tambahan mencakup:

1. Beban mati tambahan pada pelat lantai (q_{plt})
 - a. Plesteran (tebal 3 cm) x (beban spesi) = $3 \times 21 = 63 \text{ kg/m}^2$
 - b. Keramik = 25 kg/m^2
 - c. Plafon dan penggantung = 18 kg/m^2

$$d. \quad \text{Mekanikal elektrik} \quad = \quad 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} \quad = \quad 131 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{plt} \quad \approx \quad 150 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban mati dinding (q_{bb})

Untuk dinding diasumsikan beban terdistribusi merata yang bervariasi antara: $q_{bb} = 250 \text{ kg/m}$ hingga 1000 kg/m (tergantung tinggi dan material dinding).

$$\text{Tinggi dinding } 3,8 \times 250 \quad = \quad 950 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan adalah sebesar 4.8 kN/m^2 .

3. Beban Angin

Beban angin diasumsikan sebesar $q_w = 80 \text{ kg/m}^2$ yang bekerja secara merata pada dinding bangunan. Distribusi beban angin pada keempat sebagai berikut: sisi gedung adalah

- Di pihak angin (*windward*) $= +0,9q_w = 72 \text{ kg/m}^2$
- Di belakang angin (*leeward*) $= -0,4q_w = -32 \text{ kg/m}^2$
- Selurusan arah angin $= -0,4q_w = -32 \text{ kg/m}^2$

Catatan: Tanda (+) menunjukkan arah angin menuju ke dinding bangunan

Tanda (-) menunjukkan arah angin menjauhi dinding bangunan

Untuk atap, digunakan koefisien angin maksimum sebesar 0.4, sehingga dihasilkan tekanan angin sebesar 32 kg/m^2 .

4. Beban Gempa

Beban gempa dimasukkan sebagai beban respons spektrum desain dapat dilihat pada Gambar 5.5. Untuk gaya dalam akibat gempa, harus dibagi dengan kuantitas R/I_e (SNI 1726-2012 pasal 7.9.2). R adalah 8 seperti yang telah ditentukan sebelumnya dan I_e adalah 1,50 untuk kategori risiko IV (Tabel 5.12). $R/I_e = 8/1,50 = 5,333$.

Tabel 5.4. Faktor Keutamaan Gempa, I_e (SNI 1726-2012 Tabel 2)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Peneliti memilih kombinasi beban statis dan dinamis, karena pada saat menganalisis kuat dukung pondasi tiang mini dibutuhkan beban searah sumbu Y dan beban searah sumbu X. oleh karena itu, berikut 5 buah kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1:

Tabel 5.5 Kombinasi Pembebanan Tanah Lunak

Kombinasi	Beban Mati	Beban Hidup	Beban Gempa X	Beban Gempa Y	Beban Mati Extra
Kombinasi 1	1,40	0,00	0,00	0,00	1,40
Kombinasi 2	1,20	1,60	0,00	0,00	1,20
Kombinasi 3	1,34	1,00	1	0,3	1,34
Kombinasi 4	1,28	1,00	1	-0,3	1,28
Kombinasi 5	1,06	1,00	-1	-0,3	1,06
Kombinasi 6	1,12	1,00	-1	0,3	1,12
Kombinasi 7	1,34	1,00	0,3	1	1,34
Kombinasi 8	1,12	1,00	0,3	-1	1,12
Kombinasi 9	1,28	1,00	-0,3	1	1,28
Kombinasi 10	1,06	1,00	-0,3	-1	1,06
Kombinasi 11	1,04	0,00	1	0,3	1,04
Kombinasi 12	0,98	0,00	1	-0,3	0,98
Kombinasi 13	0,82	0,00	-1	0,3	0,82
Kombinasi 14	0,76	0,00	-1	-0,3	0,76
Kombinasi 15	1,04	0,00	0,3	1	1,04
Kombinasi 16	0,82	0,00	0,3	-1	0,82
Kombinasi 17	1,0	0,00	-0,3	1	1,0
Kombinasi 18	0,76	0,00	-0,3	-1	0,76

Beban angin pada bangunan tertutup dan rumah tinggal dengan ketinggian tidak lebih dari 16m sesuai dengan Peraturan Beban Indonesia (1983), dan lantai dan dinding cukup kaku, pada struktur utama tidak perlu mempertimbangkan beban angin. Mengenai dampak angin pada struktur bangunan, Peraturan pembebanan Indonesia (1983) mensyaratkan tekanan angin minimal 25 kg/m² dan tekanan angin minimal 40 kg/m² di laut dan pantai dalam jarak 5 kilometer dari pantai. Kecepatan angin stasiun cuaca BMKG Sultan Syarif Kasim II Kota Pekanbaru 2013 sampai 2017 ditunjukkan pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Kecepatan Angin Provinsi Riau (Sumber: BMKG)

Tahun	2013	2014	2015	2016	2017
Provinsi	Kecepatan angin (m/s)	Kecepatan angin (m/s)	Kecepatan angin (m/s)	Kecepatan angin (m/s)	Kecepatan angin (m/s)
Riau	5,40	5,90	2,50	2,90	2,97

Untuk perhitungan beban angin, maka digunakan rumus yang berdasarkan kode American Society of Civil Engineers. Yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P &= 0,00256 \times v^2 \\
 &= 0,00256 \times 8,724066 \text{ mph} \\
 &= 0,19485 \text{ psf} = 1 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Diketahui koefisien 0,00256 ialah perhitungan yang berdasarkan pada nilai umum pada densitas udara serta percepatan gravitasi.

Maka rata-rata kecepatan angin di Provinsi Riau pada 5 tahun terakhir adalah 3,9 m/s dengan beban tekanan angin sebesar 1 kg/m² lebih kecil dari persyaratan pembebanan angin yang diizinkan yaitu minimum 25 kg/m². Dapat disimpulkan peneliti tidak memasukkan beban angin pada kombinasi pembebanan Gedung BPN Provinsi Riau.

Analisa beban aksial, beban lateral dan momen yang disalurkan terhadap pondasi menggunakan bantuan *software* SAP2000. Nilai-nilai digunakan dalam perhitungan pembangunan Gedung BPN Provinsi Riau yang berdasarkan analisis perencanaan ketahanan gempa SNI 03- 1726-2012 dan analisis perencanaan pembebanan SNI 2847-2013.

Peneliti meninjau beban yang dipertimbangkan dalam analisis struktur adalah beban mati, hidup dan beban gempa. Data beban yang diambil merupakan beban hasil perhitungan menggunakan SAP2000 yang diambil beban maksimumnya saja pada titik pondasi AS 138. Analisa pembebanan struktur dapat dilihat pada lampiran dan Tabel 5.8 dan 5.9.

Tabel 5.7 Hasil SAP2000 Maksimum Beban Aksial, Lateral Dan Momen Akibat Beban Mati, Hidup Dan Gempa Pada Pondasi Tiang Mini Kelompok.

Keterangan	Titik pondasi	Kombinasi	Arah gaya	Beban yang bekerja	Satuan
1	2	3	4	5	6
Gaya aksial	138	1,2D + 1,6L		1708,815	kN
Gaya lateral	138	1,12 D + 1L -	X	347,246	kN
		1 RSx + 0,3RSy + 1,12 ED	Y	-118,538	kN
Momen lentur	138	1,12 D + 1L +	X	37,3733	kNm
		1 RSx - 0,3RSy + 1,12 ED	Y	81,8885	kNm

Untuk hasil analisis pembebanan struktur dari data perencana (PT. Artha Asri Arsindo) dengan kombinasi yang digunakan (1,2DL + 1LL) pada titik pondasi yang sama dan tidak memiliki data momen lentur, maka peneliti menampilkan hasil analisis pembebanan perencana yang dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Hasil Gaya Aksial, Lateral Dan Momen Akibat Beban Mati & Hidup Pondasi Tiang Mini 25x25.

Keterangan	Titik pondasi	Kombinasi	Arah gaya	Beban yang bekerja	Satuan
1	2	3	4	5	6
Gaya aksial	138	1,2D + 1,6L		1300,39	kN
Gaya lateral	138	1,2D + 1,6L	X	329,687	kN
			Y	6,925	kN

Hasil perhitungan pembebanan dengan menggunakan kombinasi (1,12D + 1L - 1 Ex + 0,3By) dan kombinasi (1,12D + 1L + 1Ex - 0,3Ey) diambil nilai maksimum diantara beban aksial dan beban lateral dari kedua kombinasi. Dengan demikian data pembebanan yang digunakan pada penelitian ini hasil beban maksimum antara kombinasi beban statis dan dinamis untuk ditinjau pada pondasi tiang kelompok dan tiang tunggal, **untuk tiang tunggal** dapat dilihat pada tabel 5.9.

Tabel 5.9 Hasil Sap2000 maksimum gaya aksial, lateral dan momen akibat beban mati, hidup & gempa pada pondasi tiang mini tunggal 25x25

Keterangan	Titik pondasi	Kombinasi	Arah gaya	Beban yang bekerja	Satuan
1	2	3	4	5	6
Gaya aksial	138	$1,2D + 1,6L$		879,1	kN
Gaya lateral	138	$1,12 D + 1L - 1 RSx + 0,3RSy + 1,12 ED$	X	198,31	kN
			Y	-59,269	kN
Momen lentur	138	$1 RSx - 0,3RSy + 1,12 ED$	X	18,686	kNm
			Y	40,944	kNm

5.4.1. Hitungan Keseluruhan Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Tunggal

Hasil perhitungan kuat dukung pondasi tiang mini tunggal nomor 138 berdasarkan tabel analisa beban dengan diameter tiang 0,25x0,25. Pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan tiga metode statis yaitu Schmertmann & Nottingham, Aoki & de Alencar, Mayerhoff dan metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan dengan *interface*. Hasil perhitungan kuat dukung dapat dilihat pada (Lampiran A) dan Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Tunggal (Q_u)

Nomor Titik Pondasi	Kuat Dukung Pondasi (Q_u) kN				
	Metode Statis			MEH 2D	
	Schmertmann & Nottingham (kN)	Aoki & de Alencar (kN)	Metode mayerhoff	Tanpa <i>interface</i> (kN)	Menggunakan <i>interface</i> (kN)
138	1.880,645	1.109,32	1.445,96	1163,331	993,094

Dari hasil Tabel 5.10 dapat dilihat kuat dukung (Q_u) pondasi tiang

mini tunggal pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau sebagai berikut :

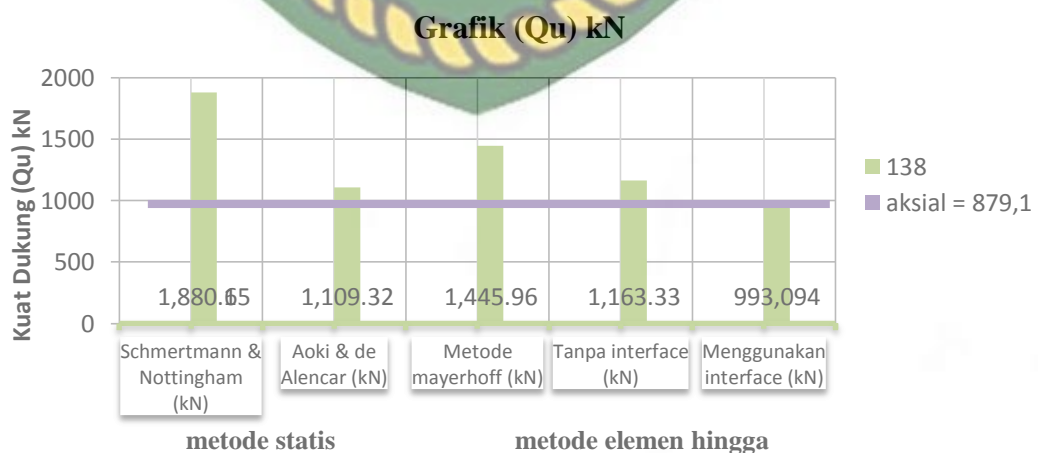
1. Metode Statis

Analisa kuat dukung pondasi tiang mini nomor 138 berdasarkan analisa beban struktur dengan metode Schmertmann & Nottingham didapatkan sebesar 1.880,645kN, metode Aoki & de Alencar didapatkan sebesar 1.109,32 kN dan metode mayerhoff didapatkan sebesar 1.445,96 kN kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 879,1 jadi pondasi mampu menerima beban yang berkerja.

2. Metode Elemen Hingga 2D

Analisa kuat dukung izin pondasi tiang mini tunggal nomor 138 berdasarkan analisa beban dengan metode elemen hingga 2D didapatkan nilai tanpa *interface* sebesar 1163,331 kN dan dengan *interface* sebesar 993,094 kN, kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 879,1 maka pondasi mampu menerima beban yang berkerja.

Berdasarkan hasil Tabel 5.18 ditampilkan dalam bentuk grafik dibawah ini (Q_u) pondasi tiang mini tunggal nomor 138 pada analisa beban struktur dapat dilihat pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Perbandingan kuat dukung pondasi tiang mini tunggal (Q_u)

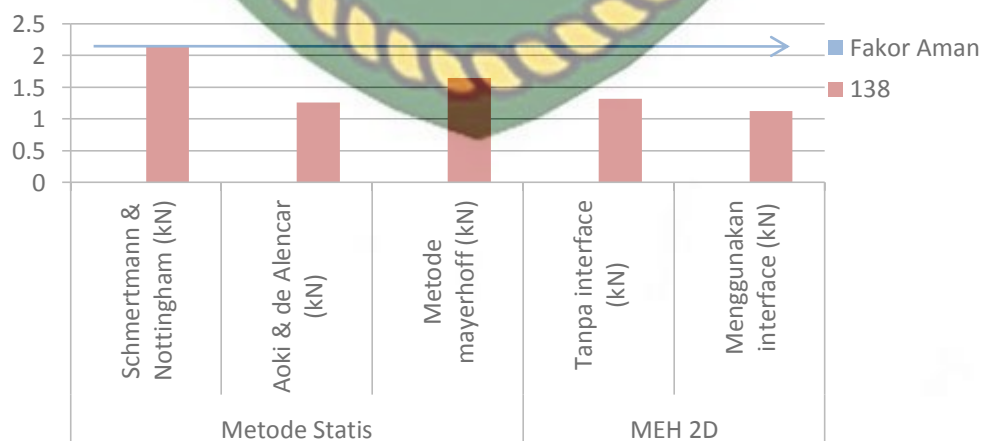
antara metode statis dan metode elemen hingga 2D

Untuk faktor aman (SF) pondasi tiang mini tunggal nomor 138 terhadap beban aksial yang bekerja pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau dapat dilihat pada Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Faktor Aman Kuat Dukung Tiang Mini Tunggal

Nomor Titik Pondasi	Faktor Aman (SF)				
	Metode Statis			MEH 2D	
	Schmertmann & Nottingham (kN)	Aoki & de Alencar (kN)	Metode mayerhoff	Tanpa <i>interface</i> (kN)	Menggunakan <i>interface</i> (kN)
138	2,14	1,26	1,645	1,318	1,125

Untuk dasar tiang mini tanpa pembesaran dibagian bawah dengan faktor aman diperoleh sebesar 2 (hal.58) . Maka dapat dilihat faktor aman pondasi tiang mini tunggal nomor 138 dengan metode Schertmann & Nottingham, memenuhi syarat faktor aman dengan kontrol baik sedangkan Aoki & De Alencar, metode mayerhoff dan metode elemen hingga 2D menggunakan *interface* dan tanpa *interface* memiliki faktor aman yang tidak memenuhi syarat.



5.4.2. Hitungan Keseluruhan Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Kelompok (Group)

Hasil perhitungan kuat dukung (Q_{gu}) pondasi tiang mini kelompok (*group*) dengan nomor pile cap 138 dan diameter 0,25x0,25 m pada gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan metode statis yaitu *Converse – Labbare Formula* dan metode elemen hingga 2D yang diperhitungkan tanpa *interface* dan menggunakan *interface*. Hasil perhitungan dapat dilihat pada (Lampiran A) dan Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Kelompok (Q_{gu}) dengan Metode *Converse - Labarre Formula* (AASHO) (E_g)

Nomor Titik Pondasi	Kuat Dukung Pondasi (Q_{gu}) kN				
	Metode Statis			MEH 2D	
	Schmertmann & Nottingham (kN)	Aoki & de Alencar (kN)	Metode mayerhoff	Tanpa <i>interface</i> (kN)	Menggunakan <i>interface</i> (kN)
138	1.835,509	1.082,7	1.411,256	2.391,84	2.352,807

Kuat Dukung Kelompok (Q_{gu}) dengan Metode *Los Angeles Group* (E_g)

Nomor Titik Pondasi	Kuat Dukung Pondasi (Q_{gu}) kN				
	Metode Statis			MEH 2D	
	Schmertmann & Nottingham (kN)	Aoki & de Alencar (kN)	Metode mayerhoff	Tanpa <i>interface</i> (kN)	Menggunakan <i>interface</i> (kN)
138	3.088,02	1.821,5	2.374,266	2.391,84	2.352,807

Dari hasil Tabel 5.12 dapat dilihat kuat dukung kelompok (Q_{gu}) pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau sebagai berikut:

1. Metode statis

Analisa kuat dukung pondasi tiang mini kelompok (*group*) dengan *Converse – Labarre Formula* menggunakan metode Schmertmann & Nottingham didapatkan 1.835,509 256 kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 1708 maka pondasi mampu memikul beban yang berkerja, metode Aoki dan De Alencer didapatkan sebesar 1.082,7 dan Metode mayerhoff didapatkan sebesar 1.411,256 kuat dukung pondasi mini pile lebih kecil dari beban yang berkerja yaitu sebesar 1708,815 maka pondasi tidak mampu menerima beban aksial.

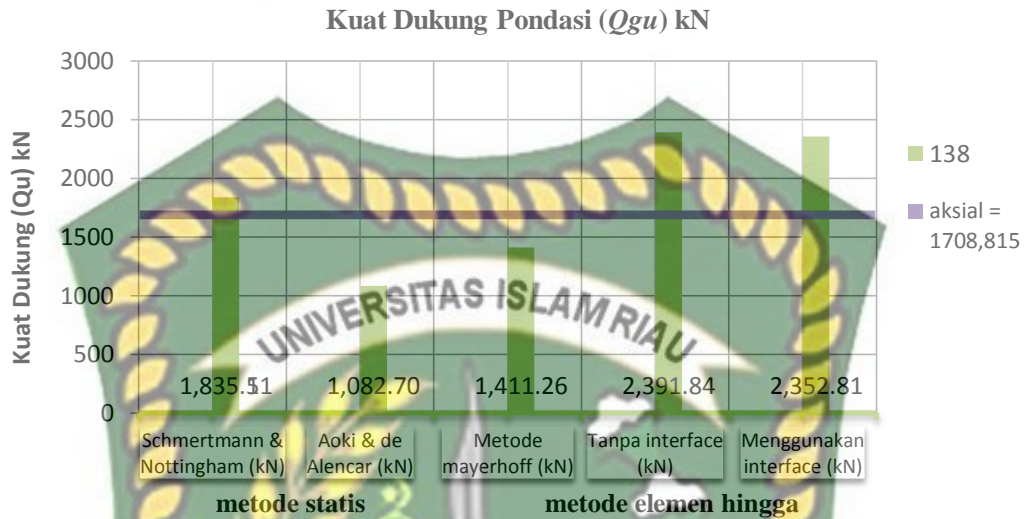
Dan *Los Angeles Group*, menggunakan metode Schmertmann & Nottingham didapatkan 3.088,02 kN, metode Aoki dan De Alencer didapatkan sebesar 1.821,5 kN dan Metode mayerhoff didapatkan sebesar & 2.374,266 kN kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 1708 maka pondasi mampu menerima beban aksial.

2. Metode Elemen Hingga 2D

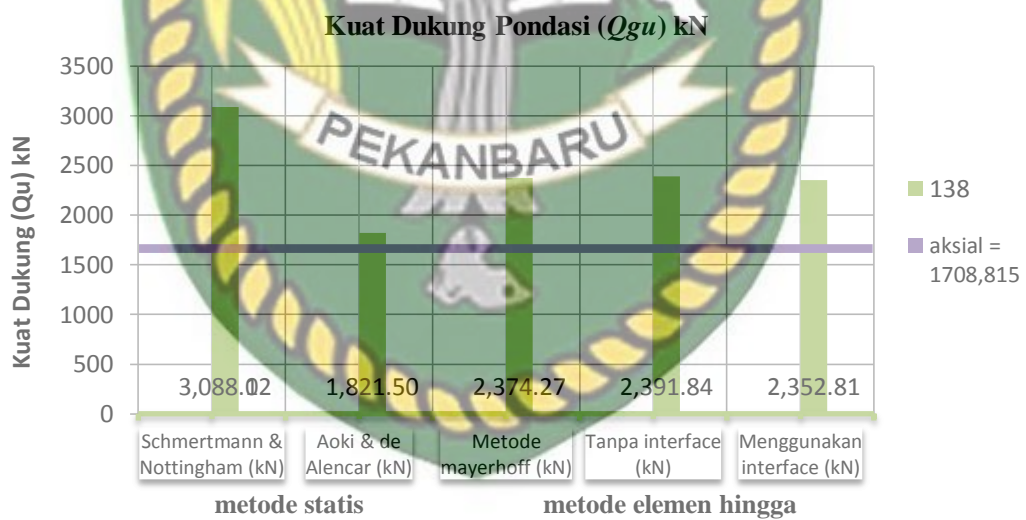
Analisa kuat dukung kelompok (*group*) pada nomor pondasi 138 tanpa *interface* sebesar 2.391,84 kN dan dengan *interface* sebesar 2.352,807 kN. kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 1708,815 maka pondasi mampu menerima beban aksial.

Berdasarkan hasil Tabel 5.12 maka dapat disajikan secara grafik hasil analisa kuat dukung (Q_{gu}) pondasi tiang mini kelompok pada pondasi nomor 138 dapat dilihat pada Gambar 5.7 sebagai berikut:

Metode *Converse - Labarre Formula* (AASHO)



Metode *Los Angeles Group*



Gambar 5.7 Perbandingan kuat dukung pondasi tiang mini kelompok (Q_{gu}) nomor 138 antara metode statis dan metode elemen hingga 2D

Untuk faktor aman (SF) pondasi tiang mini kelompok nomor 138 terhadap beban aksial yang bekerja pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau dapat dilihat pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Faktor Aman Kuat Dukung Tiang Mini Kelompok

Nomor Titik Pondasi	faktor aman group (S_{fg}) kN				
	Metode Statis			MEH 2D	
	Schmertmann & Nottingham (kN)	Aoki & de Alencar (kN)	Metode mayerhoff	Tanpa <i>interface</i> (kN)	Menggunakan <i>interface</i> (kN)
138	2,14	1,26	1,645	1,384	1,362

Untuk dasar tiang mini tanpa pembesaran dibagian bawah dengan faktor aman diperoleh sebesar 2 (hal.58). Maka dari hasil perhitungan faktor aman pondasi tiang mini kelompok nomor 138, dari tabel diatas metode Schertmann & Nottingham, memiliki faktor aman yang memenuhi syarat faktor aman dengan kontrol baik. Sedangkan metode Aoki & De Alencar, Metode mayerhoff, dan melemen hingga 2D menggunakan *interface* dan tanpa *interface* tidak memenuhi syarat.

5.4.3. Hasil Analisa Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Tunggal

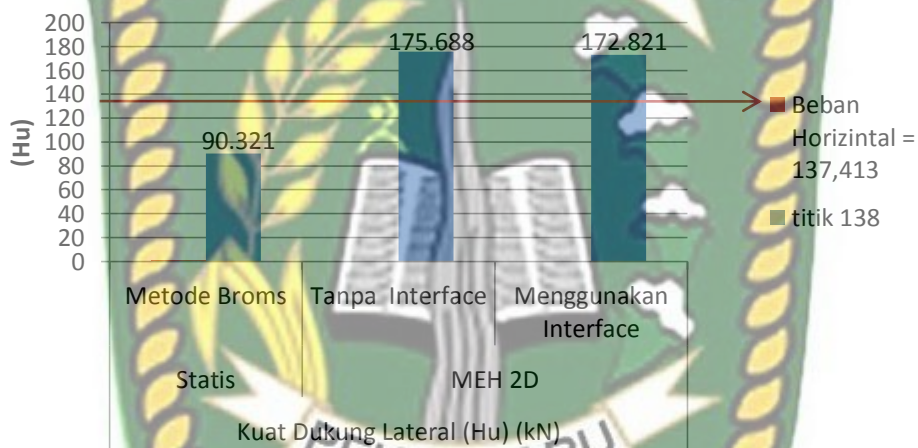
Data perhitungan kuat dukung lateral pondasi tiang mini tunggal nomor 138 dengan diameter 0,25x0,25 m pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan dengan metode Broms dan metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan menggunakan *interface*. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.14. ,Tabel 5.14 Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Tunggal (H_u)

Titik Pondasi	Kuat Dukung Lateral (H_u) (kN)		
	Metode Broms	MEH 2D	
		Tanpa <i>Interface</i>	Menggunakan <i>Interface</i>
138	90,321	175,688	172,821

Dari hasil Tabel 5.14 kuat dukung lateral (H_u) pondasi tiang mini tunggal

pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau pondasi nomor 138 menggunakan metode Broms sebesar 90,321 kN tidak mampu menerima beban Horizontal sebesar 137,413. Sedangkan untuk analisa metode elemen hingga 2D didapatkan nilai tanpa *interface* 175,688 kN dan menggunakan *interface* 172,821 kN maka pondasi mampu menerima beban horizontal sebesar 137,413 kN. menggunakan *interface* dan tanpa *interface*

Dari tabel 5.14 dapat di tampilkan kedalam bentuk grafik analisis lateral (H_u) pada pondasi tunggal nomer 138 dilihat gambar dibawah ini:



Gambar 5.8 Perbandingan kuat dukung lateral (H_u) pondasi tiang mini tunggal nomor 138 antara metode Broms dan metode elemen hingga 2D.

Untuk kuat lateral (H_u) pondasi tiang mini tunggal nomor 138 terhadap beban horizontal yang bekerja pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau dapat dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Faktor Aman Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Tunggal

Titik Pondasi	Faktor Aman (SF)		
	Metode Broms	MEH 2D	
		Tanpa <i>Interface</i>	Menggunakan <i>Interface</i>
138	1	1	1

Untuk dasar tiang mini tanpa pembesaran dibagian bawah dengan faktor aman diperoleh sebesar 2 (hal.57). Maka dari hasil perhitungan faktor aman pondasi tiang mini dengan metode Broms tidak mampu menerima beban lateral horizontal yang bekerja dan metode elemen hingga dengan tanpa dan menggunakan *interface* pondasi tiang mini tunggal nomor 138 tidak mampu menerima beban lateral horizontal yang bekerja.

5.4.4. Hasil Analisa Kuat Dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Kelompok

Hasil perhitungan beban lateral pondasi tiang mini kelompok (*group*) nomor 138 dengan diameter 0,25x0,25 m pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan dengan metode statis *Converse – Labbare Formlua* dan metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan menggunakan *interface*. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.16.

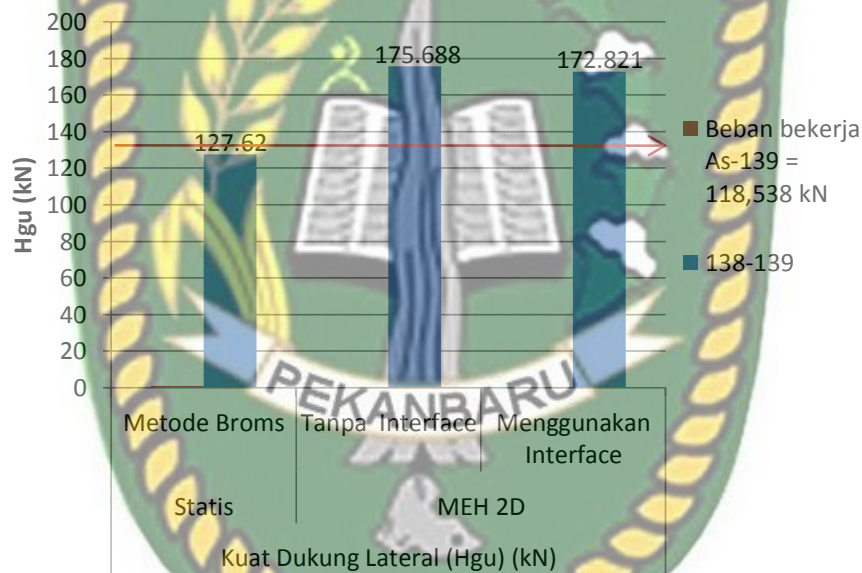
Tabel 5.16 Kuat dukung Lateral Pondasi Tiang Mini Kelompok (H_{gu})

Titik Pondasi	Kuat Dukung Lateral (H_{gu}) (kN)		
	Metode Broms	MEH 2D	
		Tanpa <i>Interface</i>	Menggunakan <i>Interface</i>
139	127,62	175,688	172,821

Dari hasil Tabel 5.16 kuat dukung lateral (H_{gu}) pondasi tiang mini

kelompok pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau pondasi nomor 138-139 menggunakan metode Broms sebesar 127,62 kN. Sedangkan untuk analisa Meh 2D didapatkan pada tanpa *interface* sebesar 175,688 kN dan dengan *interface* 172,821 kN, maka pondasi mini pile mampu menerima beban horizontal kelompok yang berkerja sebesar 118,538 kN.

Dari hasil Tabel 5.16 dapat ditampilkan secara grafik hasil analisa kuat dukung lateral (H_{gu}) pondasi tiang mini kelompok nomor 138-189 dapat dilihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Perbandingan kuat dukung lateral (H_{gu}) pondasi tiang mini kelompok nomor 139 antara metode Broms dan metode elemen hingga 2D.

Untuk faktor aman kuat dukung lateral (H_{gu}) pondasi tiang mini kelompok nomor 138 terhadap beban horizontal yang bekerja pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau dapat dilihat pada Tabel 5.25.

Tabel 5.17 Faktor Aman Beban Lateral Pondasi Tiang Mini Kelompok

Titik Pondasi	Faktor Aman (SF)		
	Metode Broms	MEH 2D	
		Tanpa <i>Interface</i>	Menggunakan <i>Interface</i>
138	2	2	2

Untuk dasar tiang mini tanpa pembesaran dibagian bawah dengan faktor aman diperoleh sebesar 2 (hal.57). Maka dari hasil perhitungan faktor aman dengan metode Broms mampu menerima beban lateral horizontal yang bekerja dan metode elemen hingga 2D menggunakan *interface* pondasi tiang mini kelompok nomor 138 mampu menerima beban lateral horizontal yang bekerja.

5.5. Hasil Analisa Penurunan Konsolidasi Tiang mini Tunggal

Analisa penurunan pondasi tiang mini tunggal pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan dengan *interface*. Hasil perhitungan dilihat pada Tabel 5.18.

Tabel 5.18 Penurunan Pondasi Tiang Mini Tunggal

Titik Pondasi	Metode Statis (mm)	MEH 2D (mm)	
	Metode Dee Beer & Marten (mm)	Tanpa <i>interface</i> (mm)	Menggunakan <i>interface</i> (mm)
138	10,98	256,44	269,48
139	10,95		

Dari hasil Tabel 5.18 penurunan pondasi tiang mini tunggal pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau penurunan tiang mini tunggal dengan menggunakan metode statis Dee Beer & Marten didapatkan

senilai 10,98 mm pada As 138 dan 10,95 mm pada As 139, hasil penurunan jadi lebih kecil dari penurunan izin sebesar 60 mm. Penurunan dengan menggunakan metode elemen hingga 2D untuk pondasi tiang mini tunggal didapatkan tanpa *interface* sebesar 256,44 mm dan menggunakan *interface* sebesar 269,48 mm.

Tabel 5.18 dari data hasil tabel ditampilkan dengan grafik analisis penurunan pondasi tiang mini tunggal untuk titik pondasi nomor 138 dengan penurunan izin sebesar 60 mm pada Gambar 5.10 sebagai berikut :



Gambar 5.10 Perbandingan penurunan pondasi tiang mini tunggal nomor 138 antara statis dengan Meh 2d.

Dari Gambar 5.10 nilai penurunan pondasi tiang mini tunggal nomor 138 pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau sebagai berikut :

1. Metode schertmann & Nottingham didapat nilai penurunan tiang mini tunggal pada titik pondasi 138 sebesar 10,98 mm dan pada titik 139 didapat nilai penurunannya sebesar 10,95 mm. Pada penurunan izin sebesar 60 mm yang didapatkan pada penurunan lebih besar maka dapat

disimpulkan penurunan tiang mini tunggal memenuhi syarat yang diizinkan.

2. Metode elemen hingga 2D didapat nilai penurunan tiang tunggal pada nomor 138 tanpa *interface* sebesar 256,44 mm dan menggunakan *interface* sebesar 269,48 mm. penurunan yang terjadi melebihi dari penurunan yang diizinkan sebesar 60 mm maka dapat disimpulkan penurunan pondasi tiang mini tidak memenuhi syarat yang diizinkan.

Dapat dilihat penurunan pondasi tiang mini tunggal yang terjadi pada titik pondasi 138 untuk metode statis memenuhi syarat yang diizinkan dan untuk metode elemen hingga 2D juga tidak memenuhi syarat yang diizinkan.

5.6. Hasil Analisa Penurunan Pondasi Tiang Mini Kelompok (*Group*)

Analisis penurunan pondasi tiang bor kelompok (*group*) pada Gedung Arsip dan Perlengkapan Dinas Kesehatan Provinsi Riau menggunakan metode statis dan MEH 2D tanpa *interface* dan dengan *interface*. Hasil perhitungan dilihat pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Penurunan Pondasi Tiang Mini Kelompok (*group*)

Titik Pondasi	Metode Statis	MEH 2D	
	(mm)	(mm)	
	Metode Vesic	Tanpa <i>interface</i>	Menggunakan <i>interface</i>
	(mm)	(mm)	(mm)
138	15,53	457,34	472,99
139	15,48		

Dari hasil Tabel 5.19 penurunan pondasi tiang mini kelompok pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau penurunan tiang mini kelompok dengan menggunakan metode statis didapatkan nilai penurunan sebesar 15,53 mm pada As 138 dan 15,48 mm pada As 139, Penurunan dengan menggunakan metode elemen hingga 2D untuk pondasi tiang mini kelompok didapatkan tanpa *interface* sebesar 457,34 mm dan menggunakan *interface*

sebesar 472,99 mm.

Berdasarkan hasil Tabel 5.19 maka dapat disajikan secara grafik analisa penurunan pondasi tiang mini kelompok untuk titik pondasi nomor 138 dengan penurunan izin 25 mm pada Gambar 5.11 sebagai berikut:



Gambar 5.11 Perbandingan penurunan pondasi tiang mini kelompok nomor 138 dengan metode statis dan MEH 2D.

Dari Gambar 5.11 nilai penurunan pondasi tiang mini kelompok nomor 138 pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau sebagai berikut:

1. Metode Vesic didapat nilai penurunan tiang mini kelompok pada titik pondasi 138 sebesar 15,53 mm pada titik pondasi 139 sebesar 15,48 mm. Penurunan yang terjadi lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sebesar 60 mm maka dapat disimpulkan penurunan tiang mini kelompok memenuhi syarat yang diizinkan.
2. Metode elemen hingga 2D didapat nilai penurunan tiang mini kelompok pada nomor 138 tanpa *interface* sebesar 457,34 mm dan

menggunakan *interface* sebesar 472,99 mm. penurunan yang terjadi lebih besar dari penurunan yang diizinkan sebesar 60 mm maka dapat disimpulkan pondasi tiang mini group tidak memenuhi syarat yang diizinkan pada metode elemen hingga 2D.

Dapat dilihat penurunan pondasi tiang mini kelompok yang terjadi pada titik pondasi 138 untuk metode statis memenuhi syarat yang diizinkan dan metode elemen hingga 2D tidak memenuhi syarat yang diizinkan.

5.7. Hasil Analisa Defleksi Pondasi Tiang Mini Tunggal

Hasil perhitungan defleksi pondasi tiang mini tunggal nomor 138 dengan diameter 0,25 x 0,25 m pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan metode Broms dan metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan dengan *interface*. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.20.

Tabel 5.20 Defleksi Pondasi Tiang Mini Tunggal

Titik Pondasi	Defleksi (mm)			Defleksi Izin (yizin) (mm)
	Metode Broms (mm)	MEH 2D		
		Tanpa <i>Interface</i> (mm)	Dengan <i>Interface</i> (mm)	
138	4,88	109,20	120,49	60
139	9,88			

Dari hasil Tabel 5.20 defleksi pondasi tiang mini tunggal pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau pada titik pondasi nomor 138 menggunakan metode Broms sebesar 4,88 mm dan titik pondasi 139 sebesar 9,88. Sedangkan untuk analisa metode elemen hingga 2D tanpa *interface* sebesar 109,20 mm dan menggunakan *interface* 120,49 mm. Dan syarat izin defleksi untuk Gedung yaitu 60 mm.

Dari Data Tabel 5.20 bisa ditampilkan dalam grafik hasil defleksi

pondasi tiang mini pada titik pondasi nomor 138 dengan defleksi izin sebesar 60 mm. Pada Gambar 5.12 sebagai berikut:



Gambar 5.12 Perbandingan defleksi pondasi tiang mini tunggal pada titik pondasi nomor 138

Pada Gambar 5.12 dapat dilihat defleksi pondasi tiang mini tunggal nomor 139 pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau sebagai berikut:

1. Metode Broms defleksi yang terjadi pada pondasi tiang mini tunggal akibat beban horizontal yang bekerja pada titik pondasi nomor 138 diperoleh 4,88 mm, dan defleksi yang terjadi pada As 139 diperoleh 9,88 mm, defleksi yang terjadi lebih kecil dengan defleksi yang diizinkan sebesar 60 mm maka dapat disimpulkan defleksi pondasi memenuhi syarat yang diizinkan.
2. Metode elemen hingga 2D defleksi yang terjadi pada pondasi tiang mini tunggal akibat beban horizontal yang bekerja pada titik pondasi nomor 138 arah horizontal didapatkan hasil tanpa *interface* sebesar 109,2 mm dan menggunakan *interface* sebesar 120,49 mm, defleksi

yang terjadi lebih besar dari defleksi yang diizinkan sebesar 60 mm maka dapat disimpulkan defleksi pondasi tidak memenuhi syarat yang diizinkan.

Jadi dari analisa perhitungan dan persentase menggunakan metode Broms pada pondasi tiang mini tunggal nomor 138 memenuhi syarat aman disebabkan penurunan yang kecil dengan defleksi izin, dan pada metode Elemen hingga 2D tidak memenuhi syarat aman karena kebalikan dari hasil defleksi metode Broms.

5.8. Hasil Analisa Tegangan Geser Efektif Tanah Pondasi Mini Tunggal

Analisa tegangan efektif tanah pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan metode elemen hingga 2D tanpa *interface* dan menggunakan *interface*. Hasil perhitungan tegangan geser efektif tanah dari Tabel 5.21 dan Lampiran A.

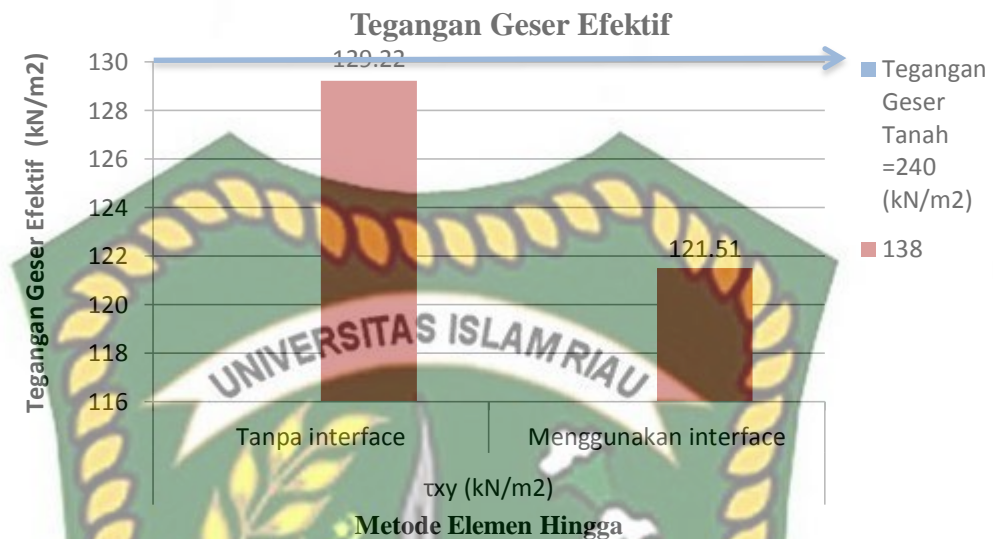
Tabel 5.21 Tegangan Geser Efektif Tanah Pondasi Tiang Mini tunggal

Titik Pondasi	Beban Aksial yang Bekerja (kN)	τ_{xy} (kN/m ²)		$\tau'd$ (kN/m ²)
		Tanpa <i>interface</i>	Menggunakan <i>interface</i>	
138	882,515	129,22	121,51	240

Dari hasil Tabel 5.21 tegangan geser efektif tanah yang didapat terletak pada lapisan pasir lepas kedalaman (11-12 m) pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau dengan menggunakan metode elemen hingga 2D pondasi tiang mini tunggal titik 138 didapatkan tanpa *interface* sebesar 124,95 kN/m² dan dengan *interface* sebesar 124,12 kN/m² dan tegangan normal tanah didapatkan sebesar 240 kN/m² berdasarkan metode Boussinesq.

Berdasarkan hasil Tabel 5.29 maka hasil dari analisis efektif stress tanah terhadap pondasi akan di tampilkan dalam grafik pada pondasi tiang

mini tunggal titik 138, gambar. 5.13 sebagai berikut:



Gambar 5. 13 Grafik tegangan geser efektif tanah pondasi tiang minitunggal titik 138 dengan metode elemen hingga 2D.

Dari Gambar 5.13 nilai tegangan geser tanah efektif pondasi tiang mini titik 138 pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan metode elemen hingga 2D didapat nilai tegangan geser efektif tanah tiang mini tunggal titik 138 tanpa *interface* sebesar 129,22 kN/m² dan dengan *interface* sebesar 121,51 kN/m². Tegangan geser efektif tanah yang terjadi pada titik pondasi 138 lebih kecil dari tegangan normal tanah sebesar 240 kN/m² maka dapat disimpulkan tegangan geser efektif tanah pondasi tiang mini tunggal memenuhi syarat yang diizinkan.

5.9. Hasil Analisa Komparasi Penelitian Sebelumnya

Hasil analisa komparasi penelitian sebelumnya adalah penjabaran hasil analisis faktor aman pondasi tiang mini yang diperoleh pada penelitian saat ini dengan penelitian-penelitian sejenis sebelumnya yang memiliki perbedaan berupa objek penelitian, metode penelitian dan hasil analisa perbandingan yang diperoleh penelitian-penelitian tersebut selengkapny dapat dilihat pembahasan Bab 2. Hasil komparasi penelitian tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.22 sebagai berikut:

Tabel 5.22 Hasil Perbedaan Peneliti dengan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Objek Penelitian	Kesimpulan	Faktor Aman (<i>SF</i>)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	EDWARD (2019)	Tinjauan Kuatdukung Pondasi Tiang Bor Berdasarkan Data Sondir & Uji Pda Pada Gedung Arsip Dan Perlengkapan Dinas Kesehatan Provinsi Riau	1. Hasil dari penelitian ini menunjukkan perbandingan kapasitas dukung pondasi AS 6-D No.138 menggunakan metode statis memiliki kapasitas dukung paling kecil disbanding menggunakan metode elemen hingga.	Schmertman & Nottingham: Aoki & De Alencer

2	MOHTA (2019)	Tinjauan Kuat Dukung Pondasi Tiang Bor Berdasarkan Data Sondir & Uji PDA pada Gedung Arsip dan Perlengkapan Dinas Kesehatan Provinsi Riau	1. Hasil analisa kuat dukung tiang bor dengan nomor titik pondasi 33 dengan beban aksial yang bekerja berdasarkan peraturan pembebanan baru (SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1727- 2013).	Schmertmann & Nottingham: 3,11 Aoki & De Alencer: 2,13
3	Peneliti Saat Ini (2021)	Analisis Kuat Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Mini Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru	1. Hasil analisa kuat dukung tiang mini dengan nomor titik pondasi 138 dengan beban aksial & lateral yang bekerja berdasarkan peraturan pembebanan baru (SNI 03-1726- 2012 dan SNI 2847 - 2013). 2. Berdasarkan hasil analisa kuat dukung (Qgu) mini pile As-138 -139	Schmertmann & Nottingham: 2,14 Aoki & De Alencer : 1,26 Mayerhoff : 1,645

			pondasi melebihi batas beban aksial dan tidak memenuhi syarat faktor aman pada nilai Sfg group tiang.	
--	--	--	---	--



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dalam bab hasil dan pembahasan dari peneliti Analisa Kuat Dukung Pondasi Tiang Mini Berdasarkan Data Sondir Pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau menggunakan peraturan terbaru peta gempa 2017 dan “(SNI 03-1726-2012 tentang Persyaratan Analisis Gempa dan SNI 03-1727-2013 untuk pembebanan gedung)” untuk desain struktur didapat beberapa kesimpulan:

1. Berdasarkan hasil analisa kuat dukung (Q_u) tiang mini dengan nomor titik pondasi 138 - 139 berdasarkan beban aksial yang bekerja. Untuk kuat dukung tiang mini tunggal As-138 dalam menggunakan metode Schertmann & Nottingham, metode Aoki & De Alencer sebesar, Mayerhoff sebesar, metode elemen hingga 2D tanpa interface dan dengan interface, dapat dinyatakan kuat dukung tiang tunggal aman terhadap beban yang berkerja pada pile cap dengan faktor aman pada metode Schertmann & Nottingham, memenuhi syarat faktor aman dengan kontrol baik sedangkan Aoki & De Alencer, metode mayerhoff dan metode elemen hingga 2D menggunakan interface dan tanpa interface memiliki faktor aman yang tidak memenuhi syarat, Sedangkan untuk kuat dukung (Q_{gu}) tiang mini kelompok dengan menggunakan 2 metode yaitu metode Converse – Labarre Formula menggunakan metode Schmertmann & Nottingham didapatkan 1.835,509 kN kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 1708,813 kN maka pondasi mampu memikul beban yang berkerja pada metode statis dan MEH 2D, Dan metode *Los Angeles Group*, menggunakan metode statis dan MEH 2D kuat dukung pondasi mini pile lebih besar dari beban yang berkerja yaitu sebesar 1708,813 kN maka pondasi mampu menerima beban aksial yang berkerja dan faktor aman pada metode statis hanya metode Schmertmann & Nottingham yang mampu memenuhi syarat faktor aman.
2. Dari hasil analisa perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang

mini menggunakan metode statis pada pondasi mini AS 138-139 Penurunan pondasi tiang mini tunggal pada Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau aman terhadap penurunan dan defleksi yang diizinkan. Dimana defleksi pondasi tiang mini kelompok dengan metode Broms sebesar 4,88 mm memenuhi syarat izin pada As 138 dan 9,88 mm pada As 139 dan penurunan MEH 2D pada pondasi As138-139 tanpa interface dan menggunakan interface tidak memenuhi syarat izin penurunan dan defleksi pada MEH 2D juga tidak memenuhi syarat yang diizinkan. Dapat disimpulkan penurunan metode statis memenuhi syarat dan MEH 2D tidak memenuhi syarat yang diizinkan karna lebih besar dari 6 cm.

3. Dari perhitungan kuat dukung lateral tunggal (H_u) untuk pondasi tiang mini bangunan Gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau tidak mampu memikul beban yang bekerja pada tiang tunggal dapat diketahui beban lateral maksimum terjadi pada pondasi pada AS No.138 dimana tiang mini yang digunakan 6 m, menggunakan metode Broms didapat kuat dukung lateral ultimit sebesar 90,321 kN dan pada MEH 2D pondasi mampu menerima beban horizontal lebih besar dari syarat batas izin sebesar 137,413 kN. Dan untuk kuat dukung lateral kelompok (H_{gu}) pondasi mini pile mampu menerima beban horizontal kelompok yang berkerja sebesar 118,538 kN.
4. Dari hasil analisa metode elemen hingga 2D didapat tegangan geser efektif dengan *interface* sebesar $121,51 \text{ kN/m}^2$ sedangkan tanpa *interface* sebesar $129,22 \text{ kN/m}^2$, maka tegangan geser efektif terbesar yaitu analisa MEH 2D tanpa *interface*, Dimana syarat kuat geser tanah aman 240 kN/m^2 , maka tegangan geser efektif memenuhi syarat karena kecil dari 240 kN/m^2 .

Tinjauan kuat dukung tiang mini berdasarkan data sondir pada gedung Badan Pertanahan Nasional Provinsi Riau dengan menggunakan peraturan terbaru peta gempa 2017, serta (SNI 03-1726-2012 dan SNI 2847-2013) menghasilkan faktor aman besar dari 2. Maka dapat disimpulkan pondasi tiang mini aman karena memenuhi syarat batas yang diizinkan.

Saran

Adapun beberapa saran dilakukan untuk penelitian lebih lanjut, yaitu sebagai berikut:

1. Pada penelitian ini hanya menggunakan *response spektrum*, Bisa saja dilanjutkan memakai metode *time history* untuk mengetahui kuat dukung pondasi tiang mini.
2. Pada penelitian ini hanya mengambil tinjauan pada titik 138-139 dan tidak menampilkan hasil pembebanan dari titik pondasi yang lain.
3. Dari pengumpulan data yang tidak melengkasi hasil SPT dikarnakan data yang tidak lengkap.
4. Dalam penulisan lebih banyak mengambil reverensi dari banyak naskah dan lanjutan skrip sebelumnya.



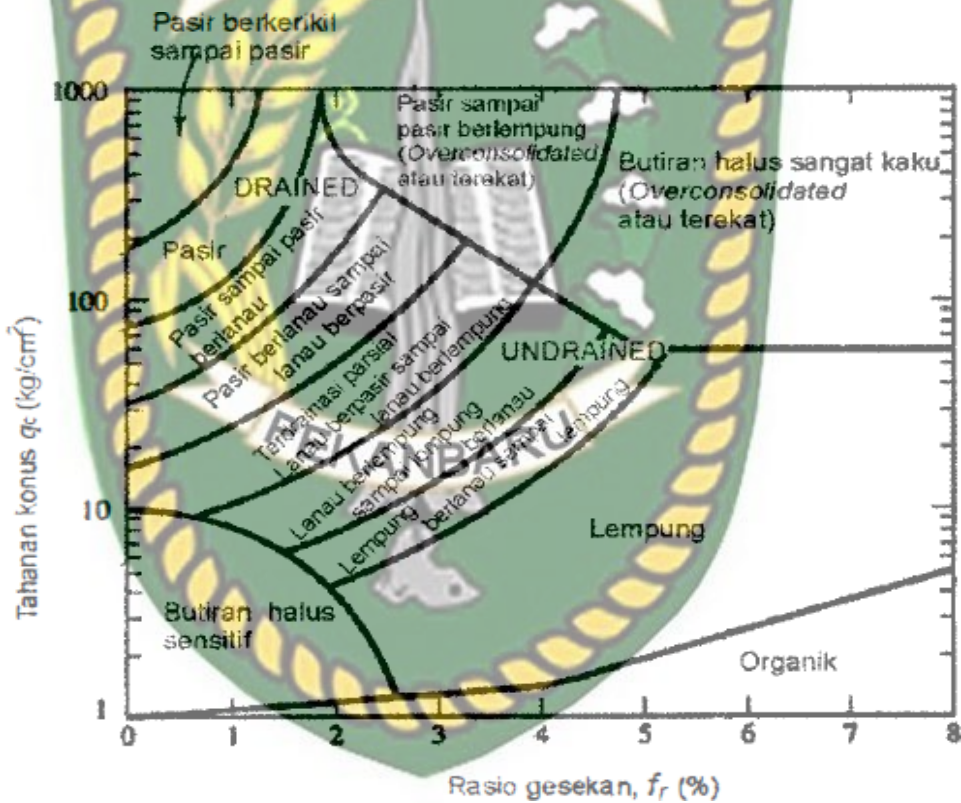
DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*, Jakarta.
- Das, Braja M., 1995, *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Jilid 1, Erlangga, Jakarta
- Sardjono HS. Ir, 1988, *Pondasi Tiang Pancang* Jilid I, Sinar Jaya Wijaya, Surabaya.
- Ramadani.Irma2009, “*Analisa Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang (Mini Pile) Pada Proyek Pembangunan Rsia Stella Mariss Jalan Samanhudi - Medan*”. Universitas Sumatra Utara, Medan.
- Hardiyatmo, H.C., 2002. *Teknik Pondasi 1 Jilid Edisi Kedua*, Yogyakarta
- Hardiyatmo, H.C., 2014. *Teknik Pondasi Jilid 1 Edisi Ketiga*. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2015. *Teknik Pondasi Jilid 2 Edisi Ketiga*. Yogyakarta
- Joseph E.Bowles, 1997, *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*, Penerbit Erlangga, Jakarta
- Nugraha2016, "*Analisis Perhitungan Daya Dukung Ultimit Tiang Pancang Pada Gedung A Rumah Sakit Umum Daerah Kota Pekanbaru Provinsi Riau*", Institut Pertanian Bogor, Bogor.
- Oktafiani(2013). :*Analisa daya dukung tiang pancang dibangun Gedung PKM Universitas Islam Riau*". Universitas Islam Riau, Pekanbaru.
- Edward.Muhammad,2019 " *Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data N-Spt Pada Gedung Menara Bri Kota Pekanbaru*" Universitas Islam Riau, Pekanbaru.
- PT. ARTHA ASRI ARSINDO(2018), “*Pekerjaan Perencanaan Pembangunan Gedung Kantor Pertanahan Kota Pekanbaru*”

A. Klasifikasi Tanah dengan CPT

Data dari uji kerucut statis CPT dapat dipakai untuk memperkirakan klasifikasi tanah dalam rentang dimana pengujian tersebut dapat diterapkan. Pada umumnya data tersebut dapat mewakili informasi tentang jenis-jenis tanah dilapangan.

Hubungan antara tahanan ujung dengan hambatan setempat yang dipakai untuk menghitung rasio gesekan (f_R) yaitu sebagai berikut:



Gambar A.1 Klasifikasi Tanah (Robertson dan Campanella, 1983)

$$F_R = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \%$$

Dimana:

f_s = hambatan setempat (kg/cm^2)

q_c = tahanan konus (kg/cm^2)

Pasir biasanya mempunyai rasio gesekan $fR < 1\%$, rasio gesekan lempung lebih besar dan gambut dapat mempunyai $fR > 5$ atau 6% menurut Robertson & Campanella (1983);

Klasifikasi tanah dari data yang didapat dengan alat *cone penetration test* (CPT) pada 5 titik yang telah dilakukan pada setiap interval 20 cm dengan kapasitas 2,5 ton untuk lokasi ini mencapai kedalaman 10.40-12.80 m telah ditemukan tanah keras dengan nilai perlawanan konus $> 150 \text{ kg/cm}^2$. Dari data sondir pada pembangunan gedung kantor pertanahan kota pekanbaru dengan kedalaman titik sondir.

S-1 , $Q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$ dijumpai pada kedalaman 10.60 m

S-2 , $Q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$ dijumpai pada kedalaman 11.20 m

S-3 , $Q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$ dijumpai pada kedalaman 11.40 m

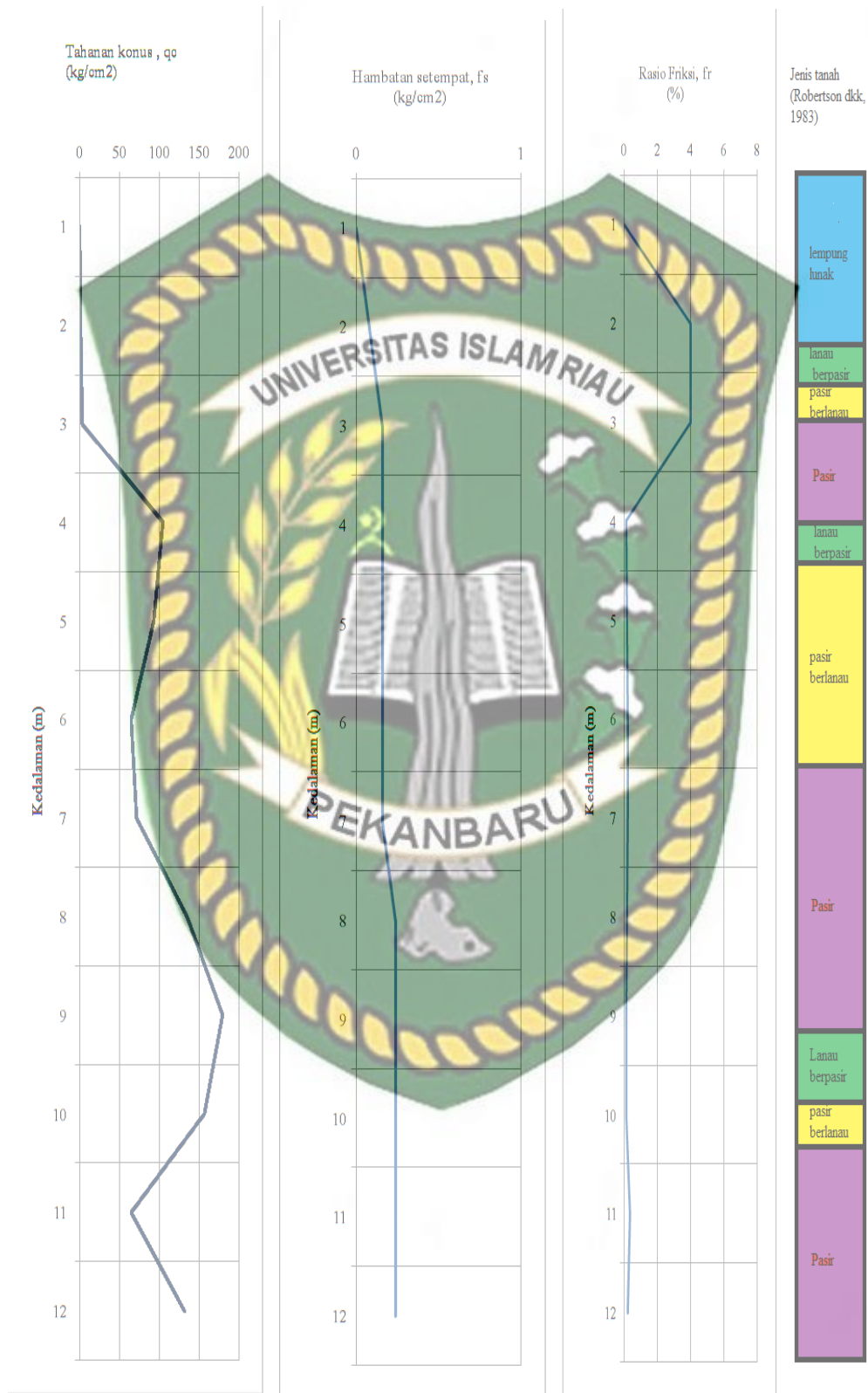
S-4 , $Q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$ dijumpai pada kedalaman 11.00 m

S-5 , $Q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$ dijumpai pada kedalaman 10.20 m

Didalam pengklasifikasian jenis tanah, penulis hanya mengambil satu titik sondir yang terdekat dengan pembanguan yaitu titik sondir 3 dengan kedalaman 12,80 m dan mengasumsikan sampai pada kedalaman 15 m.

Klasifikasi jenis tanah berdasarkan data uji penetrasi konus (CPT) diperlukan untuk mengetahui jenis tanah yang mana nantinya akan digunakan di dalam perhitungan untuk menentukan kuat dukung, penurunan, kuat dukung lateral, defleksi pada pondasi *bored pile* dan tegangan geser efektif tanah.

Berikut ini dari Gambar A.2 adalah grafik data sondir 3 yang terdiri dari tahanan konus (q_c), hambatan setempat (f_x) dan rasio friksi (f_r) pada lokasi pembangunan Gedung kantor pertanahan kota pekanbaru.



Gambar A.2 Grafik data sondir titik 1 dan perkiraan jenis tanah.

Untuk mengklasifikasi jenis tanah pada titik sondir 3, maka dapat dilihat pada **Tabel A.1** dibawah ini.

Kedalaman (meter)	Perlawanan konus Qc (kg/cm ²)	Hambatan setempat Fs (kg/cm ²)	Friction Ratio (%) FR	Perkiraan jenis tanah	
0	0,0	0	0,0		
	0,2	0	0,00		
	0,4	3	0,08	Lempung lunak	
	0,6	3	0,08	Lempung lunak	
	0,8	2	0,08	Lempung lunak	
1	0,0	2	0,08	4,00	Lempung lunak
	0,2	2	0,08	4,00	Lempung lunak
	0,4	2	0,08	4,00	Lempung lunak
	0,6	2	0,08	4,00	Lempung lunak
	0,8	2	0,08	4,00	Lempung lunak
2	0,0	4	0,16	4,00	Lempung lunak
	0,2	3	0,16	5,33	Lempung lunak
	0,4	8	0,32	4,00	Lempung lunak
	0,6	32	0,24	0,75	Pasir berlanau - lanau berpasir
	0,8	75	0,24	0,32	Pasir berlanau - lanau berpasir
3	0,0	105	0,40	0,38	Pasir
	0,2	115	0,16	0,14	Pasir
	0,4	105	-0,40	-0,38	Pasir
	0,6	98	0,00	0,00	Pasir
	0,8	95	0,00	0,00	Pasir
4	0,0	93	-1,45	-1,56	Pasir
	0,2	73	1,21	1,66	Pasir – pasir berlanau
	0,4	86	PP-0,40	-0,47	Pasir - Pasir berlanau
	0,6	78	0,00	0,00	Pasir - Pasir berlanau
	0,8	75	-0,64	-0,85	Pasir - Pasir berlanau
5	0,0	65	0,16	0,25	Pasir - Pasir berlanau
	0,2	61	0,16	0,26	Pasir - Pasir berlanau
	0,4	75	0,24	0,32	Pasir - Pasir berlanau
	0,6	83	0,16	0,19	Pasir - Pasir berlanau
	0,8	88	0,16	0,18	Pasir - Pasir berlanau
6	0,0	72	0,24	0,33	Pasir - Pasir berlanau
	0,2	85	0,24	0,28	Pasir - Pasir berlanau
	0,4	85	0,24	0,28	Pasir - Pasir berlanau

	0,6	125	0,24	0,19	Pasir
	0,8	115	0,24	0,21	Pasir
7	0,0	135	0,24	0,18	Pasir
	0,2	142	0,24	0,17	Pasir
	0,4	108	0,32	0,30	Pasir
	0,6	185	0,24	0,13	Pasir
	0,8	185	0,24	0,13	Pasir
8	0,0	180	0,24	0,13	Pasir
	0,2	121	0,16	0,13	Pasir
	0,4	185	0,24	0,13	Pasir
	0,6	172	0,24	0,14	Pasir
	0,8	142	0,24	0,17	Pasir
9	0,0	157	0,24	0,15	Pasir
	0,2	138	0,16	0,12	Pasir
	0,4	75	0,32	0,43	Pasir berlanau - lanau berpasir
	0,6	40	0,24	0,60	Pasir berlanau - lanau berpasir
	0,8	38	0,24	0,63	Pasir berlanau - lanau berpasir
10	0,0	65	0,40	0,62	Pasir - Pasir berlanau
	0,2	72	0,24	0,33	Pasir - Pasir berlanau
	0,4	83	0,16	0,19	Pasir - Pasir berlanau
	0,6	110	0,24	0,22	Pasir
	0,8	110	0,24	0,22	Pasir
11	0,0	132	0,24	0,18	Pasir
	0,2	155	0,24	0,15	Pasir
	0,4	150	0,24	0,16	Pasir
	0,6	148	0,16	0,11	Pasir
	0,8	162	0,24	0,15	Pasir
12	0,0	165	0,40	0,24	Pasir
	0,2	155	0,24	0,15	Pasir
	0,4	175	0,40	0,23	Pasir
	0,6	195	0,40	0,21	Pasir
	0,8	202	0,24	0,12	Pasir

B. Sistem struktur

Lokasi gedung adalah kota pekanbaru dengan karakteristik gempa sedang. Jika di asumsikan kondisi **tanah lunak**, maka diperoleh parameter beban gempa sebagai

beban spektrum respons desain yang mengacu pada peta gempa Indonesia tahun 2017. Gedung berada pada daerah (Kota Pekanbaru) berdasarkan standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung SNI 3 -1726-2012, nilai PGA = 0,15.

Nilai S_s :

Tanah Lunak $S_s = 0,48 \approx 0,5$ g.

Nilai S_1 :

Tanah Lunak $S_1 = 0,27 \approx 0,3$ g.

Tabel B.1 : Nilai F_a berdasarkan SNI 3 - 1726-2012

Tabel B.1 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Sehingga didapat nilai F_a berdasarkan nilai S_s dan Kelas situs yang berdasarkan jenis tanah dengan interpolasi linier, maka diperoleh ;

Tanah Lunak $F_a = 1,7$ g.

Nilai F_v berdasarkan SNI 3 - 1726- 2012 :

Tabel B.2 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sehingga didapat nilai F_v berdasarkan nilai S_1 dan Kelas situs yang berdasarkan jenis tanah dengan interpolasi linier, maka diperoleh ;

Tanah Lunak $F_v = 2,8$ g.

Nilai parameter spectrum respon percepatan pada periode pendek dan pada

periode 1 detik (SMS dan SM1), berdasarkan pasal 6.2 maka :

Tanah Lunak

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 1,7 \times 0,5 = 0,85$$

$$S_{M1} = F_s \times S1 = 2,8 \times 0,3 = 0,84$$

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek SDS dan pada periode 1 detik, SD1.

Tanah Lunak

$$S_{ps} = \frac{2}{3} \times S_{ms} = \frac{2}{3} \times 0,85 = 0,567$$

$$S_{ps} = \frac{2}{3} \times S_{m1} = \frac{2}{3} \times 0,84 = 0,56$$

Penentuan Periode.

Tanah Sedang

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{p1}}{S_{ps}} = 0,2 \times \frac{0,56}{0,567} = 0,198$$

$$T_s = \frac{S_{p1}}{S_{ps}} = \frac{0,56}{0,567} = 0,988$$

Penentuan Kategori Desain Seismik.

Berdasarkan kategori resiko (Tabel.1 Kategori Risiko bangunan gedung, SNI-1726-2012), bangunan berdasarkan jenis pemanfaatannya, bangunan ini termasuk dalam kategori **resiko IV**, karena bangunan ini dimanfaatkan juga sebagai gedung arsip.

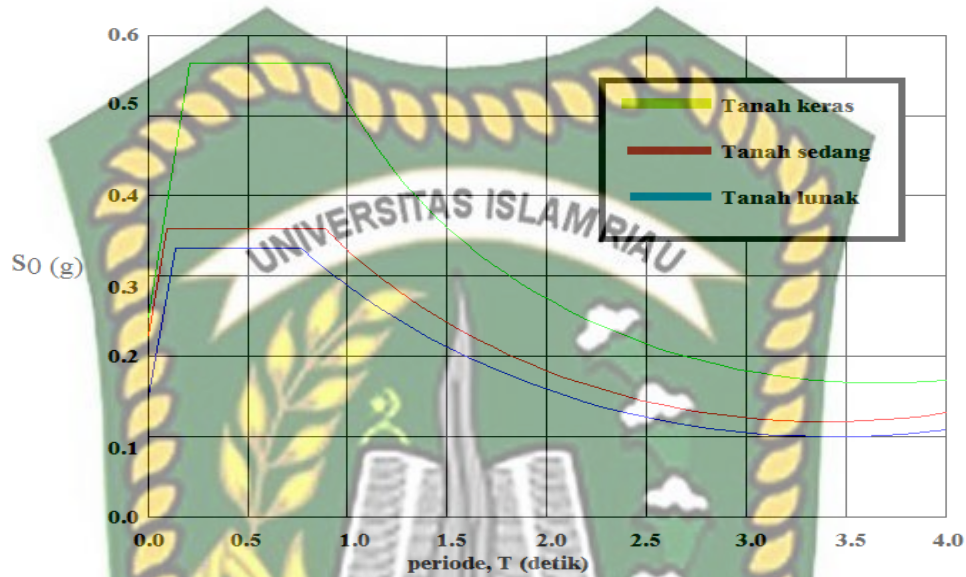
Untuk penentuan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan, didasarkan pada Tabel.5.1, pada pasal 6.5; SNI-1726-2012, bangunan dapat dikategorikan sebagai berikut:

Berdasarkan nilai S_{ps} , termasuk kategori D

$$S_{ps} = \frac{2}{3} \times S_{ms} = \frac{2}{3} \times 0,85 = 0,567$$

Berdasarkan nilai S_{ps} , termasuk kategori D

$$S_{ps} = \frac{2}{3} \times S_{m1} = \frac{2}{3} \times 0,84 = 0,56$$



Gambar B.1. Grafik Spektrum Respons Desain Kota Pekanbaru Berdasarkan Tabel 5.1 dengan menggunakan Kategori resiko IV (paling buruk), maka dapat disimpulkan bahwa kategori desain saismik adalah **Kategori D**

Tabel B.3. Penentuan Kategori Desain Saismik (SNI 1726-2012)

Nilai S_{ps}	Kategori Resiko	
	I, II atau III	IV
$S_{ps} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{ps} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{ps} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{ps}$	D	D

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Untuk **Kategori Desain Seismik D**, berdasarkan Tabel C.4, sistem penahan gaya gempa yang diizinkan adalah **Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus** dengan faktor $R = 8$ dan $C_d = 5,5$.

Tabel B.4. Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726-2012 Tabel 9)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,j}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10

Catatan : TB = tidak dibatasi dan TI = Tidak diizinkan

C. Analisa Pembebanan Struktur

Beban yang dipertimbangkan dalam analisis struktur adalah beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa.

1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri komponen struktur dan beban mati tambahan. Beban mati tambahan mencakup:

1. Beban mati tambahan pada pelat lantai (q_{pt})

a. Plesteran (tebal 3 cm) x (beban spesi) = $3 \times 21 = 63 \text{ kg/m}^2$

b. Keramik	= 25 kg/m ²
c. Plafon dan penggantung	= 18 kg/m ²
d. Mekanikal elektrik	= 25 kg/m ²

Total = 131 kg/m²

$q_{plt} \approx 150 \text{ kg/m}^2$

2. Beban mati dinding (q_{bb})

Untuk dinding diasumsikan beban terdistribusi merata yang bervariasi antara: $q_{bb} = 250 \text{ kg/m}$ hingga 1000 kg/m (tergantung tinggi dan material dinding).

Tinggi dinding $3,8 \times 250 = 950 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan adalah sebesar 4.8 kN/m^2 .

4. Beban Angin

Beban angin diasumsikan sebesar $q_w = 80 \text{ kg/m}^2$ yang bekerja secara merata pada dinding bangunan. Distribusi beban angin pada keempat sebagai berikut: sisi gedung adalah

- Di pihak angin (*windward*) = $+0,9q_w = 72 \text{ kg/m}^2$
- Di belakang angin (*leeward*) = $-0,4q_w = -32 \text{ kg/m}^2$
- Sejajar dengan arah angin = $-0,4q_w = -32 \text{ kg/m}^2$

Catatan: Tanda (+) menunjukkan arah angin menuju ke dinding bangunan

Tanda (-) menunjukkan arah angin menjauhi dinding bangunan

Untuk atap, digunakan koefisien angin maksimum sebesar 0.4, sehingga dihasilkan tekanan angin sebesar 32 kg/m^2 .

5. Beban Gempa

Beban gempa dimasukkan sebagai beban spektrum respons desain seperti pada

Gambar 2. Untuk gaya dalam akibat gempa, harus dibagi dengan kuantitas R/I_e (SNI 1726-2012 pasal 7.9.2). R adalah 8 seperti yang telah ditentukan sebelumnya dan I_e adalah 1,50 untuk kategori risiko IV (Tabel 2). $R/I_e = 8/1,50 = 5,333$.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel C.1. Faktor Keutamaan Gempa, I_e (SNI 1726-2012 Tabel 2)

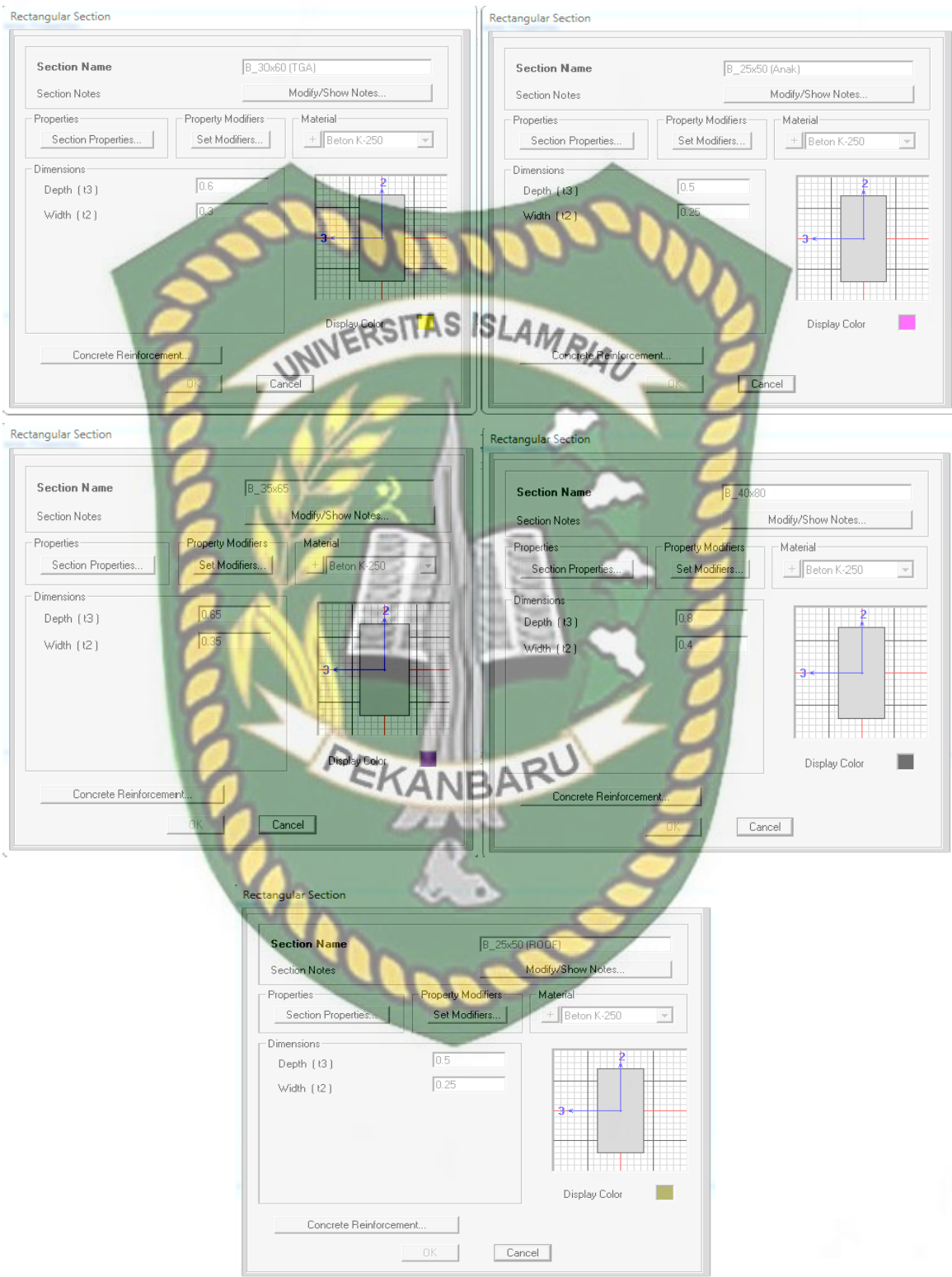
6. Material dan Profil Komponen Struktur

Material yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beton K-250 ($f'_c = 20,75 \text{ MPa} = 20750 \text{ kPa}$) untuk komponen beton.
- Baja struktural (*hot rolled*) BJ-37 ($f_y = 240 \text{ MPa}$, $f_u = 370 \text{ MPa}$) untuk rangka atap.
- Baja Tulangan ($f_y = 390 \text{ MPa}$) untuk tulangan beton ulir diameter $> 12 \text{ mm}$.

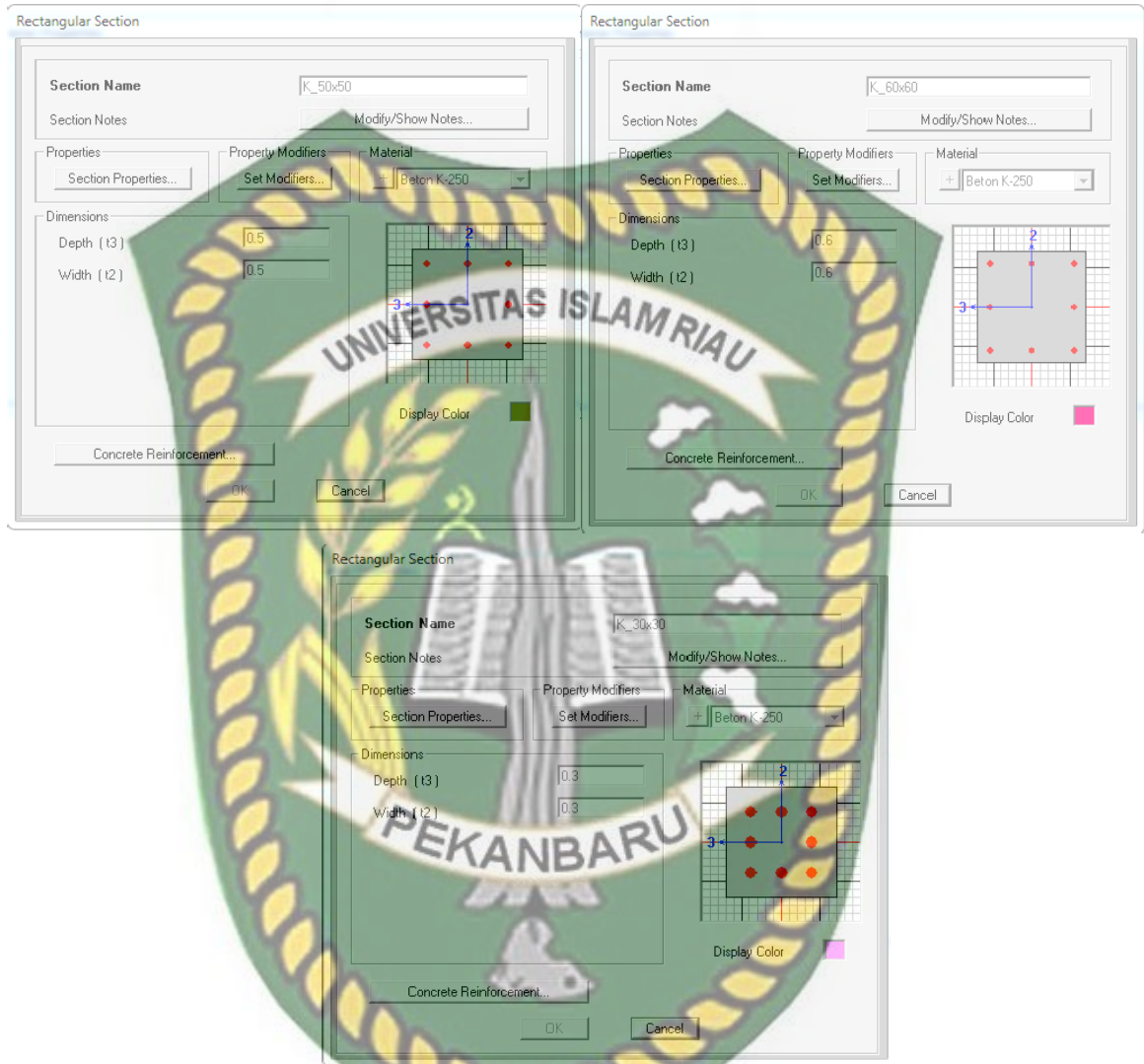
Baja Tulangan ($f_y = 240 \text{ MPa}$) untuk tulangan beton polos diameter $< 13 \text{ mm}$

Gambar C.1. Assign Material pada SAP2000



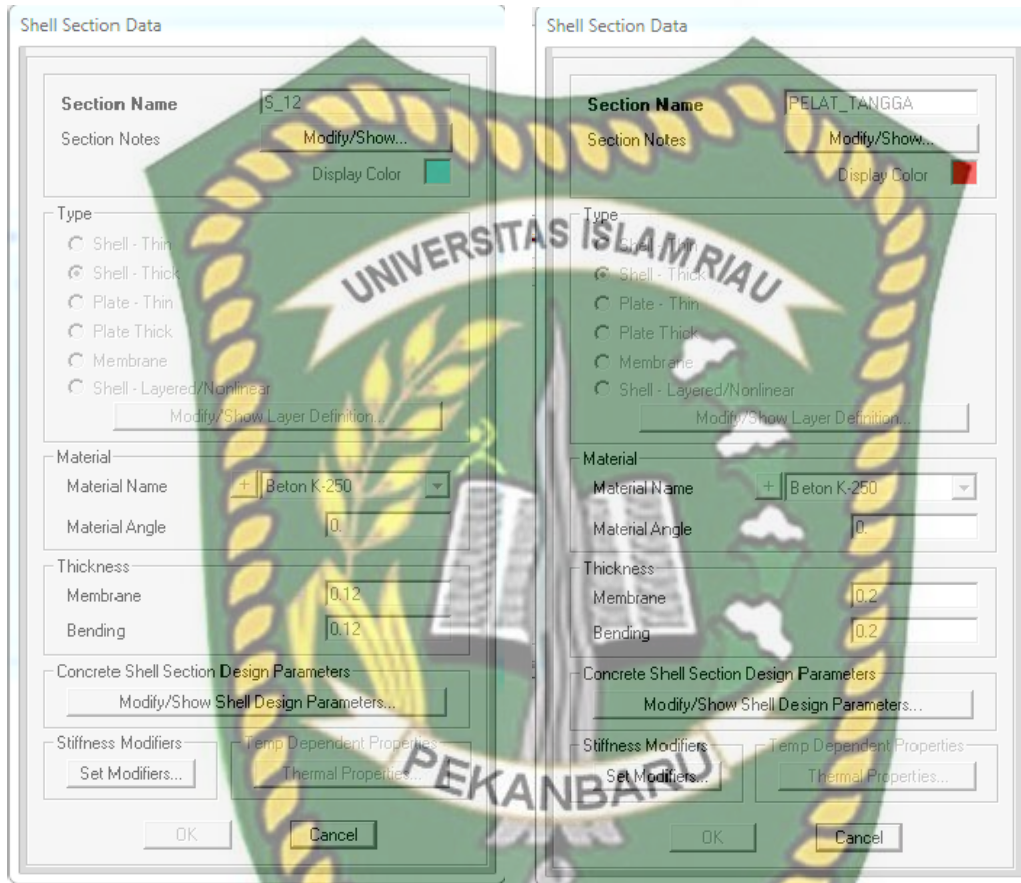
Gambar C.2. Assign Profil Balok Beton Bertulang

- Kolom Beton Bertulang: Persegi 30x30, 50x50, dan 60x60 cm²



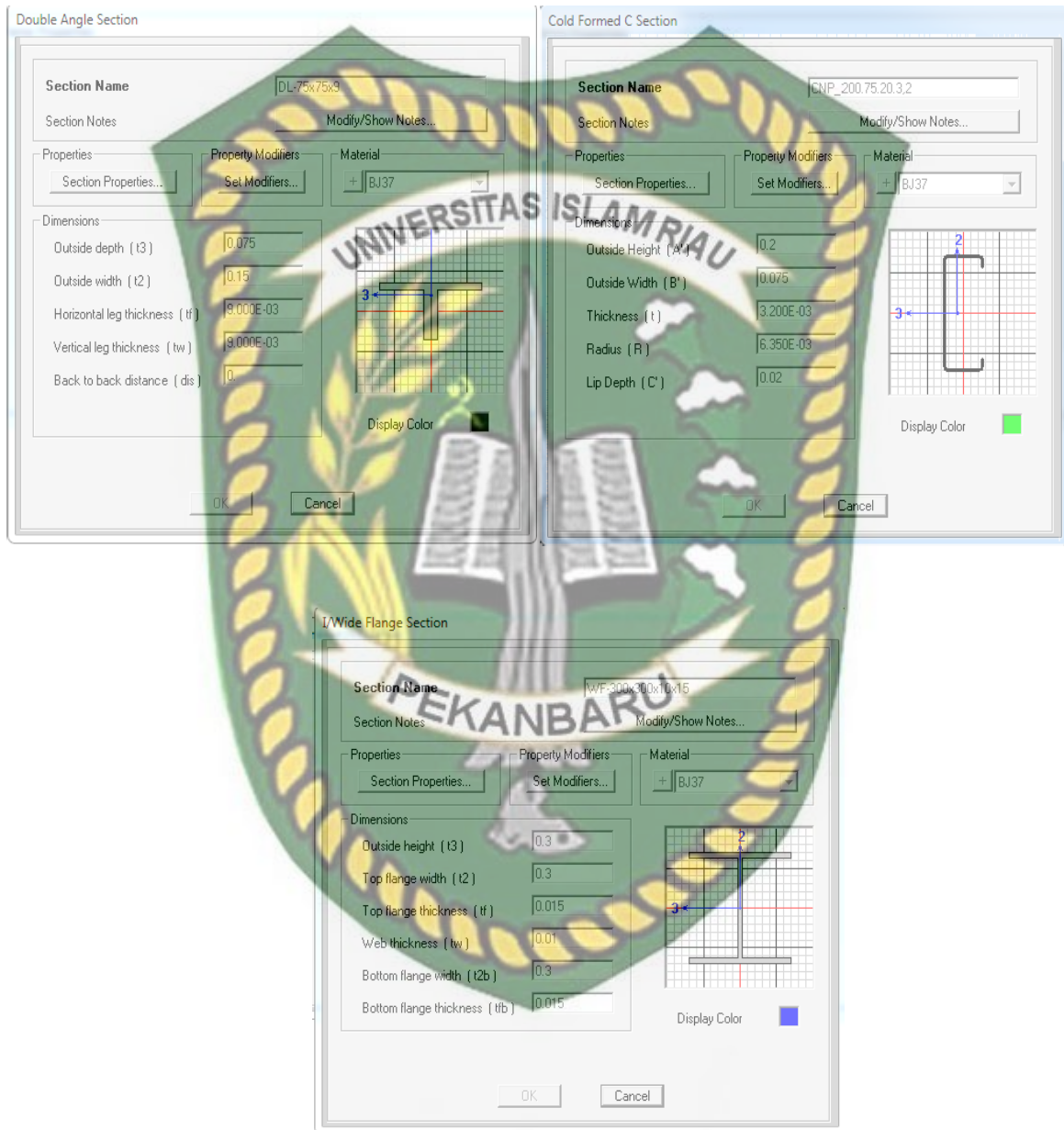
Gambar C.3. Assign Profil Kolom Beton Bertulang

- Pelat Lantai Beton Bertulang: Tebal 20 cm (pelat lantai tangga) dan Tebal 12 cm (pelat lantai lainnya).



Gambar C.4. Assign Profil Pelat Lantai

- Profil Baja Double-Angle 75.75.9, CNP 200.75.20.3,2, dan H 300.300.10.15.



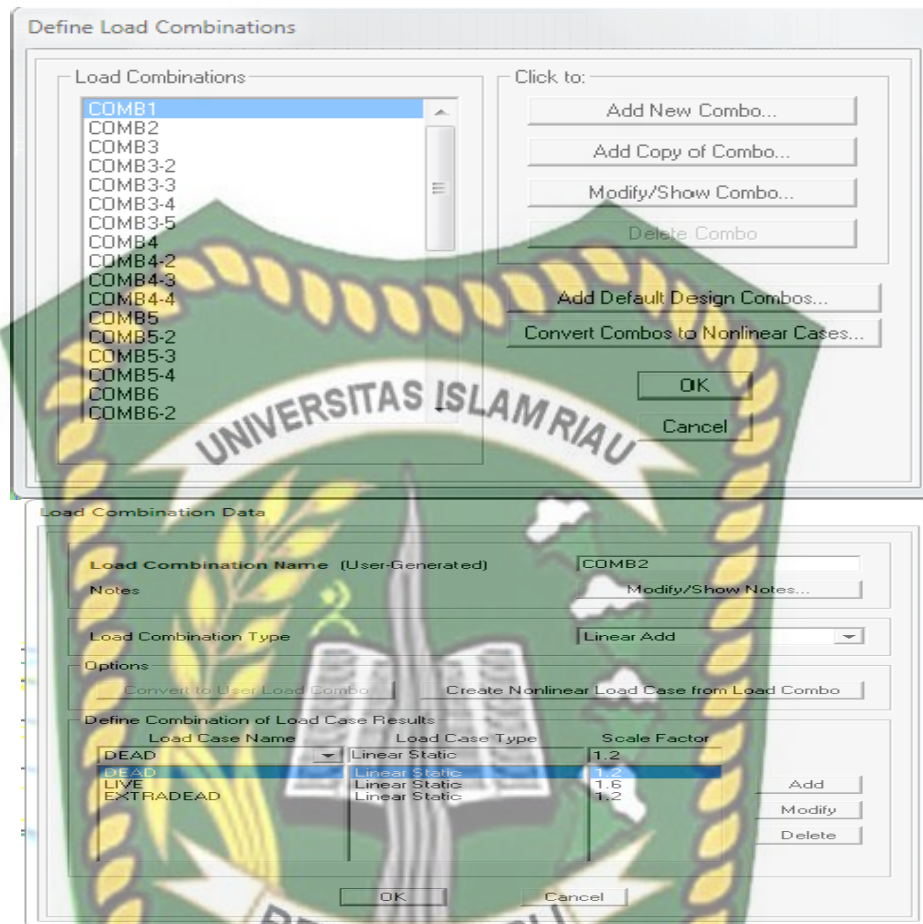
Gambar C.5. Assign Profil Baja untuk Rangka Atap

a. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,2D + 1,0L$
4. $1,2D \pm 0,5WIND_X$
5. $1,2D \pm 0,5WIND_Y$
6. $1,2D + 1,0L \pm 1,0WIND_X$
7. $1,2D + 1,0L \pm 1,0WIND_Y$
8. $0,9D \pm 1,0WIND_X$
9. $0,9D \pm 1,0WIND_Y$
10. $1,2D + 1,0L \pm 1,0RSX \pm 0,3RSY$
11. $1,2D + 1,0L \pm 1,0RSY \pm 0,3RSX$
12. $0,9D \pm 1,0RSX \pm 0,3RSY$
13. $0,9D \pm 1,0RSY \pm 0,3RSX$
14. $1,2D + 1,0L \pm 1,0RSZ$
15. $0,9D \pm 1,0RSZ$

Catatan: D adalah beban mati; L adalah beban hidup; WIND_X dan WIND_Y adalah beban angin pada arah X dan Y; RSX, RSY, dan RSZ adalah beban gempa spektrum respons pada arah horizontal (X dan Y) dan vertikal (arah Z).



Gambar C.6. Define Kombinasi Beban dalam SAP2000

b. Reduksi Kekakuan Komponen Struktur

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.10.4.1, kekakuan komponen struktur harus direduksi dengan faktor sebagai berikut:

- (a) Modulus elastisitas E_c dari 8.5.1
- (b) Momen inersia, I
 - Komponen struktur tekan:
 - Kolom $0,70I_g$
 - Dinding—Tak retak $0,70I_g$
 - Retak $0,35I_g$
 - Komponen struktur lentur:
 - Balok $0,35I_g$
 - Pelat datar (*flat plates*) dan slab datar (*flat slabs*) $0,25I_g$
- (c) Luas $1,0A_g$



Gambar C.7. Define Reduksi Kekakuan Komponen Struktur

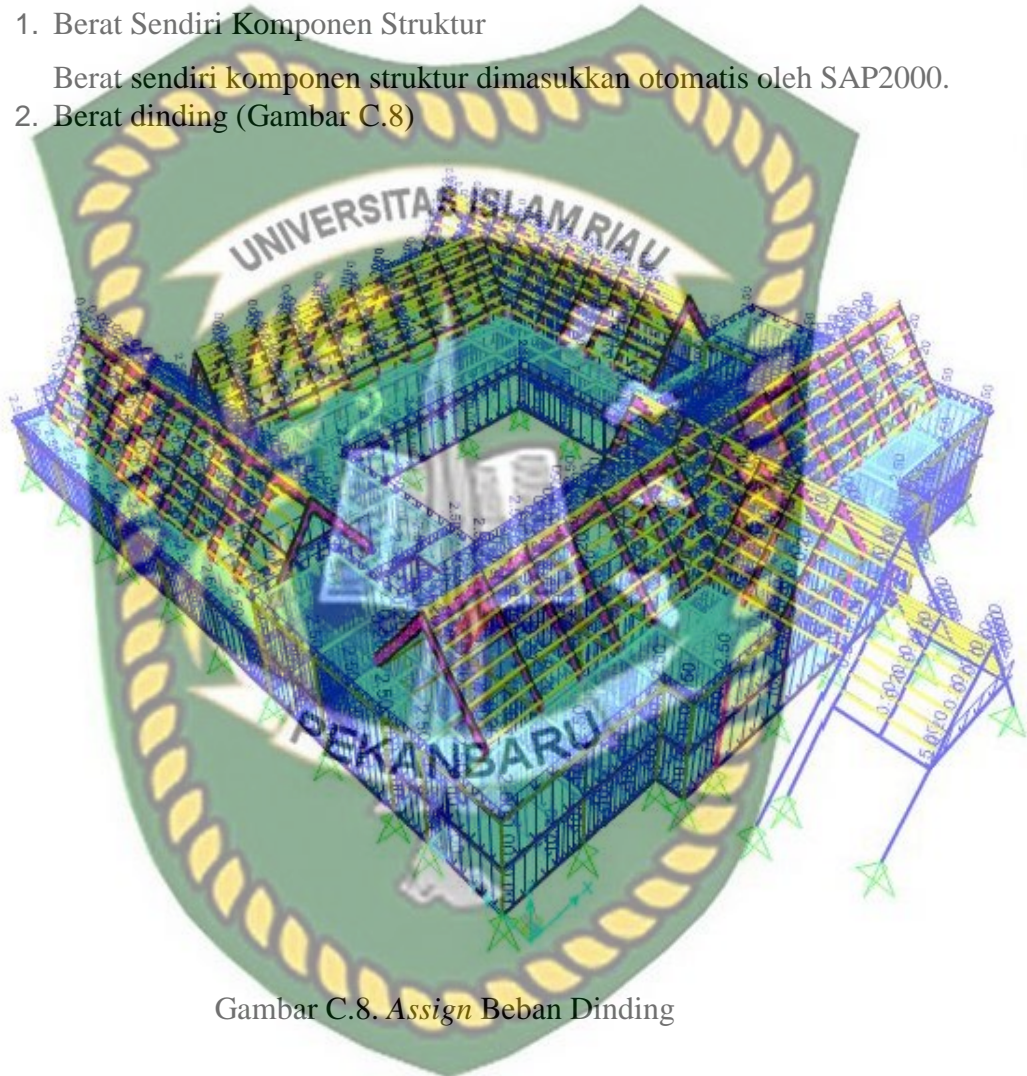
c. Assign Beban ke dalam SAP2000

Pada sub bab ini, akan ditampilkan contoh prosedur memasukkan beban ke dalam SAP2000 (satu untuk masing-masing jenis beban).

1. Berat Sendiri Komponen Struktur

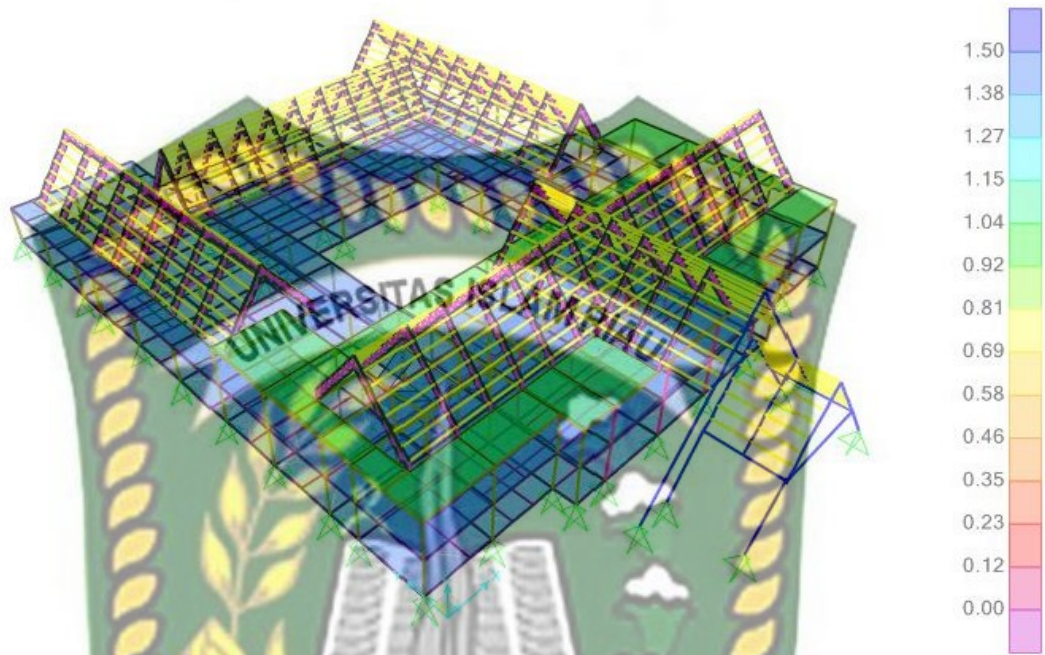
Berat sendiri komponen struktur dimasukkan otomatis oleh SAP2000.

2. Berat dinding (Gambar C.8)



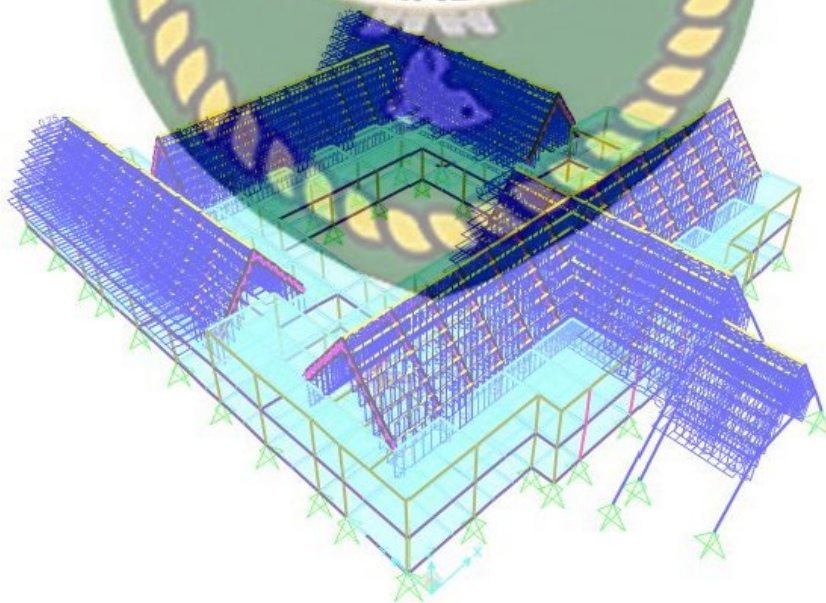
Gambar C.8. Assign Beban Dinding

3. Beban mati tambahan pada pelat lantai (Gambar C.9)



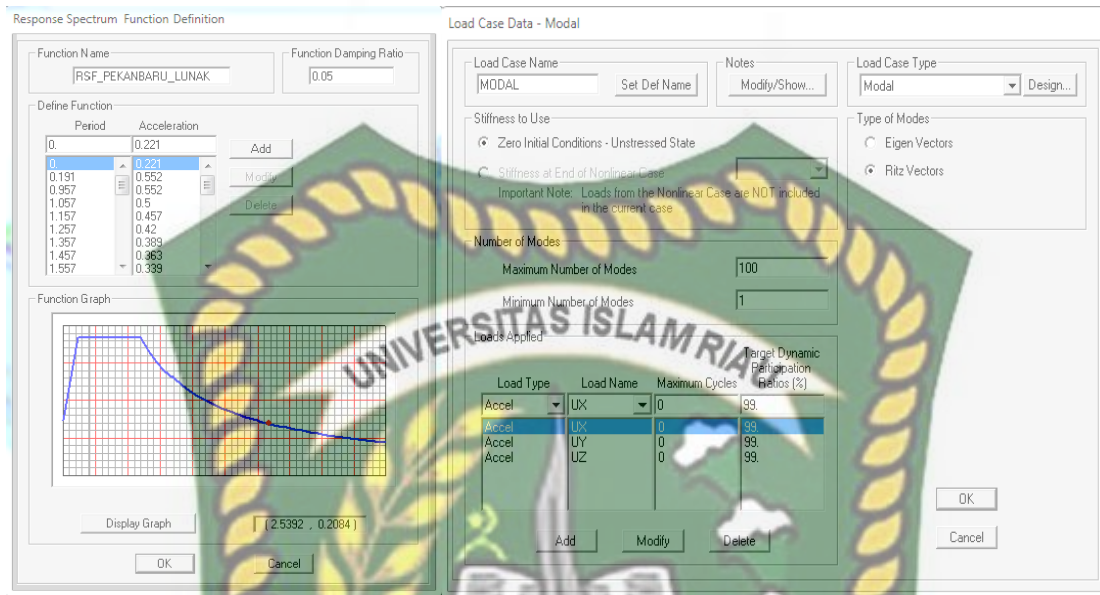
Gambar C.9. Assign Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

4. Beban hidup pada pelat lantai (Gambar C.10)

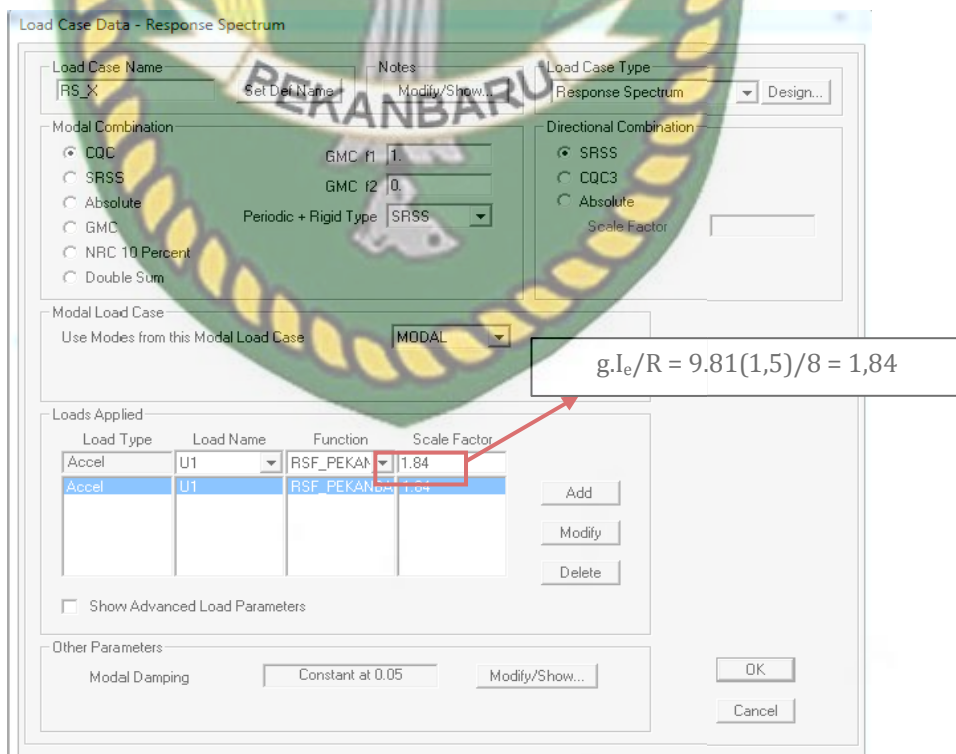


Gambar C.10. Assign Beban Hidup Pelat Lantai

5. Beban gempa



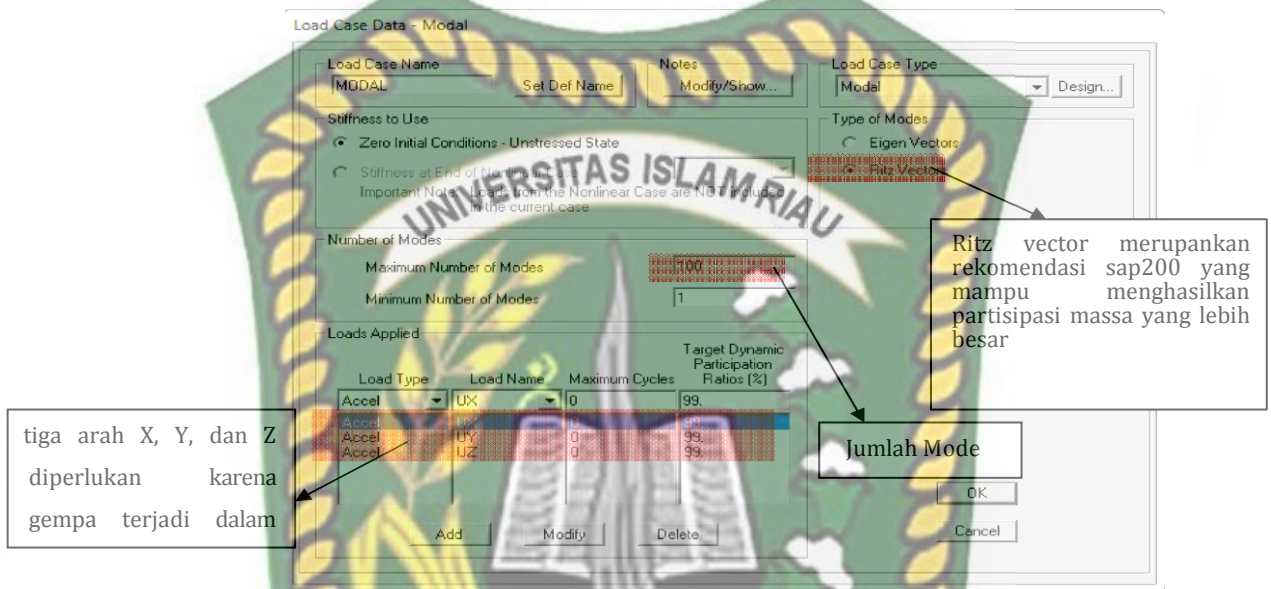
Gambar C.11. Define Fungsi Spektrum Respons Kota Pekanbaru (kiri) dan Load Case Modal Analysis (kanan)



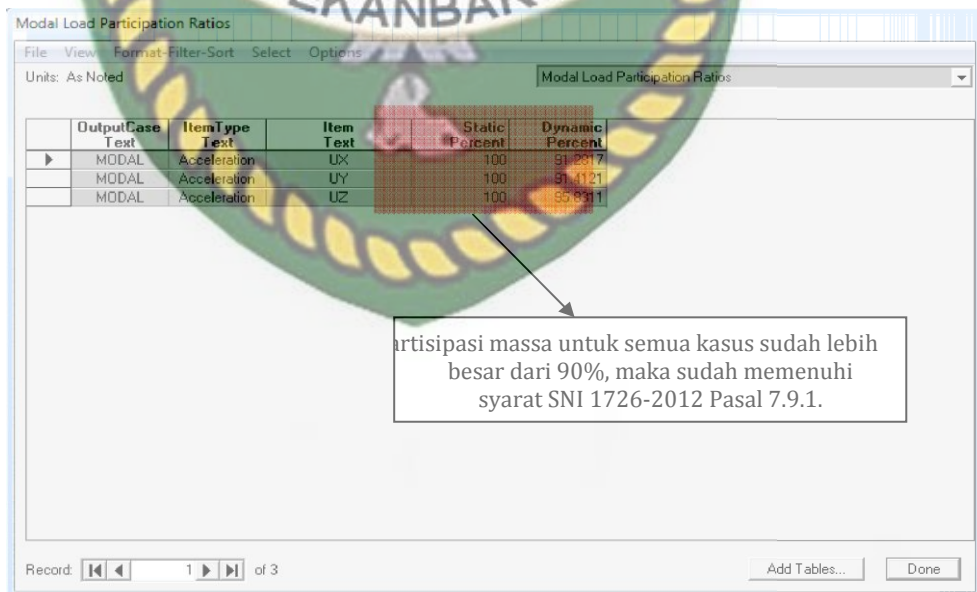
Gambar C.12. Define Load Case Spektrum Respons (Contoh untuk arah X)

d. Karakteristik Dinamik Gedung (Getaran Bebas/ Modal Analysis)

Analisis getaran bebas bertujuan untuk mengetahui karakteristik dinamik gedung seperti periode getaran bebas struktur (termasuk periode fundamental), partisipasi massa, dan bentuk ragam getar (*mode shape*).



Gambar C.13. Prosedur memasukkan analisis getaran bebas ke dalam SAP2000

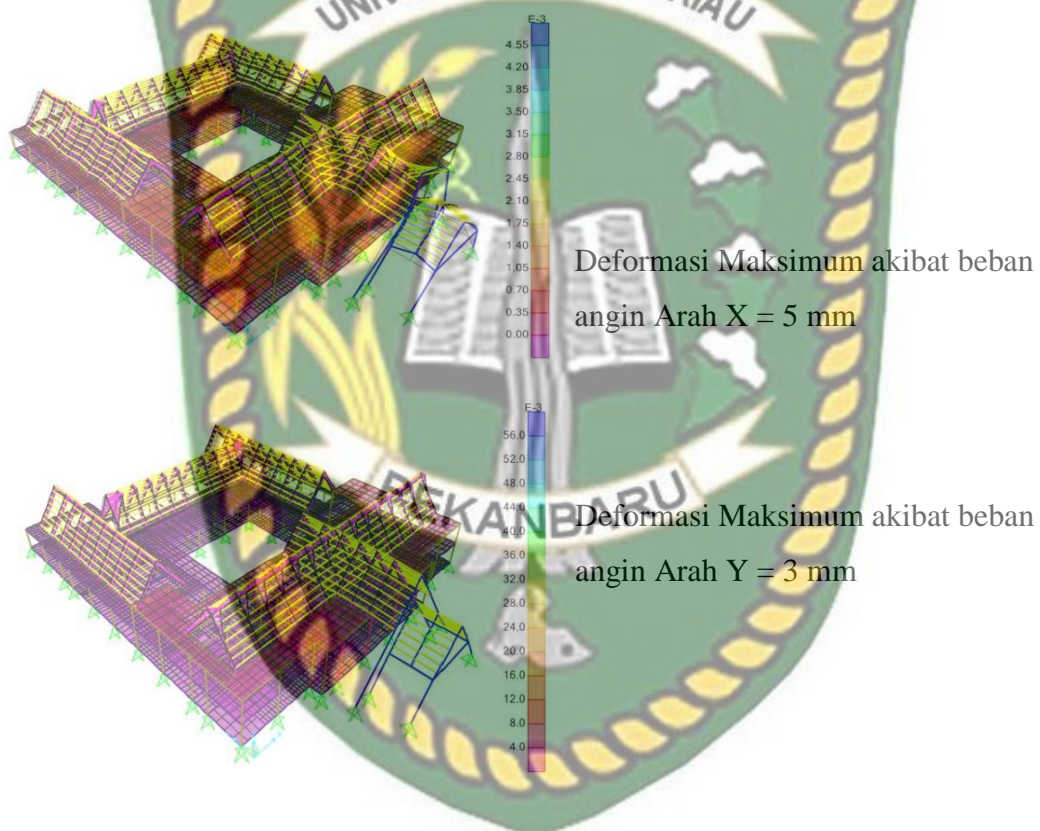


Gambar C.14. Partisipasi Massa Kumulatif

e. Deformasi Gedung

Berdasarkan analisis struktur, akibat beban angin terjadi deformasi lateral (*storey-drift*) maksimum sekitar 5 mm. Sedangkan akibat beban gempa, deformasi lateral mencapai 59 mm (pada rangka atap, sedangkan untuk pelat lantai utama hanya 6 mm). Angka tersebut terjadi pada deformasi lateral arah Y yang lebih rendah kekakuannya.

Catatan: Deformasi lateral dinotasikan sebagai Δ .



Gambar C.15. Deformasi Lateral Struktur

Pemeriksaan syarat simpangan antar lantai izin:

1. Simpangan antar lantai terbesar diambil = $6 / 2 = 3$ mm
2. Faktor pembesaran defleksi $3 \times C_d / I_e = 3 \times 5.5 / 1.5 = 11$ mm
3. Simpangan antar lantai izin = $0,02h = 0,02 (3800) = 76$ mm

Maka, simpangan antar lantai izin sudah memenuhi syarat.

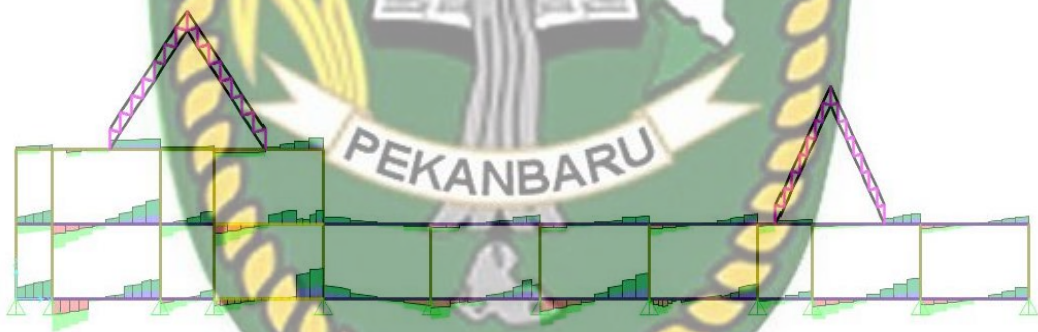
f. Gaya Dalam Elemen Struktur

1. Gaya Dalam Balok

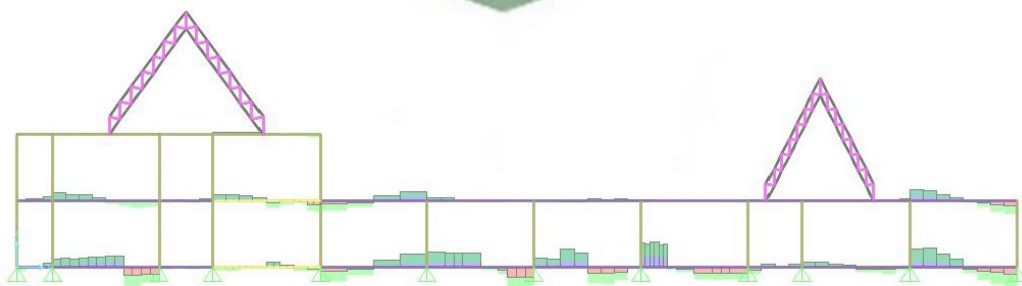
Berikut ini diberikan contoh distribusi gaya dalam untuk balok-balok pada salah satu potongan memanjang gedung yang mencakup momen lentur, torsi, gaya geser, dan gaya aksial.



Gambar C.16. Contoh distribusi momen lentur pada balok akibat beban paling kritis (COMB ENVELOPE)



Gambar C.17. Contoh distribusi gaya geser pada balok akibat beban paling kritis (COMB ENVELOPE)



Gambar C.18. Contoh distribusi momen torsi pada balok akibat beban paling kritis (COMB ENVELOPE)

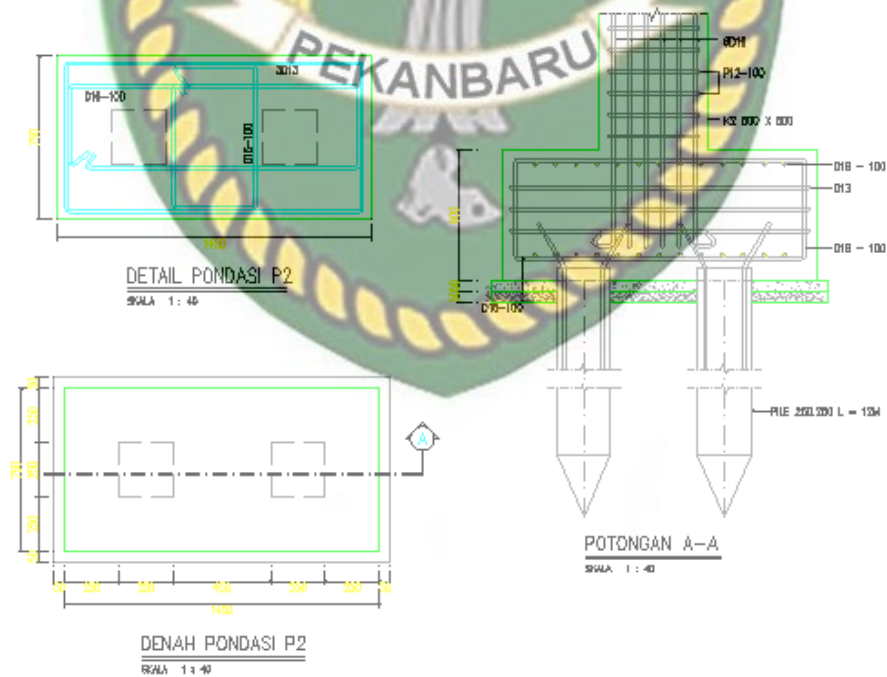
2. Gaya Dalam Kolom

Berikut ini diberikan contoh distribusi gaya dalam kolom. Gaya dalam kolom didominasi oleh gaya aksial (meskipun momen dan geser juga ada), berbeda dengan balok yang fokus pada momen, geser, dan torsi.

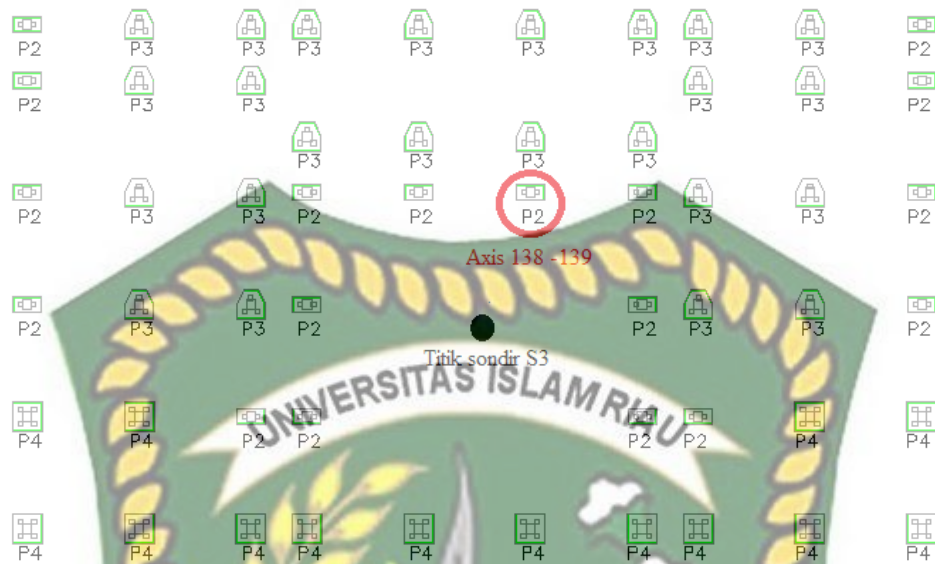


Gambar C.19. Contoh distribusi gaya aksial tekan sepanjang tinggi gedung hingga lantai atap (COMB ENVELOPE)

g. Tipe Pondasi Dan Pile Cap Yang Akan Ditinjau



Gambar C.20 Pondasi Tiang Mini



Gambar C.21. Denah Titik Pondasi Yang Ditinjau Axis 138 P2

Gambar C.21 merupakan permodelan pada software SAP2000, titik pondasi yang ditinjau adalah titik 138 dikarenakan pada titik tersebut tempat terdekat pada uji Sondir dilaksanakan. Hasil output analisa pembebanan pada pondasi P2 axis 138-139 dapat dilihat pada gambar C.6 berdasarkan kombinasi SNI 2847-2013 pasal 9.2

Tabel C.2 Hasil Pembebanan Joint

TABLE C.2 Joint Reactions								
Joint	COMB	Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1693	COMB1		-17,399	284,151	1009,513	-43,4318	0,172	0,1687
1693	COMB2		-24,45	361,946	1319,312	-56,0581	1,0138	0,2067
1693	COMB3		-20,874	317,55	1149,056	-48,9965	0,6889	0,1834
1693	COMB6	Max	6,475	358,603	1292,845	-39,5549	44,4044	0,5684
1693	COMB6	Min	-51,703	333,328	1207,17	-67,1245	-42,9922	-0,1678
1693	COMB6-2	Max	7,221	346,425	1249,58	-37,6936	44,397	0,5611
1693	COMB6-2	Min	-50,957	321,15	1163,906	-65,2631	-42,9995	-0,1751
1693	COMB6-3	Max	9,955	301,773	1090,942	-30,8686	44,37	0,5346
1693	COMB6-3	Min	-48,223	276,497	1005,268	-58,4381	-43,0266	-0,2016
1693	COMB6-4	Max	9,209	313,951	1134,207	-32,7299	44,3774	0,5419
1693	COMB6-4	Min	-48,969	288,675	1048,533	-60,2995	-43,0192	-0,1944
1693	COMB6-5	Max	-13,322	383,114	1327,776	-13,3861	14,2424	0,3255
1693	COMB6-5	Min	-31,906	308,817	1172,24	-93,2934	-12,8302	0,075

Joint	COMB	Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1700	COMB6	Max	-273,546	-4,007	1212,796	31,2445	31,0784	0,9412
1700	COMB6	Min	-301,753	-39,589	1144,705	-21,4373	-42,5581	-0,8851
1700	COMB6-2	Max	-262,628	-2,9	1171,416	31,0303	31,2897	0,9404
1700	COMB6-2	Min	-290,835	-38,482	1103,325	-21,6515	-42,3468	-0,886
1700	COMB6-3	Max	-222,594	1,157	1019,688	30,2452	32,0645	0,9373
1700	COMB6-3	Min	-250,801	-34,425	951,597	-22,4367	-41,572	-0,8891
1700	COMB6-4	Max	-233,512	0,051	1061,068	30,4593	31,8532	0,9381
1700	COMB6-4	Min	-261,719	-85,532	992,977	-22,2225	-41,7833	-0,8882
1700	COMB6-5	Max	-282,296	3,662	1191,031	42,9722	6,1142	0,3727
1700	COMB6-5	Min	-293,003	-47,258	1166,471	-33,1651	-17,5939	-0,3166
1700	COMB6-6	Max	-242,262	7,719	1039,303	42,187	6,889	0,3696
1700	COMB6-6	Min	-252,97	-43,2	1014,743	-33,9503	-16,8191	-0,3197
1700	COMB6-7	Max	-271,377	4,768	1149,65	42,7581	6,3255	0,3718
1700	COMB6-7	Min	-282,085	-46,151	1125,09	-33,3792	-17,3826	-0,3175
1700	COMB6-8	Max	-231,344	8,826	997,922	41,9729	7,1003	0,3687
1700	COMB6-8	Min	-242,052	-42,094	973,363	-34,1644	-16,6078	-0,3205
1700	COMB7	Max	-175,146	-1,39	751,304	30,0527	33,1556	0,9277
1700	COMB7	Min	-203,353	-36,972	683,213	-22,6291	-40,4809	-0,8986
1700	COMB7-2	Max	-164,228	-0,284	709,924	29,8386	33,3669	0,9269
1700	COMB7-2	Min	-192,435	-35,866	641,833	-22,8432	-40,2695	-0,8995
1700	COMB7-3	Max	-135,113	2,667	599,576	29,2675	33,9304	0,9246
1700	COMB7-3	Min	-163,32	-32,915	531,485	-23,4143	-39,7061	-0,9017
1700	COMB7-4	Max	-124,194	3,774	558,196	29,0534	34,1417	0,9238
1700	COMB7-5	Min	-194,604	-44,641	704,979	-34,3568	-15,5167	-0,3301
1700	COMB7-6	Max	-143,862	10,336	577,811	40,9953	8,9662	0,3561
1700	COMB7-6	Min	-154,57	-40,583	553,251	-35,142	-14,7419	-0,3332
1700	COMB7-7	Max	-176,617	7,016	701,952	41,6377	8,3323	0,3586
1700	COMB7-7	Min	-187,325	-43,903	677,392	-34,4996	-15,3758	-0,3306
1700	COMB7-8	Max	-132,944	11,443	536,431	40,7811	9,1775	0,3553
1700	COMB7-8	Min	-143,652	-39,477	511,871	-35,3562	-14,5306	-0,334
1701	COMB1		269,279	-115,3	1327,96	13,6637	37,028	-0,965
1701	COMB2		306,422	-137,413	1708,815	17,2842	42,1498	-1,0553
1701	COMB3		278,067	-122,944	1494,854	15,1946	38,2455	-0,9698
1701	COMB6	Max	347,246	-118,538	1644,215	37,3733	81,8885	-0,3205
1701	COMB6	Min	262,744	-150,41	1611,085	-4,2514	2,0081	-1,812
1701	COMB6-2	Max	335,706	-113,597	1587,302	36,7877	80,3016	-0,2792
1701	COMB6-2	Min	251,204	-145,468	1554,172	-4,837	0,4212	-1,7706
1701	COMB6-3	Max	293,391	-95,478	1378,623	34,6406	74,4829	-0,1275
1701	COMB6-3	Min	208,889	-127,35	1345,493	-6,9842	-5,3975	-1,619

Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

1. HASIL ANALISIS SAP2000

Hasil analisa perhitungan beban aksial, beban lateral dan momen yang dihitung menggunakan program SAP2000 dan diambil nilai beban maksimum dari COMB2 dan COMB6 pada Gedung Badan Pertanahan Kota Pekanbaru dapat dilihat pada Tabel C.4.:

Tabel C.3 Hasil analisis join reaction

Joint	Comb	Gaya Lateral		Gaya Aksial	Momen Lentur		
		FX (KN) X	FY (KN) Y		FZ (KN) Z	MX (KN.M) X	MY (KN.M) Y
1701	COMB2	306,422	-137,413	1708,815	17,2842	42,1498	-1,0553
1701	COMB6	347,246	-118,538	1644,215	37,3733	81,8885	-0,3205

Berdasarkan hasil tabel C.4 untuk beban statis didapatkan nilai maksimum beban aksial pada COMB2 sebesar 1708,815 kN dan sedangkan untuk beban lateral didapatkan nilai maksimum pada COMB6 sebesar 347,246 kN. maka peneliti memutuskan untuk memakai nilai maksimum beban aksial dari COMB2 dan beban lateral dari COMB6 untuk perhitungan pondasi pada *software plaxis*.

Data-Data Perencanaan Pondasi Mini Pile Kelompok (Group)

- Lebar tiang (D) = 25 cm
- Kedalaman pondasi (L) = 12 m
- Luas keliling tiang (A_s) = 100 cm^2
- Luas selimut tiang (P) $A_s \times \Delta L$ = $100 \times 6 = 600 \text{ cm}^2$
- Luas tiang (A_P) $p \times l$ = 625 cm^2
- Berat sendiri *pile cap* $p2$ = $(1,45 \times 0,75 \times 0,7 \times 24)$
 $P \times l \times t \times \text{kuat jenis Beton}$ = 18,27 kN
- Berat sendiri tiang mini pile (W_p) = $(0,25 \times 0,25 \times 12 \times 24)$
= 18 kN

Jadi total baban aksial setelah ditambah berat *pile cap* dapat dilihat pada Tabel C.4 sebagai berikut :

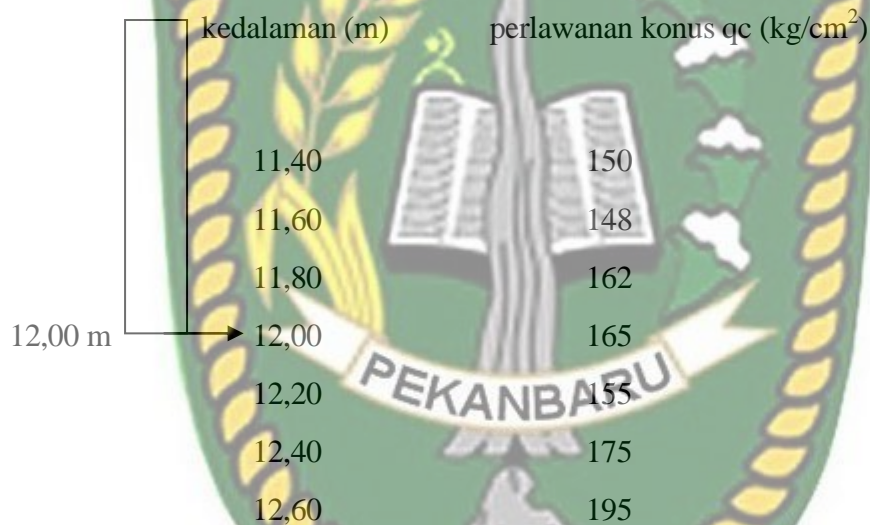
Tabel C.4 Total beban aksial

Titik pondasi	kombinasi	Tipe pondasi	Gaya aksial (v) (kN)+ W_p
1701	1,2D + 1,6L	Asis 138 P2	1727,085
1701	1,2D + 1,0L ± 1,0RSX ± 0,3RSY	Asis 139 P2	1662,485

C.1. Perhitungan Kuat Dukung Pondasi *Tiang mini* Pada Titik Sondir 3 (S-3) Dengan kedalaman 12,80 Meter

1. Metode Aoki & de Alencar

a. Perhitungan kuat dukung ujung tiang (Q_b)

**Gambar C.22.** perkiraan Nilai q_{ca} (base)

Menghitung nilai Q_{ca} seperti gambar diatas :

$$Q_{ca} = \frac{150+148+162+165+155+175+195}{7} = 164,3 \text{ kg/cm}^2$$

Dari persamaan 3.14. kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) :

$$q_b = \frac{q_{ca} (base)}{f_b} \text{ (Fb dari Tabel 3.10, untuk tiang beton = 1,75)}$$

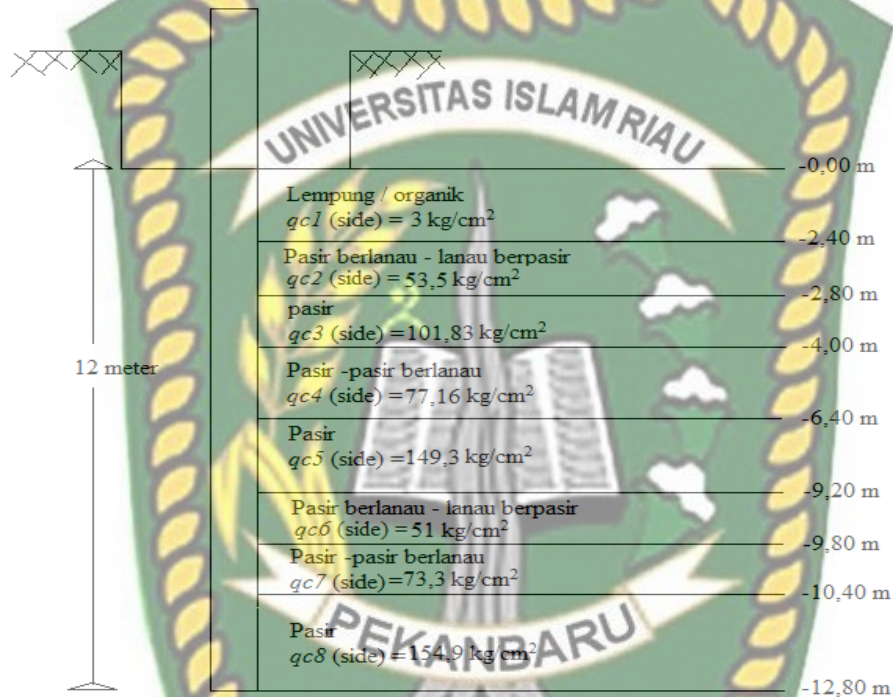
$$q_b = \frac{164,3}{1,75} = 94 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung ujung tiang (Q_b) :

$$Q_b = q_b \times A_p$$

$$Q_b = 94 \times 625 = 58750 \text{ kg} = \mathbf{587,5 \text{ KN}}$$

b. Perhitungan kapasitas kuat dukung kulit (Q_s) S3



Gambar C.25. Nilai q_c (side) setiap lapisan di titik sondir S3

Untuk lapisan tanah 1 adalah lempung (-0,00 meter s/d -2,40 meter).

Kuat dukung kulit persatuan luas (f_1)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$f_1 = q_c(\text{side}) \frac{a_s}{f_s} \text{ (nilai } a_s \text{ dan } f_s \text{ dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$f_1 = 3 \frac{0,06}{3,5} = 0,05 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung kulit (Q_{s1}) :

$$Q_{s1} = f_1 \cdot A_s \text{ (Dalam kulit per lapisan)}$$

$$Q_{s1} = 0,05 \times 100 \times 240 = 1200 \text{ kg} = 12 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 2 adalah Pasir berlanau – lanau berpasir (-2,40 meter s/d -2,80 meter)

Kuat dukung kulit persatuan luas (f_2)

Dari persamaan (3.15) maka didapat :

$$f_2 = qc \text{ (side)} \frac{as}{f_s} \text{ (nilai as dan } f_s \text{ dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$f_2 = 53,5 \frac{0,022}{3,5} = 0,336 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s2} = f_2 \cdot AS. \text{ (Dalam kulit per lapisan)}$$

$$Q_{s2} = 0,336 \times 100 \times 40 = 1344 \text{ kg} = 13,44 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 3 adalah Pasir (-2,80 meter s/d -4,00 meter): Kuat dukung kulit persatuan luas (f_3)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$f_3 = qc \text{ (side)} \frac{as}{f_s} \text{ (nilai as dan } f_s \text{ dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$f_3 = 101,83 \frac{0,014}{3,5} = 0,407 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung kulit kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s3} = f_3 \cdot AS. \text{ (Dalam kulit per lapisan)}$$

$$Q_{s3} = 0,407 \times 100 \times 120 = 4884 \text{ kg} = 48,48 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 4 adalah pasir + pasir berlanau (-4,00 meter s/d -6,40 meter): Kuat dukung kulit persatuan luas (f_4)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$F_4 = qc \text{ (side)} \frac{as}{f_s} \text{ (nilai as dan } f_s \text{ dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$F_4 = 77,16 \frac{0,020}{3,5} = 0,440 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung kulit kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s4} = f_4 \cdot AS. \text{ (Dalam kulit perlapisan)}$$

$$Q_{s4} = 0,44 \times 100 \times 240 = 10560 \text{ kg} = 105,60 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 5 adalah pasir (-6,40 meter s/d -9,20 meter): Kuat dukung kulit persatuan luas (f_4)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$F_5 = q_c \text{ (side)} \frac{a_s}{f_s} \text{ (nilai } a_s \text{ dan } f_s \text{ dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$F_5 = 149,3 \frac{0,014}{3,5} = 0,597 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung kulit kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s5} = f_4 \cdot AS. \text{ (Dalam kulit perlapisan)}$$

$$Q_{s5} = 0,597 \times 100 \times 280 = 16716 \text{ kg} = 167,16 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 6 adalah Pasir berlanau – lanau berpasir (-9,20 meter s/d -9,80 meter): Kuat dukung kulit persatuan luas (f_4)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$F_6 = q_c \text{ (side)} \frac{a_s}{f_s} \text{ (nilai } a_s \text{ dan } f_s \text{ dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$F_6 = 51 \frac{0,022}{3,5} = 0,320 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat dukung kulit kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s6} = f_4 \cdot AS. \text{ (Dalam kulit perlapisan)}$$

$$Q_{s6} = 0,320 \times 100 \times 60 = 1920 \text{ kg} = 19,2 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 7 adalah pasir + pasir berlanau (-9,80 meter s/d -10,40 meter): Kuat dukung kulit persatuan luas (f_4)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$F7 = qc \text{ (side)} \frac{as}{fs} \text{ (nilai as dan fs dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$F7 = 73,3 \frac{0,020}{3,5} = 0,419 \text{ kg/ cm}^2$$

Kuat dukung kulit kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s7} = f4. AS. \text{ (Dalam kulit perlapisan)}$$

$$Q_{s7} = 0,419 \times 100 \times 60 = 2514 \text{ kg} = 25,14 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah 8 adalah Pasir (-10,40 meter s/d -12,80 meter): Kuat dukung kulit persatuan luas ($f4$)

Dari persamaan (3.15), maka didapat:

$$F8 = qc \text{ (side)} \frac{as}{fs} \text{ (nilai as dan fs dari Tabel 3.11 dan 3.12)}$$

$$F8 = 154,9 \frac{0,014}{3,5} = 0,62 \text{ kg/ cm}^2$$

Kuat dukung kulit kulit (Q_{s2}) :

$$Q_{s8} = f4. AS. \text{ (Dalam kulit perlapisan)}$$

$$Q_{s8} = 0,62 \times 100 \times 240 = 14880 \text{ kg} = 148,80 \text{ kN}$$

Jadi :

$$Q_{Stotal} = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5} + Q_{s6} + Q_{s7} + Q_{s8}$$

$$\begin{aligned} Q_{Stotal} &= 12 + 13,44 + 48,48 + 105,60 + 167,16 + 19,2 + 25,14 + 148,80 \\ &= 539,82 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dari persamaan (3.11), kuat dukung aksial ultimit pondasi mini pile (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\ &= 587,5 + 539,82 - 18 \\ &= 1109,32 \text{ KN} \end{aligned}$$

2. Metode Schmertmann & nottingham

a. Perhitungan kuat dukung ujung tiang (Qb)

Nilai rata-rata perlawanan konus 4D = 100 cm dibawah ujung tiang (qc1)

$$q_{c1} = \frac{\text{jumlah qc dibawah ujung tiang}}{\text{jumlah titik kedalaman}} = 181,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c1} = \frac{155+175+195+202}{4} = 181,75 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai rata-rata perlawanan konus 8D = 200 cm dibawah ujung tiang (qc2)

$$q_{c2} = \frac{\text{jumlah qc dibawah ujung tiang}}{\text{jumlah titik kedalaman}} = 131,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c2} = \frac{162+148+150+155+132+110+110+83}{8} = 131,25 \text{ kg/cm}^2$$

Dari persamaan (3.16), perhitungan kapasitas dukung ujung persatuan luas (qb) :

$$q_b = \frac{q_{c1}+q_{c2}}{2}$$

$$q_b = \frac{181,75+131,25}{2} = 156,5 \text{ kg/cm}^2$$

Kapasitas dukung ujung tiang (Qb)

$$Q_b = q_b \times A_p$$

$$Q_b = 156,5 \times 625 = 97812,5 \text{ kg} = \mathbf{978,125 \text{ KN}}$$

b. Perhitungan kuat dukung ujung kulit (Qs)

Kuat dukung kulit tiang *mini pile* dari persamaan (3.19), yaitu :

$$Q_s = a_s \cdot a_c \left(\sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{y=8D}^L f_s \cdot A_s \right)$$

Untuk nilai a_s dipakai untuk kondisi tanah pasir dan a_c dipakai untuk tanah kohesif. Apabila terdiri dari tanah pasir dan lempung gunakan a_s dan a_c pada total kedalaman tiang mini pile

$$f = \sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} \cdot f_s$$

Pada kedalaman 1 meter nilai hambatan setempat (f_s) = 0,08 kg/cm²

$$\frac{y}{8D} = \frac{100}{8 \times 25} = 0,5$$

$$F = 0,5 \times f_s = 0,5 \times 0,08 = 0,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_s = f \times A_s = 0,04 \times 100 = 4 \text{ KN}$$

Untuk nilai Q_s selanjutnya lihat Tabel C.4

Tabel C.4 Hasil perhitungan Q_s metode Schmertmann & Nottingham

Kedalaman (meter)	Hambatan setempat F_s (kg/cm ²)	8D (Cm)	y (Cm)	y/8D	f (Kg/cm ²)	As (cm ²)	Qs (Kg)
1. Lapisan tanah lempung lunak							
1	2	3	4	5=4/3	6=5x2	7	8=6x7
0	0,0	0,0	0	0	0	0	0
	0,2	0,00	200	20	0,1	0	100
	0,4	0,08	200	40	0,2	0,016	100
	0,6	0,08	200	60	0,3	0,024	100
	0,8	0,08	200	80	0,4	0,032	100
1	0,0	0,08	200	100	0,5	0,04	100
	0,2	0,08	200	120	0,6	0,048	100
	0,4	0,08	200	140	0,7	0,056	100
	0,6	0,08	200	160	0,8	0,064	100
	0,8	0,08	200	180	0,9	0,072	100
2	0,0	0,16	200	200	1	0,16	100
	0,2	0,16	200	220	1,1	0,176	100
	0,4	0,32	200	240	1,2	0,384	100
Jumlah							107,2
Kedalaman (meter)	Hambatan setempat F_s (kg/cm ²)	ac	f (Kg/cm ²)	As (cm ²)	Qs (Kg)		
2. Lapisan tanah pasir berlanau - lanau berpasir							
1	2	3	4=3x2	5	6=5x4		
	0,6	0,24	0,95	0,228	100	22,8	
	0,8	0,24	0,95	0,228	100	22,8	
Jumlah							45,6
Kedalaman (meter)	Hambatan setempat F_s (kg/cm ²)	As (cm ²)	Qs (Kg)				
3. Lapisan tanah pasir							
1	2	3	4=2x3				
3	0	0,40	100	40			
	0,2	0,16	100	16			

	0,4	-0,40		100	-40
	0,6	0,00		100	0
	0,8	0,00		100	0
4	0,0	-1,45		100	-145
Jumlah					-129
Kedalaman (meter)	Hambatan setempat Fs (kg/cm ²)	<i>ac</i>	<i>f</i> (Kg/cm ²)	As (cm ²)	Qs (Kg)
4. Lapisan tanah pasir - pasir berlanau					
1	2	3	4=3x2	5	6=5x4
	0,2	0,16	1,1	0,176	100
	0,4	0,16	1,1	0,176	100
	0,6	0,16	1,1	0,176	100
	0,8	0,16	1,1	0,176	100
5	0,0	0,16	1,1	0,176	100
	0,2	0,16	1,1	0,176	100
	0,4	0,16	1,1	0,176	100
	0,6	0,16	1,1	0,176	100
	0,8	0,24	0,95	0,228	100
6	0,0	0,16	1,1	0,176	100
	0,2	0,24	0,95	0,228	100
	0,4	0,16	1,1	0,176	100
Jumlah					221,6
Kedalaman (meter)	Hambatan setempat Fs (kg/cm ²)	As (cm ²)			Qs (Kg)
5. Lapisan tanah pasir					
1	2	3	4=2x3		
	0,6	0,24	100	24	
	0,8	0,24	100	24	
7	0,0	0,24	100	24	
	0,2	0,24	100	24	
	0,4	0,32	100	32	
	0,6	0,24	100	24	
	0,8	0,24	100	24	
8	0,0	0,24	100	24	
	0,2	0,16	100	16	
	0,4	0,24	100	24	
	0,6	0,24	100	24	
	0,8	0,24	100	24	
9	0,0	0,24	100	24	

	0,2	0,16		100	16
Jumlah					328
Kedalaman (meter)		Hambatan setempat F_s (kg/cm ²)	ac	f (Kg/cm ²)	As (cm ²) Qs (Kg)
6. Lapisan tanah pasir berlanau - lanau berpasir					
1		2	3	4=3x2	5 6=5x4
	0,4	0,32	0,85	0,272	100 27,2
	0,6	0,24	0,95	0,228	100 22,8
	0,8	0,24	0,95	0,228	100 22,8
Jumlah					72,8
Kedalaman (meter)		Hambatan setempat F_s (kg/cm ²)	ac	f (Kg/cm ²)	As (cm ²) Qs (Kg)
7. Lapisan tanah pasir - pasir berlanau					
1		2	3	4=3x2	5 6=5x4
10	0,0	0,40	0,81	0,324	100 32,4
	0,2	0,24	0,95	0,228	100 22,8
	0,4	0,16	1,10	0,176	100 17,6
Jumlah					72,8
Kedalaman (meter)		Hambatan setempat F_s (kg/cm ²)		As (cm ²)	Qs (Kg)
8. Lapisan tanah pasir					
1		2	3		4=2x3
	0,6	0,24		100	24
	0,8	0,24		100	24
11	0,0	0,24		100	24
	0,2	0,24		100	24
	0,4	0,24		100	24
	0,6	0,16		100	16
	0,8	0,24		100	24
12	0,0	0,40		100	40
	0,2	0,24		100	24
	0,4	0,40		100	40
	0,6	0,40		100	40
	0,8	0,24		100	24
Jumlah					328

Untuk hasil perhitungan Qs dapat dilihat pada Tabel A.8 berikut ini.

Tabel C.5 Hasil perhitungan Qs metode Schmertmann & Nottingham Tabel C.5 Hasil Perhitungan Qs

No	Lapisan Tanah	Nilai Qs Total (kN)	Qs x ($\alpha = 0,76$) Hanya untuk tanah pasir (KN)
1	Lapisan Tanah Lempung lunak	107,2	107,2
2	Lapisan tanah pasir berlanau – lanau berpasir	45,6	45,6
3	Lapisan tanah pasir	-129	-98,04
4	Lapisan tanah pasir – pasir berlanau	221,6	221,6
5	Lapisan tanah pasir	328	249,28
6	Lapisan tanah pasir berlanau – lanau berpasir	72,8	72,8
7	Lapisan tanah pasir – pasir berlanau	72,8	72,8
8	Lapisan tanah pasir	328	249,28
	Total		920,52

Dari persamaan (3.24), kuat dukung ultimit pondasi tiang mini (Q_u):

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - WP \\
 &= 978,125 \text{ kN} + 920,52 \text{ kN} - 18 \text{ KN} \\
 &= \mathbf{1880,645 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

3. Metode mayerhoff

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang mini pile dengan metode langsung di lapangan pada titik S.3.

a. Data sondir S.3

1. Kedalaman (d) = 12,80 m
2. Hasil sondir dapat dilihat pada lampiran

Data yang diperoleh dari titik 3 pada kedalaman 1 meter adalah :

$$\text{Perlawanan penetrasi konus (PPK), } q_c = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Jumlah hambatan lekat (JHL)} = 6,44 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Ukuran mini pile} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Luas penampang ujung tiang (} A_p \text{)} = \text{Luas persegi}$$

$$= s \times s$$

$$\text{Luas sisi} = 25 \text{ cm}$$

$$A_p = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Keliling ujung tiang (K)} = 4 \cdot \text{sisi} = 4 \cdot 25 = 100 \text{ cm}$$

3. Daya dukung terhadap kekuatan tanah untuk tiang desak :

- Kapasitas kuat dukung tiang ultimat (Q_u) :

$$Q_{ult} = q_c \times A_p + JHL \times K$$

$$Q_{ult} = (2 \times 625) + (6,44 \times 100)$$

$$Q_{ult} = 1894 \text{ kg} = 18,94 \text{ KN}$$

- kuat dukung terhadap kekuatan tanah untuk tiang tarik :

$$T_{ult} = JHL \times K$$

$$T_{ult} = 6,44 \times 100$$

$$T_{ult} = 644 \text{ kg}$$

$$T_{ult} = 0,644 \text{ Ton}$$

- kuat dukung tiang tarik ijin Q_{ijin} :

$$Q_{ijin} = \frac{T_{ult}}{3}$$

$$Q_{ijin} = \frac{0,644}{3}$$

$$Q_{ijin} = 0,215$$

- kuat dukung tiang terhadap kekuatan bahan :

$$P_{tiang} = \sigma_{\text{beton}} \times A_{tiang}$$

$$P_{tiang} = 500 \times 625$$

$$P_{tiang} = 312.500 \text{ kg}$$

$$P_{tiang} = 312,5 \text{ Ton}$$

Tabel C.6. Perhitungan kuat Dukung Tiang Berdasarkan Data Sondir S. 1

Kedalaman (m)	PPK (qc) (kg/cm ²)	Ap (cm ²)	JHL (kg/cm)	K (cm)	Q_u (KN)
1	2	3	4	5	$6=2.3+4.5$
1,00	2	625	6,44	100	18,94
2,00	4	625	16,09	100	41,09
3,00	105	625	43,45	100	699,7
4,00	93	625	28,97	100	552,28
5,00	65	625	9,66	100	396,59
6,00	72	625	9,66	100	459,66
7,00	135	625	33,80	100	877,55
8,00	180	625	59,54	100	1184,54
9,00	157	625	82,07	100	1063,32
10,00	65	625	109,43	100	515,68
11,00	132	625	131,96	100	956,96
12,00	165	625	157,71	100	1188,96
12,80	202	625	183,46	100	1445,96

Jadi nilai kuat dukung ultimit pondasi tiang mini Q_u pada kedalaman 12,80 adalah **1445,96 kN**

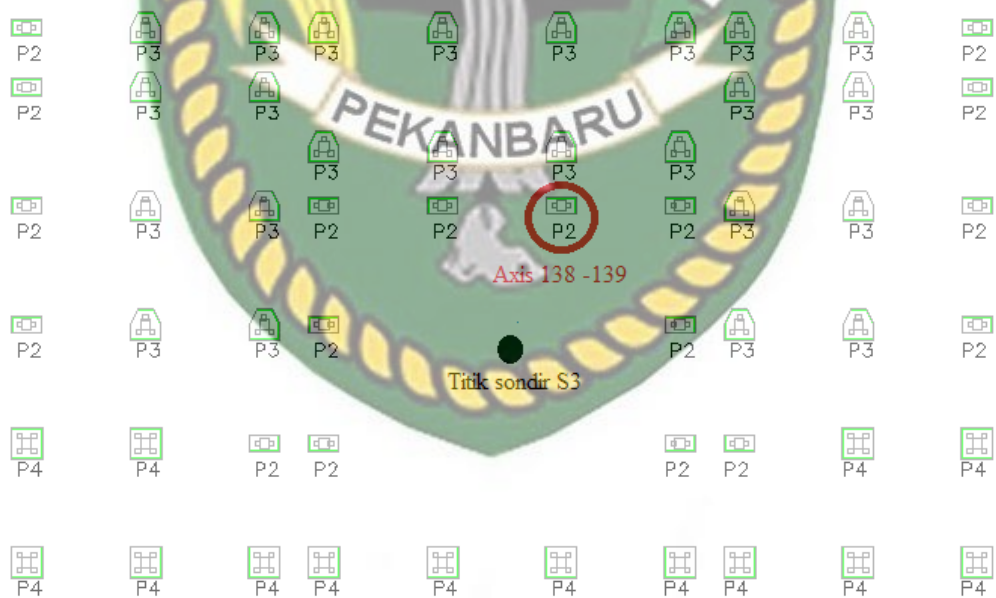
Tabel C.7. Perhitungan Daya Dukung Tiang Berdasarkan Spesifikasi Peralatan Bacaan Manometer

No	Bacaan Manometer P (kg/cm ²)	Daya Dukung, Mesin Kap. 120 ton Q (ton)
1	20	9,72
2	30	14,58
3	40	19,44
4	50	24,3
5	60	29,16
6	70	34,02
7	80	38,88
8	90	43,74
9	100	48,6
10	110	53,46
11	120	58,32
12	130	63,18
13	140	68,04

14	150	72,9
15	160	77,76
16	170	82,62
17	180	87,48
18	190	92,34
19	200	97,2
20	210	102,06
22	220	106,92
23	230	111,78
24	240	116,64
25	250	121,5

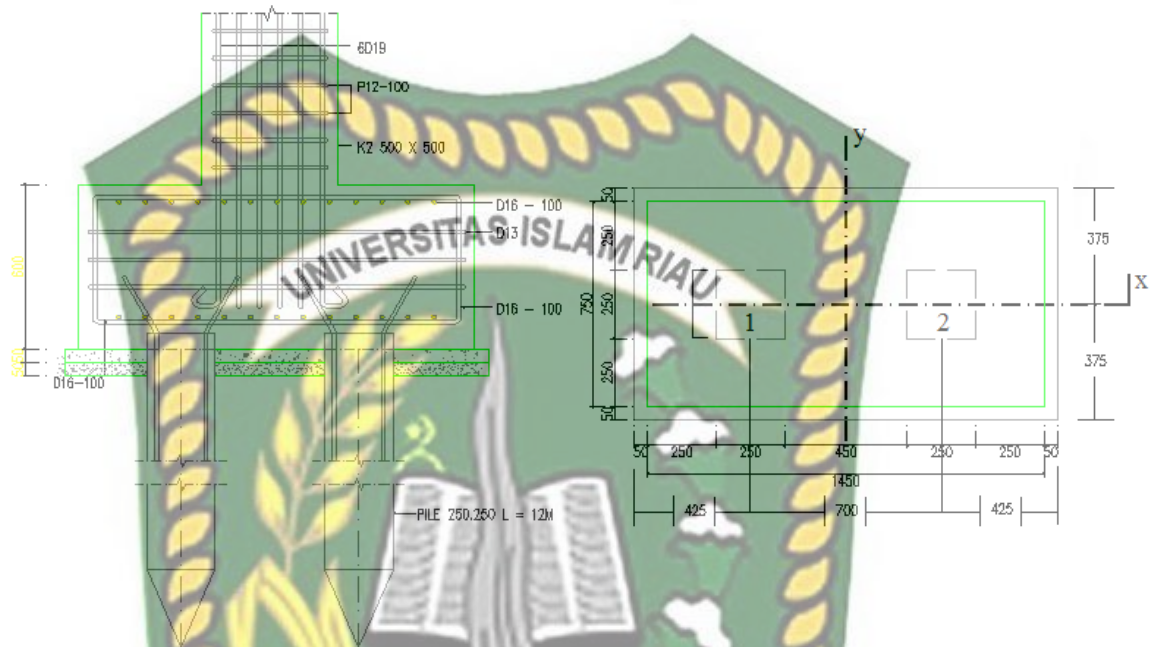
Pada mesin kapasitas 120 ton, daya dukung 120 ton diperoleh pada bacaan manometer 250 kg/cm^2 .

C.2. Analisa Perhitungan Gaya Yang Bekerja Pada Kelompok Tiang



Gambar C.27 Pile yang di tinjau pile cap P2 As 138 & 139

Berikut gambar gaya yang berkerja dan detail *pile cap* sebagai berikut :



Gambar C.28 Gaya yang berkerja pada tiang

C.4.1. perhitungan gaya yang bekerja pada pondasi mini pile As 138- P2

Diketahui pondasi mini pile As 138 –P2 dari tabel C.4

Beban vertical (ΣV)	= 1708,815kN
Beban horizontal pada sumbu x (ΣH_x)	= 306,422 kN
Beban horizontal pada sumbu y (ΣH_y)	= -137,413 kN
Momen pada sumbu x (ΣM_x)	= 17,2842 kN
Momen pada sumbu y (ΣM_y)	= 42,1498 kN
Jumlah tiang (n)	= 2
Banyak tiang dalam satu baris arah sbx (nx)	= 1
Banyak tiang dalam satu baris arah sbx (ny)	= 2
Berat sendiri <i>pile cap</i>	= 18,27 kN

Beban maksimum yang diterima tiang :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{my \cdot x_1}{ny \cdot \sum x^2} \pm \frac{mx \cdot y_1}{nx \cdot \sum y^2}$$

$$= \frac{1708,815}{2} + \frac{42,15 \times 0,375}{2 \times 0,2812} + \frac{17,28 \times 0}{1 \times 0}$$

$$= 854,407 + 28,105 + 0 = \mathbf{882,515 \text{ kN}}$$
 (Hasil Beban Aksial Pada Tiang Tunggal)

Tabel C.8 perhitungan beban tiang maksimum

No Tiang	koordinat		x ²	y ²	V/n	$\frac{my \cdot xi}{ny \cdot \sum x^2}$	$\frac{mx \cdot yi}{nx \cdot \sum y^2}$	Pi (kN)
	X	Y						
1	-0,375	0	0,1406	0	854,41	-28,105	0	826,30
2	0,375	0	0,1406	0	854,41	28,105	0	882,515
		∑	0,2812	0			Pmaks	882,515

Analisis faktor aman (S_f) pondasi mini pile :

Persamaan :

$$S_f = \frac{Q_u}{P_i}$$

- Metode Aoki de Alancer

$$S_f = 1109,32 / 882,515$$

$$= 1,256 \text{ kN}$$

- Metode schmertmann & nottingham

$$S_f = 1880,645 / 882,515$$

$$= 2,131 \text{ kN}$$

- Metode mayerhoff

$$S_f = 1445,96 / 882,515$$

$$= 1,638 \text{ kN}$$

C.4.2. perhitungan gaya yang bekerja pada pondasi mini pile As 139- P2

Diketahui pondasi mini pile As 139 –P2 dari tabel C.4

Beban vertical (ΣV)	= 1644,215kN
Beban horizontal pada sumbu x (ΣH_x)	= 347,246 kN
Beban horizontal pada sumbu y (ΣH_y)	= -118,538 kN
Momen pada sumbu x (ΣM_x)	= 37,3733 kN
Momen pada sumbu y (ΣM_y)	= 81,8885 kN
Jumlah tiang (n)	= 2
Banyak tiang dalam satu baris arah sbx (nx)	= 1
Banyak tiang dalam satu baris arah sbx (ny)	= 2
Berat sendiri <i>pile cap</i>	= 18,27 kN

Beban maksimum yang diterima tiang :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{m_y \cdot x_1}{n_y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{m_x \cdot y_1}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$= \frac{1644,215}{2} + \frac{81,888 \times 0}{2 \times 0} + \frac{37,373 \times 0,350}{1 \times 0,245}$$

$$= 822,11 + 54,596 + 0 = 876,706 \text{ kN}$$

Tabel C.9 perhitungan beban tiang maksimum

No Tiang	koordinat		x^2	y^2	V/n	$\frac{m_y \cdot x_i}{n_y \cdot \Sigma x^2}$	$\frac{m_x \cdot y_i}{n_x \cdot \Sigma y^2}$	Pi (kN)
	X	Y						
1	-0,375	0	0,1406	0	822,11	-54,596	0	767,514
2	0,375	0	0,1406	0	822,11	54,596	0	876,706
		Σ	0,2812	0			Pmaks	876,706

Analisis faktor aman (S_f) pondasi mini pile :

Persamaan :

$$S_f = \frac{Q_u}{P_i}$$

- Metode Aoki de Alancer

$$S_f = 1109,32 / 876,706$$

= 1,265 kN

- Metode schmertmann & nottingham

$$S_f = 1880,645 / 876,706$$

= 2,145 kN

- Metode mayerhoff

$$S_f = 1445,96 / 876,706$$

= 1,649 kN

Perhitungan pembagian beban lateral pada tiang mini kelompok 138:

$$Q_i = \frac{h}{n} \pm \frac{m y_1 x_1}{n y_1 \sum x^2} \pm \frac{m x_1 y_1}{n x_1 \sum y^2}, \text{ (h tertinggi = 138)}$$

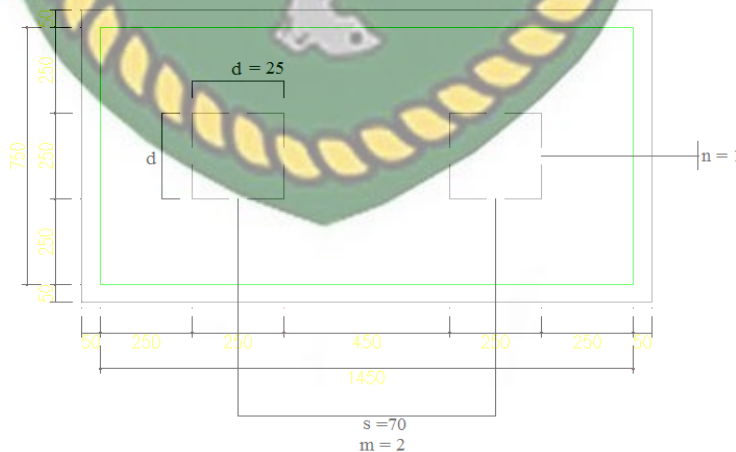
$$= \frac{347,246}{2} + \frac{42,15 \times 0,375}{2 \times 0,2812} + \frac{17,28 \times 0}{1 \times 0}$$

$$= 173,623 + 28,105 + 0 = 201,728 \text{ kN (Nilai Beban Lateral Arah X Pada Tiang Tunggal)}$$

C.3. Perhitungan Kuat Dukung Kelompok Tiang Berdasarkan Efisiensi Group

1. Perhitungan efisiensi kelompok tiang (*group*)

a. Metode Converse - Labarre Formula (AASHO)



Gambar C.29. uniform building code

$$\Theta = \text{arc tg } d/s$$

$$= \text{arc tg } 25/70 = 19,65^\circ$$

Dari persamaan (3.28) efisiensi kelompok tiang (E_g)

$$m = 2, n = 1$$

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \left\{ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right\}, m = 2, n = 1$$

$$E_g = 1 - \frac{19,65}{90} \left\{ \frac{(1-1)2 + (2-1)1}{2 \cdot 1} \right\}$$

$$E_g = 1 - \frac{18,43}{90} \{2,5\}$$

$$E_g = 0,488$$

b. Metode Los Angeles Group

Dari persamaan (3.29) efisiensi kelompok tiang (E_g)

$$E_g = 1 - \frac{D}{s \cdot m \cdot n} \cdot [m(n^2 - 1) + n(m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n^2 - 1)}]$$

$$E_g = 1 - \frac{25}{70 \cdot 2 \cdot 1} \cdot [2(1^2 - 1) + 1(2 - 1) + \sqrt{2(2 - 1)(1^2 - 1)}]$$

$$E_g = 0,821$$

2. Perhitungan kapasitas kelompok ijin tiang (*group*) berdasarkan efisiensi dengan menggunakan 2 tiang / kelompok dan faktor aman :

a. Metode Converse - Labarre Formula (AASHO)

Dari persamaan (3.26), kuat dukung kelompok ultimit tiang mini pile (Q_g)

$$Q_g = Q_u \times n \times E_g$$

Persamaan faktor aman group (S_{fg})

- Metode Aoki de Alancer

$$Q_g = 1109,32 \times 2 \times 0,488$$

$$= 1082,7 \text{ kN}$$

$$S_{fg} = \frac{Q_g}{v} = \frac{1082,7}{1727,085} = 0,627 \text{ kN}$$

- Metode schmertmann & nottingham

$$Q_g = 1880,645 \times 2 \times 0,488$$

$$= 1835,509 \text{ kN}$$

$$S_{fg} = \frac{Q_g}{v} = \frac{1835,509}{1727,085} = 1,063 \text{ kN}$$

- Metode mayerhoff

$$Q_g = 1445,96 \times 2 \times 0,488$$

$$= 1411,256 \text{ kN}$$

$$S_{fg} = \frac{Q_g}{v} = \frac{1411,256}{1727,085} = 0,817 \text{ kN}$$

b. Metode Los Angeles Group

Dari persamaan (3.26), kuat dukung kelompok tiang mini pile (Q_g)

$$Q_g = Q_u \times n \times E_g$$

- Metode Aoki de Alancer

$$Q_g = 1109,32 \times 2 \times 0,821$$

$$= 1821,5 \text{ kN}$$

$$S_{fg} = \frac{Q_g}{v} = \frac{1821,5}{1727,085} = 1,054 \text{ kN}$$

- Metode schmertmann & nottingham

$$Q_g = 1880,645 \times 2 \times 0,821$$

$$= 3088,02 \text{ kN}$$

$$S_{fg} = \frac{Q_g}{v} = \frac{3088,02}{1727,085} = 1,787 \text{ kN}$$

- Metode mayerhoff

$$Q_g = 1445,96 \times 2 \times 0,821$$

$$= 2374,266 \text{ kN}$$

$$S_{fg} = \frac{Q_g}{v} = \frac{2374,266}{1727,085} = 1,375 \text{ kN}$$

C.4. Analisa Kapasitas Lateral dan Defleksi dengan metode Broms pondasi *mini pile*

C.4.1. Perhitungan Kapasitas Lateral dan Defleksi As 138 P2

Diketahui spesifikasi tiang :

Dimensi tiang mini pile = 25 x 25

Kedalaman = 12 m

Jenis tanah	= Pasir (granural)
Berat isi tanah pasir (γ)	= 20 kN/ m ³
Sudut geser tanah (ϕ)	= 40
Mutu beton (f_c)	= K-250 = 0,084 x 250 = 21 Mpa
Momen ultimit (M_y)	= 42,15 kNm
Koefesien variasi tanah (nh)	= 19400 kN/m ³

1. Cek kekakuan tiang akibat beban lateral

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{21} \\
 &= 21538,1058 \text{ Mpa} = 21538105,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Momen inersia tiang (I_p) :

$$\begin{aligned}
 I_p &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0,25 \times 0,25^3 = 0,000325521 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Dari persamaan (3.35), Faktor kekakuan tiang sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{E \cdot I / nh} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{21538105,8 \times 0,000325521}{19400}} \\
 &= 0,816 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$4T = 4 \times 0,816 = 3,26 \text{ m}$$

Dari perhitungan diatas, L (12 m) $>$ $4T$ (3,26 m). Pondasi mini pile termasuk tiang ujung bebas yang dianggap sebagai tiang panjang yakni tiang elastis (tidak kaku).

2. Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral

Agar dapat mengetahui tanah runtuh atau tidak adanya beban lateral yang terjadi pada tiang maka perhitungan momen maksimum yang harus ditahan oleh tiang jika tanah didesak kearah horizontal oleh tiang sampai tanah tersebut runtuh dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 (45 + \phi / 2) \\ &= \tan^2 (45 + 40 / 2) \\ &= 4,6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p \\ &= 20 \times 0,25 \times 12^3 \times 4,6 \\ &= 39744 \text{ kNm} > 42,15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_{\text{maks}} > M_y$, maka tidak terjadi keruntuhan tanah, sehingga gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen.

3. Cek keruntuhan tiang akibat momen lentur maksimum tiang.

Untuk H_u maks dihitung menggunakan kombinasi 2 arah dari persamaan (3.39) dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_{\text{total}} &= \sqrt{(hux^2 + huy^2)} \\ &= \sqrt{(153,211^2 + 137,413^2)} \\ &= 67,758 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari persamaan (3.44), jarak f sebagai berikut :

$$\begin{aligned} f &= 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \cdot k_p \cdot \gamma}} \\ &= 0,82 \sqrt{\frac{67,758}{0,25 \cdot 4,6 \cdot 20}} \\ &= 1,4 \end{aligned}$$

Jika M_{maks} dianggap sama dengan M_y , maka untuk menentukan kapasitas lateral diambil momen yang maksimum pada perhitungan selisih tahanan lateral ultimit (H_u) dan dihitung dengan persamaan (3.48) sebagai berikut :

$$H_u = \frac{2 \cdot My}{e + \frac{2xf}{3}}$$

$$= \frac{2 \cdot 42,1498}{0 + \frac{2 \times 1,4}{3}} = 90,321 \text{ kN}$$

$$H_a = \frac{H_u}{S_f}$$

$$= \frac{90,321}{2,5}$$

$$= 36,128 \text{ kN}$$

Dimana syarat beban lateral aman yaitu ($H_a > H_{\text{Total}}$) $36,128 \text{ kN} < 67,758 \text{ kN}$
(Tidak aman)

4. perhitungan defleksi lateral yang terjadi, penentuan jenis tiang sebagai berikut :

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{nh}{E_p I_p}}$$

$$= \sqrt[5]{\frac{19400}{21538105,8 \times 0,000325521}}$$

$$= 1,226 \text{ m}$$

Dari perhitungan diatas, αL (14,7 m) $>$ 4. Pondasi mini pile termasuk tiang panjang dan ujung jepit. Kemudian memperhitungkan defleksi yang terjadi sebagai berikut :

$$y_o = \frac{0,93 H}{(nh)^{\frac{3}{5}} (E_p I_p)^{\frac{2}{5}}}$$

$$= \frac{0,93 \cdot 67,758}{(19400)^{\frac{3}{5}} (21538105,8 \times 0,000325521)^{\frac{2}{5}}}$$

$$= 0,00488 \text{ m}$$

$$= 4,88 \text{ mm} < 60 \text{ mm (defleksi maksimum untuk gedung)}$$

C.5.2. Perhitungan Kapasitas Lateral dan Defleksi As 139 P2

$$\text{Mutu beton (fc)} = \text{K-250} = 0,084 \times 250 = 21 \text{ Mpa}$$

$$\text{Momen ultimit (My)} = 81,889 \text{ kNm}$$

$$\text{Koefesien variasi tanah (nh)} = 19400 \text{ kN/m}^3$$

1. Cek kekakuan tiang akibat beban lateral

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 5700 \sqrt{21} \\ &= 21538,1058 \text{ Mpa} = 21538105,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen inersia tiang (I_p) :

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{12} \cdot b h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,25 \times 0,25^3 \\ &= 0,000325521 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Dari persamaan (3.35), Faktor kekakuan tiang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T &= \sqrt[5]{\frac{E \cdot I}{nh}} \\ &= \sqrt[5]{\frac{21538105,8 \times 0,000325521}{19400}} \\ &= 0,816 \text{ m} \\ 4T &= 4 \times 0,816 = 3,26 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, L (12 m) $>$ $4T$ (3,26 m). Pondasi mini pile termasuk tiang ujung bebas yang dianggap sebagai tiang panjang yakni tiang elastis (tidak kaku).

2. Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral

Agar dapat mengetahui tanah runtuh atau tidak adanya beban lateral yang terjadi pada tiang maka perhitungan momen maksimum yang harus ditahan oleh tiang jika tanah didesak kearah horizontal oleh tiang sampai tanah tersebut runtuh dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 (45 + \phi / 2) \\
 &= \tan^2 (45 + 40 / 2) \\
 &= 4,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks}} &= \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p \\
 &= 20 \times 0,25 \times 12^3 \times 4,6 \\
 &= 39744 \text{ kNm} > 42,15 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$M_{\text{maks}} > M_y$, maka tidak terjadi keruntuhan tanah, sehingga gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen.

3. Cek keruntuhan tiang akibat momen lentur maksimum tiang.

Untuk H_u maks dihitung menggunakan kombinasi 2 arah dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 H_{\text{total}} &= \sqrt{(hux^2 + huy^2)} \\
 &= \sqrt{173,623^2 - 118,538^2} \\
 &= 126,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari persamaan (3.44), jarak f sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 f &= 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \cdot k_p \cdot \gamma}} \\
 &= 0,82 \sqrt{\frac{126,86}{0,25 \cdot 4,6 \cdot 20}} \\
 &= 1,925
 \end{aligned}$$

Jika M_{maks} dianggap sama dengan M_y , maka untuk menentukan kapasitas lateral diambil momen yang maksimum pada perhitungan selisih tahanan lateral ultimit (H_u) dan dihitung dengan persamaan (3.48) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{2 \cdot M_y}{e + \frac{2 \cdot x \cdot f}{3}} \\
 &= \frac{2 \cdot 81,889}{0 + \frac{2 \cdot 1,925}{3}} \\
 &= 127,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$H_a = \frac{Hu}{Sf}$$

$$= \frac{127,62}{2,5} = 51,05 \text{ kN}$$

Dimana syarat beban lateral aman yaitu ($H_a > H_{Total}$) $51,05 \text{ kN} < 126,86 \text{ kN}$ (Tidak aman)

4. perhitungan defleksi lateral yang terjadi, penentuan jenis tiang sebagai berikut :

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{nh}{E_p \cdot I_p}}$$

$$= \sqrt[5]{\frac{19400}{21538105,8 \times 0,000325521}}$$

$$= 1,226 \text{ m}$$

Dari perhitungan diatas, $\alpha L (7,35 \text{ m}) > 4 \text{ m}$. Pondasi mini pile termasuk tiang panjang dan ujung jepit. Kemudian memperhitungkan defleksi yang terjadi sebagai berikut :

$$y_o = \frac{0,93 H}{(nh)^{\frac{3}{5}} (E_p I_p)^{\frac{2}{5}}}$$

$$= \frac{0,93 \cdot 126,86}{(19400)^{\frac{3}{5}} (21538105,8 \times 0,000325521)^{\frac{2}{5}}}$$

$$= 0,00914 \text{ m}$$

$$= 9,88 \text{ mm}$$

$$= 9,88 < 60 \text{ mm (defleksi maksimum untuk gedung)}$$

C.5. Analisis penurunan yang terjadi Berdasarkan Data Sondir

Analisa penurunan yang terjadi pada penelitian pembangunan Kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru meliputi penurunan segera yang berdasarkan data uji penetrasi konus (Sondir).

C.5.1. Analisa Penurunan Konsolidasi Pondasi *mini pile* Tunggal 138

Diket:

$$\text{Beban vertikal } (\sum V) = 882,515 \text{ kN}$$

$$H = 1 \text{ (Tebal lapisan yang ditinjau dari dasar pondasi)}$$

$$D_f = 12$$

Tekanan overburden efektif tengah-tengah lapisan

$$P_o' = D_f \cdot \gamma =$$

$$\begin{aligned} & (2,40 \times 6,19) + (0,40 \times 8,19) + (1,2 \times 9,19) + (2,4 \times 8,19) + (2,8 \times 9,19) + (0,6 \times 8,19) + (0,6 \\ & \times 8,19) + (2,4 \times 10,19) \\ & = 108,832 \end{aligned}$$

Tekanan pondasi netto

$$Q_n = \frac{\sum V}{A_b} - D_f \cdot \gamma = \frac{882,515}{0,0625} - (108,832) = 14011,41$$

$$q_c = 164.3 \text{ kg/cm}^2 = 16430 \text{ kN/m}^2$$

1. penurunan segera dari hasil penetrasi konus (sondir)

Perhitungan angka pemampatan C sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C &= \frac{(1,5 \cdot q_c)}{p_o'} \\ &= \frac{1,5 \cdot 16430}{108,832} = 226,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tambahan regangan vertikal ditengah-tengah lapisan ditinjau oleh tekanan akibat beban pondasi netto sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Delta p = \Delta \sigma &= q_n \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{3/2}} \right\} \\ &= 14011,41 \times \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + (0,125/0,5)^2]^{3/2}} \right\} \\ &= 1200.978 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pada lapisan 1 m dibawah pondasi sebagai berikut:

$$S_i = \frac{H}{C} \ln \frac{(p_o' + \Delta p)}{p_o'}$$

$$S_i = \frac{1}{226,45} \ln \frac{(108,832 + 1200,978)}{108,832} = 0,01098 \text{ m} \approx (10,98 \text{ mm})$$

C.5.2. Analisa Penurunan Konsolidasi Pondasi *mini pile* Tunggal 139

Analisa Penurunan Yang Terjadi Pada Pondasi Titik As 138 P2 Diketahui :

Beban vertical (ΣV) = 876,706 kN

H = 1 m (tebal lapisan yang ditinjau dari dasar pondasi)

Df = 12 m

r = $\frac{1}{2} \times s = \frac{1}{2} \times 0,25 = 0,125 \text{ m}$

z = 0,5 m (ditengah-tengah lapisan yang di tinjau)

qc = 164.3 kg/cm² = 16430 kN/m²

Es = 78453 kN/m² (parameter tanah pasir)

P = 100 (keliling tiang)

Iwp = 0,85

Tekanan overburden efektif tengah-tengah lapisan

Po' = Df · γ =

$$(2,40 \times 6,19) + (0,40 \times 8,19) + (1,2 \times 9,19) + (2,4 \times 8,19) + (2,8 \times 9,19) + (0,6 \times 8,19) + (0,6 \times 8,19) + (2,4 \times 10,19)$$

$$= 108,832$$

Tekanan pondasi netto

$$Q_n = \frac{\Sigma V}{A_b} - D_f \cdot \gamma = \frac{876,706}{0,0625} - (108,832) = 13918,46$$

$$q_c = 164.3 \text{ kg/cm}^2 = 16430 \text{ kN/m}^2$$

1. Penurunan segera dari hasil uji penetrasi konus (*sondir*)

Perhitungan angka pemampatan C sebagai berikut:

$$C = \frac{(1,5 \cdot q_c)}{p_o'}$$

$$= \frac{1,5 \cdot 16430}{108,832} = 226,45 \text{ kN}$$

Tambahan regangan vertikal ditengah-tengah lapisan ditinjau oleh tekanan akibat beban pondasi neto sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Delta p &= \Delta \sigma = q_n \left\{ 1 - \frac{1}{[1+(r/z)^2]^{3/2}} \right\} \\ &= 13918,46 \times \left\{ 1 - \frac{1}{[1+(0,125/0,5)^2]^{3/2}} \right\} \\ &= 1193,01 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pada lapisan 1 m dibawah pondasi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_i &= \frac{H}{c} \ln \frac{(p_o' + \Delta p)}{p_o'} \\ S_i &= \frac{1}{226,45} \ln \frac{(108,832 + 1193,01)}{108,832} = 0,01095 \text{ m} \approx (10,95 \text{ mm}) \end{aligned}$$

Jadi, penurunan tiang tunggal pada pondasi *mini pile* As 138 dan 139 dari akibat beban yang bekerja dan berdasarkan data uji penetrasi konus (*sondir*) metode *Dee beer & Martin* yaitu sebesar 10,98 mm dan 10,95 mm dengan batas izin penurunan 60 mm.

C.5.3. Analisis Penurunan Pondasi *Mini Pile* Kelompok (*group*)

Dari persamaan (3.63), penurunan tiang mini pile yang diizinkan (S_{ijin}) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_{ijin} &= 10\% D \\ &= 10\% \cdot 25 \text{ cm} \\ &= 2,5 \text{ cm} = 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimana syarat perbandingan penurunan yang aman ($S_{total} < S_{ijin}$)
Penurunan kelompok tiang dihitung dari persamaan (3.62) sebagai berikut:

—

$$S_g = S \sqrt{\frac{B}{D}}$$

a. Penurunan pondasi *mini pile* pada titik As 138 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_g &= S \sqrt{\frac{B}{D}} \\ &= 10,98 \sqrt{\frac{500}{250}} \\ &= 15,53 \text{ mm} < 25 \text{ mm (Aman)} \end{aligned}$$

b. Penurunan pondasi *mini pile* pada titik As 139 sebagai berikut :

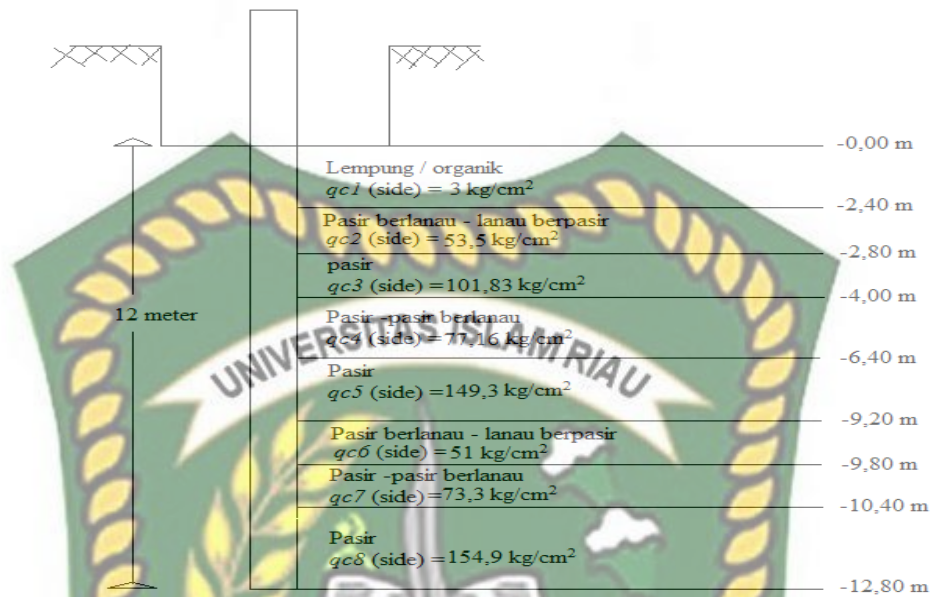
$$\begin{aligned} S_g &= S \sqrt{\frac{B}{D}} \\ &= 10,95 \sqrt{\frac{500}{250}} \\ &= 15,48 \text{ mm} < 25 \text{ mm (Aman)} \end{aligned}$$

Perkiraan penurunan pondasi *mini pile group* yang terjadi lebih kecil dari penurunan yang diijinkan, sehingga pondasi aman terhadap penurunan kelompok tiang yang akan terjadi.

D. Analisis Kuat Dukung Pondasi *mini pile* Dengan Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis 2D V 8.5

Metode elemen hingga dua-dimensi lebih didasarkan pada pemrograman PLAXIS 2D V8.5 yang di gunakan secara khusus untuk melakukan analisis deformasi dari stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik. Kondisi sesungguhnya dapat memodelkan dalam renggangan bidang maupun axi-simetri. Program ini menerapkan metode antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga pengguna dapat cepat membuat model geometrid jaring elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisis. Parameter-parameter yang diperoleh berdasarkan data penyelidikan tanah dari uji penetrasi konus (CPT) pada proyek pembangunan Gedung Kantor Badan Pertanahan Kota Pekanbaru dan melakukan metode pendekatan terhadap parameter tanah maka, didapatkan

parameter seperti dibawah:



Gambar D. 1 Nilai (side) setiap lapisan

Tabel D.1 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan tanah Lempung lunak (0-2,40 m)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Undrained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	16	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	15	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	$8,64 \times 10^{-4}$	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	$8,64 \times 10^{-4}$	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	2942	kN/m ²
8	ν (Poisson Ratio)	0,3	
9	C (Kohesi Tanah)	20	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	30	°
11	Ψ (Sudut Dilatasi)	0	°

Tabel D.2 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan pasir berlanau – lanau berpasir (2,40-2,80)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	18	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	14	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	$8,64 \times 10^{-2}$	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	$8,64 \times 10^{-2}$	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	1961,3	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,35	
9	C (Kohesi Tanah)	356,6	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	30	°
11	Ψ (Sudut Dilatansi)	0	°

Tabel D.3 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan pasir (2,80-4,00)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	19	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	16	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	0,864	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	0,864	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	2451,7	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,35	
9	C (Kohesi Tanah)	0	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	35	°
11	Ψ (Sudut Dilatansi)	5	°

Tabel D.4 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan tanah pasir – pasir berlanau (4,00-6,40)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	18	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	16	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	0,864	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	0,864	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	1961,3	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,35	
9	C (Kohesi Tanah)	514,4	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	30	°
11	Ψ (Sudut Dilatansi)	0	°

Tabel D.5 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan tanah pasir (6,40-9,20)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	19	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	16	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	0,864	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	0,864	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	2451,7	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,35	
9	C (Kohesi Tanah)	0	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	40	°
11	Ψ (Sudut Dilatansi)	10	°

Tabel D.6 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan tanah pasir berlanau – lanau berpasir (9,20-9,80)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	18	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	14	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	$8,64 \times 10^{-2}$	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	$8,64 \times 10^{-2}$	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	1961,3	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,35	
9	C (Kohesi Tanah)	340	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	35	°
11	Ψ (Sudut Dilatasi)	5	°

Tabel D.7 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan tanah pasir – pasir berlanau (9,80-10,40)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	18	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	16	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	0,864	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	0,864	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	1961,3	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,35	
9	C (Kohesi Tanah)	488,3	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	30	°

11	Ψ (Sudut Dilatansi)	0	°
----	--------------------------	---	---

Tabel D.8 Data Input *Soil Properties* pada Lapisan tanah pasir (10.40-12,80)

No.	Data Input Untuk <i>Soil Properties</i>	Nilai	Satuan
1	Material model	Mohr -coloumb	
2	Material type	Drained	
3	γ_{sat} (Berat Isi Tanah Jenuh Air)	20	kN/m ³
4	γ_{unsat} (Berat Isi Tanah Kering)	16	kN/m ³
5	k_x (Koefisien Permeabilitas Arah X)	0,864	m/hari
6	k_y (Koefisien Permeabilitas Arah Y)	0,864	m/hari
7	E (Modulus Elastisitas)	2451,7	kN/m ²
8	V (<i>Poisson Ratio</i>)	0,4	
9	C (Kohesi Tanah)	0	kN/m ²
10	ϕ (Sudut Geser Dalam)	40	°
11	Ψ (Sudut Dilatansi)	10	°

Keterangan:

1. Berat isi jenuh (γ_{san}) dan tak jenuh (γ_{unsat}) diambil dari tabel 3.8
2. Angka poisson (ν) diambil dari tabel 3.5
3. Sudut geser (ϕ) diambil dari tabel 3.6
4. Modulus elastisitas (E) diambil dari tabel 3.3 & 3.4
5. Permeabilitas (k_x, k_y) diambil dari tabel 3.7

Perhitungan pada lapisan tanah

lempung sebagai berikut :

 K_{xy} = koefisien permeabilitas $K_{xy} = 0,000001 \text{ cm/dtk}$ $K_{xy} = 0,000001 \times 864$

$$K_{xy} = 0,000001 \text{ m/day}$$

6. Sudut dilintasi diambil dari Rumus (3.1.b)

$$\begin{aligned}\Psi &= \phi - 30^\circ \\ &= 30^\circ - 30^\circ \\ &= 0^\circ\end{aligned}$$

7. Kohesi (c) diambil dari Rumus (3.1.a) diambil dari tabel 3.2

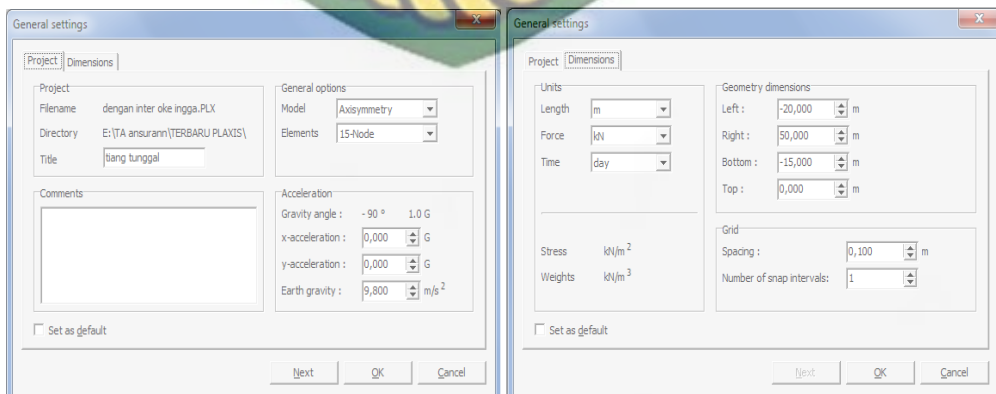
Dari persamaan (3.1a) untuk tanah kohesif dilakukan dengan pendekatan, perhitungan pada lapisan tanah lempung sebagai berikut :

$$c_u = \frac{qc}{Nc} = \frac{3}{15} = 0,2 \text{ kg/cm}^2 \approx 20 \text{ kN/m}^2$$

D.1. Analisis Kuat Dukung Pondasi *mini pile* Tunggal As 138 Dengan Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis 2D V 8.5

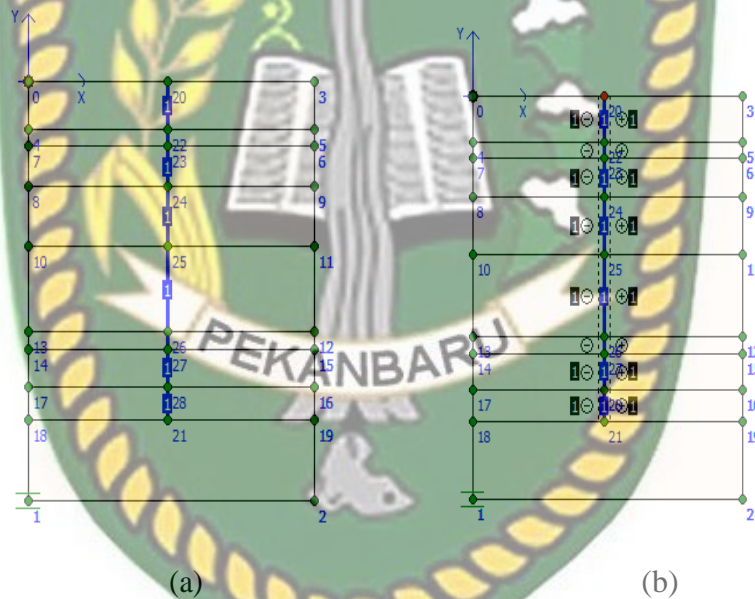
a. Pemodelan Pondasi *Mini Pile* Tunggal Pada PLAXIS 2D V8.5

- Langkah pertama dalam pemodelan tanah pada program plaxis adalah mengatur parameter dasar dari model elemen hingga. Hal ini dilakukan pada jendela pengaturan global (*general setting*). Pada plaxis komponen tiang dianalisis menggunakan analisis *axisymmetric*, yaitu kondisi awal digambarkan setengah namun sudah mewakili sisi yang lain karena dianggap simetris.



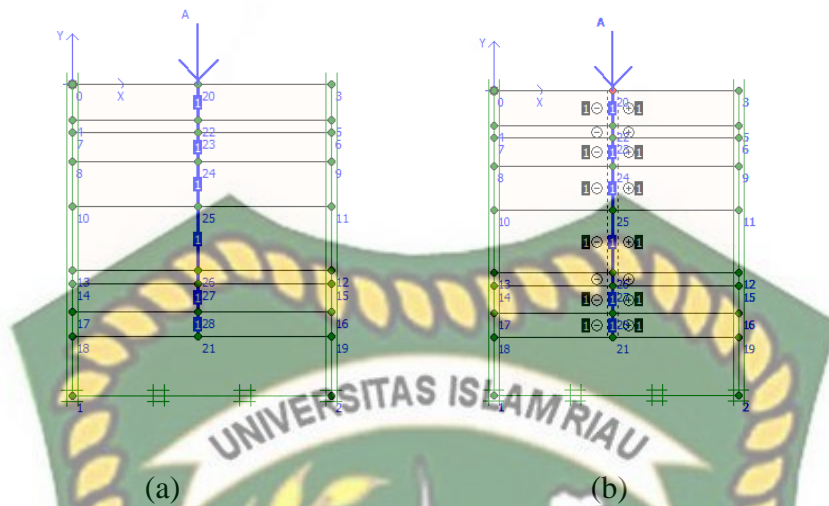
Gambar D.1 Jendela pengaturan global

2. Kemudian menggambar struktur tanah yang ingin dianalisa. Pilih garis geometri (*geometry line*) dengan mengambil lebar sebesar $30d$ (d = diameter) dan kedalaman diambil dari $2L + L$ (L = panjang tiang) dan $1d$ (diameter tiang) dari sisi terluar tiang *mini pile*. Gambarkanlah tiang *mini pile* dan struktur tanah tersebut sesuai dengan kedalaman lapisan-lapisan tanah dilapangan.
3. Gunakan tombol *interface* dengan mengklik dari ujung atas *mini pile* sampai ke ujung bawah tiang dan juga dasar tiang. Maksud dari *interface* adalah untuk membedakan kelakuan dari pada material tiang dengan tanah dan mengurangi *friksi* tanah dengan elemen struktur.



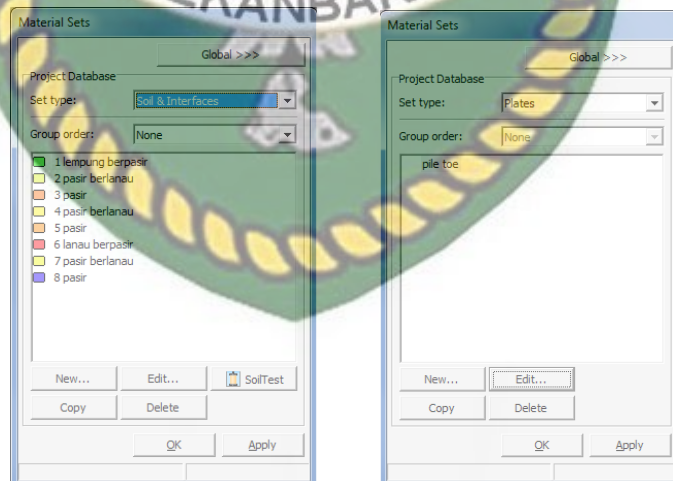
Gambar D.2 Pemodelan cluster (a) tanpa *interface* (b) dengan *interface*

4. Gambarkan beban permukaan (*surface load*) dengan memilih system beban terpusat A (*point loads*) Langkah selanjutnya adalah mengklik tombol *standard fixities* Sebagai hasilnya, program akan mendefinisikan tanah seperti mengalami kondisi tumpuan jepit penuh pada bagian dasar dan kondisi tumpuan jepit-rol pada sisi vertikal. *Standard fixities* merupakan menetapkan kondisi batas agar perilaku pemodelan serealitis mungkin.



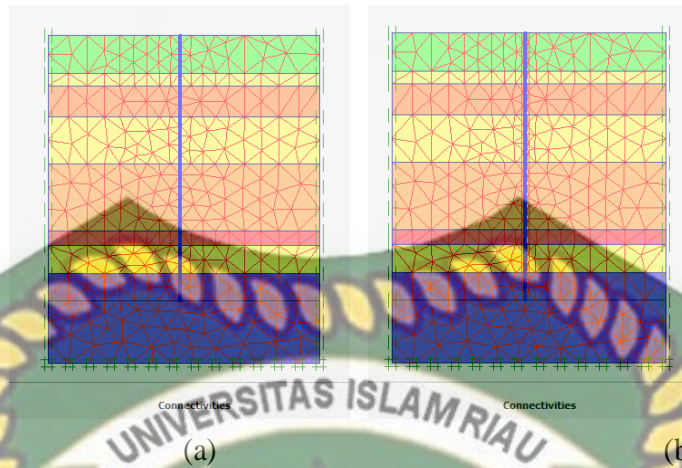
Gambar D.3 Contoh penetapan boundary conditions (a) tanpa *interface* (b) dengan *interface*

- Setelah membuat kondisi batas (*boundary conditions*), masukkan data (*material properties*) dengan mengklik tombol *material sets* Pilih *soil & interface* pada *set type* untuk data tanah dimodelkan kedalam *Mohr- coumlamb* dan tiang *mini pile*, untuk tiang *mini pile material model* adalah *linear static* dan *material type* adalah *non-porous*.



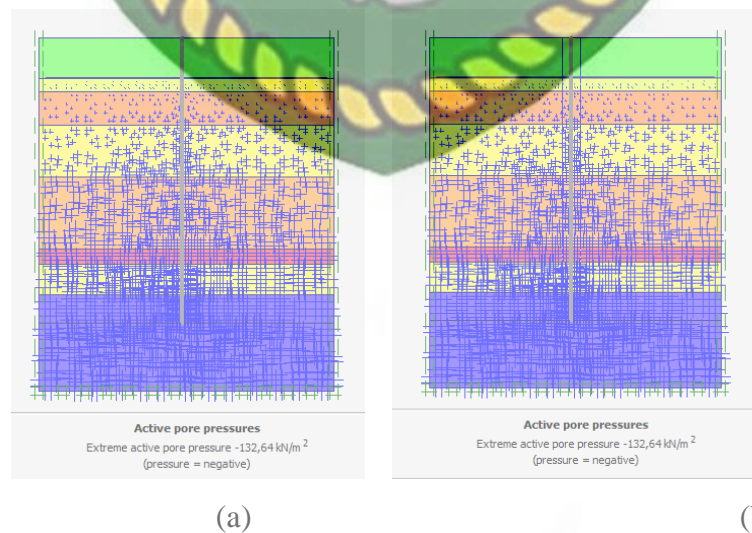
Gambar D.4 Parameter tanah dan contoh material yang dimasukkan.

- Klik pada tombol *generate mesh*, akan tampil distribusi elemen mesh pada jendela output. Klik tombol <Update> untuk kembali pada tampilan awal.



Gambar D.5 *Generated mesh* pada titik sondir 1(a) tanpa *interface* (b) dengan *interface*.

- Setelah penetapan *Initial conditions* melibatkan dua analisis, yaitu analisis *initial pore pressures* dan analisis *initial pressures*. Untuk menganalisis tekanan air pori, harus ditetapkan terlebih dahulu dan kedalaman muka air tanah, klik pada tombol *phreatic level*. Kemudian klik tombol *generate water pressure* untuk mendefinisikan tekanan air tanah. Pada desain ini, muka air tanah berada diatas permukaan tanah eksiting. Analisis tekanan rumus jaky dimana K_0 bernilai sama dengan $1 - \sin \phi$, seperti gambar dibawah ini.



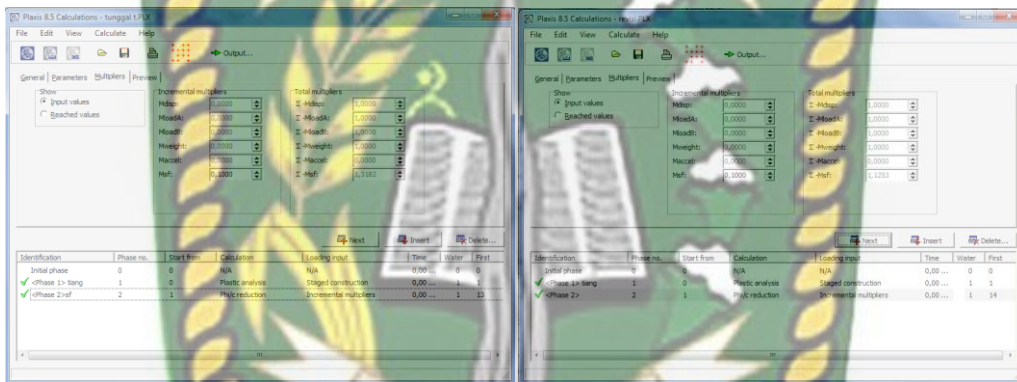
Gambar D.6 Penentuan muka air tanah (a) tanpa *interface*. (b) dengan *interface*

8. Klik tombol kalkulasi (*calculate*) untuk memulai perhitungan. Pada tahap perhitungzn ini jenis analisis pada <Phase 1> adalah *plastic (staged contraction)*, yang memodelkan sebuah kontruksi <Phase 2> merupakan *phi* awal dilakukan secara otomatis oleh PLAXIS dengan menggunakan metode *reduction*, sehingga didapatkan keamanan (*Sf*).

b. Analisis Kuat Dukung Aksial Pondasi Mini pile pada PLAXIS

2D V 8.5

Hasil kuat dukung berdasarkan data sondir 3 pada pembangunan Gedung Badan Pertanahan Provinsi Riau.



Gambar D.7 Nilai $\Sigma -Msf$ phase 2 tanpa *interface* dan dengan *interface*

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan Program Plaxis didapat nilai $\Sigma -Msf$ <Phase 2> tanpa *interface* sebesar 1,3182 Perhitungan kuat dukung pondasi *mini pile* tunggal sebagai berikut :

Besar nilai $\Sigma -Msf = 1,3182$ maka nilai (Q_u) *mini pile* tunggal tanpa

interface sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \Sigma -Msf \times Pi \\
 &= 1,3182 \times 882,515 \\
 &= 1163,331 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk factor aman tiang pancang tunggal *sf* adalah:

$$Sf = \frac{Q_u}{Q_i} = \frac{1163,331}{882,515} = 1,318$$

Dan untuk kuat dukung *mini pile* tunggal Q_a tanpa *interface* sebagai berikut:

- MEH (S_f) = 1,318 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{1163,331}{1,318}$$

$$= 882,648 \text{ kN} \geq 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

- Metode Aoki de Alanser (S_f) = 1,26 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{1163,331}{1,26}$$

$$= 923,278 \text{ kN} > 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

- Metode schmertmann & nottingham (S_f) = 2,14 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{1163,331}{2,14} = 543,612$$

$$= 543,612 < 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

- Metode mayerhoff (S_f) = 1,645 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{1163,331}{1,645} = 707,192$$

$$= 707,192 \text{ kN} < 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan Program Plaxis didapat nilai $\sum -M_{sf}$ <Phase 3> dengan *interface* sebesar 1,1253 Perhitungan kuat dukung pondasi *mini pile* tunggal sebagai berikut :

Besar nilai $\sum -M_{sf} = 1,1253$ maka nilai (Q_u) *mini pile* tunggal dengan *interface* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_u &= \sum -M_{sf} \times P_i \\ &= 1,1253 \times 882,515 \\ &= 993,094 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk factor aman tiang pancang tunggal sf adalah:

$$Sf = \frac{Q_u}{Q} = \frac{993,094}{882,515} = 1,125$$

Dan untuk kuat dukung *mini pile* tunggal ijin Q_{all} tanpa *interface* sebagai berikut:

- MEH (S_f) = 1,125 kN

$$Q_a = \frac{Q_u}{s_f} = \frac{993,094}{1,125} = 882,750 \text{ kN} > 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

- Metode Aoki de Alanser (S_f) = 1,26 kN

$$Q_a = \frac{Q_u}{s_f} = \frac{993,094}{1,26} = 778,169 \text{ kN} < 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

- Metode schmertmann & nottingham (S_f) = 2,14 kN

$$Q_a = \frac{Q_u}{s_f} = \frac{993,094}{2,14} = 464,062 < 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

- Metode mayerhoff (S_f) = 1,645 kN

$$Q_a = \frac{Q_u}{s_f} = \frac{993,094}{1,645} = 603,704 < 882,515 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

c. **Analisis Kuat Dukung Lateral dan Defleksi *Mini Pile* Tunggal 138 Pada PLAXIS 2D V 8.5**

1. Analisa kuat dukung lateral

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan program plaxis didapat nilai $\sum -M_{sf}$ <Phase 2> tanpa *interfance* sebesar 1,3182 pada perhitungan kuat dukung lateral pondasi *mini pile* tunggal sebagai berikut:

Besar nya nilai $\sum -M_{sf} = 1,3182$, maka nilai (H_u) *mini pile* tunggal tanpa *interface* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_u &= \sum -M_{sf} \times H_{total} \\ &= 1,3182 \times 67,758 \\ &= 89,318 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dan untuk kuat dukung lateral *mini pile* tunggal ijin H_{all} tanpa *interface*

Sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Ha &= \frac{Hu}{sf} \\
 &= \frac{89,318}{1,318} \\
 &= 67,767 \text{ kN} \geq 67,758 \text{ kN} \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

Dan hasil perhitungan dengan menggunakan Program Plaxis didapat nilai $\sum -M_{sf}$ <phase 2> dengan *interface* sebesar 1,1253 pada Perhitungan kuat dukung pondasi *mini pile* tunggal sebagai berikut:

Besarnya nilai $\sum -M_{sf} = 1,1253$, maka nilai H_u dengan *interface* sebagai berikut:

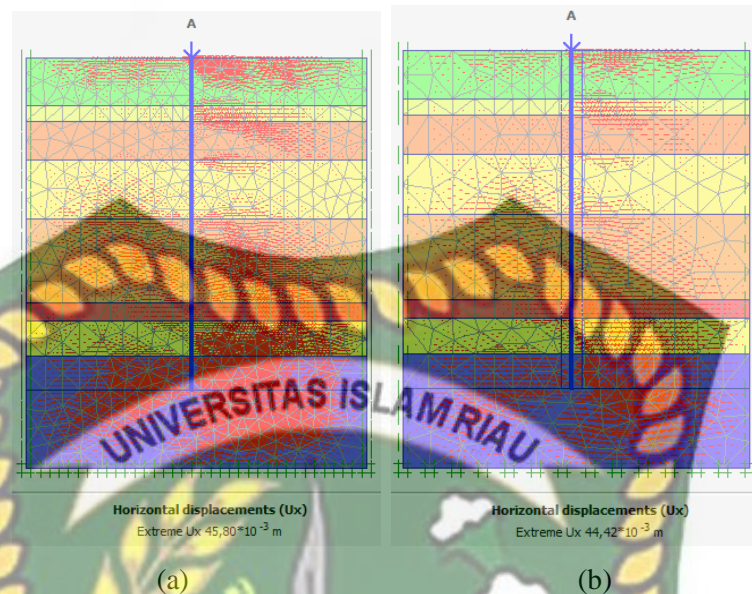
$$\begin{aligned}
 H_u &= \sum -M_{sf} \times H_{total} \\
 &= 1,1253 \times 67,758 \\
 &= 76,248
 \end{aligned}$$

Dan untuk kuat dukung ijin H_{all} dengan *interface* sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Ha &= \frac{Hu}{sf} \\
 &= \frac{76,248}{1,125} \\
 &= 67,776 \text{ kN} > 67,758 \text{ kN} \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

2. Hasil horizontal displacements (Ux)

Dari hasil perhitungan defleksi pondasi *mini pile* tunggal dengan metode elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D V8.5 didapatkan nilai sebesar tanpa *interface* sebesar $45,80 \times 10^{-3}$ atau 45,80 mm dan menggunakan *interface* $44,42 \times 10^{-3}$ atau 44,42 mm. Sedangkan defleksi yang diizinkan untuk gedung yaitu sebesar 60 mm, jadi pondasi *mini pile* tunggal aman terhadap defleksi yang terjadi.



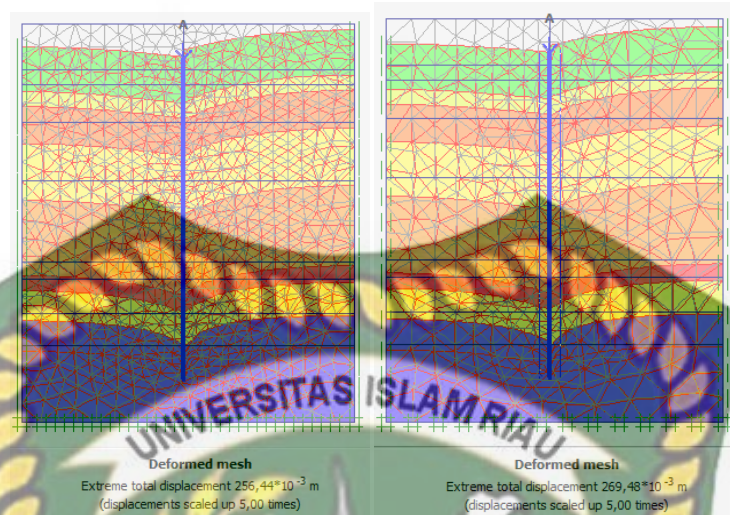
(a)

(b)

Gambar D.8 Hasil horizontal *displacement* (U_x), (a) tanpa *interface* dan (b) dengan *interface*.

d. Hasil Analisis Penurunan *Mini Pile* Tunggal Pada PLAXSIS 2D V8.5

Proses perhitungan penurunan pada plaxis dengan mendefinisikan beban maksimum yang diterima pada 1 tiang *mini pile* pada titik as 138 yaitu sebesar 882,515 kN. Berdasarkan perhitungan penurunan PLAXSIS 2D V8.5 didapatkan nilai (*Sijin*) tanpa *interface* sebesar $256,44 \times 10^{-3}$ m atau 25,644 cm dan menggunakan *interface* nilai sebesar $269,48 \times 10^{-3}$ m atau 26,948 cm. penurunan yang diijinkan (*Sijin*) 6cm. jadi dimana syarat perbandingan penurunan menjadi *tidak aman* ($S_{total} < S_{ijin}$).

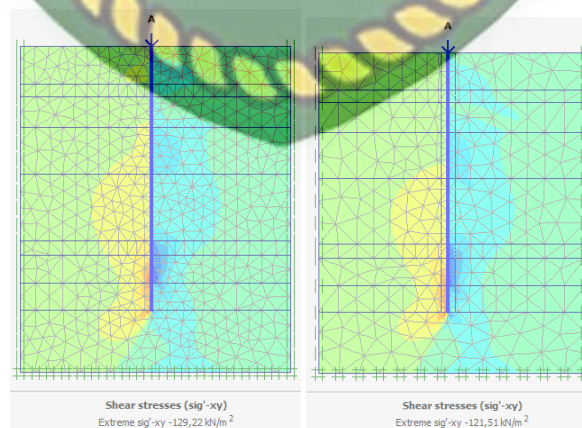


Gambar D.9 (a) Penurunan tanpa *interface*, dan (b) dengan *interface*

Perkiraan penurunan pondasi tunggal yang terjadi melebihi batas yang ditoleransikan sehingga konstruksi pondasi *mini pile* tunggal *tidak aman* terhadap penurunan yang berlebihan.

e. Hasil Analisis Tegangan Geser Efektif Tanah Menggunakan Pada PLAXIS 2D V8.5

Tegangan yang terjadi pada pondasi *mini pile* tunggal tegangan yang terjadi didalam masa tanah yang dapat disebabkan oleh beban yang bekerja di permukaan atau oleh beban akibat berat sendiri tanah. Berikut tegangan yang terjadi pada pondasi *mini pile* tunggal:



(a)

(b)

Gambar D.10 Hasil (a) tegangan efektif tanpa *interface*, dan (b) dengan *interface*

Tegangan geser efektif tanah maksimum tanpa *interface* dan dengan *interface* terjadi pada tanah pasir lepas kedalaman $z = 12$ m. Perhitungan kuat geser tanah tanpa *interface* dan dengan *interface*:

$$\begin{aligned}\sigma &= \sum \gamma' z_i \\ &= 240 \\ \tau'_d &= C'_d + \sigma \tan \phi' \\ &= 0 + 240 \tan 45 \\ &= 240 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Dimana syarat kuat geser tanah aman perbandingan yaitu ($\tau' \geq \tau_{xy}$). Untuk kuat geser tanah tanpa *interface* :

$$240 \text{ kN/m}^2 > 129,22 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$

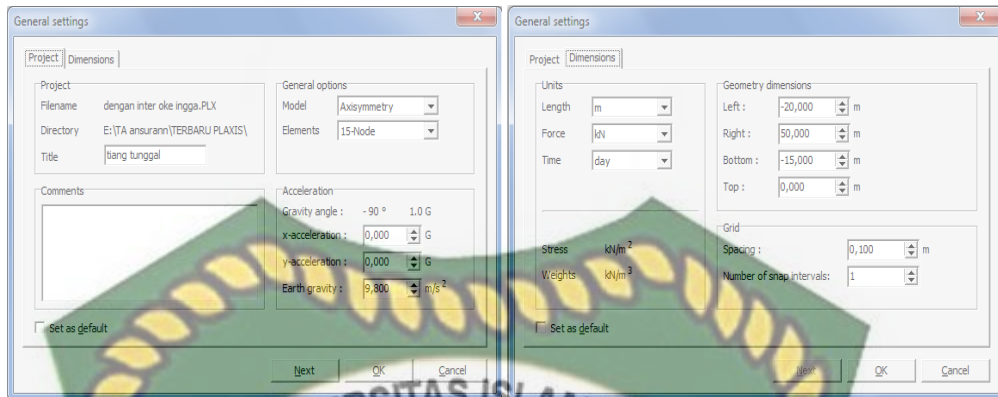
Untuk kuat geser tanah menggunakan *interface* :

$$240 \text{ kN/m}^2 > 121,51 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$

D.2. Analisis Kuat Dukung *Mini Pile Group* As 138-139 Dengan Metode Elemen Hingga Menggunakan Plaxis 2d V 8.2

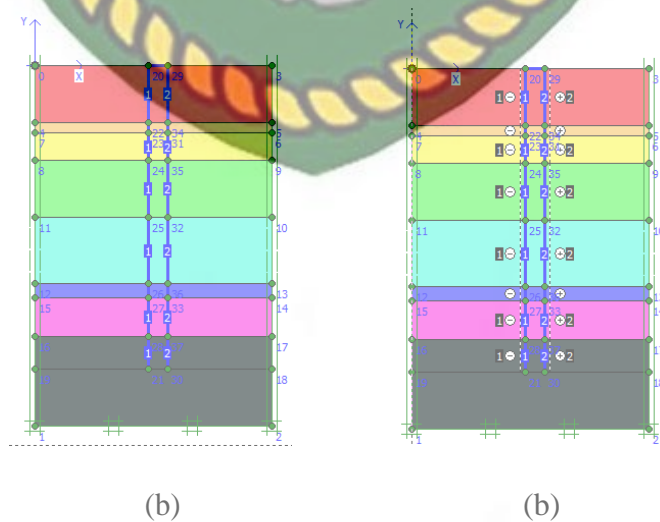
a. Pemodelan Pondasi Bored Pile Group Pada PLAXIS 2D V8.2

- Langkah pertama dalam pemodelan tanah pada program plaxis adalah mengatur parameter dasar dari model elemen hingga. Hal ini dilakukan pada jendela pengaturan global (*general setting*). Pada plaxis komponen tiang dianalisis menggunakan analisis *plane strain*, yaitu untuk geometri dengan potongan melintang yang relative serangan.



Gambar D.11 Jendela Pengaturan global.

2. Kemudian menggambarkan struktur tanah yang ingin dianalisa pilih garis geometri (*geometry line*) dengan mengambil lebar sebesar $30d$ ($d = \text{diameter}$) 10 m kanan dan $30d$ ($d = \text{diameter}$) -10 m kiri dan kedalaman diambil dari $2L + L$ ($L = \text{panjang tiang}$). Dan untuk menggambarkan *mini pile* dan *pile cap* pilih *plate* dengan menggunakan tombol *plate*. Gambarkan lah tiang *mini pile* dan struktur tanah tersebut sesuai dengan kedalaman lapisan-lapisan tanah di lapangan.
3. Gunakan tombol *interface* dengan mengklik dari ujung atas *mini pile* sampai ke ujung bawah tiang dan juga dasar tiang. Maksud dari *interface* adalah untuk membedakan kelakuan dari pada material tiang dengan tanah.

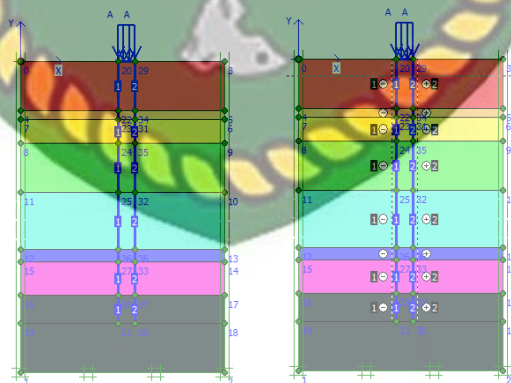


Gambar D.12 Permodelan cluster (a) tanpa *interface* (b) dengan *interface*

4. Gambarkan beban permukaan (*surface load*) dengan memilih system beban terpusat A (*point loads*) Langkah selanjutnya adalah mengklik tombol *standard fixities* sebagai hasilnya, program akan mendefinisikan tanah seperti mengalami kondisi tumpuan jepit penuh pada bagian dasar dan kondisi tumpuan jepit – rol pada sisi vertikal *standard fixities* merupakan menetapkan kondisi batas agar perilaku pemodelan serealitis mungkin.
5. Setelah membuat kondisi batas (*boundary conditions*), masukkan data (*material properties*) dengan mengklik tombol *material sets...* pilih *soil & interface* pada *set type* untuk data tanah dimodelkan kedalam *Mohr – coulomb* dan data tiang *mini pile* untuk tiang *mini pile* dan *pile cap material model plate* dan *material type* adalah *elastic*.



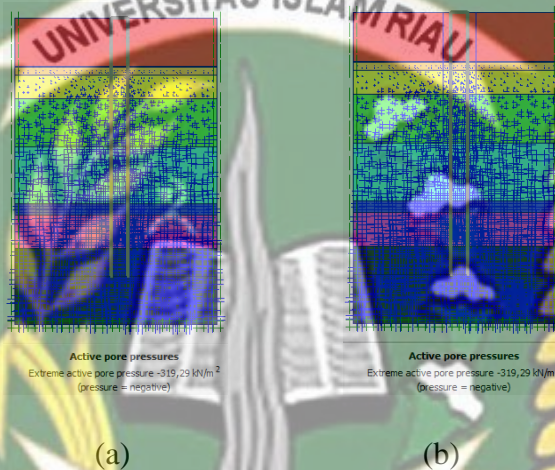
Gambar D.13 Parameter tanah dan contoh material yang dimasukkan



Gambar D.14 Generated mesh (a) tanpa interface (b) dengan interface

6. Klik pada tombol *generate mesh*, akan tampil distribusi elemen mesh pada jendela output. Klik tombol <Update> untuk kembali pada tampilan awal.
7. Setelah penetapan *Initial conditions* melibatkan dua analisis, yaitu analisis

initial pore pressures dan analisis *initial pressures*. Untuk menganalisis tekanan air pori, harus ditetapkan terlebih dahulu dan kedalaman muka air tanah, klik pada tombol *phreatic level*. Kemudian klik tombol *generate water pressure* untuk mendefinisikan tekanan air tanah. Pada desain ini, muka air tanah berada diatas permukaan tanah eksisting. Analisis tekanan awal dilakukan secara otomatis oleh PLAXIS dengan menggunakan rumus jaky dimana K_u bernilai sama dengan $1 - \sin \phi$, seperti gambar dibawah ini.

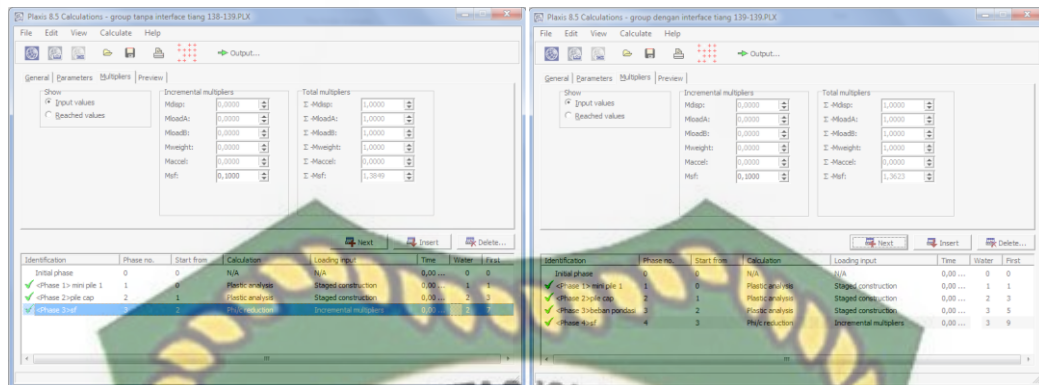


Gambar D.15 Penentuan muka air tanah (a) tanpa *interface* (b) dengan *interface*

8. Klik tombol kalkulasi (*calculate*) untuk memulai perhitungan. Pada tahap perhitungan ini jenis analisis pada <Phase 1> adalah *plastic (staged contraction)*, yang memodelkan sebuah konstruksi <Phase 3> merupakan *phi reduction*, sehingga didapatkan kemandan (*Sf*).

b. Analisis Kuat Dukung Aksial Pondasi *Mini Pile* Kelompok (*Group*) Pada PLAXIS 2D V8.5

Hasil kuat dukung berdasarkan data sondir 1 pada pembangunan Gedung Arsip dan Perlengkapan Dinas Kesehatan Provinsi Riau.



Gambar D.16 Nilai Σ -Msf pada phase 4 (a) tanpa *interface* dan (b) dengan *interface*

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan Program Plaxis didapat nilai Σ -Msf <Phase 4> tanpa *interface* sebesar 1,3849, pada Gambar D.16. Perhitungan kuat dukung pondasi *mini pile group* sebagai berikut:

Besarnya nilai Σ -Msf = 1,3849, maka nilai (Q_u) *mini pile* tanpa *interface* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_u &= \Sigma\text{-Msf} \times Q \text{ aksial} \\ &= 1,3849 \times 1727,085 \\ &= 2391,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk factor aman tiang pancang tunggal sf adalah:

$$sf = \frac{Q_u}{Q} = \frac{2391,84}{1727,085} = 1,385$$

Untuk kuat dukung *mini pile group* ijin Q_{all} tanpa *interface* adalah:

- MEH (S_f) = 1,384 kN

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{sf} = \frac{2391,84}{1,384} \\ &= 1728,208 \text{ kN} \geq 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

- Metode Aoki de Alanser (S_f) = 1,26 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{2391,84}{1,26}$$

$$= 1898,285 \text{ kN} > 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

- Metode schmertmann & nottingham (S_f) = 2,14 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{2391,84}{2,14}$$

$$= 1117,682 \text{ kN} < 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

- Metode mayerhoff (S_f) = 1,645 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{2391,84}{1,645}$$

$$= 1454,0 \text{ kN} < 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan Program Plaxis didapat nilai $\sum -M_{sf}$ <Phase 4> dengan *interface* sebesar 1,3623 pada Gambar D.16.

Perhitungan kuat dukung pondasi *mini pile group* sebagai berikut:

Besarnya nilai $\sum -M_{sf} = 1,3623$ maka nilai (Q_u) *mini pile* dengan *interface* sebagai berikut :

$$Q_u = \sum -M_{sf} \times Q$$

$$= 1,3623 \times 1727,085$$

$$= 2352,807 \text{ kN}$$

Untuk factor aman tiang pancang tunggal sf adalah:

$$sf = \frac{Qu}{Q} = \frac{2352,807}{1727,085} = 1,362$$

Untuk kuat dukung *mini pile group* ijin Q_{all} dengan *interface* adalah:

- MEH (S_f) = 1,362 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{2352,807}{1,362} = 1727,464 \text{ kN} \geq 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

- Metode Aoki de Alanser (S_f) = 1,26 kN

$$Qa = \frac{Qu}{sf} = \frac{2352,807}{1,26} = 1867,307 \text{ kN} > 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

- Metode schmertmann & nottingham (S_f) = 2,14 kN

$$Q_a = \frac{Q_u}{s_f} = \frac{2352,807}{2,14} = 1099,44 < 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

- Metode mayerhoff (S_f) = 1,645 kN

$$Q_a = \frac{Q_u}{s_f} = \frac{2352,807}{1,645} = 1430,277 < 1727,085 \text{ kN} \quad (\text{Tidak aman})$$

c. Analisis Kuat Dukung Lateral dan Defleksi *Mini Pile Group* Pada PLAXIS 2D V 8.5

Analisa kuat dukung lateral

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan program plaxis didapat nilai

$\sum -M_{sf}$ <Phase 4> tanpa *interfance* sebesar 1,3849 pada perhitungan kuat dukung lateral pondasi *mini pile group* sebagai berikut:

Besarnya nilai $\sum -M_{sf} = 1,3849$, maka nilai (H_u) *mini pile group* tanpa *interface* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_u &= \sum -M_{sf} \times H_{total} \\ &= 1,3849 \times 126,86 \\ &= 175,688 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dan untuk kuat dukung lateral *mini pile group* izin H_{all} tanpa *interface*

Sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{H_u}{s_f} \\ &= \frac{175,688}{1,3849} \\ &= 126,86 \text{ kN} \geq 126,86 \text{ kN} \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

Dan hasil perhitungan dengan menggunakan Program Plaxis didapat nilai

$\sum -M_{sf}$ <phase 4> dengan *interface* sebesar 1,3623 pada Perhitungan kuat

dukung pondasi *mini pile* group sebagai berikut:

Besarnya nilai $\sum -M_{sf} = 1,3623$, maka nilai H_u dengan *interface* sebagai berikut:

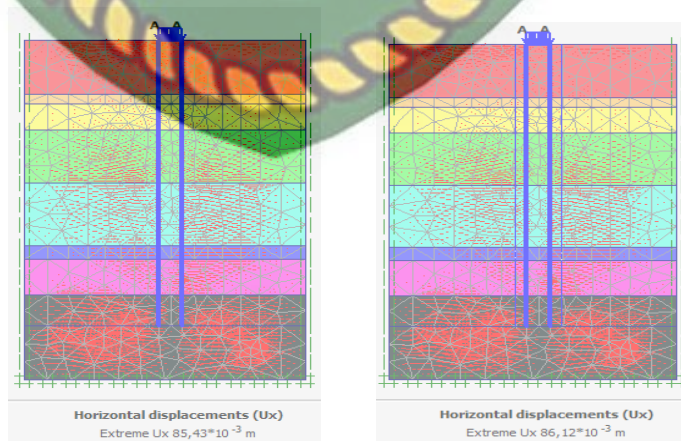
$$\begin{aligned} H_u &= \sum -M_{sf} \times H_{total} \\ &= 1,3623 \times 126,86 \\ &= 172,821 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dan untuk kuat dukung ijin H_{all} dengan *interface* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{H_u}{sf} \\ &= \frac{172,821}{1,3623} \\ &= 126,86 \text{ kN} \geq 126,86 \text{ kN} \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

3. Hasil horizontal displacements (U_x)

Dari hasil perhitungan defleksi pondasi *mini pile* tunggal dengan metode elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D V8.5 didapatkan nilai sebesar tanpa *interface* sebesar $85,43 \times 10^{-3}$ atau 8,543 cm dan menggunakan *interface* $86,12 \times 10^{-3}$ atau 8,612 cm. Sedangkan defleksi yang diizinkan untuk gedung yaitu sebesar 6 cm, jadi pondasi *mini pile* tunggal tidak aman terhadap defleksi yang terjadi.



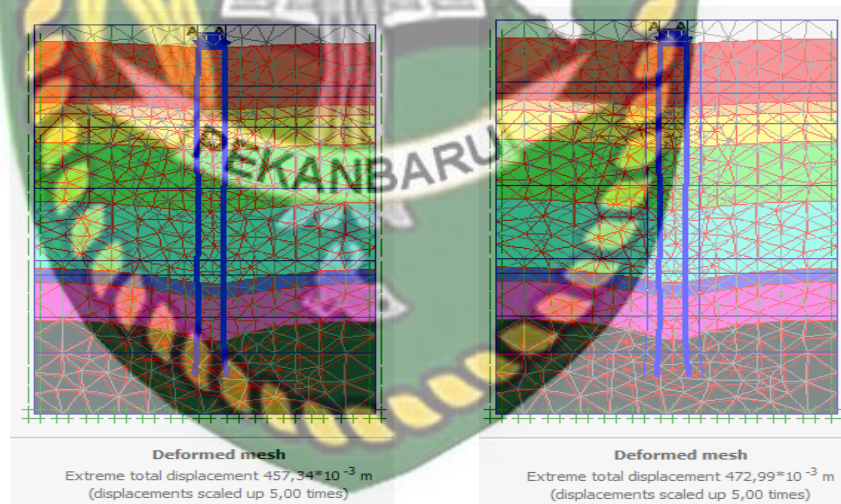
(a)

(b)

Gambar D.8 Hasil horizontal *displacement* (U_x), (a) tanpa *interface* dan (b) dengan *interface*.

d. Hasil Analisis Penurunan *Mini Pile* Kelompok (*group*) Pada PLAXIS 2D V8.5

Proses perhitungan penurunan pada plaxis dengan mendefinisikan beban maksimum yang diterima pada 1 tiang *mini pile* pada As 138 yaitu sebesar 1727,085 kN. Berdasarkan perhitungan penurunan pondasi *mini pile group* dengan menggunakan PLAXIS 2D V8.5 didapatkan nilai tanpa *interface* sebesar $457,34 \times 10^{-3}$ m atau 45,734 cm dan menggunakan *interface* $472,99 \times 10^{-3}$ m atau 47,299 cm. Dan dari persamaan (3.53), penurunan yang diijinkan (*Sijin*) 6cm. Jadi dimana syarat perbandingan penurunan menjadi *tidak aman* ($Stotal < Sijin$).



(a)

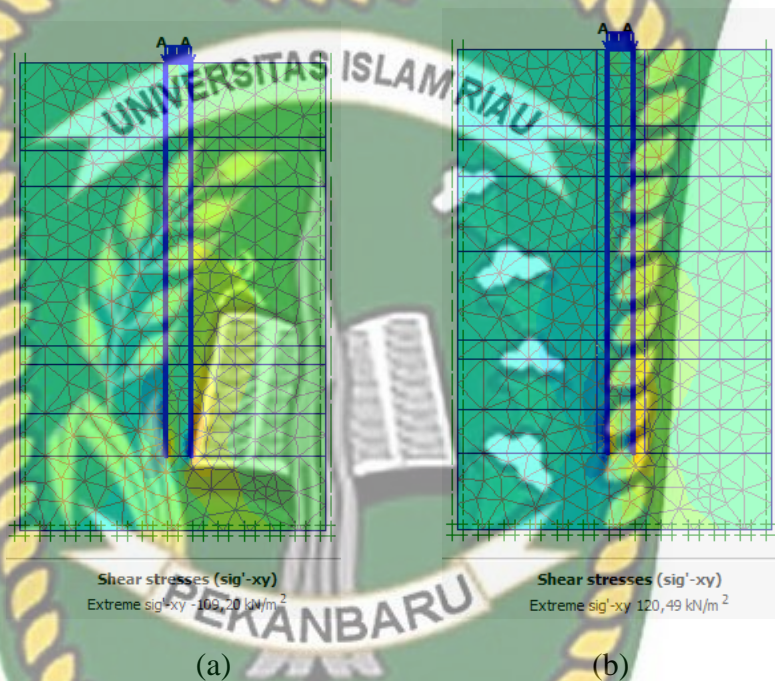
(b)

Gambar D.17 (a) Hasil penurunan tanpa *interface*, (b) Hasil penurunan menggunakan *interface*.

penurunan pondasi *group* yang terjadi tidak dalam batas yang direkomendasikan sehingga kontruksi pondasi *mini pile group* *tidak aman* terhadap penurunan yang berlebihan.

e. Hasil Analisis Tegangan Geser Efektif Tanah Menggunakan Pada PLAXIS 2D V8.5

Tegangan yang terjadi pada pondasi *mini pile group* tegangan yang terjadi didalam masa tanah yang dapat disebabkan oleh beban yang bekerja di permukaan atau oleh beban akibat berat sendiri tanah. Berikut tegangan yang terjadi pada pondasi *mini pile group*:



Gambar D.18 Hasil (a) tegangan efektif tanpa *interface*, dan (b) dengan *interface*

Tegangan geser efektif tanah maksimum tanpa *interface* dan dengan *interface* terjadi pada tanah pasir lepas kedalaman $z = 12$ m. Perhitungan kuat geser tanah tanpa *interface* dan dengan *interface*:

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \sum \gamma' z_i \\
 &= 240 \\
 \tau_d^2 &= C'_d + \sigma \tan \phi' \\
 &= 0 + 240 \tan 45 \\
 &= 240 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Dimana syarat kuat geser tanah aman perbandingan yaitu ($\tau' \geq \tau_{xy}$). Untuk kuat geser tanah tanpa *interface* :

$$240 \text{ kN/m}^2 > 109,20 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$

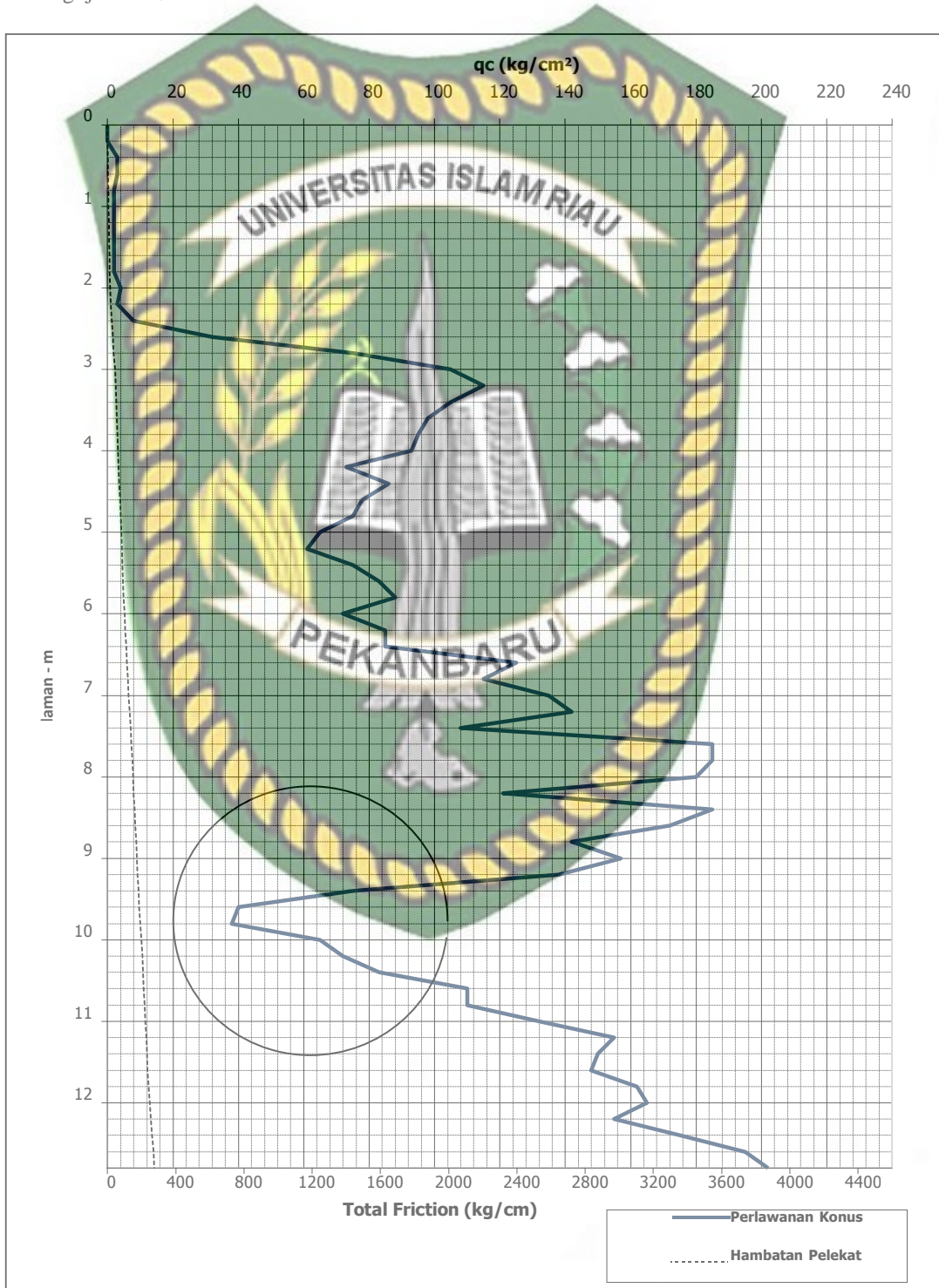
Untuk kuat geser tanah menggunakan *interface* :

$$240 \text{ kN/m}^2 > 120,49 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$



GRAFIK SONDIR (CPT)

Proyek : PERENCANAAN GEDUNG KANTOR PERTANAHAB KOTA PEKANBARU 2017
Lokasi : Jl. Naga Sakti-Pekanbaru
No. Pengujian : S3



HASIL PENGUJIAN SONDIR (CPT)

Proyek : PERENCANAAN GEDUNG KANTOR PERTANAHAB KOTA PEKANBARU
2017

Lokasi : Jl. Naga Sakti-Pekanbaru

Tanggal Pengujian : 20 April 2017

Dikerjakan : Sigit CS

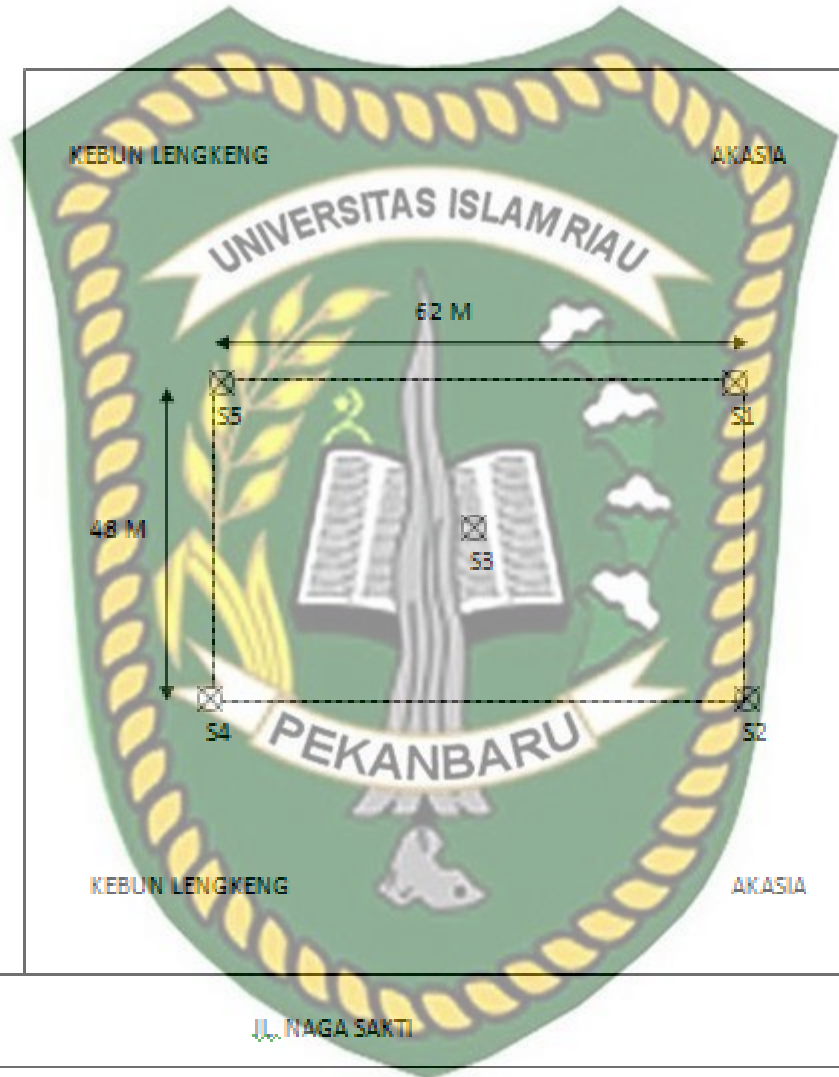
No. Pengujian : S3

Dihitung Oleh : Yudi S

Kedalaman (m)	Perlawanan Konus (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (kg/cm ²)	Perlawanan Gesek (kg/cm ²)	Hambatan Pelekat (kg/cm)	Jumlah Hambatan Pelekat (kg/cm)	Hambatan Setempat (kg/cm)
0,00	0	0	0	0	0	0
0,20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	3	4	1,00	1,61	1,61	0,08
0,60	3	4	1,00	1,61	3,22	0,08
0,80	2	3	1,00	1,61	4,83	0,08
1,00	2	3	1,00	1,61	6,44	0,08
1,20	2	3	1,00	1,61	8,05	0,08
1,40	2	3	1,00	1,61	9,66	0,08
1,60	2	3	1,00	1,61	11,27	0,08
1,80	2	3	1,00	1,61	12,87	0,08
2,00	4	6	2,00	3,22	16,09	0,16
2,20	3	5	2,00	3,22	19,31	0,16
2,40	8	12	4,00	6,44	25,75	0,32
2,60	32	35	3,00	4,83	30,58	0,24
2,80	75	78	3,00	4,83	35,40	0,24
3,00	105	110	5,00	8,05	43,45	0,40
3,20	115	117	2,00	3,22	46,67	0,16
3,40	105	107	2,00	3,22	49,89	0,16
3,60	98	100	2,00	3,22	53,11	0,16
3,80	95	98	3,00	4,83	57,93	0,24
4,00	93	95	2,00	3,22	61,15	0,16
4,20	73	75	2,00	3,22	64,37	0,16
4,40	86	88	2,00	3,22	67,59	0,16
4,60	78	81	3,00	4,83	72,42	0,24
4,80	75	78	3,00	4,83	77,25	0,24
5,00	65	67	2,00	3,22	80,46	0,16
5,20	61	63	2,00	3,22	83,68	0,16
5,40	75	78	3,00	4,83	88,51	0,24
5,60	83	85	2,00	3,22	91,73	0,16
5,80	88	90	2,00	3,22	94,95	0,16
6,00	72	75	3,00	4,83	99,78	0,24
6,20	85	88	3,00	4,83	104,60	0,24
6,40	85	88	3,00	4,83	109,43	0,24
6,60	125	128	3,00	4,83	114,26	0,24
6,80	115	118	3,00	4,83	119,09	0,24
7,00	135	138	3,00	4,83	123,92	0,24
7,20	142	145	3,00	4,83	128,74	0,24

Kedalaman (m)	Perlawanan Korus (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (kg/cm ²)	Perlawanan Gesek (kg/cm ²)	Hambatan Pelekat (kg/cm)	Jumlah Hambatan Pelekat (kg/cm)	Hambatan Setempat (kg/cm)
7,40	108	112	4,00	6,44	135,18	0,32
7,60	185	188	3,00	4,83	140,01	0,24
7,80	185	188	3,00	4,83	144,84	0,24
8,00	180	183	3,00	4,83	149,66	0,24
8,20	121	123	2,00	3,22	152,88	0,16
8,40	185	188	3,00	4,83	157,71	0,24
8,60	172	175	3,00	4,83	162,54	0,24
8,80	142	145	3,00	4,83	167,37	0,24
9,00	157	160	3,00	4,83	172,19	0,24
9,20	138	140	2,00	3,22	175,41	0,16
9,40	75	79	4,00	6,44	181,85	0,32
9,60	40	43	3,00	4,83	186,68	0,24
9,80	38	41	3,00	4,83	191,51	0,24
10,00	65	70	5,00	8,05	199,55	0,40
10,20	72	75	3,00	4,83	204,38	0,24
10,40	83	85	2,00	3,22	207,60	0,16
10,60	110	113	3,00	4,83	212,43	0,24
10,80	110	113	3,00	4,83	217,25	0,24
11,00	132	135	3,00	4,83	222,08	0,24
11,20	155	158	3,00	4,83	226,91	0,24
11,40	150	153	3,00	4,83	231,74	0,24
11,60	148	150	2,00	3,22	234,96	0,16
11,80	162	165	3,00	4,83	239,78	0,24
12,00	165	170	5,00	8,05	247,83	0,40
12,20	155	158	3,00	4,83	252,66	0,24
12,40	175	180	5,00	8,05	260,71	0,40
12,60	195	200	5,00	8,05	268,75	0,40
12,80	202	205	3,00	4,83	273,58	0,24
13,00						
13,20						
13,40						
13,60						
13,80						
14,00						
14,20						
14,40						
14,60						
14,80						
15,00						
15,20						
15,40						
15,60						
15,80						
16,00						
16,20						
16,40						
16,60						
16,80						
17,00						

DENAH LOKASI



JL. BANGAU SAKTI

JL. NAGA SAKTI

Dokumen ini adalah Arsip Milik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

Perpustakaan Universitas Islam Riau

Dokumen ini adalah Arsip Milik :



Tampak Depan



Titik sondir 3



Tampak Kanan



Tampak Luar

DATA CALENDRING

no	Tanggal	Nomor pile (Axis)	Penetrasi (M')	Tekanan (Mpa)	Gaya (TON)	Panjang Pile (M')	Pemotongan Pile (M')	Kedalaman Pancang (M')	las joint (kali)
1	05/08/2017	1	11,5 - 12,0	10	50,6	6 + 6		12	1
2	05/08/2017	2	10,5 - 11,0	23	115,5	6 + 6	1,5	10,5	1
3	05/08/2017	3	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
4	05/08/2017	4	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
5	05/08/2017	5	5,5 - 6,0	22	110,5	6	0,3	5,7	-
6	05/08/2017	6	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,6	5,4	-
7	05/08/2017	7	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
8	05/08/2017	8	5,0 - 5,5	22	110,5	6	0,6	5,4	-
9	05/08/2017	9	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
10	05/08/2017	10	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
11	05/08/2017	11	11,5 - 12,0	10	50,6	6 + 6	-	12	1
12	05/08/2017	12	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
13	05/08/2017	13	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
14	07/08/2017	14	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
15	07/08/2017	15	11,0 - 11,5	22	110,5	6 + 6	1	11	1
16	07/08/2017	16	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
17	07/08/2017	17	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
18	07/08/2017	18	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
19	07/08/2017	19	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
20	07/08/2017	20	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
21	07/08/2017	21	5,0 - 5,5	22	110,5	6	0,5	5,5	-
22	07/08/2017	22	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
23	07/08/2017	23	11,5 - 12,0	23	115,5	6 + 6	-	12	1
24	07/08/2017	24	11,5 - 12,0	23	115,5	6 + 6	-	12	1
25	07/08/2017	25	11,5 - 12,0	23	115,5	6 + 6	-	12	1
26	07/08/2017	26	11,5 - 12,0	21	110,5	6 + 6	-	12	1
27	07/08/2017	27	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
28	07/08/2017	28	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
29	07/08/2017	29	5,5 - 6,0	20	100 + 5	6	-	6	-
30	07/08/2017	30	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
31	07/08/2017	31	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
32	07/08/2017	32	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
33	07/08/2017	33	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
34	07/08/2017	34	11,5 - 12,0	22	110,5	6 + 6	0,5	11,5	1
35	07/08/2017	35	11,5 - 12,0	21	105,5	6 + 6	0,5	11,5	1
36	07/08/2017	36	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
37	07/08/2017	37	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-

Dokumen ini adalah Arsip Milik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

38	08/08/2017	38	5,0 - 5,5	22	110,5	6	0,5	5,5	-
39	08/08/2017	39	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
40	08/08/2017	40	5,0 - 5,5	21	105,5	6	0,5	5,5	-
41	08/08/2017	41	5,5 - 6,0	21	105,5	6	0,5	5,5	-
42	08/08/2017	42	5,5 - 6,0	21	105,5	6	0,5	5,5	-
43	08/08/2017	43	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
44	08/08/2017	44	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
45	08/08/2017	45	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
46	08/08/2017	46	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
47	08/08/2017	47	5,0 - 5,5	22	110,5	6	0,5	5,5	-
48	08/08/2017	48	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
49	08/08/2017	49	5,0 - 5,5	22	110,5	6	0,5	5,5	-
50	08/08/2017	50	5,0 - 5,5	23	115,5	6	0,5	5,5	-
51	08/08/2017	51	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
52	08/08/2017	52	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
53	08/08/2017	53	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
54	08/08/2017	54	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
55	08/08/2017	55	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
56	08/08/2017	56	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
57	08/08/2017	57	6,0 - 6,5	23	115,5	6	-	6	-
58	08/08/2017	58	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
59	08/08/2017	59	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
60	08/08/2017	60	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
61	08/08/2017	61	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
62	08/08/2017	62	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
63	08/08/2017	63	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
64	08/08/2017	64	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
65	08/08/2017	65	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
66	08/08/2017	66	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
67	09/08/2017	67	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
68	09/08/2017	68	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
69	09/08/2017	69	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
70	09/08/2017	70	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
71	09/08/2017	71	5,5 - 6,0	24	120,5	6	-	6	-
72	09/08/2017	72	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
73	09/08/2017	73	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
74	09/08/2017	74	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
75	09/08/2017	75	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
76	09/08/2017	76	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
77	09/08/2017	77	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
78	09/08/2017	78	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
79	09/08/2017	79	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-

80	10/08/2017	80	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
81	10/08/2017	81	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
82	10/08/2017	82	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
83	10/08/2017	83	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
84	10/08/2017	84	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
85	10/08/2017	85	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
86	10/08/2017	86	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
87	10/08/2017	87	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
88	10/08/2017	88	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
89	10/08/2017	89	11,5 - 11,5	19	95,5	6 + 6	0,5	11,5	1
90	10/08/2017	90	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
91	10/08/2017	91	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
92	10/08/2017	92	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
93	10/08/2017	93	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
94	10/08/2017	94	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
95	10/08/2017	95	5,5 - 6,0	18	90,5	6	-	6	-
96	10/08/2017	96	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
97	10/08/2017	97	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
98	10/08/2017	98	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
99	10/08/2017	99	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
100	10/08/2017	100	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
101	10/08/2017	101	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
102	10/08/2017	102	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
103	10/08/2017	103	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
104	10/08/2017	104	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
105	10/08/2017	105	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
106	10/08/2017	106	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
107	10/08/2017	107	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
108	10/08/2017	108	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
109	10/08/2017	109	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
110	10/08/2017	110	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
111	10/08/2017	111	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
112	10/08/2017	112	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
113	10/08/2017	113	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
114	10/08/2017	114	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
115	10/08/2017	115	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
116	10/08/2017	116	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
117	11/08/2017	117	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
118	11/08/2017	118	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
119	11/08/2017	119	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
120	11/08/2017	120	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
121	11/08/2017	121	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-

122	11/08/2017	122	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
123	11/08/2017	123	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
124	11/08/2017	124	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
125	11/08/2017	125	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
126	11/08/2017	126	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
127	11/08/2017	127	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
128	11/08/2017	128	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
129	11/08/2017	129	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
130	11/08/2017	130	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
131	11/08/2017	131	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
132	11/08/2017	132	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
133	11/08/2017	133	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
134	11/08/2017	134	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
135	11/08/2017	135	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
136	11/08/2017	136	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
137	11/08/2017	137	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
138	11/08/2017	138	10,0 - 10,5	23	115,5	6 + 6	1,5	10,5	1
139	11/08/2017	139	10,0 - 10,5	21	105,5	6 + 6	1,5	10,5	1
140	11/08/2017	140	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
141	14/08/2017	141	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
142	14/08/2017	142	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
143	14/08/2017	143	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
144	14/08/2017	144	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
145	14/08/2017	145	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
146	14/08/2017	146	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
147	14/08/2017	147	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
148	14/08/2017	148	5,0 - 5,5	21	105,5	6	-	6	-
149	14/08/2017	149	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
150	14/08/2017	150	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
151	14/08/2017	151	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
152	14/08/2017	152	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
153	14/08/2017	153	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
154	14/08/2017	154	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
155	14/08/2017	155	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
156	14/08/2017	156	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
157	14/08/2017	157	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
158	14/08/2017	158	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
159	14/08/2017	159	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
160	15/08/2017	160	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
161	15/08/2017	161	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
162	15/08/2017	162	5,0 - 5,5	23	115,5	6	-	6	-
163	15/08/2017	163	4,5 - 5,0	23	115,5	6	0,5	5,5	-

164	15/08/2017	164	4,5 -5,0	20	100,5	6	1	5	-
165	15/08/2017	165	4,5 -5,0	20	100,5	6	1	5	-
166	15/08/2017	166	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
167	15/08/2017	167	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
168	15/08/2017	168	11,5 -12,0	23	115,5	6 + 6	0,5	11,5	1
169	15/08/2017	169	4,0 - 4,5	23	115,5	6	1,5	4,5	-
170	15/08/2017	170	4,5 - 5,0	19	95,5	6	1	5	-
171	15/08/2017	171	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
172	15/08/2017	172	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
173	15/08/2017	173	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
174	15/08/2017	174	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
175	15/08/2017	175	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
176	15/08/2017	176	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
177	15/08/2017	177	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
178	15/08/2017	178	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
179	15/08/2017	179	4,5 - 5,0	20	100,5	6	1	5	-
180	15/08/2017	180	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
181	15/08/2017	181	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
182	15/08/2017	182	11,5 -12,0	23	115,5	6 + 6	-	12	1
183	15/08/2017	183	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
184	15/08/2017	184	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
185	15/08/2017	185	5,5 - 6,0	19	95,5	6	-	6	-
186	15/08/2017	186	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
187	18/08/2017	187	5,0 -5,5	19	95,5	6	0,5	5,5	-
188	18/08/2017	188	5,5 - 6,0	18	90,5	6	-	6	-
189	18/08/2017	189	5,0 -5,5	21	105,5	6	0,5	5,5	-
190	18/08/2017	190	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
191	18/08/2017	191	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
192	18/08/2017	192	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
193	18/08/2017	193	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
194	18/08/2017	194	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
195	18/08/2017	195	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
196	18/08/2017	196	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
197	18/08/2017	197	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
198	18/08/2017	198	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
199	18/08/2017	199	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
200	18/08/2017	200	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
201	18/08/2017	201	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
202	18/08/2017	202	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
203	18/08/2017	203	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
204	18/08/2017	204	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
205	18/08/2017	205	11,5 - 12,0	20	100,5	6 + 6	-	12	1

206	18/08/2017	206	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
207	18/08/2017	207	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
208	18/08/2017	208	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
209	18/08/2017	209	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
210	18/08/2017	210	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
211	18/08/2017	211	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
212	18/08/2017	212	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
213	18/08/2017	213	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
214	18/08/2017	214	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
215	18/08/2017	215	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
216	18/08/2017	216	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
217	18/08/2017	217	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
218	18/08/2017	218	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
219	18/08/2017	219	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
220	19/08/2017	220	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
221	19/08/2017	221	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
222	19/08/2017	222	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
223	19/08/2017	223	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
224	19/08/2017	224	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
225	19/08/2017	225	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
226	19/08/2017	226	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
227	19/08/2017	227	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
228	19/08/2017	228	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
229	19/08/2017	229	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
230	19/08/2017	230	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
231	19/08/2017	231	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
232	19/08/2017	232	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
233	19/08/2017	233	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
234	19/08/2017	234	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
235	19/08/2017	235	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
236	19/08/2017	236	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
237	19/08/2017	237	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
238	19/08/2017	238	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
239	19/08/2017	239	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
240	19/08/2017	240	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
241	19/08/2017	241	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
242	19/08/2017	242	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
243	19/08/2017	243	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
244	19/08/2017	244	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
245	19/08/2017	245	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
246	19/08/2017	246	5,5 - 6,0	20	100,5	6	0,5	5,5	-
247	19/08/2017	247	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-

248	19/08/2017	248	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
249	19/08/2017	249	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
250	19/08/2017	250	5,5 - 6,0	21	100,5	6	-	6	-
251	19/08/2017	251	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
252	19/08/2017	252	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
253	19/08/2017	253	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
254	19/08/2017	254	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
255	19/08/2017	255	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
256	19/08/2017	256	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
257	26/08/2017	257	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
258	26/08/2017	258	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
259	26/08/2017	259	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
260	26/08/2017	260	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
261	26/08/2017	261	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
262	26/08/2017	262	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
263	26/08/2017	263	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
264	26/08/2017	264	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
265	26/08/2017	265	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
266	26/08/2017	266	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
267	26/08/2017	267	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
268	26/08/2017	268	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
269	26/08/2017	269	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
270	26/08/2017	270	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
271	26/08/2017	271	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
272	26/08/2017	272	11,5 - 12,0	22	110,5	6 + 6	-	12	1
273	26/08/2017	273	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
274	26/08/2017	274	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
275	26/08/2017	275	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
276	26/08/2017	276	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
277	26/08/2017	277	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
278	26/08/2017	278	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
279	26/08/2017	279	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
280	26/08/2017	280	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
281	26/08/2017	281	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
282	26/08/2017	282	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
283	26/08/2017	283	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
284	26/08/2017	284	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
285	26/08/2017	285	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
286	26/08/2017	286	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
287	26/08/2017	287	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
288	26/08/2017	288	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
289	26/08/2017	289	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-

290	26/08/2017	290	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
291	26/08/2017	291	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
292	26/08/2017	292	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
293	26/08/2017	293	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
294	26/08/2017	294	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
295	26/08/2017	295	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
296	26/08/2017	296	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
297	26/08/2017	297	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
298	26/08/2017	298	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
299	26/08/2017	299	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
300	26/08/2017	300	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
301	26/08/2017	301	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
302	26/08/2017	302	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
303	28/08/2017	303	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
304	28/08/2017	304	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
305	28/08/2017	305	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
306	28/08/2017	306	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
307	28/08/2017	307	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
308	28/08/2017	308	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
309	28/08/2017	309	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
310	28/08/2017	310	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
311	28/08/2017	311	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
312	28/08/2017	312	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
313	28/08/2017	313	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
314	28/08/2017	314	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
315	28/08/2017	315	5,5 - 6,0	22	110,5	6	0,5	5,5	-
316	28/08/2017	316	5,5 - 6,0	22	110,5	6	0,5	5,5	-
317	28/08/2017	317	5,5 - 6,0	20	100,5	6	-	6	-
318	28/08/2017	318	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
319	28/08/2017	319	5,5 - 6,0	22	110,5	6	-	6	-
320	28/08/2017	320	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
321	28/08/2017	321	5,5 - 6,0	23	115,5	6	-	6	-
322	28/08/2017	322							
323	28/08/2017	323	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-
324	28/08/2017	324	5,5 - 6,0	21	105,5	6	-	6	-