

**KOMPARASI KUAT DUKUNG TIANG PANCANG
MENGUNAKAN BEBERAPA METODE DINAMIK DAN
METODE STATIS TERHADAP HASIL PDA TEST
PADA PEMBANGUNAN MASJID RAYA
PROVINSI RIAU**

SKRIPSI

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



OLEH :

PUTRI NURHAZIZAH
143110019

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM RIAU
PEKANBARU
2020**

HALAMAN PERSETUJUAN

SKRIPSI

**KOMPARASI KUAT DUKUNG TIANG PANCANG MENGGUNAKAN
BEBERAPA METODE DINAMIK DAN METODE STATIS
TERHADAP HASIL PDA TEST PADA PEMBANGUNAN
MASJID RAYA PROVINSI RIAU**

DISUSUN OLEH

PUTRI NURHAZIZAH
143110019

Diperiksa dan Disetujui oleh:



APPROVED

By Anas Puri at 2:53 pm, Dec 23, 2020

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

HALAMAN PENGESAHAN

SKRIPSI

**KOMPARASI KUAT DUKUNG TIANG PANCANG MENGGUNAKAN
BEBERAPA METODE DINAMIK DAN METODE STATIS
TERHADAP HASIL PDA TEST PADA PEMBANGUNAN
MASJID RAYA PROVINSI RIAU**

**DISUSUN OLEH
PUTRI NURHAZIZAH
143110019**

**Telah Disetujui Didepan Dewan Penguji Tanggal 15 Desember 2020 Dan
Dinyatakan Telah Memenuhi Syarat Untuk Diterima**

SUSUNAN DEWAN PENGUJI



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

APPROVED

By Anas Puri at 2:56 pm, Dec 23, 2020



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



**Firman Syarif, S.T., M.Eng
Dosen Penguji**

**Pekanbaru, 15 Desember 2020
UNIVERSITAS ISLAM RIAU
FAKULTAS TEKNIK**

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu'alaikum Warahmutullah Wabarakatuh

Alhamdulillahrabbi'l'amin, segala puji dan syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan nikmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini mengenai **“KOMPERASI KUAT DUKUNG TIANG PANCANG MENGGUNAKAN BEBERAPA METODE DINAMIK DAN METODE STATIS TERHADAP HASIL PDA TEST PADA PEMBANGUNAN MASJID RAYA PROVINSI RIAU”** sebagai syarat untuk meraih gelar sarjana pada program studi strata 1 (S1) Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Islam Riau.

Skripsi ini dibuat sesuai dengan susunan yang berisi analisa mengenai kuat dukung tiang pancang, faktor aman, serta penurunan yang terjadi pada tiang pancang, dihitung dengan beberapa metode, seperti statis, dinamik serta metode elemen hingga, kemudian dilakukan perbandingan terhadap hasil uji PDA test.

Penulis sudah berupaya sebaik mungkin menyusun skripsi ini sesuai dengan kaidah ilmiah, walaupun demikian penulis menyadari ada lembar lembaran skripsi yang terdapat kesalahan dan kekurangan. Oleh sebab itu penulis berharap kemakluman dan memberikan masukan dari pembaca. Penulis berharap agar skripsi ini bisa bermanfaat bagi mahasiswa/i Teknik Sipil.

Wassalamu'alaikum Warahmutullah Wabarakatuh

Pekanbaru, November 2020

UCAPAN TERIMA KASIH

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu'alaikum Warahmatullah Wabarakatuh

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

1. Bapak Prof. Dr. H. Syafrinaldi, S.H., M.C.L., Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Dr. Eng. Muslim, M.T, Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Mursyidah, M.Sc, Wakil Dekan I Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
4. Bapak Dr. Anas Puri, S.T.,M.T, Wakil Dekan II Fakultas Teknik Universitas Islam Riau, dan sebagai Dosen Pembimbing.
5. Bapak Akmar Efendi, S.Kom.,M.Kom, Wakil Dekan III Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
6. Ibu Harmiyati, S.T.,M.Si, Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau.
7. Ibu Sapitri, S.T.,M.T, Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau.
8. Ibu Sri Hartati Dewi, S.T.,M.T sebagai Dosen Penguji.
9. Bapak Firman Syarif, S.T., M.Eng sebagai Dosen Penguji.

10. Bapak dan Ibu Dosen Pengajar Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
11. Seluruh karyawan dan karyawan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
12. Ayahanda dan Ibunda tercinta Buyung dan Ema Wati, sebagai Orang Tua yang selalu memberikan dan mendo'akan yang terbaik serta sangat berperan dalam pendewasaan penulis.
13. Kakak saya Betty Diniyati dan Dia Rubiyati, abang saya Doni Saputra, dan keponakan saya Alifa Nazira tidak pernah berhenti memberikan motivasi dan selalu memberikan semangat kepada penulis.
14. Fitriansyah yang selalu bersedia membantu dan memberi motivasi dari awal kuliah sampai proses penyusunan skripsi hingga selesai.
15. Kepada Pimpinan Proyek Pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau beserta karyawan yang telah memberikan data-data, serta izin melakukan penelitian.
16. Buat sahabat-sahabat saya, Sepni Emilia, Mega Wati, Rika Herdiyanti, Jannah Wanrus, Siti Khairunnikmah, Tuti Apriani, Desriana, Siti Absah, Mila Septina, Maria Ulfa, Nurjannah, Zulfa, Novi Rafika yang selalu memberikan semangat dan motivasi kepada penulis.
17. Buat Bang Akbar, dan teman-teman seperjuangan Ajo, Yogie, Alan, Rizky, Alderi, Edward, habibi, azizi, anggi, fajri, sandi, aam, sabda, ojik, apan, mia, dina dan teman-teman lainnya di Fakultas Teknik serta semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan skripsi ini.

Terima kasih atas bantuannya, semoga penelitian ini bermanfaat bagi kita semua, dan semoga segala amal baik kita mendapatkan balasan yang setimpal dari Allah SWT, Aamiin.

Wassalamu'alaikum Warahmutullah Wabarakatuh

Pekanbaru, November 2020

DAFTAR ISI

Halaman

| | |
|----------------------------------|-----|
| KATA PENGANTAR | i |
| UCAPAN TERIMA KASIH | ii |
| DAFTAR ISI | iv |
| DAFTAR TABEL | vii |
| DAFTAR GAMBAR | ix |
| DAFTAR LAMPIRAN | xi |
| DAFTAR NOTASI | xii |
| ABSTRAK | xv |
| ABSTRACT | xvi |
| BAB I. PENDAHULUAN | |
| 1.1 Latar Belakang | 1 |
| 1.2 Rumusan Masalah | 3 |
| 1.3 Tujuan Penulisan | 3 |
| 1.4 Manfaat Penulisan | 3 |
| 1.5 Batasan Masalah..... | 3 |
| BAB II. Tinjauan Pustaka | |
| 2.1 Umum..... | 6 |
| 2.2 Penelitian Terdahulu | 6 |
| 2.3 Keaslian Penelitian..... | 11 |
| BAB III. LANDASAN TEORI | |
| 3.1 Umum..... | 13 |
| 3.2 Tanah..... | 13 |
| 3.3 Fondasi Tiang Pancang | 15 |

| | |
|---|----|
| 3.4 Penyelidikan Tanah | 18 |
| 3.5 Uji Kerucut Statis (<i>Cone Penetration Test</i>) | 19 |
| 3.5.1 Klasifikasi Tanah | 19 |
| 3.5.2 Hubungan antara Kepadatan, <i>Relative Density</i> , Nilai N, qc dan \emptyset | 20 |
| 3.6 Kohesi | 21 |
| 3.7 Modulus Elastis Tanah | 22 |
| 3.8 Rasio Poisson | 23 |
| 3.9 Permeabilitas | 23 |
| 3.10 Berat Jenis Tanah (G_s) | 24 |
| 3.11 Derajat Kejenuhan (S_r) | 25 |
| 3.12 Porositas, Kadar Air, Angka Pori, Berat Volume Basah (ρ_m) Berat Volume Basah (ρ_d) | 25 |
| 3.13 Kuat Dukung Tiang dari Uji Kerucut Statis (<i>Cone Penetration Test</i> , CPT atau Sondir) | 27 |
| 3.13.1 Kuat Dukung Tiang dalam Tanah Granular | 28 |
| 3.13.2 Kuat Dukung Tiang dalam Tanah Kohesif | 34 |
| 3.13.3 Metode (McClelland, 1974) dalam buku (Hardiyatmo, 2018) | 35 |
| 3.13.4 Metode end Bearing and Friction Pile (Srdjoni HS, 1984) | 36 |
| 3.14 Faktor Aman Tiang Pancang | 37 |
| 3.15 Faktor Aman Tiang Ujung Sondir | 38 |
| 3.16 Kuat Dukung Tiang Analisis Dinamik (Bowles, 1988) | 39 |
| 3.17 Pengujian Kalendering | 39 |
| 3.18 Kuat Dukung Dinamik | 40 |
| 3.19 Penurunan Tiang Metode <i>Poulos</i> dan <i>Davis</i> (1980) (Hardiyatmo, 2018) | 45 |
| 3.20 Metode Elemen Hingga | 50 |
| 3.20.1 Teori Deformasi | 51 |
| 3.20.2 Teori Konsolidasi | 54 |
| 3.20.3 Pemodelan Plaxis | 58 |
| 3.20.4 Jenis Perilaku Material | 59 |

BAB IV METODE PENELITIAN

| | |
|--|----|
| 4.1 Lokasi Penelitian | 60 |
| 4.2 Teknik Pengumpulan Data | 61 |
| 4.3 Tahap Pelaksanaan Penelitian | 61 |
| 4.4 Cara Analisa | 62 |

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

| | |
|---|-----|
| 5.1 Deskripsi Umum | 65 |
| 5.2 Hasil Pengolahan Data | 67 |
| 5.2.1 Hasil Klasifikasi Parameter Tanah dengan Pendekatan Sondir | 67 |
| 5.2.2 Hasil Parameter Tanah Untuk Input Plaxis | 70 |
| 5.2.3 Hasil Beban yang Bekerja Menggunakan ETABS | 72 |
| 5.2.4 Hasil Analisa Kuat Dukung Tiang Pancang Tunggal | 73 |
| 5.2.4.1 Kuat Dukung Tiang Pancang Metode Statis | 74 |
| 5.2.4.2 Kuat Dukung Tiang Pancang dengan Metode Dinamik | 84 |
| 5.2.5 Komparasi Kuat Dukung Tiang Pancang Menggunakan Beberapa Metode Dinamik Dan Metode Statis Serta Metode Elemen Hingga Terhadap Hasil Pda <i>Test</i> | 100 |
| 5.3 Faktor Aman pada Tiang Pancang | 103 |
| 5.4 Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal | 107 |
| 5.5 Komparasi Kuat Dukung Tiang Pancang dengan Menggunakan Beberapa Metode Statis dan Dinamik Terhadap Hasil Uji PDA Test | 109 |

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

| | |
|----------------------|-----|
| 6.1 Kesimpulan | 111 |
| 6.2 Saran | 112 |

| | |
|----------------------|-----|
| DAFTAR PUSTAKA | 113 |
|----------------------|-----|

LAMPIRAN A DATA PERHITUNGAN

LAMPIRAN B ANALISA DENGAN PROGRAM ETABS DAN PLAXIS

LAMPIRAN C DATA SEKUNDER

LAMPIRAN D SURAT-SURAT



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

DAFTAR TABEL

Halaman

| | |
|---|----|
| Tabel 3.1 Nilai-nilai tipikal beban ijin tiang beton pracetak (Hardiyatmo, 2014)..... | 18 |
| Tabel 3.2 Hubungan antara Kepadatan, <i>Relative Density</i> , Nilai N, q_c , dan \emptyset (Bangemann, 1965)..... | 21 |
| Tabel 3.3 Hubungan kuat tekan bebas (q_u) dengan konsistensi (Hardiyatmo, 2003) | 21 |
| Tabel 3.4 Hubungan Es dengan q_c (Das, 1995) | 22 |
| Tabel 3.5 Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Bowles, 1977) dalam buku (Hardiyatmo, 2002)..... | 22 |
| Tabel 3.6 Perkiraan rasio poisson (μ) (Bowles, 1968 dalam buku Hardiyatmo, 2014)..... | 23 |
| Tabel 3.7 Nilai koefisien permeabilitas tanah (Das, 1995)..... | 24 |
| Tabel 3.8 Berat jenis tanah (G_s) (Hardiyatmo, 2002) | 24 |
| Tabel 3.9 Derajat kejenuhan (S_r) (Hardiyatmo, 2002)..... | 25 |
| Tabel 3.10 Nilai n , e , m_v , d (Hardiyatmo, 2002) | 26 |
| Tabel 3.11 Faktor λ (deRuiter dan Beringen, 1979 dalam buku Hardiyatmo, 2018) | 32 |
| Tabel 3.12 Faktor aman yang disarankan oleh (Reese dan O'Neill, 1989 dalam buku Hardiyatmo, 2002)..... | 38 |
| Tabel 3.13 Faktor aman tiang pancang dari uji sondir digunakan di Belanda. 39 | 39 |
| Tabel 3.14 Nilai-nilai k_I – pemampatan elastis kepala tiang-pancang dan sungkup sementara (Bowles, 1998) | 44 |
| Tabel 3.15 e_h nilai efisiensi (Bowles, 1988) | 45 |
| Tabel 3.16 Nilai-nilai representatif dari koefisien restitusi untuk digunakan di dalam persamaan pemancangan tiang-pancang dinamis (Bowles, 1988) | 45 |
| Tabel 5.1 Klasifikasi tanah..... | 68 |
| Tabel 5.2 Parameter tanah di kedalaman 0,00-0,80 meter hingga 11,00-20,00 | 71 |
| Tabel 5.3 Parameter tiang | 72 |
| Tabel 5.4 Hasil analisa beban maksimal pada ETABS | 73 |

| | |
|--|-----|
| Tabel 5.5 Beban yang bekerja pada masing-masing tiang pancang..... | 73 |
| Tabel 5.6 Faktor aman tiang pancang metode statis | 104 |
| Tabel 5.7 Faktor aman tiang pancang metode dinamik | 105 |
| Tabel 5.8 Penurunan Fondasi tiang pancang tunggal..... | 107 |

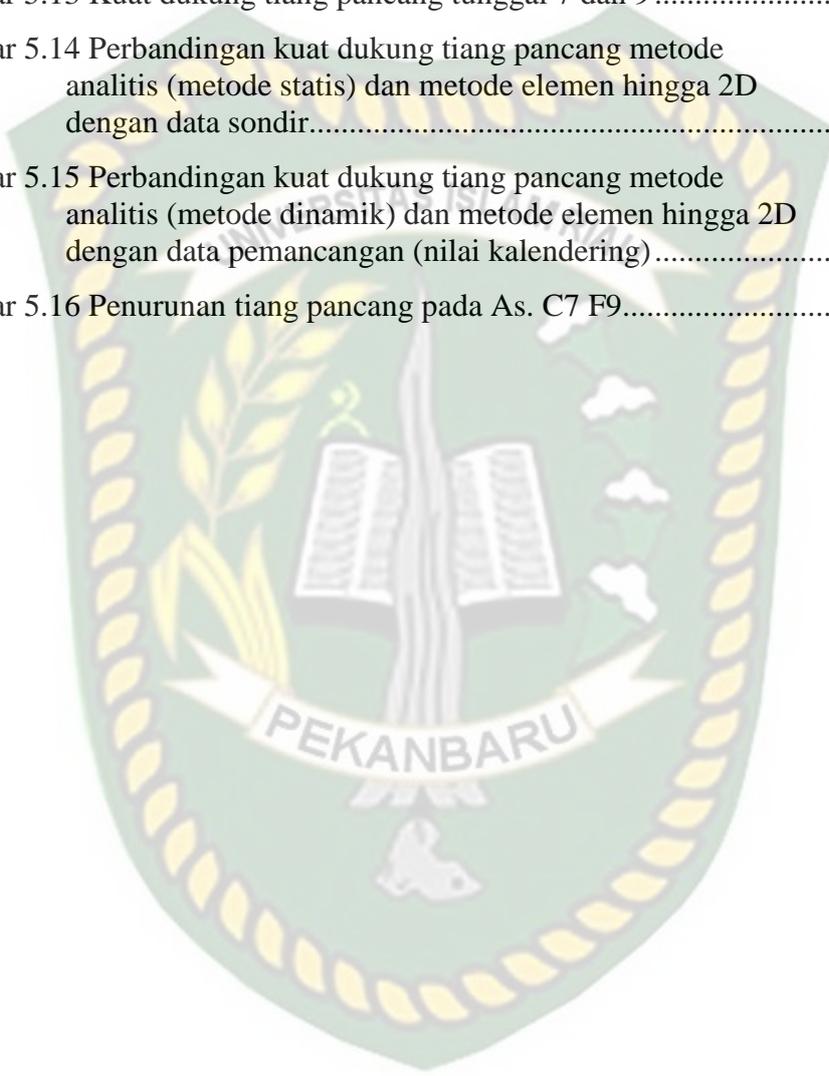


DAFTAR GAMBAR

Halaman

| | |
|--|----|
| Gambar 3.1 Kelas tanah menurut: Robertson dan Campanella (1983 dalam Deny, 2015) | 20 |
| Gambar 3.2 Cara menghitung tahanan ujung dari uji kerucut statis metode (Schmertmenn dan Nottingham, 1975 dalam Hardiyatmo, 2018) | 30 |
| Gambar 3.3 (a) Penyesuaian koefisien terhadap OCR (pasir), (b) Koefisien K_f lempung yang digunakan dalam persamaan 3.18 (Schmertmenn dan Nottingham, 1975 dalam Hardiyatmo, 2018) | 31 |
| Gambar 3.4 Faktor adhesi () untuk tiang pancang dalam lempung (McClelland, 1974 dalam Hardiyatmo, 2018) | 35 |
| Gambar 3.5 Faktor penurunan I_O (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018) | 47 |
| Gambar 3.6 Koreksi kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018) | 47 |
| Gambar 3.7 Koreksi kedalaman, R_h (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018) | 48 |
| Gambar 3.8 Koreksi angka Poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980) | 48 |
| Gambar 3.9 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018) | 49 |
| Gambar 3.10 Ilustri pemodelan a. <i>Plane Strain</i> , b. <i>Axysimetris</i> Brinkgreve, 2002 dalam Tugas Akhir Anggraini, 2016) | 50 |
| Gambar 4.1 Denah lokasi Masjid Raya Provinsi Riau | 60 |
| Gambar 4.2 Bagan alir penelitian | 64 |
| Gambar 5.1 Denah fondasi tiang pancang (PT. Yodya Karya Persero, 2018). | 65 |
| Gambar 5.2 Detail fondasi tiang pancang (PT. Yodya Karya Persero, 2018). | 66 |
| Gambar 5.3 Parameter setiap lapisan tanah | 69 |
| Gambar 5.4 Kuat dukung tiang pancang tunggal 1 dan 6 | 75 |
| Gambar 5.5 Kuat dukung tiang pancang tunggal 2 dan 5 | 77 |
| Gambar 5.6 Kuat dukung tiang pancang tunggal 3 dan 8 | 79 |
| Gambar 5.7 Kuat dukung tiang pancang tunggal 4 | 81 |
| Gambar 5.8 Kuat dukung tiang pancang tunggal 7 dan 9 | 82 |
| Gambar 5.9 Kuat dukung tiang pancang tunggal 1 dan 6 | 85 |

| | |
|--|-----|
| Gambar 5.10 Kuat dukung tiang pancang tunggal 2 dan 5 | 88 |
| Gambar 5.11 Kuat dukung tiang pancang tunggal 3 dan 8 | 91 |
| Gambar 5.12 Kuat dukung tiang pancang tunggal 4..... | 94 |
| Gambar 5.13 Kuat dukung tiang pancang tunggal 7 dan 9..... | 97 |
| Gambar 5.14 Perbandingan kuat dukung tiang pancang metode analitis (metode statis) dan metode elemen hingga 2D dengan data sondir..... | 109 |
| Gambar 5.15 Perbandingan kuat dukung tiang pancang metode analitis (metode dinamik) dan metode elemen hingga 2D dengan data pemancangan (nilai kalendering)..... | 110 |
| Gambar 5.16 Penurunan tiang pancang pada As. C7 F9..... | 116 |



DAFTAR LAMPIRAN

Halaman

LAMPIRAN A. PERHITUNGAN

| | |
|--|------|
| A.1 Klarifikasi Parameter Tanah dengan Pendekatan CPT (Sondir)..... | A-1 |
| A.2 Beban yang Bekerja Disetiap Tiang | A-2 |
| A.3 Menentukan Klasifikasi Tanah dan Parameter Tanah .. | A-3 |
| A.3.1 Menentukan Klasifikasi Tanah atau Kelas Tanah..... | A-3 |
| A.3.2 Perhitungan Mencari Parameter Tanah..... | A-4 |
| A.4 Perhitungan Kuat Dukung Tiang Pancang | A-13 |
| A.4.1 Perhitungan Kuat Dukung Tiang dengan Metode Statis dari Uji Sondir (Hardiyatmo, 2018) | A-13 |
| A.4.1.1 Rekap Tahanan Gesek Tiang Pancang | A-28 |
| A.4.1.2 Rekap Tahanan Ujung Tiang Pancang.. | A-33 |
| A.4.1.3 Rekap Kuat Dukung Tiang Pancang | A-35 |
| A.4.2 Perhitungan Faktor Aman (<i>Safety Factor</i>) | A-37 |
| A.4.3 Perhitungan Kuat Dukung Tiang Analisis Dinamik (Bowls, 1988) dan Faktor Aman Tiang Pancang | A-38 |
| A.5 Analisis Penurunan yang terjadi | A-46 |

LAMPIRAN B. ANALISA DENGAN PROGRAM ETABS DAN PLAXIS

| | |
|---|-----|
| B.1 Analisa Beban Rencana pada Pondasi Tiang Pancang Menggunakan ETABS..... | B-1 |
| B.2 Analisa Kuat Dukung dan Penurunan Tiang Pancang Menggunakan Metode Elemen Hingga 2D V 8.2 | B-8 |

LAMPIRAN C DATA SEKUNDER

LAMPIRAN D SURAT-SURAT

DAFTAR NOTASI

| | |
|--------------------|--|
| A | = Luas penampang tiang pancang L^2 |
| A_b | = Luas ujung bawah tiang |
| A_s | = Luas selimut tiang |
| A_{tiang} | = luas penampang tiang pancang cm^2 |
| C | = q_f |
| c | = harga clef rata-rata (kg/cm^2) |
| c_u | = Kohesi tak terdrainase |
| d | = Diameter (cm) |
| E | = Modulus elastis Kg/cm^3 |
| e | = angka pori |
| e_h | = Efisiensi Palu |
| E_h | = Tenaga palu pabrik yang dipakai per satuan waktu (FL) |
| f_b | = Tahanan ujung satuan tiang, untuk tiang bor diambil 70% atau 50%-nya |
| F_e | = Luasan tulangan cm^2 |
| f_s | = Tahanan gesek satuan tiang |
| G_s | = Berat jenis tanah |
| h | = Tinggi jatuhnya balok besi panjang (L) |
| I | = panjang tiang yang berada dalam tanah (cm) |
| K_c | = Koefisien modifikasi tahanan konus |
| K_f | = Koefisien tak berdimensi (kg/cm^2) |
| k_x | = Koefisien permeabilitas arah horizontal (m/day) |
| k_y | = Koefisien permeabilitas arah vertikal (m/day) |

- k_1 = Kompresi blok sungkup elastis dan sungkup tiang-pancang yang bentuknya adalah $P_u L / AE$ (L)
- k_2 = Pemampatan tiang-pancang elastis yang bentuknya adalah $P_u L / AE$ (L)
- k_3 = Pemampatan tanah elastis, disebut juga gempa analisis persamaan gelombang (L)
- L = Kedalaman tiang di dalam lapisan tanah (m)
- n = Porositas (%)
- n = Koefisien restitusi
- N_k = Koefisien tak berdimensi
- O = keliling tiang pancang (cm)
- P = q_c (perlawanan konus) (kg/m^2)
- P_{tiang} = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)
- P_u = Kapasitas tiang-pancang ultimit
- Q_a = Kapasitas dukung izin (kN)
- Q_b = Kapasitas dukung ujung ultimit (kN)
- q_c = Perlawanan konus (kg/cm^2)
- q_{ca} = Berat tiang (kg/cm^2)
- q_f = Tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)
- q_s = Hambatan setempat (kg/cm^2)
- q_u = Kuat tekan bebas (kN/m^2)
- Q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN)
- Q_s = Kapasitas dukung gesek ultimit (kN)
- S = Penurunan kepala tiang
- s = Banyaknya penetrasi titik per pukulan (L)
- S_f = Faktor aman
- S_r = Derajat kejenuhan (%)

- w = Kadar air (%)
- W_p = Berat tiang-pancang termasuk berat sungkup tiang-pancang, sepatu pemancang, dan blok sungkup (juga termasuk landasan untuk palu uap kerja rangkap) (F)
- W_r = Berat balok besi panjang (untuk palu kerja rangkap termasuk berat kosen-kotak) (F)
- ϕ^o = Sudut geser dalam (o)
- α = Faktor adhesi
- ω = Koefisien korelasi
- μ = Rasio poisson
- γ_d = Berat volume kering kN/m^3
- γ_m = Berat volume basah kN/m^3
- γ_w = 1 t/m^3 atau $9,81 \text{ kN/m}^3$
- γ' = berat volume efektif



KOMPARASI KUAT DUKUNG TIANG PANCANG MENGGUNAKAN BEBERAPA METODE DINAMIK DAN METODE STATIS TERHADAP HASIL PDA TEST PADA PEMBANGUNAN MASJID RAYA PROVINSI RIAU

ABSTRAK

Masjid Raya Provinsi Riau menggunakan fondasi tiang pancang beton *mini pile* berdiameter 25 cm, dengan mutu beton K-450. Memiliki rumusan masalah bagaimana mengetahui hasil dari komparasi kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan tiga metode (metode dinamik dan metode statis serta metode elemen hingga) terhadap hasil uji PDA di lapangan. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui kuat dukung tiang pancang dan penurunan yang terjadi, faktor aman yang akan didapatkan dari metode-metode yang digunakan, dan membandingkan hasil hitungan tersebut dengan hasil uji di lapangan yaitu PDA di lapangan.

Dalam menganalisa beban bekerja pada bangunan dihitung dengan menggunakan bantuan *software* Etabs. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode statis, dinamik, dan metode elemen hingga 2D. Analisa pada metode statis menggunakan analisa kapasitas kuat dukung fondasi tiang pancang tunggal dengan metode Schmertmann dan Nottingham dan metode deRuijter dan Beringen, metode Mayerhof dan deRuijter dan Beringen, dan metode end Bearing and Friction Pile. Analisa pada metode dinamik menggunakan metode Hiley Formula, Denmark, Eytelwein, Janbu, News-Record, AASHTO, Navy-Mckay, Kode Bangunan Uniform Pantai Pasific (PCUBS), dan metode Gates, serta metode elemen hingga 2D *axysimmetry* dengan *interface*. Untuk analisa penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D *axysimmetry* dengan bantuan *software* Plaxis.

Dari analisa didapatkan perbandingan pengujian yang sesuai dengan titik uji PDA *test* As C7 yaitu tiang no 1 kedalaman 17 m, pada metode statis nilai kuat dukung yang diperoleh dari semua metode dapat diperoleh nilai kuat dukung yang selisihnya lebih kecil yaitu menggunakan metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984), dengan selisih nilai kuat dukungnya yaitu 1,19% $1.046 \text{ kN} > 1.251 \text{ kN}$, untuk metode elemen hingga 2D nilai kuat dukungnya lebih kecil dibandingkan dengan nilai kuat dukung PDA *test* $\text{kN} < 1.251 \text{ kN}$. Jika menggunakan metode dinamik yang mendekati nilai PDA *test* yaitu menggunakan persamaan Denmark (Olson dan Flate (1967)) dengan nilai kuat dukung 1.261 kN, 1.261 kN

1.251 kN selisih 1%, untuk metode elemen hingga 2D nilai kuat dukungnya lebih kecil dibandingkan dengan nilai kuat dukung metode elemen hingga 2D $457 \text{ kN} < 1.251 \text{ kN}$. Komparasi yang diperoleh untuk nilai kuat dukung terhadap hasil uji PDA *test* nilai kuat dukung yang mendekati nilai kuat dukung uji PDA *test* yaitu menggunakan metode dinamik. Faktor aman yang diperoleh dari metode dinamik 2,47 sedangkan dengan metode yang lain diperoleh faktor aman yang lebih besar dari PDA *test*. Penurunan yang mendekati penurunan PDA *test* adalah dengan menggunakan metode elemen hingga 2D berkisar antara 1,37 mm 2,72 mm. Tiang pancang aman terhadap kuat dukung dan penurunan.

Kata Kunci: Faktor Aman, Kapasitas Dukung, Metode Elemen Hingga, PDA *test*, Penurunan.

THE COMPARISON OF THE PILE BEARING CAPACITY BY USING DYNAMIC AND STATIC FORMULA, FINITE ELEMENT METHOD AND PDA TEST AT THE GRAND MOSQUE OF RIAU PROVINCE

ABSTRACT

The Grand Mosque of Riau Province uses a mini pile foundation with a diameter of 25 cm, K-450 concrete. Have a problem formulation knowing how the results of the comparison the bearing capacity of the pile using three method (using static, dynamic and 2D finite element methods) the results of field tests or the PDA test. The purpose of this studies are determine the bearing capacity of the pile and the settlement that occurs, the safety factor that will be obtained from the methods used, and to compare the results obtained with the results of field tests or the PDA test.

In analyzing the workload on buildings the calculation using ETABS software. The calculation of the bearing capacity of piles is carried out using static, dynamic and 2D finite element methods. Analysis on the static method was carried out using the analysis of the bearing strength capacity of a single pile foundation with the Schmertmann and Nottingham method and the deRuiter and Beringen; the Mayerhof and deRuiter and Beringen; and the end Bearing and Friction Pile method. Analysis of the dynamic method in this study was carried out using the Hiley Formula, Denmark, Eytelwein, Janbu, News-Record, ASSHTO, Nacy-Mickay, Pacific Coast Uniform Building Code (PCUBS), and the Gates method, and 2D axysimmetry finite element method with interface. Furthermore, the analysis of the reduction was carried out using the Poulos and Davus methods and the 2D axysimmetry finite element method using PLAXIS software.

From the above analysis, obtained a test comparison in accordance of the PDA test As C7 test point, pile No. 1 17 m depth, in the static method the bearing strength value obtained from all methods can be obtained the the one using 2D finite elements which is the smaller difference, namely using the end Bearing and Friction Pile method (Sardjono HS, 1984), with the difference in the carrying strength value of 1.19% $1,046 \text{ kN} > 1,251 \text{ kN}$, for the 2D finite element method the bearing strength value is smaller than end Bearing and Friction Pile method $457 \text{ kN} < 1,251 \text{ kN}$. If using a dynamic method that is close to the PDA test value, namely using the Danish equation (Olson and Flate (1967)) with a bearing strength value of 1.261 kN , $1.261 \text{ kN} - 1.251 \text{ kN}$ a difference of 1%, for the 2D finite element method the carrying strength value is smaller than the strength value support 2D finite element method $457 \text{ kN} < 1,251 \text{ kN}$. The comparisons obtained for the carrying strength value against the PDA test result, the carrying strength value which is close to the carrying strength value of the PDA test, is using the dynamic method. The safety factor obtained from the dynamic method is 2.47 while with other methods the safety factor obtained is greater than the PDA test. The decrease that approximates the decrease in PDA test is by using the 2D finite element method ranging from 1.37 mm to 2.72 mm. The stake is safe against strong bearing and dropping. The safety factor obtained from the dynamics method was 2.47 while from other methods, the safety factor obtained was greater than the PDA test. The settlement that approximates to the settlement in PDA test was the one using 2D finite elements, which is in the range of 1.27 mm - 2.72 mm. The pile of foundation was concluded to be safe against bearing and settlement.

Key Words: Bearing Capacity, Finite Element Method, PDA Test, Safety factor, Settlement.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Semua konstruksi bangunan sipil berdiri di atas tanah dasar atau bebatuan yang akan menerima dan menahan beban dari keseluruhan struktur di atasnya (sesuai dengan perencanaan) yang kemudian didukung oleh fondasi sebagai penyeimbang dari beban-beban yang bekerja. Pemakaian metode dalam mencari kuat dukung tiang pancang sangat banyak diantaranya hitungan didapat secara analitis dan numerik dengan menggunakan metode dinamik dan metode statis.

Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh suatu fondasi. Fondasi ialah bagian dari sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kepada dan kedalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Tegangan-tegangan tanah yang dihasilkan – kecuali pada permukaan tanah – merupakan tambahan kepada beban-beban yang sudah ada dalam massa tanah dari bobot-sendiri bahan dan sejarah geologisnya (Bowles, 1988).

Fondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Fondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat angin (Hardiyatmo, 2014). Sehingga dalam perencanaan fondasi harus dilakukan dengan teliti dan secermat mungkin. Oleh karena itu, dengan melihat perbandingan dari metode yang akan disajikan melalui studi berikut, diharapkan para perencana pondasi akan dapat merencanakan kuat dukung fondasi, serta menanggulangi penurunan secara akurat, teliti, dan efektif.

Hitungan kuat dukung tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamik. Hitungan kapasitas dukung tiang secara statis dilakukan menurut teori mekanika tanah, yaitu mempelajari sifat-sifat teknis tanah, sedang hitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data

yang diperoleh dari data pemancangan tiang. Hasil hitungan kuat dukung tiang yang didasarkan pada teori mekanika tanah, kadang-kadang masih perlu dicek dengan mengadakan pengujian tiang untuk meyakinkan hasilnya (Hardiyatmo, 2018).

Masjid Raya Provinsi Riau merupakan mesjid raya yang akan menjadi masjid pusat yang ada di Provinsi Riau, lokasi pada bangunan ini terletak di jalan Siak II, Kecamatan Rumbai, tepatnya di samping jembatan Siak II Kota Pekanbaru, Riau. Masjid Raya Provinsi Riau ini memiliki 3 lantai dan 1 *bassmen* yang digunakan sebagai tempat ibadah umat Islam. Jenis fondasi yang digunakan adalah fondasi tiang pancang. Metode pemancangan yang digunakan adalah menggunakan *diesel hammer*, suatu metode dimana tiang pancang dipukul ke dalam tanah.

Bangunan Masjid Raya Provinsi Riau ini terdiri dari tiga lantai, tetapi fondasi yang digunakan adalah tiang pancang beton mini pile dengan diameter 25 cm, dengan mutu beton K-450. Dikarekanakan hal tersebut penulis tertarik untuk melakukan penelitian tentang kapasitas dukung tiang pancang dan penulis akan membuat suatu komparasi perhitungan kuat dukung tiang dengan beberapa metode dinamik dan metode statis kemudian dilakukan perbandingan dengan hasil PDA *test*.

Fondasi yang akan ditinjau dalam penelitian ini adalah As C-7 dikarenakan pada titik itu telah dilakukan pengujian PDA dan pada titik As C-7 nilai kuat dukungnya lebih besar dari pada nilai kuat dukung yang diuji pada titik As H-6. Untuk data sondir digunakan data sondir yang diuji pada titik ke 2 (S2) dikarenakan mendekati titik uji PDA *test*.

Uji penyelidikan tanah di lapangan sangat diperlukan guna mengetahui kuat dukung, karekteristik tanah, serta kondisi geologi, seperti mengetahui klasifikasi dan sifat tanah. Pengujian tanah di lapangan dilakukan untuk mengetahui jenis pondasi yang akan digunakan dalam konstruksi bangunan. Dengan mengetahui kondasi kuat dukung tanah kita bisa merencanakan struktur yang kokoh dan tahan gempa. Penyelidikan tanah di lapangan diantaranya yaitu, Sondir, uji Boring, uji standart penetrasi test (SPT), dan uji PDA *test*.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam skripsi ini yaitu bagaimana mengetahui hasil dari komparasi kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan tiga metode (metode dinamik dan metode statis serta metode elemen hingga) terhadap hasil uji PDA di lapangan?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari skripsi ini yaitu untuk mengetahui seberapa besar hasil komparasi kuat dukung tiang pancang berdasarkan metode dinamik dan metode statis serta metode elemen hingga terhadap hasil uji PDA di lapangan.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Bagi penulis dapat mendalami ilmu teknik sipil khususnya dalam bidang fondasi.
2. Sebagai bahan referensi bagi mahasiswa yang memiliki masalah yang sama (menentukan kuat dukung tiang).
3. Sebagai bahan referensi bagi pelaku usaha jasa konstruksi dalam pengetahuan tentang perhitungan fondasi tiang pancang menggunakan data uji sondir dan data kalendering.
4. Penulisan skripsi ini diharapkan dapat bermanfaat dan dapat digunakan bagi siapa saja yang membaanya.

1.5 Batasan Masalah

Dalam hal ini, untuk mempersingkat dan memperjelas suatu penelitian agar dapat dibahas dengan baik dan tidak meluas, maka perlu direncanakan batasan masalah yang terdiri dari:

1. Umum

Tidak membahas rencana anggaran biaya dan metode pelaksanaan dan hanya menganalisa kuat dukung aksial dan penurunan yang terjadi di titik PDA *test* (As C7) dan tidak menghitung kuat dukung dan penurunan tiang secara kelompok.

2. Tiang

Tiang pancang yang ditinjau pada titik As C7 beton mini pile berukuran 25 cm K-450 dengan jumlah titik pemancangan yaitu 9 titik, dengan nomor tiang 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 dengan kedalaman pemancangan yang berbeda-beda yaitu 17 m, 16 m, 16,5 m, 12 m, serta 15,5 m. Tiang yang akan dihitung adalah semua tiang yang ada di As C7 karena kedalaman pemancangan masing masing tiang berbeda.

3. Analisa Klasifikasi jenis tanah

Penentuan klasifikasi jenis tanah dilakukan berdasarkan data uji sondir.

4. Analisa Beban

Perhitungan beban maksimum menggunakan program ETABS, perhitungan nilai beban rencana pada masing-masing tiang diperoleh berdasarkan nilai beban maksimum yang diperoleh dari program ETABS, beban rencana yang digunakan untuk memperoleh faktor aman digunakan beban rencana berdasarkan masing-masing tiang. Pada MEH 2D beban yang dipikul oleh tiang adalah beban yang langsung diterima oleh tiang itu beban yang digunakan merupakan beban terpusat dengan nilai beban rencana pada masing-masing tiang.

5. Analisa metode statis

Pada metode ini dilakukan perhitungan sesuai dengan data uji sondir, metode perhitungan yang digunakan dalam penelitian ini yaitu metode statis (Schmertmann dan Nottingham dan deRuiter dan Beringen, Mayerhof dan deRuiter dan Beringen, end Bearing and Friction Pile), pemilihan metode ini dikarenakan penulis menggunakan data pengujian sondir. Pada metode statis ini metode Schmertmann dan Nottingham dan deRuiter dan Beringen, Mayerhof dan deRuiter dan Beringen merupakan metode gabungan dikarenakan jenis tanah yang diperoleh pada data uji sondir ada jenis tanah kohesif dan granular.

6. Analisa metode dinamik

Pada metode ini dilakukan perhitungan sesuai dengan data pemancangan (kalendering). Metode perhitungan yang digunakan adalah metode (Hiley

Formula, Denmark, Eytelwein, Janbu, News-Record, AASHTO, Navy-Mckay, Kode Bangunan Uniform Pantai Pasific (PCUBS), dan metode Gates), pemilihan metode dinamik ini dikarenakan adanya nilai kalendering yang diperoleh dari pengujian lapangan saat pemancangan tiang menggunakan *diesel hammer*.

7. Metode elemen hingga 2D

Metode elemen hingga 2D *axysimmetry* dengan interface digunakan *axysimmetry* karena tiang pancang yang ditinjau tiang pancang tunggal dan juga ada faktor lain seperti beban yang bekerja memang simetri dan mengabaikan beban horizontal, dimana sumbu x menyatakan radius dan sumbu y merupakan sumbu simetris dalam arah aksial.

8. Penurunan

Analisa penurunan dilakukan dengan analisa statis metode Poulos dan Davis dan numerik yaitu MEH 2D.

9. Melakukan perbandingan hasil perhitungan dengan data PDA *test*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Tinjauan pustaka adalah kegiatan yang meliputi mencari, membaca, dan mendengarkan laporan-laporan penelitian dan bahan pustaka yang memuat teori-teori yang relevan dengan penelitian yang akan dilakukan. Hasil dari kegiatan ini merupakan materi yang akan disajikan untuk menyusun dasar atau kerangka teori penelitian (Ashari, 2016).

Fondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Fondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat angin (Hardiyatmo, 2014).

2.2 Penelitian Terdahulu

Beberapa hasil penelitian yang pernah dilakukan mengenai perhitungan kuat dukung tiang pancang menggunakan metode dinamik dan metode statis, antara lain sebagai berikut:

Akbar (2019), "*Tinjauan Kapasitas Dukung dan Penurunan Tiang Pancang Tekan Berdasarkan Data Laboratorium Di Menara BRI Pekanbaru*". Perhitungan menggunakan data tanah uji laboratorium yang dikeluarkan oleh PT. Statika Ultimit, data gambar struktur dan data gambar arsitektur dikeluarkan oleh PT. Arkitek Tim Empat, dan kedalaman tiang pancang diperoleh dari Atelier Enam Project Management. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang dan faktor aman menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D. Analisa pada metode statis menggunakan metode Kulhawy + metode Alpha, metode Poulos dan Davis + metode Lamda, dan Metode U.S. Army Corps serta metode elemen hingga 2D axisimetri dengan *interface*. Untuk analisa penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D aksisimetri dengan *interface*. Dari hasil analisa pada ETABS didapat beban maksimum pada titik As.6D. Kapasitas dukung yang mendekati hasil PDA *test*

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

Aldino (2019). “*Tinjauan Perbedaan Kuat Dukung Tiang Tunggal Antara Data Kalendering, Data SPT, Dan Data PDA Test Pada Tiang Pancang NO. 7 Dan No. 25 Pile Cap No 1 Overpass STA 58+250 Proyek Jalan Tol Pekanbaru-Dumai*”. Pelaksanaan pembangunan infrastruktur seperti jalan tol sangat membutuhkan suatu bangunan yang kokoh dengan pondasi yang kuat. Pembangunan jalan tol tersebut juga harus didukung dengan adanya jembatan *overpass* yang berguna untuk jalan penyeberangan masyarakat. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui berapa ton berat pemukul tiang pancang yang dibutuhkan untuk pemancangan tiang pancang. Mengetahui hasil analisa perbandingan kuat dukung ijin tiang pancang dari hasil perhitungan formula Hiley, *Standard Penetration Test* terhadap *PDA test* berdasarkan penyelidikan tanah dan pemancangan. Mengetahui perbedaan hasil analisis dari data kalendering dan *PDA test* terhadap data tanah di lokasi yaitu data *Standard Penetration Test*.

Dalam penelitian ini digunakan metode perhitungan tiang pancang dengan menggunakan formula Hiley dan formula Mayerhoff. Digunakan data sekunder berupa data *SPT*, data pemancangan, gambar rencana dan *PDA test*. Dihitung kuat dukung statik dan dinamik. Hasil analisa berat tiang pancang *spun piled* dengan total panjang desain kedalaman 34 m memiliki berat sendiri sebesar 14695,2 kg. Umumnya *hammer* paling sedikit setengah berat dari total tiang yang digunakan. Maka dipilih penumbuk *hammer* 10500 kg yaitu *Diesel Hammer* Kobelco K45. Hasil analisa dari formula statik dan dinamik memberikan nilai kuat dukung ultimit (Q_u) yang beragam untuk data penyelidikan tanah dan data pemancangan di lokasi *pier* yang sama. Berdasarkan hasil analisa perbandingan kuat dukung

ultimit (Q_u) spun pile di Pier 1 pada titik P1-07 DAN P1-25 dari formula Hiley memiliki nilai kuat dukung ultimit (Q_u) yang cenderung serupa dengan PDA test. Hasil perhitungan formula statik memberikan nilai kuat dukung ultimit (Q_u) yang lebih besar dari formula dinamik dan PDA test.

Nanda (2018). “*Tinjauan Ulang Terhadap Pondasi Tiang Bor Pada Pembangunan Gedung Mahasiswa Universitas Islam Riau Dengan Metode Elemen Hingga 2D Aksisimetri*”. Pembangunan gedung Mahasiswa pada kawasan Universitas Islam Riau merupakan bangunan bertingkat empat yang berfungsi sebagai tempat sekretariat organisasi kemahasiswaan, kondisi tanah pada lokasi pembangunan gedung Mahasiswa pada kawasan Universitas Islam Riau didapat pada titik sondir 1 yaitu sebesar 50 kg/cm^2 sedangkan pada titik sondir 2 yaitu sebesar 100 kg/cm^2 . Penelitian ini merumuskan masalah apakah daya dukung tiang bor (bored pile) pada gedung Mahasiswa pada kawasan Universitas Islam Riau aman terhadap beban aksial, beban lateral dan momen dengan memperhitungkan beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa, serta berapa besar penurunan dan defleksi horizontal yang terjadi dengan menggunakan bantuan software ETABS v.9, menghitung kuat dukung, penurunan dan defleksi horizontal dengan metode elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D.

Pembangunan gedung Mahasiswa di kawasan Universitas Islam Riau Pekanbaru yang berlokasi di jalan Kaharuddin Nasution No.113 Marpoyan Damai-Pekanbaru Riau. Parameter tanah menggunakan data uji sondir dengan kedalaman 12 m dan diameter 30 cm. Metode yang digunakan pada penelitian ini sesuai dengan tujuan penelitian dalam perhitungan daya dukung pondasi bored pile dan perpindahan yang terjadi dengan metode elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D.

Hasil perhitungan memperlihatkan bahwa kapasitas daya dukung aksial pada titik sondir 1 yaitu sebesar 323,072 kN dan kapasitas daya dukung aksial pada titik sondir 2 yaitu sebesar 432,823 kN sedangkan untuk daya dukung lateral pada titik sondir 1 didapat yaitu sebesar 125,016 kN, pada titik sondir 2 yaitu sebesar 190,703 kN dan penurunan pada titik sondir 1 yaitu 20,04 mm dan pada titik sondir 2 yaitu 25,69 mm. Sedangkan untuk defleksi horizontal pada titik

sondir 2 yaitu 10,91 mm dan pada titik sondir 2 yaitu 6,81 mm. Jadi defleksi horizontal yang terjadi pada titik sondir 1 dan 2 belum memenuhi syarat yang diijinkan.

Pratama (2018). “*Tinjauan Kapasitas Dukung Pondasi Bore Pile Menggunakan Formula Statis Dan Elemen Hingga 2D Pada Gedung E Fakultas Teknik Universitas Islam Riau*”. Pondasi sebagai dasar bangunan harus mampu memikul beban bangunan dan beban lainnya, untuk diteruskan sampai lapisan tanah atau batuan di bawahnya. Pemilihan jenis pondasi salah satunya disebabkan oleh jenis tanah dan jenis struktur atasnya, apakah termasuk beban ringan atau beban berat, maka dari itu diperlukan stabilitas tanah itu sendiri agar mempunyai kapasitas dukung yang kuat. Tujuan dari penelitian ini menghitung kapasitas dukung aksial, dukung lateral, penurunan, defleksi pondasi *bored pile* menggunakan metode statis dan elemen hingga 2D, menghitung tegangan geser efektif tanah dengan metode elemen hingga 2D yang kemudian membandingkan beban yang bekerja dan syarat yang diizinkan. Dalam menganalisa beban yang bekerja menggunakan *software* Etabs v.9. Analisa kapasitas dukung pondasi *bored pile* tunggal menggunakan metode *Aoki & Alancer, Schertmann & Nottingham, Begemaan*, dan untuk menghitung kapasitas pondasi *bored pile* (group) digunakan *efisiensi* kelompok tiang sedangkan kapasitas lateral dan defleksi digunakan metode *Broms* dan penurunan pondasi *bored pile* tunggal menggunakan metode *Dee Beer & Marten*, untuk kelompok tiang menggunakan metode *Vesic* dan tegangan geser efektif tanah. Dan akan dilakukan analisa menggunakan elemen hingga 2D dengan bantuan *software* Plaxis 2D v.8.2.

Dari hasil perhitungan dan persentase nilai terbesar kapasitas dukung (Q_{gall}) *bored pile* group As I-39 dan As C-26 pada titi S-1 dengan metode *Schertmenn dan Nottingham* sebesar 128%, Metode *Begemann* sebesar 139%, dan elemen hingga 2D sebesar 169% dan dinyatakan pondasi aman terhadap beban yang bekerja pada *pile cap* dan kapasitas beban *Aoki & Alancer* sebesar 39%, dinyatakan tidak aman pada beban yang bekerja pada *pile cap*. Dan kapasitas beban lateral metode *Broms* mampu memikul beban sebesar memikul sebesar 167% dan elemen hingga 2D sebesar 105% dan dinyatakan aman

terhadap beban horizontal yang bekerja. Sedang defleksi pondasi *bored pile* metode *Broms* sebesar 2,39 mm, elemen hingga 2D sebesar 3,46 mm, dan penurunan pondasi tunggal dengan metode *Dee Beer & Marten* sebesar 9,78 mm, elemen hingga 2D sebesar 36,40 mm dan pondasi *bored pile group* metode *Vesic* sebesar 21,87 mm dan elemen hingga 2D sebesar 16,78 mm, dapat dinyatakan defleksi dan penurunan memenuhi syarat yang diizinkan, dan tegangan geser efektif tanah tunggal tanpa *interface* tidak memenuhi syarat yang diizinkan.

Wardani (2016), "*Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Metode Statis Dan Metode Dinamis Dan Kekuatan Bahan Berdasarkan Data NSPT (Studi Kasus Pembangunan Hotel Ayola Surabaya)*". Setiap proyek konstruksi yang terpenting adalah faktor keamanan, dimana terjamin mutu strukturnya dan perencanaan Pondasi. Fondasi yang digunakan untuk pembangunan Hotel Ayola Surabaya 10 lantai adalah pondasi dalam yaitu tiang pancang berdiameter 40 cm dengan kedalaman 20 m berdasarkan data Standard Penetration Test (SPT). Dari data SPT menunjukkan bahwa jenis tanah dominan adalah lempung dan sedikit variasi pasir. Perencanaan pondasi perlu dilakukan analisis daya dukung baik metode statis dan dinamis, selain itu diperlukan analisa kekuatan bahan pada tiang. Metode statis membandingkan antara metode Meyerhof dan Luciano Decourt, sedangkan metode dinamis menggunakan metode Hiley dan metode Modified ENR. Beban rencana diambil dari nilai beban maksimum hasil program bantu SAP sebesar 92 ton. Perhitungan daya dukung statis dipilih metode Luciano Decourt dengan kapasitas daya dukung sebesar 134,71 ton, daya dukung metode dinamis dipilih metode ENR sebesar 97,068 ton. Dari analisis kekuatan bahan diperoleh kekuatan sebesar 103,62 ton yang dibandingkan terhadap daya dukung statis, dimana dari hasil tersebut mencapai kekuatan 77% daya dukung statis. Dari hasil perhitungan dan analisis diperoleh bahwa metode dinamis metode statis beban rencana. Sehingga pada perencanaan pondasi tersebut perlu penambahan mutu tiang pancang dapat bekerja secara maksimal.

Randyanto (2015), melakukan penelitian tentang "*Analisis Daya Dukung Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Statik Dan Calendering Studi*

Kasus : Proyek Pembangunan Manado Town Square 3". Pemakaian *alternative* metode dalam mencari nilai daya dukung tiang sangat beragam, dengan menggunakan berbagai data parameter tanah. Coduto (1994) membagi # (tiga) untuk mendukung daya dukung pondasi tiang diantaranya yaitu metode *static* (menggunakan prinsip-prinsip mekanika tanah klasik), *dinamic* dan *loading test* (uji beban skala penuh). Beberapa metode yang dibahas dalam perhitungan daya dukung tiang diantaranya dengan cara statik dan kalendering, untuk metode statik menggunakan data *triaxial*, N-SPT dan Sondir. Rumus umum yang digunakan untuk mencari daya dukung dengan metode statik yaitu $Q_u = Q_b + Q_s$ dengan menjumlahkan tahanan ujung (Q_b) dan tahanan sampinh (Q_s). Pengujian calendering didasarkan atas perlawanan tanah terhadap tumbukan tiang. Pengujian ini ditujukan untuk penghentian pemukulan dikarenakan tiang sudah tidak mengalami perlawanan penetrasi sehingga perlu dilakukan uji calendering untuk mendapatkan daya dukung tiang. Hasil daya dukung antara cara statik akan dibandingkan dengan pengujian calendering. Hasil daya dukung tiang dengan menggunakan data sondir, untuk metode Meyerhof sebesar 96,21 ton dan Metode Schmertmann & Nottingham sebesar 90,1320 ton. Daya dukung tertinggi ada pada uji calendering dengan metode hiley sebesar 272,83 ton. Penurunan tertinggi sebesar 0,4 inch dan struktur dapat dikategorikan sebagai Reinforced concrete structure, Brick walls high story, Machine operation dengan batas penurunan maksimum anantara 1-3 inch. Hasil dari setiap metode diambil daya dukung tiang terendah untuk mewakili setiap metode.

2.3 Keaslian Penelitian

Penulis melakukan penelitian pada kasus pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau, dengan mengacu pada perhitungan daya dukung dengan metode dinamik dan metode statis terhadap hasil PDA *test*. Data yang digunakan dalam penelitian ini adalah data sekunder (data yang diperoleh dari sumber kedua atau sumber dari data yang dibutuhkan, data sekunder umumnya berupa bukti, catatan atau laporan historis yang telah tersusun dalam arsip yang dipublikasikan dan yang tidak dipublikasikan), metode yang digunakan adalah metode kuantitatif

(penelitian yang dilakukan dengan menggunakan data berupa angka yang akan dihitung), analisis yang digunakan adalah analisis numerik dan analitik. Perhitungan dilakukan dengan cara manual menggunakan metode statis dan dinamik dengan data pengujian sondir dan data pemancangan, perhitungan juga bisa dilakukan perhitungan dengan bantuan *software* (ETABS dan PLAXIS).



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Landasan teori merupakan teori yang relevan yang digunakan untuk menjelaskan variabel yang akan diteliti dan sebagai dasar untuk memberi jawaban sementara terhadap rumusan masalah yang diajukan (hipotesis), dan penyusunan instrument penelitian. Teori yang digunakan bukan sekedar pendapat dari pengarang atau pendapat lain, tetapi teori yang benar-benar telah teruji kebenarannya.

Dalam penelitian ini ada beberapa teori yang digunakan sebagai acuan penelitian, baik yang berkaitan langsung ataupun tidak langsung dalam analisis, berikut adalah isi dari landasan teori yang digunakan dalam tugas akhir ini.

3.2 Tanah

Tanah di alam terdiri dari campuran butiran-butiran mineral dengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran dengan mudah dipisah-pisahkan satu sama lain dengan kocokan air. Tanah berasal dari pelapukan batuan, yang prosesnya dapat secara fisik maupun kimia. Sifat-sifat teknis tanah, kecuali dipengaruhi oleh sifat batuan induk yang merupakan material asalnya, juga dipengaruhi unsur-unsur luar yang menjadi penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut (Hardiyatmo, 2014).

Istilah-istilah seperti krikil, pasir, lanau dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk membedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dari dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik. Material campurannya, kemudian dipakai sebagai nama tambahan di belakang material unsur utamanya. Sebagai contoh, pasir berlempung adalah pasir yang mengandung lempung, dengan material utama pasir; *lempung berlanau* adalah *lempung* yang mengandung *lanau*, dengan

material utamanya adalah lempung dan setrusnya. (Hardiyatmo Hary Christady, 2014)

Tanah berbutir kasar dapat diidentifikasi berdasarkan ukuran butiran. Bergantung klasifikasi yang digunakan, jika dipakai *MIT no-menclature*, butiran-butiran yang berdiameter yang lebih besar dari 2 mm, diklasifikasikan sebagai *krikil*. Jika butiran dapat dilihat oleh mata, tetapi ukurannya kurang dari 2 mm, disebut *pasir*. Tanah pasir disebut *pasir kasar* jika diameter butiran berkisar antara 2 – 0,6 mm, *pasir sedang* jika diameternya antara 0,6 – 0,2 mm, dan *pasir halus* bila diameternya antara 0,2 – 0,06 mm.

Dalam ASTM D2487, pembagian klasifikasi butiran tanah adalah sebagai berikut:

1. *Cobble* adalah partikel-partikel batuan yang lolos saringan 12 in (300 mm) dan tinggal dalam saringan 3 in (75 mm) (untuk saringan dengan lubang bujur sangkar standar Amerika).
2. *Boulder* adalah partikel-partikel batuan yang tiak lolos dalam saringan 12 in (300 mm) (untuk saringan dengan lubang bujur sangkar).
3. Kerikil adalah partikel-partikel batuan yang lolos saringan 3 in (75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 4 (4,75 mm).
4. Pasir adalah partikel-partikel batuan yang lolos saringan no.200 (0,75 mm), dengan pembagian sebagai berikut:
Pasir kasar – butirannya lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 10 (2 mm).
Pasir Sedang – butirannya lolos saringan no. 10 (2 mm) dan tertahan dalam saringan no. 40 (0,425 mm).
Pasir halus – butirannya lolos saringan no. 40 (0,425 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm).
5. Lanau adalah tanah yang butirannya lolos saringan no. 200 (0,075 mm). Untuk klasifikasi, lanau adalah tanah berbutir halus, atau fraksi halus dari tanah dengan indeks plastisitas kurang dari 4, atau jika diplot dalam grafik plastisitas letaknya dibawah garis miring yang memisahkan antara lanau dan lempung (garis-A). Lanau anorganik merupakan tanah berbutir halus

yang terdiri dari fraksi-fraksi tanah mikroskopis yang mengembangkan plastisitas atau kohesi. Plastisitas menjadi kecil jika terdapat kandungan butiran halus dan bulat *quart* dan disebut *tepung batu*. Jenis lanau yang lebih plastis mengandung lebih banyak butiran berbentuk serpihan-serpih yang disebut lanau *plastis*.

6. Lempung adalah tanah berbutir halus yang lolos saringan no.200 (0,075 mm). Lempung mempunyai sifat plastis dalam kisaran kadar air tertentu, dan kekutannya tinggi bila tanahnya pada kondisi kering udara.

3.3 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Fondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat angin (Hardiyatmo, 2014).

Fondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain:

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan.
4. Untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Fondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 kategori, sebagai berikut :

1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) adalah sama seperti tiang kategori pertama, hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya: tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja *H*, tiang baja bulat ujung terbuka, tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

Klasifikasi tiang yang didasarkan pada metode pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

1. Tiang pancang (*driven pile*) – tiang dipasang dengan cara membuat bahan berbentuk bulat atau bujur sangkar memanjang yang dicetak lebih dulu kemudian dipancang atau ditekan ke dalam tanah.
2. Tiang bor (*drilled shaft*) – tiang dipasang dengan cara mengebor tanah lebih dulu sampai kedalaman tertentu, kemudian tulangan baja dimasukkan dalam lubang bor dan kemudian diisi /dicor dengan beton.
3. Kaison (*caisson*) – suatu bentuk kotak atau silinder telah dicetak lebih dulu, dimasukkan ke dalam tanah, pada kedalaman tertentu, dan kemudian diisi beton. Kadang-kadang kaison juga disebut sebagai tiang bor yang berdiameter/lebar besar, sehingga kadang-kadang membingungkan dalam penyebutan.

Tiang beton pracetak yaitu tiang dari beton yang dicetak disuatu tempat dan kemudian diangkut ke lokasi rencana bangunan. Tiang beton, umumnya

berbentuk prisma atau bulat. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantaranya 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar diantara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil berkisar diantara 300 sampai 800 kN (Hardiyatmo, 2014).

Keuntungan pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain :

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Kerugian pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain :

1. Peggembangan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Kepala tiang kadang-kadang pecah akibat pemancangan.
3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
5. Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

Nilai-nilai beban maksimum tiang beton pracetak pada umumnya, yang ditinjau dari segi kekuatan bahan tiangnya dapat dilihat dalam Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Nilai-nilai tipikal beban ijin tiang beton pracetak (Hardiyatmo, 2014)

| Diameter Tiang (cm) | Beban tiang maksimum (kN) |
|------------------------|------------------------------|
| 30 | 300 – 700 |
| 35 | 350 – 850 |
| 40 | 450 – 1200 |
| 45 | 500 – 1400 |
| 50 | 700 – 1750 |
| 60 | 800 – 2500 |

3.4 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah di lapangan dibutuhkan untuk data perancangan fondasi bangunan-bangunan, seperti: bangunan gedung, dinding penahan tanah, bendungan, jalan, dermaga dan lain-lain. Bergantung pada maksud dan tujuannya, penyelidikan dapat dilakukan dengan caraa-cara menggali *lubang uji (test-pit)*, pengeboran, dan uji secara langsung di lapangan (*in-situ test*). Dari data yang diperoleh, sifat-sifat teknis tanah dipelajari, kemudian digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam menganalisis kapasitas dukung dan penurunan.

Ketelitian penyelidikan tergantung dari besarnya beban bangunan, tingkat keamanan yang diinginkan, kondisi lapisan tanah, dan biaya yang tersedia untuk penyelidikan. Oleh karena itu, untuk bangunan-bangunan sederhana atau ringan, kadang-kadang tidak dibutuhkan penyelidikan tanah, karena kondisi tanahnya dapat diketahui berdasarkan pengalaman setempat (Hardiyatmo, 2014).

Tujuan penyelidikan tanah antara lain:

1. Menentukan sifat-sifat tanah yang terkait dengan perancangan struktur yang akan dibangun di atasnya.
2. Menentukan kapasitas dukung tanah menurut tipe fondasi yang dipilih.
3. Menentukan tipe dan kedalaman fondasi.
4. Untuk mengetahui posisi muka air tanah.
5. Untuk memprediksi besarnya penurunan.
6. Menentukan besarnya tekanan tanah terhadap dinding penahan tanah atau pangkal jembatan (*abutment*).

7. Menyelidiki keamanan suatu struktur bila penyelidikan dilakukan pada bangunan yang telah ada sebelumnya.
8. Pada proyek jalan raya dan irigasi, penyelidikan tanah berguna untuk menentukan letak-letak saluran, gorong-gorong, penentuan lokasi dan macam bahan timbunan.

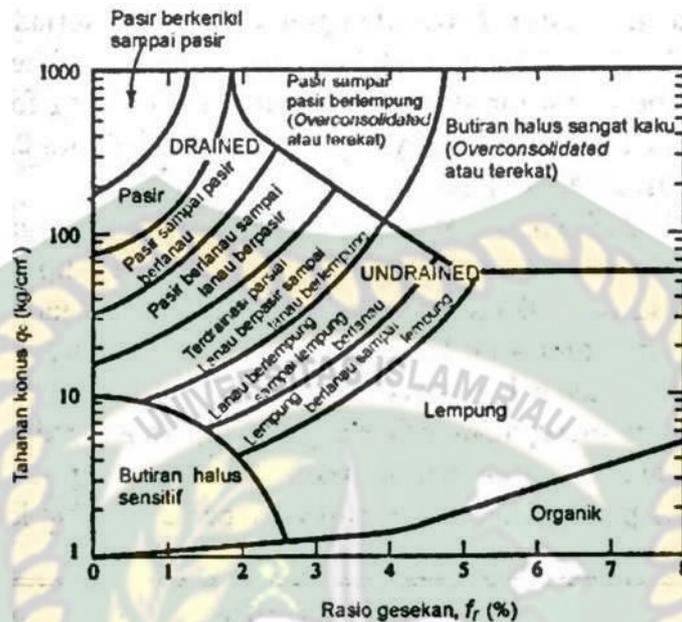
3.5 Uji Kerucut Statis (*Cone Penetration Test, CPT*)

Uji penetrasi kerucut statis atau uji *sondir* banyak digunakan di Indonesia, disamping uji SPT. Pengujian ini sangat berguna untuk memperoleh nilai variasi kepadatan tanah pasir yang tidak padat. Pada tanah pasir yang padat dan tanah-tanah berkerikil dan berbatu, penggunaan alat sondir menjadi tidak efektif, karena mengalami kesulitan dalam menembus tanah. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau tahanan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian, dapat dikorelasikan secara langsung dengan kuat dukung tanah dan penurunan pada fondasi-fondasi dangkal dan fondasi tiang.

3.5.1 Klasifikasi Tanah

Dalam pemancangan fondasi, klasifikasi tanah berguna sebagai petunjuk awal dalam memprediksi kelakuan tanah. Pada umumnya jenis tanah ada dua, yakni tanah granular (tanah yang membulat atau banyak sisi seperti pasir dan kerikil), dan tanah kohesi (tanah yang berbutir halus seperti tanah lempung dan lanau).

Untuk memperkirakan klasifikasi tanah dapat digunakan data *Cone Penetration Test* (CPT). Robertson dan Campanella secara khusus mengusulkan hubungan antara tahanan ujung dengan hambatan setempat yang dipakai untuk rasio gesekan (f_r) sebagai berikut :



Gambar 3.1 Klasifikasi Tanah (Robertson dan Campanella, 1983 dalam Deny, 2015)

$$f_r = \frac{q_s}{q_c} \quad (3.1)$$

Keterangan :

q_s = hambatan setempat (kg/cm²)

q_c = perlawanan konus (kg/cm²)

Pasir biasanya mempunyai rasio gesekan $f_r < 1$. Rasio gesekan lempung lebih besar dan gembut dapat mempunyai $f_r > 5$ atau 6%.

3.5.2 Hubungan antara Kepadatan, Relative Density, Nilai N, q_c dan ϕ

Karena hasil uji SPT tidak diketahui dimana titik pengujiannya, untuk mengetahui sudut gesek digunakan nilai N. Maka dilihat ketetapan pada (Begemann, 1965).

Tabel 3.2 Hubungan antara Kepadatan, *Relative Density*, Nilai N, qc dan ϕ (Begemann, 1965)

| Kepadatan | <i>Relative Density</i> (Dr) | Nilai N | Tekanan Konus Qc (kg/cm ²) | Sudut geser dalam (ϕ°) |
|---------------------|------------------------------|---------|--|--------------------------------------|
| <i>Very loose</i> | < 0,2 | < 4 | < 20 | < 30 |
| <i>Loose</i> | 0,2 – 0,4 | 4 – 10 | 20 – 40 | 30 – 35 |
| <i>Medium dense</i> | 0,4 – 0,6 | 10 – 30 | 40 – 120 | 35 – 40 |
| <i>Dense</i> | 0,6 – 0,8 | 30 – 50 | 120 – 200 | 40 – 45 |
| <i>Very dense</i> | 0,8 – 1,0 | > 50 | > 200 | > 45 |

3.6 Kohesi

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dalam tanah, saat pengujian geser tanah terdapat air yang ada di dalam tanah maka jenis pengujian, permeabilitas, kadar air menentukan nilai kohesi (c), pada pengujian lempung jenuh air sudut gesek dalam mencapai nol yang ada hanyalah nilai kohesinya saja, untuk kohesi tak terdrainase (c_u) dapat diperoleh dengan mengetahui kuat tekan bebas (q_u), mendapatkan kohesi tak terdrainase (c_u) (Hardiyatmo, 2002) dengan :

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (3.2)$$

Hitungan kuat tekan bebas (q_u) tanah lempung dengan konsistensinya dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Hubungan kuat tekan bebas (q_u) dengan konsistensi (Hardiyatmo, 2002)

| Kosistensi | Kuat tekan bebas (q_u^*) (kN/m ²) |
|----------------------|---|
| Lempung keras | > 400 |
| Lempung sangat kaku | 200 – 400 |
| Lempung kaku | 100 – 200 |
| Lempung sedang | 50 – 100 |
| Lempung lunak | 25 – 50 |
| Lempung sangat lunak | < 25 |

3.7 Modulus Elastisitas Tanah

Nilai modulus elastisitas dapat di tentukan dari kurva tegangan dan regangan yang diperoleh dari uji tiaksial. Bila contoh tanah terganggu atau rusak, maka modulus elastis (E) menjadi berkurang, dengan demikian estimasi penurunan-segera menjadi berlebihan (Hardiyatmo, 2014).

Bowles (1977), memberikan persamaan yang dihasilkan dari pengumpulan data uji kerucut statis (sondir), sebagai berikut :

$$E = 3 \times q_c \text{ (untuk pasir)} \quad (3.3)$$

$$E = 2 \text{ sampai } 8 q_c \text{ (untuk lempung)} \quad (3.4)$$

Keterangan :

E = modulus elastis tanah

q_c = perlaawanan konus

Tabel 3.4 Hubungan Es dengan q_c (Das, 1995)

| Jenis Tanah | CPT (kg/cm ²) |
|-----------------------------|---------------------------|
| Pasir terkonsolidasi normal | 2 – 4 |
| Pasir over konsolidasi | 6 – 30 |
| Pasir berlempung | 3 – 6 |
| Pasir berlanau | 1 – 2 |
| Lempung lunak | 3 – 8 |

Nilai modulus young atau modulus elastisitas tanah juga bisa didapatkan dari hasil sondir atau SPT, perkiraan modulus young yang disarankan oleh (Bowles, 1977) ada di Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Bowles, 1977 dalam Hardiyatmo, 2002)

| Jenis Tanah | Modulus Young (E) Kg/cm ³ |
|----------------------|---|
| Lempung sangat lunak | 3 – 30 |
| Lempung lunak | 20 – 40 |
| Lempung sedang | 45 – 90 |
| Lempung keras | 70 – 200 |
| Lempung berpasir | 300 – 425 |
| Lempung berlanau | 50 – 200 |
| Pasir tidak padat | 100 – 250 |

Tabel 3.5 Lanjutan

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

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

3.8 Rasio Poisson

Rasio poisson adalah perbandingan antara arah aksial dengan arah lateral yang berubah. Penentuan nilai rasio poisson dapat dilihat berdasarkan jenis tanah. Seperti pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6 Perkiraan rasio poisson (μ) (Bowles, 1968 dalam buku Hardiyatmo, 2014)

| | |
|--|------------|
| Macam tanah | |
| 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 padat | 0,2 – 0,4 |
| Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$) | 0,15 |
| Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$) | 0,25 |
| Batu (agak tergantung dari macamnya) | 0,1 – 0,4 |
| <i>Loess</i> | 0,1 – 0,3 |

3.9 Permeabilitas

Nilai permeabilitas tergantung dari butiran tanah, apabila butiran tanah kecil maka meloloskan air juga kecil seperti tanah lempung, sedangkan pada tanah granular seperti pasir permeabilitasnya lebih besar. Koefisien permeabilitas dinyatakan dalam (k), nilai (k) bisa didapatkan melalui pendekatan jenis tanah yang tertera pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Nilai koefisien permeabilitas tanah (Das, 1995)

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

Dari tabel dapat dilihat bahwa permeabilitas yang besar terjadi pada kerikil bersih karena air mudah lolos disebabkan butiran yang ada pada kerikil besar maka diperoleh permeabilitas besar pula. Berbeda dengan lempung karena butiran kecil maka permeabilitasnya juga kecil.

3.10 Berat Jenis Tanah (G_s)

Berat jenis tanah adalah perbandingan berat satuan bahan dengan berat satuan air. Nilai G_s juga bisa didapatkan dari jenis tanah, adapun nilai G_s berdasarkan jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Berat jenis tanah (G_s) (Hardiyatmo, 2002)

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

Berat jenis tanah yang dilihat pada Tabel 3.8 tentunya diperoleh dengan melakukan pengujian, lalu didapat hasil dari pengujian tersebut dimana berat jenis tanah berkisar 2,65 sampai 2,75, untuk tanah kohesif tidak organaik antara 2,68 sampai 2,72.

3.11 Derajat Kejenuhan (S_r)

Derajat kejenuhan merupakan perbandingan volume air dengan dengan volume total rongga pori yang dinyatakan dalam (%). Dalam menentukan derajat kejenuhan bisa dilakukan dengan mengetahui keadaan tanah. Apabila keadaan tanah sudah diketahui, maka nilai derajat kejenuhan bisa didapatkan melalui Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Derajat kejenuhan (S_r) (Hardiyatmo, 2002)

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

Dari Tabel 3.9 diperoleh derajat kejenuhan dengan keadaan tanah, apabila tanah mengalami jenuh air atau bisa dikatakan di bawah muka air tanah, maka tanah derajat kejenuhannya 1, apabila tanah di atas muka air tanah bisa dikatakan tanah tersebut agak lembab atau bisa kering, dimana tanah kering derajat kejenuhannya 0.

3.12 Porositas, kadar air, angka pori, berat volume basah (γ_m), berat volume kering (γ_d)

Porositas (n) merupakan perbandingan antara volume rongga (V_v) dan volume total (V), parameter ini berguna untuk mencari angka pori, porositas dinyatakan dalam (%) dan untuk kadar air adalah perbandingan berat air adalah perbandingan berat air (W_w) dengan berat butiran padat (W_s) yang juga dinyatakan dalam (%). Untuk mendapatkan berat volume basah harus diketahui berat butiran tanah dan udara (W) yang dibagi dengan volume total tanah (V) dan berat volume kering bisa didapatkan dengan berat butiran (W_s) dibagi dengan volume total tanah (V). Berat volume basah dan berat volume kering guna

menganalisa kapasitas dukung tiang pancang yang mana kedua parameter tersebut dinyatakan dalam kN/m^2 , nilai-nilai parameter tersebut juga bisa digunakan pada

Tabel 3.10 Nilai n , e , γ_m , γ_d (Hardiyatmo, 2002)

| Macam tanah | n | E | W | γ_m | γ_d |
|-------------------------------------|-----|------|-----|------------|------------|
| Pasir seragam, tidak padat | 46 | 0,85 | 32 | 14,3 | 18,9 |
| Pasir seragam padat | 34 | 0,51 | 19 | 17,5 | 20,9 |
| Pasir bebutir campuran, tidak padat | 40 | 0,67 | 25 | 15,9 | 19,9 |
| Pasir bebutir campuran, padat | 30 | 0,43 | 16 | 18,6 | 21,6 |
| Lempung lunak sedikit organik | 66 | 1,90 | 70 | - | 15,8 |
| Lempung lunak sangat organik | 75 | 3,00 | 110 | - | 14,3 |

1. Hubungan antara angka pori dengan porositas

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (3.5)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (3.6)$$

2. Berat volume basah dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$b = \frac{G_s \times \gamma_w (1+w)}{1+e} \quad (3.7)$$

3. Untuk tanah jenuh air ($S = 1$)

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + w)}{1+e} \quad (3.8)$$

4. Untuk tanah kering sempurna

$$d = \frac{G_s \times \gamma_w}{1+e} \quad (3.9)$$

5. Bila tanah terendam air, berat volume apung atau berat volume efektif dinyatakan sebagai γ' , dengan

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1+e} \quad (3.10)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.11)$$

Dengan $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$ atau $9,81 \text{ kN/m}^3$.

e = angka pori

γ' = berat volume efektif

G_s = berat jenis tanah

Nilai-nilai porositas, angka pori dan berat volume pada keadaan asli di alam dari berbagai jenis tanah yang disarankan oleh Terzaghi (1947) di tunjukkan dalam Tabel 3.10.

3.13 Kuat Dukung Tiang dari Uji Kerucut Statis (Cone Penetration Test, CPT atau Sondir)

Kuat dukung tiang dapat diperoleh dari data uji CPT atau sondir. Tahanan ujung tiang yang termobalisasi pada tiang pancang harus setara dengan tahanan ujung saat uji penetrasi. Tetapi, pengaruh skala dan perbedaan kecepatan pembebanan menyebabkan perbedaan signifikan pada nilai tahanan ujung tiang. Fleming et al. (2009) menyarankan untuk tiang pancang yang ujungnya tertutup maka tahanan ujung satuan tiang sama dengan tahanan konus (q_c), namun untuk tiang pancang yang ujungnya terbuka atau tiang bor, tahanan ujung satuan tiang diambil 70%-nya.

Kuat dukung ultimit neto (Q_u), dihitung dengan persamaan umum :

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b \times f_b + A_s \times f_s - W_p \quad (3.12)$$

Dengan,

A_b = luas ujung bawah tiang

A_s = luas selimut tiang

f_b = tahanan ujung satuan tiang

f_s = tahanan gesek satuan tiang

W_p = berat tiang

Tahanan ujung tiang persatuan luas (f_b) kurang lebih dengan tahanan konus (q_c), atau dengan memberikan faktor modifikasi pengaruh skala (ω) :

$$f_b = \omega \times q_c \quad (3.13)$$

Tahanan gesek satuan tiang (f_s) dikorelasikan dengan tahanan gesek sisi (*sleeve*) konus (q_f), dengan memberikan koefisien modifikasi tahanan gesek K_f , yaitu :

$$f_s = K_f \times q_f \quad (3.14)$$

Tahanan gesek sisi tiang bergantung pada bahan tiang, volume tanah yang dipindahkan oleh akibat pemancangan dan bentuk tiang (seragam atau meruncing).

3.13.1 Kuat Dukung Tiang dalam Tanah Granular

1. Metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang, persamaan dapat dilihat dalam (Hardiyatmo, 2018).

Kapasitas dukung ultimit neto (Q_u), dihitung dengan persamaan :

$$Q_u = A_b \times f_b + A_s \times f_s - W_p \quad (3.15)$$

Atau

$$Q_u = A_b \times \omega \times q_{ca} + A_s \times K_f \times q_f - W_p \quad (3.16)$$

Dengan,

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s = luas selimut tiang (cm^2)

f_b = tahanan ujung satuan tiang (kg/cm^2)

f_s = tahanan gesek satuan tiang (kg/cm^2)

q_{ca} = berat tiang (kg/cm^2)

q_f = tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)

K_f = koefisien tak berdimensi (kg/cm^2)

ω = koefisien korelasi

a. Tahanan ujung satuan

Dalam metode Schmertmann dan Nottingham (1975) tahanan ujung tiang per satuan luas, diperoleh dari nilai rata-rata q_c di sepanjang $8d$ di atas dasar tiang sampai $0,7d$ atau $4d$ di bawah tiang seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.4. Langkah-langkah penentuan q_{ca} adalah sebagai berikut :

1. Perhatikan diagram kerucut (q_c) per kedalamannya dan pilihlah kedalaman sementara yang dianggap mendekati kapasitas ultimit bahan tiang yang dipakai.

2. Pada kedalaman tiang yang ditinjau, perhatikan tahanan konus rata-rata (q_c) diambil pada jarak $8d$ di atas kedalaman ujung dan $4d$ di bawahnya.
3. Tentukan q_{c1} dengan menghitung nilai rata-rata tahanan kerucut (q_c) di sepanjang garis patah-patah pada zona $8d$ di atas dasar tiang (Gambar 3.4). Lintasan garis patah-patah menunjukkan pengambilan nilai q_c yang mewakili dan diperkirakan aman.
4. Telusuri lintasan garis patah patah sedalam $4d$ di bawah tiang (Gambar 3.4), tentukan q_{c2} dengan menghitung q_c rata-rata di sepanjang garis tersebut.
5. Hitung $q_{ca} = 1/2 (q_{c1} + q_{c2})$
6. Dengan menggunakan nilai-nilai dalam Tabel 3.11, tentukan ω guna memperhatikan pengaruh kadar kerikil atau OCR.
7. Hitung tahanan ujung satuan dengan persamaan :

$$f_b = \omega \times q_{ca} \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.17)$$

Dengan,

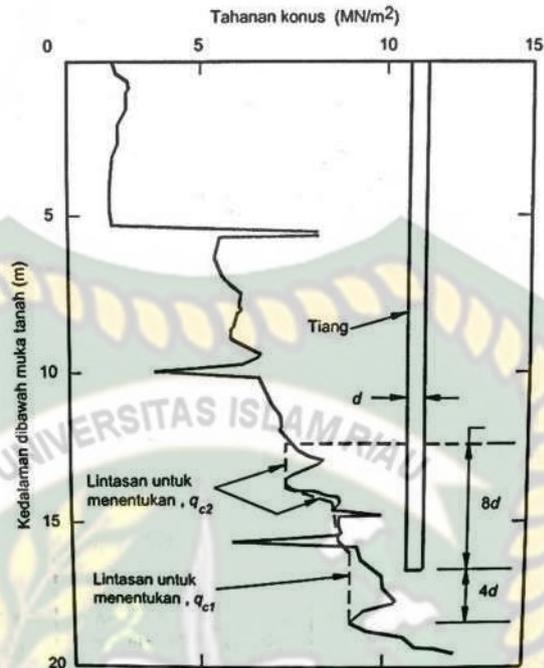
f_b = tahanan ujung satuan tiang (kg/cm^2)

ω = koefisien korelasi

$q_{ca} = 1/2 (q_{c1} + q_{c2})$

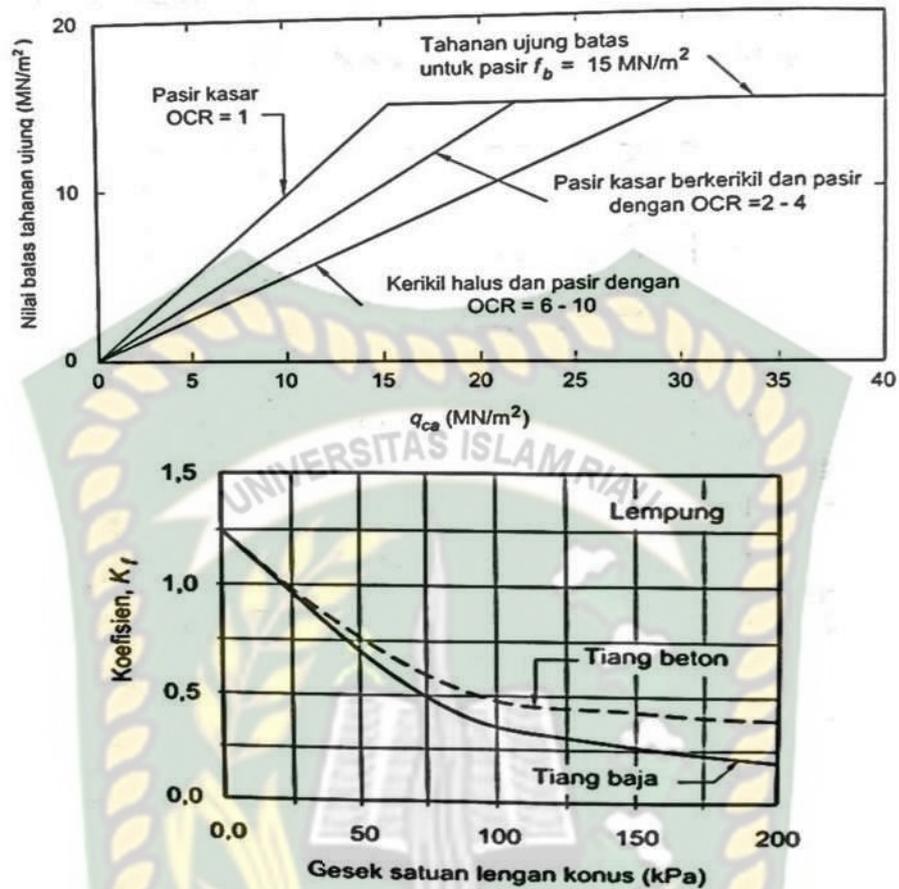
$q_{c1} = q_c$ rata-rata pada zona $0,7d$ atau $4d$ di bawah dasar tiang (kg/cm^2)

$q_{c2} = q_c$ rata-rata pada zona $8d$ di atas dasar tiang (kg/cm^2)



Gambar 3.2 Cara menghitung tahanan ujung dari uji kerucut statis metode (Schmertmenn dan Nottingham, 1975 dalam Hardiyatmo, 2018)

Nilai ω berkisar antara 0,5 sampai 1 bergantung pada rasio konsolidasi berlebihan, OCR (*overconsolidation ratio*), seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.9. Hubungan q_{ca} dan tahanan ujung satuan dengan menggunakan ω dari Tabel 3.9, ditunjukkan dalam Gambar 3.5. Gambar ini, biasanya juga dapat digunakan untuk ujung tiang yang terletak pada lapisan lempung.



Gambar 3.3 Hubungan q_{ca} dan tahanan ujung satuan dengan menggunakan ω
 (a)Penyesuaian koefisien terhadap OCR (pasir)
 (b)Koefisien K_f lempung yang digunakan dalam persamaan 3.18
 (Schmertmann dan Nottingham, 1975 dalam Hardiyatmo, 2018)

b. Tahanan gesek satuan

Tahanan gesek satuan ditentukan dari gesek satuan lokasi sisi konus:

$$f_s = K_f \times q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.18)$$

Dengan,

f_s = tahanan gesek satuan tiang (kg/cm²). Nilainya dibatasi sampai
 1,2 kg/cm² (120 kPa)

K_f = koefisien tak berdimensi

q_f = gesek satuan lokal sisi konus (*sleeve friction*) (kg/cm²)

Tabel 3.11 Faktor ω (deRuiter dan Beringen, 1979 dalam buku Hardiyatmo, 2018)

| Kondisi tanah | Faktor |
|--|--------|
| Pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1) | 1 |
| Pasir mengandung banyak kerikil kasar; pasir dengan OCR = 2 sampai 4 | 0,67 |
| Kerikil halus; pasir dengan OCR = 6 sampai 10 | 0,5 |

Bila tiang dalam tanah pasir, K_f bergantung pada rasio L/d (L = kedalaman, dan d = diameter tiang). Di dalam kedalaman $8d$ pertama dari permukaan tanah, K_f diinterpolasi dari nol di permukaan tanah sampai 2,5 di kedalaman $8d$. Lebih bawah dari kedalaman ini, nilai K_f berkurang dari 2,5 sampai 0,891 pada kedalaman $20d$, atau, dianggap saja secara keseluruhan $K_f = 0,9$.

Metode yang lain, untuk tiang dalam tanah pasir (tidak berlaku untuk lempung), gesek satuan dapat ditentukan dari tahanan konus q_c sebagai berikut :

$$f_s = K_c \times q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.19)$$

Dengan,

f_s = tahanan gesek satuan tiang (kg/cm²). Nilainya dibatasi sampai 1,2 kg/cm² (120 kPa)

q_c = tahanan konus (kg/cm²)

K_c = koefisien tak berdimensi yang nilainya bergantung pada tipe tiang

tiang baja ujung bawah terbuka, $K_c = 0,8\%$

tiang pipa ujung bawah tertutup, $K_c = 0,8\%$

tiang beton, $K_c = 0,8\%$

2. Metode Meyerhof (1976; 1983) dalam buku (Hardiyatmo, 2018)

Cara ini digunakan untuk menghitung kuat dukung tiang pada tanah pasir. Meyerhof (1976; 1983) dalam Fellenius (1990) mengusulkan persamaan untuk menentukan kuat dukung tiang pada pasir dengan memperhatikan pengaruh skala dan penetrasi tiang sebagai berikut ini.

a. Tahanan ujung

$$f_b = \omega_1 \times \omega_2 \times q_{ca} \quad (3.20)$$

Dengan,

f_b = tahanan ujung satuan, untuk tiang bor diambil 70% atau 50%-nya

$q_{ca} = q_c$ rata-rata (kN/m^2) pada zona $1d$ di bawah ujung tiang dan $4d$ di atasnya

$\omega_1 = \{(d + 0,5)/2 \times d\}^n$; koefisien modifikasi pengaruh skala, jika $d > 0,5$ m. Jika $d < 0,5$ m, $\omega_1 = 1$.

$\omega_2 = L/10 \times d =$ koefisien modifikasi untuk penetrasi tiang dalam lapisan pasir pada saat $L < 10d$, Jika $L > 10d$, $\omega_2 = 1$.

d = diameter tiang (m)

L = kedalaman penetrasi tiang di dalam lapisan pasir padat (m)

n = nilai eksponensial

= 1 untuk pasir longgar ($q_c < 5$ MPa)

= 2 untuk pasir kepadatan sedang ($5 \text{ Mpa} < q_c < 12$ MPa)

= 3 untuk pasir padat ($q_c > 12$ MPa)

b. Tahanan gesek

Untuk tiang pancang tahanan gesek satuan diambil salah satu dari :

$$f_s = K_f \times q_f \text{ dengan } K_f = 1 \quad (3.21)$$

Atau, bila tidak dilakukan pengukuran tahanan gesek sisi konus :

$$f_s = K_c \times q_c \text{ dengan } K_c = 0,005 \quad (3.22)$$

Dengan,

f_s = tahanan gesek satuan (kg/cm^2)

K_f = koefisien modifikasi tahanan gesek sisi konus

K_c = koefisien modifikasi tahanan konus

Untuk tiang bor, mayerhof menyarankan menggunakan faktor reduksi 70% dan 50% dalam menghitung tahanan gesek tiang dengan menggunakan persamaan 3.21 dan 3.22.

3.13.2 Kapasitas Dukung Tiang dalam Tanah Kohesif

Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b \times f_b + A_s \times f_s \quad (\text{kg}) \quad (3.23)$$

1. Metode deRuijter dan Beringen

a. Tahanan ujung

Untuk tiang pada pasir tahanan ujung satuan sama dengan metode Schmertmann dan Nottingham. Untuk tiang pada lempung, tahanan ujung satuan ditentukan dari analisis tegangan total seperti halnya teori kuat dukung fondasi dangkal pada tanah lempung :

$$f_b = 5 c_u ; \text{ dibatasi } f_b \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15000 kN/m}^2\text{)} \quad (3.24)$$

$$c_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (3.25)$$

Dengan,

f_b = tahanan ujung satuan, maksimum 150 kg/cm^2 (15000 kN/m^2)

c_u = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

N_k = koefisien tak berdimensi, nilainya antara 15 sampai 20, biasanya diambil 20.

b. Tahanan gesek

Untuk tiang pada pasir, tahanan gesek satuan dipilih nilai terkecil dari nilai gesek satuan sisi konus (q_f) dan $q_c/300$.

Untuk tiang pada tanah kohesif (lempung), tahanan gesek satuan ditentukan dari nilai kohesi tak terdrainase ($c_u = q_c/20 = 0,05 q_c$):

$$f_s = \alpha \times c_u = \alpha (q_c/N_k) \quad (3.26)$$

Dengan,

f_s = tahanan gesek satuan, dengan nilai maksimum $1,2 \text{ kg/cm}^2$ (120 kPa)

c_u = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

α = faktor adhesi, diambil 1 untuk lempung terkonsolidasi normal, dan 0,5 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan.

N_k = koefisien tak berdimensi, nilainya antara 15 sampai 20, biasanya diambil 20.

3.13.3 Metode α (McClelland, 1974)

Untuk menentukan tahanan gesek tiang yang dipancang di dalam tanah lempung, digunakan faktor adhesi (α) yang dikumpulkan McClelland (1974) (Gambar 3.4), (Hardiyatmo, 2018). Tahanan gesek tiang dinyatakan oleh persamaan 3.25 dan 3.26 :

$$Q_s = A_s \times F_s \quad (3.27)$$

$$f_s = c_d = \alpha \times c_u \quad (3.28)$$

Dengan,

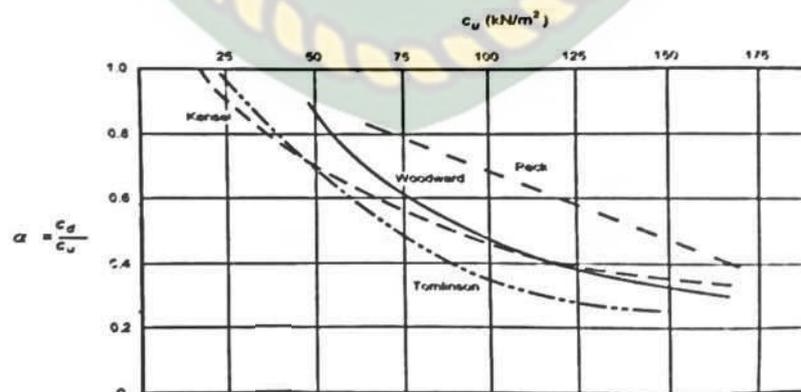
f_s = tahanan gesek per satuan luas (kN/m^2)

α = faktor adhesi (Gambar 3.4)

c_u = kohesi tak *terdrainase* rata-rata disepanjang tiang kN/m^2

A_s = luas selimut tiang (m^2)

Dalam gambar 3.4, dilihat bahwa lempung dengan $c_u < 25 \text{ kN/m}^2$, α bisa diambil = 1. Namun, untuk lempung kaku diperoleh nilai yang sangat berbeda-beda oleh pengaruh celah yang terbentuk pada waktu pemancangan tiang.



Gambar 3.4 Faktor adhesi (α) untuk tiang pancang dalam lempung (McClelland, 1974 dalam Hardiyatmo, 2018)

3.13.4 Metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984)

Jika pemancangan dilakukan sampai ke tanah keras melalu tanah lapisan lempung, maka untuk menghitung kuat dukung tiang disini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun clef (*friction pile*). Kemudian harus dilakukan perhitungan terhadap kekuatan bahan tiang pancang itu sendiri.

Keterangan :

$$P_{\text{tiang}} = P_{\text{ult}}$$

$$Q_{\text{tiang}} = P_{\text{ijindesak}}$$

$$P = q_c \text{ (perlawanan konus) (kg/m}^2\text{)}$$

$$O = k \text{ (keliling tiang) (cm)}$$

$$C = q_f$$

a. Terhadap kekuatan bahan tiang

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \quad (3.29)$$

Dimana :

$$P_{\text{tiang}} = \text{kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)}$$

$$\sigma_{\text{bahan}} = \text{tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm}^2\text{)}$$

$$A_{\text{tiang}} = \text{luas penampang tiang pancang cm}^2$$

b. Terhadap kekuatan tanah

Beban tetap/statis

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times P}{3} + \frac{O \times L \times C}{5} \quad (3.30)$$

$$P_{\text{tiang}} = P_{\text{ult}}$$

Dimana :

$$Q_{\text{tiang}} = \text{daya dukung keseimbangan tiang (kg)}$$

$$P = \text{nilai konus dari hasil sondir (kg/cm}^2\text{)}$$

$$O = \text{keliling tiang pancang (cm)}$$

$$L = \text{panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)}$$

$$c = \text{harga clef rata-rata (kg/cm}^2\text{)}$$

beban yang dipikul tiang adalah :

$$N \leq P_{\text{tiang}} \quad N \leq Q_{\text{tiang}}$$

Keterangan :

$$\sigma_b = K450 = 450 \times 3,03$$

$$n = \text{angka ekuivalen} = 15$$

$$F_e = \text{Luasan tulangan cm}^2$$

$$F = \text{jumlah tulangan} \times \times r^2 \quad (3.31)$$

$$F = \frac{F_e}{4} \quad (3.32)$$

3.14 Faktor Aman Tiang Pancang

Untuk memperoleh kuat ijin tiang, maka kuat ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu. Fungsi faktor aman adalah :

- Untuk memberikan keamanan terhadap ketidakpastian dari nilai kuat geser dan kompresibilitas yang mewakili kondisi lapisan tanah.
- Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas-batas toleransi.
- Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja.
- Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas-batas toleransi.
- Untuk mengantisipasi adanya ketidakpastian metode hitungan yang digunakan.

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

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (3.33)$$

Namun banyak penelitian yang menyarankan faktor aman berbeda-beda sesuai dengan tipe struktur itu sendiri. Reese dan O'Neill (1989) menyarankan pemeliharaan faktor aman (F) untuk perancangan fondasi tiang yang dipertimbangkan faktor-faktor sebagai berikut :

1. Tipe dan kepentingan dari struktur.
2. Variabilitas tanah (tanah tidak uniform).
3. Ketelitian penyelidikan tanah.

4. Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan.
5. Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang).
6. Pengawasan/kontrol kualitas dilapangan.
7. Kemungkinan bebab desain aktual yang terjadi selama beban layanan struktur.

Nilai-nilai faktor aman yang disarankan oleh Reese dan O'Neill (1989) ditunjukkan dalam Tabel 3.10. Kisaran faktor aman dari analisis statis yang umumnya sering digunakan adalah sekitar 2 – 4, dan kebanyakan digunakan 3.

Tabel 3.12 Faktor aman (Reese dan O'Neill, 1989 dalam buku Hardiyatmo, 2002)

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

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

$$SF = \frac{Q_u}{P} \quad (3.34)$$

3.15 Faktor Aman Tiang Uji Sondir

Dari hasil hitungan kuat dukung tiang ultimit (Q_u), dihitung nilai kuat dukung ijin (Q_a) dengan cara membagi Q_u dengan faktor aman (F) sama dengan 2,5 – 3. Nilai Q_a yang terhitung kemudian, kemudian dicek terhadap kekuatan bahan tiang (Hardiyatmo, 2018).

Tabel 3.13 Faktor aman tiang pancang dari uji sondir digunakan di Belanda

| Bahan Tiang | Faktor aman |
|--|-------------|
| Kayu | 1,7 |
| Beton pracetak (<i>precast concrete</i>), diameter seragam | 2,0 |
| Beton pracetak (<i>precast concrete</i>), diameternya diperbesar | 2,5 |

3.16 Kuat Dukung Tiang Analisis Dinamik (Bowles, 1988)

Perkiraan kuat dukung akhir sebuah tiang-pancang ketika tiang-pancang tersebut dipancang ke dalam tanah setempat telah menghasilkan berbagai persamaan yang diberikan kepada profesi keinsinyuran (*engineering profession*). Dalam persamaan tersebut tidak ada yang dipercaya secara konsisten pada seluruh nilai yang diperluas dari kuat dukung tiang-pancang. Oleh karena itu, cara terbaik untuk meramalkan kuat dukung tiang-pancang dengan cara dinamik terdiri dari pemancangan sebuah tiang-pancang, pencatatan sejarah pemancangan, serta pengujian beban tiang-pancang.

Dalam melakukan pemancangan pada proyek pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau menggunakan alat pemancangan diesel hammer, dan untuk perhitungan kuat dukung digunakan nilai penetrasi dari pengujian kalendering (Bowles, 1988).

3.17 Pengujian kalendering

Secara umum kalendering digunakan pada pekerjaan pemancangan tiang pancang beton untuk mengetahui kuat dukung tanah melalui perhitungan yang dihasilkan oleh proses pemukulan alat pancang. Sebelum tiang pancang dipancang terlebih dahulu diberikan skala tiap meternya menggunakan penanda misalnya cat semprot/*philox*.

Alat yang disediakan spidol, kertas milimeter *block*, selotip, pensil warna dan kayu pengaruh agar selalu pada posisinya. Pelaksanaannya dilakukan pada saat 10 pukukan terakhir.

Jika tiang pancang sudah mencapai tanah keras, pengujian kalendering harus dilakukan untuk menghitung beban capacity, jika tidak segera dilakukan maka tiang akan mengalami retak, pecah, bahkan patah.

3.18 Kuat Dukung Dinamik

Formula kuat dukung tiang-pancang dinamik dasar disebut *formula tiang-pancang rasional* diperoleh dalam bahan berikut. Hampir semua formula tiang-pancang dinamik yang digunakan sekarang berdasarkan pada persamaan ini biasanya dengan suku-suku tertentu yang disederhanakan. Formula tiang pancang rasional tergantung pada prinsip-prinsip impuls-momentum.

Simbol-simbol yang dapat dipakai dari daftar ini digunakan juga dengan beberapa formula tiang-pancang dari bagian berikutnya.

- A = Luas penampang tiang pancang L^2
- E = Modulus elastisitas FL^{-2}
- e_h = Efisiensi Palu
- E_h = Tenaga palu pabrik yang dipakai per satuan waktu (FL)
- h = Tinggi jatuhnya balok besi panjang (L)
- k_1 = Kompresi blok sungkup elastis dan sungkup tiang-pancang yang bentuknya adalah P_uL/AE (L)
- k_2 = Pemampatan tiang-pancang elastis yang bentuknya adalah P_uL/AE (L)
- k_3 = Pemampatan tanah elastis, disebut juga gempa analisis persamaan gelombang (L)
- L = Panjang tiang pancang (L)
- n = Koefisien restitusi
- s = Banyaknya penetrasi titik per pukulan (L)

W_p = Berat tiang-pancang termasuk berat sungkup tiang-pancang, sepatu pemancang, dan blok sungkup (juga termasuk landasan untuk palu uap kerja rangkap) (F)

W_r = Berat balok besi panjang (untuk palu kerja rangkap termasuk berat kosen-kotak) (F)

P_u : Kapasitas tiang-pancang ultimit

1. Rumus Hiley Formula

Dengan menuliskan persamaan dengan mengelurakann faktor $\frac{1}{2}$ dari semua suku k untuk energi regang, maka persamaan Hiley (1930) didapat:

$$P_u = \frac{e_h \times E_h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W_r + n^2 \times W_p}{W_r + W_p} \quad (3.35)$$

Mencari besarnya nilai k_1 untuk tiang beton pra cetak dengan paking 75 – 100 mm di dalam sungkup Tabel 3.12.

Tegangan akibat pukulan pemancangan

$$\frac{P_u}{As} \quad (3.36)$$

Untuk mencari nilai k_1 dari tabel dilakukan interpolasi. SF yang digunakan = 4.

2. Rumus Denmark [Olson dan Flate (1967)]

Dalam rumus ini dihitung terlebih dulu nilai C_1 , menggunakan SF = 3 sampai 6.

$$P_u = \frac{e_h \times E_h}{s + C_1} \quad (3.37)$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{e_h \times E_h \times L}{2 \times A \times E}} \quad (3.38)$$

3. Rumus Eytelwein [Chellis (1941)]

Dalam rumus ini menggunakan SF = 6.

$$P_u = \frac{e_h \times E_h}{s + 0,1(W_p/W_r)} \quad (3.39)$$

4. Janbu [lihat Olsen dan Flatae (1967), Mansur dan Hunter (1970)]

Dalam rumus ini menggunakan SF = 3 sampai 6, gunakan satuan-satuan yang sesuai untuk menghitung P_u . Ada ketidaksepakatan dalam penggunaan e_h karena e_h tersebut muncul dalam C_d ; tapi, kecocokan statistik cenderung menggunakan e_h seperti yang diperlihatkan.

$$P_u = \frac{e_h \times E_h}{k_u \times s} \quad (3.40)$$

$$C_d = 0,75 + 0,15 \frac{W_p}{W_r} \quad (3.41)$$

$$\lambda = \frac{e_h \times E_h \times L}{A \times E \times s^2} \quad (3.42)$$

$$k_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right) \quad (3.43)$$

5. Engineering News-Record (ENR)

Dalam rumus ini menggunakan SF = 6.

$$P_u = \frac{1,25 \times e_h \times E_h}{s + 0,1} \times \frac{W_r + n^2 \times W_p}{W_r + W_p} \quad (3.44)$$

6. AASHTO

Untuk palu uap kerja rangkap ambil A_r = luas penampang blok besi panjang dan p = tekanan uap (atau udara): untuk yang kerja tunggal dan gravitas $A_r \times p = 0$. Gunakan satuan yang sesuai. Ambil $e_h \approx 1,0$. Rumus ini juga dapat digunakan untuk tiang pancang baja dan beton. SF = 6; terutama untuk tiang pancang kayu.

$$P_u = \frac{2 \times h (W_r + A_r \times p)}{s + 0,1} \quad (3.45)$$

7. Rumus Navy-Mckay

Dalam rumus ini dihitung terlebih dulu nilai C_1 , menggunakan SF = 6.

$$P_u = \frac{e_h \times E_h}{s(1 + 0,31 \times C_1)} \quad (3.46)$$

$$C_1 = \frac{W_p}{W_r} \quad (3.47)$$

8. Kode Bangunan Uniform Pantai Pasific (PCUBS) (dari Kode Bangunan Uniform Bab 28)

Pada umumnya mulailai dengan $C_2 = 0,0$ dan hitunglah nilai P_u ; reduksilah nilai sebesar 25 persen; hitunglah C_2 dan nilai P_u yang baru. Gunakan nilai P_u ini untuk menghitung C_2 yang baru, dan begitu seterusnya, sampai P_u yang digunakan $\approx P_u$ yang dihitung. SF yang digunakan = 4.

$$P_u = \frac{e_h \times E_h \times C_1}{s \times C_2} \quad (3.48)$$

$$C_1 = \frac{W_r + k \times W_p}{W_r + W_p} \quad (3.49)$$

$$k = 0,25 \text{ untuk tiang pancang baja}$$

$$= 0,10 \text{ untuk semua tiang pancang lain.}$$

$$C_2 = \frac{P_u \times L}{A \times E} \text{ (satuan dari } s) \quad (3.50)$$

9. Rumus Gates (1957)

Dalam rumus ini menggunakan SF = 3

$$P_u = \alpha \sqrt{e_h \times E_h \times (b - \log s)} \quad (3.51)$$

Dimana :

$$\alpha = 104,5 \text{ mm}$$

$$b = 2,4 \text{ mm}$$

$$e_h = 0,75 \text{ untuk blok pancang dan } 0,85 \text{ untuk semua palu yang lain}$$

Tabel 3.14 Nilai-nilai k_1 – pemampatan elastis kepala tiang-pancang dan sungkup sementara (Bowles, 1988)

| Bahan Tiang Pancang | Tegangan pemancangan P/A pada kepala tiang-pancang atau sungkup, MPa (ksi) | | | |
|--|--|------------|------------|-------------|
| | 3,5 (0,5) | 7,0 (1,0) | 10,5 (1,5) | 14 (2,0) |
| Tiang-pancang baja atau pipa langsung di atas kepala | 0 | 0 | 0 | 0 |
| langsung di atas kepala tiang-pancang kayu | 1,0 (0,05) | 2,0 (0,10) | 3,0 (0,15) | 5,0 (0,20) |
| Tiang-pancang beton pracetak dengan 75 – 100 mm didalam sungkup. | 3,0 (0,12) | 6,0 (0,25) | 9,0 (0,37) | 12,5 (0,50) |
| Sungkup bertutup baja yang mengandung paking kayu untuk baja H atau tiang-pancang pipa | 1,0 (0,04) | 2,0 (0,05) | 3,0 (0,12) | 4,0 (0,16) |
| Lingkar serat 5 mm di antara dua pelat baja 10 mm | 0,5 (0,02) | 1,0 (0,04) | 1,5 (0,06) | 2,0 (0,08) |

Untuk tegangan pemancang lebih besar dari 14 Mpa dipakai k_1 dalam kolom terakhir.

Chellis (1961) menganjurkan efisiensi 10 persen bila menggunakan persamaan 3.27 untuk menghitung tegangan pemancangan. Karena kebenaran dari persamaan sesuai dengan tebaran (+) maupun (-), maka tidak perlu membuat penyesuaian lagi.

Suku k_2 dihitung sebagai :

$$P_u = \frac{L}{A \times E} \quad (3.52)$$

Kita dapat mengambil sembarang suku k_3 (gempa) sebagai

$$k_3 = 0,0 \text{ untuk tanah keras (batuan, pasir sangat mampat, dan kerikil)}$$

$$= 0,1 \text{ sampai } 0,2 \text{ inci atau } 2,5 \text{ sampai } 5 \text{ mm untuk bahan lain.}$$

Tabel 3.15 e_h Nilai efisiensi (Bowles, 1988)

| Jenis | Efisiensi (e_h) |
|--------------------------------|---------------------|
| Blok pancang | 0.75 – 1.00 |
| Palu kerja tunggal | 0.75 – 0.85 |
| Kerja rangkap atau diferensial | 0.85 |
| Palu diesel | 0.85 – 1.00 |

Tabel 3.16 Nilai-nilai representatif dari koefisien restitusi untuk digunakan didalam persamaan pemancangan tiang-pancang dinamis (Bowles, 1988)

| Bahan | N |
|--|------|
| Kayu garuk | 0 |
| Tiang-pancang kayu (ujung yang tak mengerut) | 0,25 |
| Bantalan kayu pampat di atas tiang-pancang baja | 0,32 |
| Bantalan kayu pampat pada tiang-pancang baja | 0,40 |
| Landasan baja di atas baja, baik di atas baja maupun tiang-pancang beton | 0,50 |
| Palu besi cor di atas tiang-pancang beton tanpa sungkup | 0,40 |

3.19 Penurunan Tiang Metode Poulos dan Davis

Pada saat tiang dibebani, tiang akan mengalami pendekatan dan tanah yang ada disekitarnya akan mengalami penurunan. Beberapa metode hitungan penurunan telah diusulkan, dalam penelitian ini digunakan perhitungan penurunan tiang tunggal dengan metode Poulos dan Davis (1980) (Hardiyatmo, 2018).

Penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan rasio Poisson yang konstan dapat dihitung dengan persamaan yang disarankan oleh Poulos dan Davis (1980), sebagai berikut.

a. Untuk tiang apung (*floating pile*)

$$S = \frac{Q \times I}{E_s \times d} \quad (3.53)$$

$$I = I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \quad (3.54)$$

Dengan,

S = penurunan kepala tiang

Q = beban yang bekerja

I_o = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam massa semi tak terhingga (Gambar 3.7)

R_k = faktor koreksi kemudah-mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$ (Gambar 3.8)

R_h = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yaang terletak pada tanah keras (Gambar 3.9)

R_μ = faktor koreksi angka Poisson μ (Gambar 3.10)

h = kedalaman total lapisan tanah

Terlihat pada Gambar 3.7 bahwa penurunan tiang berkurang jika panjang tiang bertambah.

b. Untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{Q \times l}{E_s \times d} \quad (3.55)$$

$$l = I_o \times R_k \times R_b \times R_\mu \quad (3.56)$$

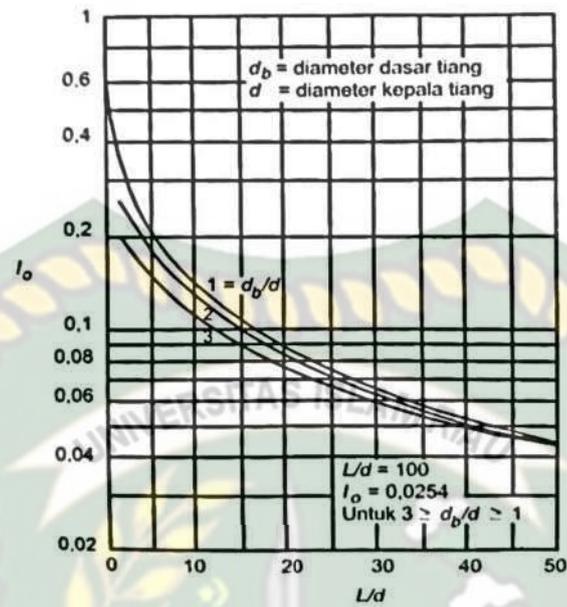
Nilai-nilai koefisien dapat diambil dari Gambar 3.7 sampai 3.11, dengan R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.11). Pengaruh kekerasan tanah pendukung di dasar tiang adalah mengurangi penurunan. Pengaruh ini menjadi lebih jelas bila tiang relatif pendek (tiang kaku) dan terletak pada lapisan pendukung yang keras.

Pada Gambar-gambar 3.8, 3.9, dan 3.11, K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif antara tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan :

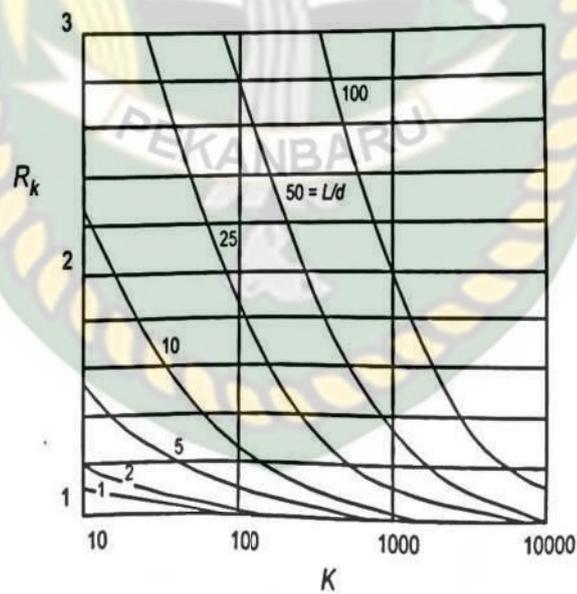
$$K = \frac{E_p \times R_A}{E_s} = \text{faktor kekakuan tiang} \quad (3.57)$$

$$R_A = \frac{A_p}{1/4 \times \pi \times d^2} = \text{rasio area tiang} \quad (3.58)$$

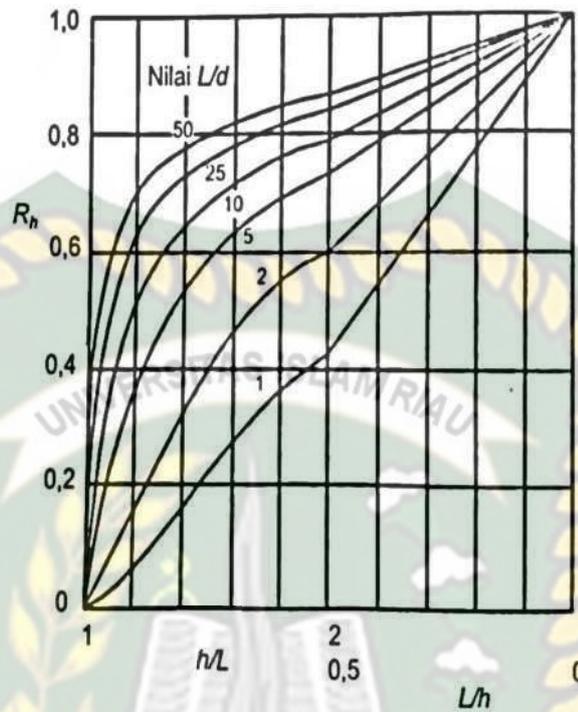
E_p dan E_s berturut-turut adalah modulus elastis bahan tiang dan tanah, A_p adalah luas tampang tiang. Jika tiang makin kompresibel, maka K semakin kecil.



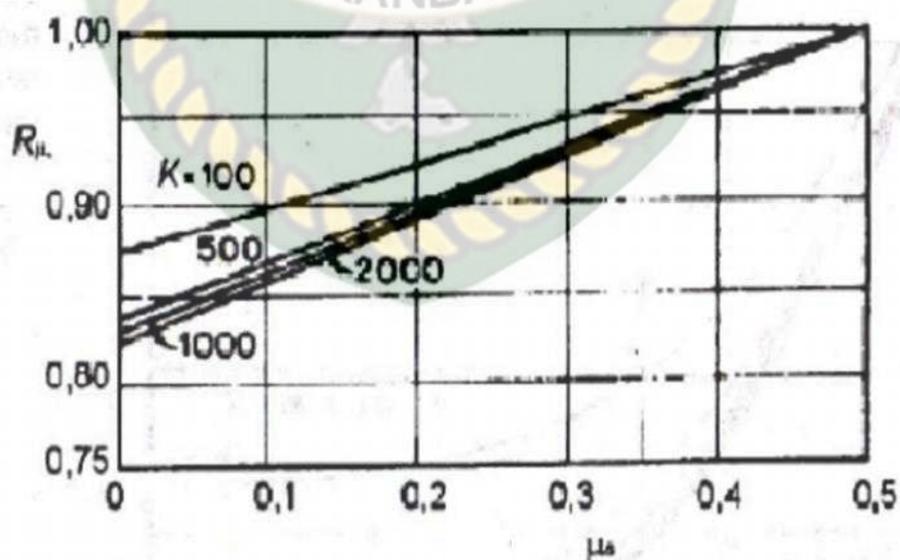
Gambar 3.5 Faktor penurunan I_o (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018)



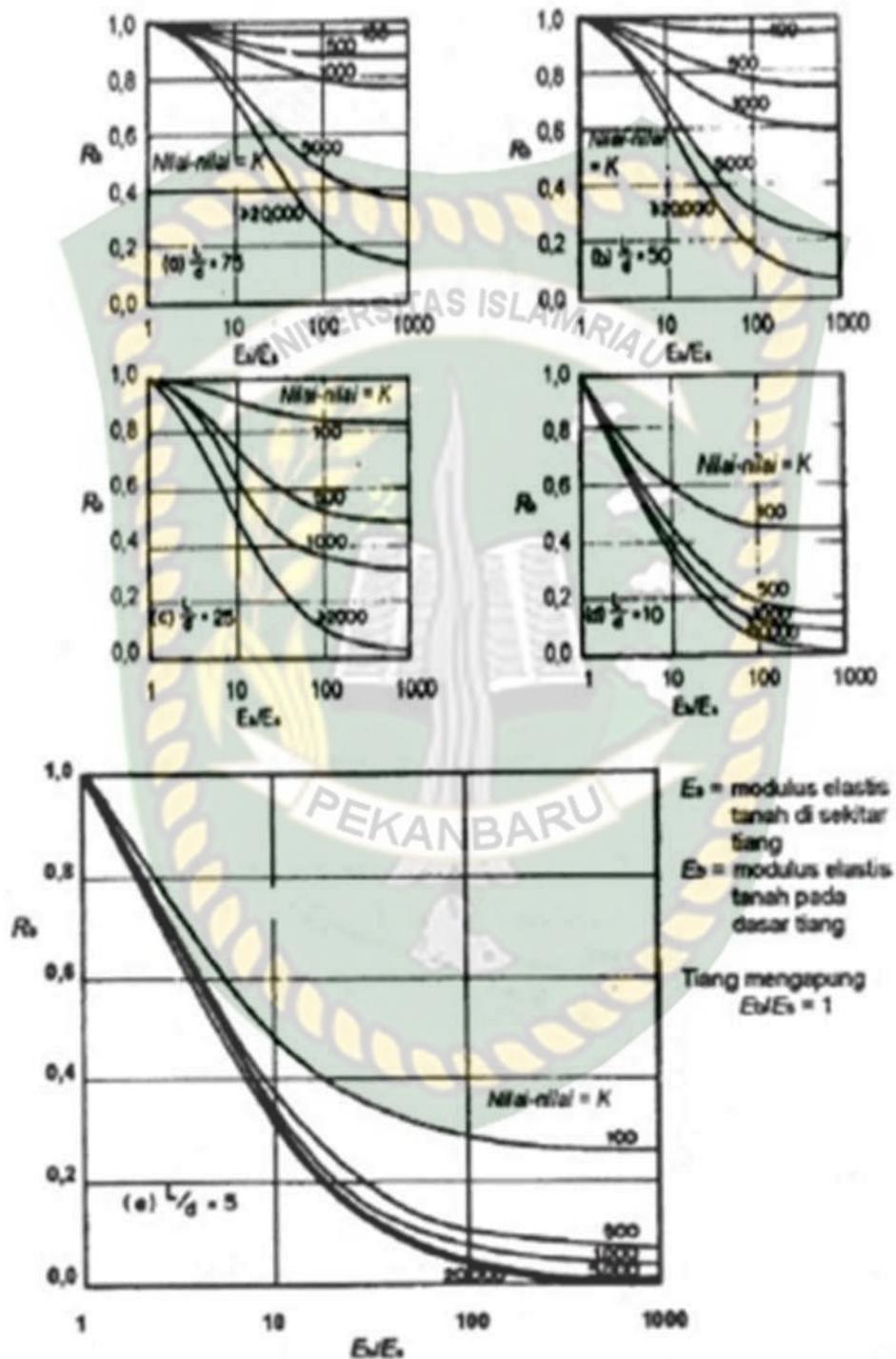
Gambar 3.6 Koreksi kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018)



Gambar 3.7 Koreksi kedalaman, R_h (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018)



Gambar 3.8 Koreksi angka Poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018)



Gambar 3.9 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2018)

3.20 Metode Elemen Hingga

Plaxis merupakan suatu program yang melakukan analisa elemen hingga yang dikembangkan khusus untuk melakukan analisa deformasi dan stabilitas dalam bidang geoteknik. Akurasi hasil yang diperoleh dari program PLAXIS ini dibandingkan di lapangan tergantung dalam keahlian pengguna PLAXIS dalam membuat model permasalahan, parameter yang digunakan, pemahaman terhadap model-model, dan kemampuan dalam mempresentasikan hasil menggunakan PLAXIS.

Pada PLAXIS 2D, setiap elemen fondasi didefinisikan oleh 15 nodal geometri. Pemodelan dengan 15 nodal dipilih untuk setiap elemen agar memperoleh perhitungan yang lebih akurat. Adapun terdapat dua bentuk pemodelan, yaitu *axysimetric*, *plane strain* (Anggraini & Rachmawati, 2016).

1. *Axysimmetry* (Aksisimetri)

Pemodelan ini digunakan untuk struktur melingkar dengan potongan melintang secara radial dan skema pembebanan yang relatif seragam disekitar titik pusat lingkaran dimana deformasi dan posisi tegangan yang terjadi diasumsikan identik dalam semua arah radial. Sumbu x menyatakan radius dan sumbu y merupakan sumbu simetris dalam arah aksial.

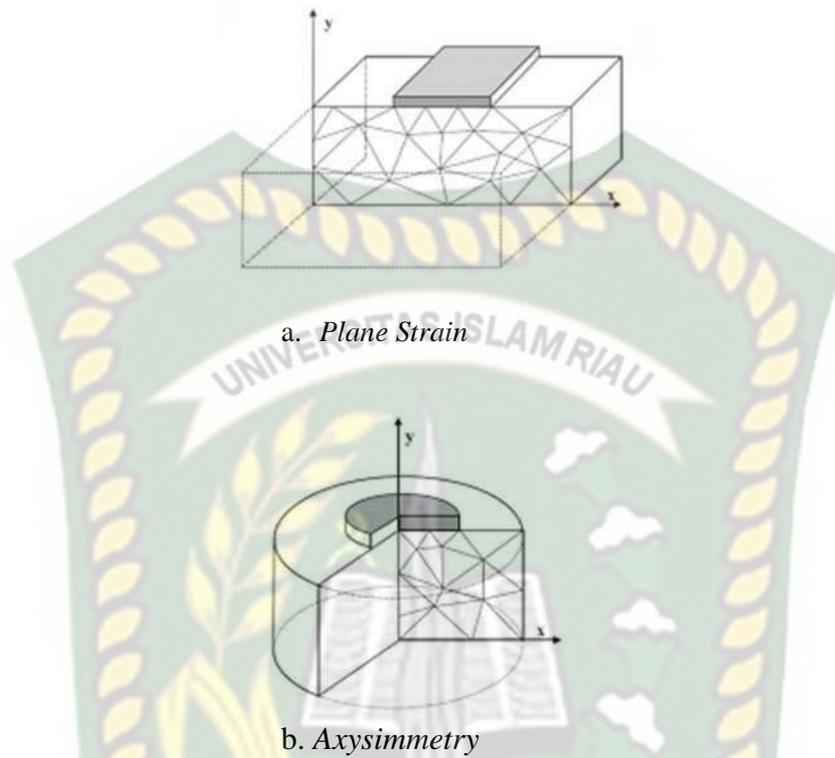
Contoh struktur dengan kondisi ini misalnya perhitungan tiang pancang tunggal, dan pondasi plat lingkaran.

2. *Plane Strain* (Regangan Bidang)

Pemodelan ini digunakan untuk geometri dengan potongan melintang yang relatif seragam. Kondisi tegangan dan skema skema pembebanan dengan panjang tertentu dan tegak lurus terhadap arah sumbu z juga harus relatif seragam. Perpindahan dan dan regangan pada arah sumbu z diasumsikan nol. Namun demikian, tegangan normal pada arah sumbu z tetap memiliki nilai.

Contoh struktur dengan kondisi ini misalnya pondasi menerus, embankment (tanggul), cofferdam, Dinding penahan tanah, jalan, saluran drainase, dan juga bisa digunakan untuk perhitungan tiang pancang kelompok.

Untuk pemodelan plaxis dapat dilihat pada gambar 3.10 ilustrasi pemodelan *plane strain* dan *axysimmetry*.



Gambar 3.10 Ilustrasi pemodelan a. *Plane Strain* b. *Axisymmetry* (Brinkgreve, 2002 dalam Tugas Akhir Anggraini, 2016)

3.20.1 Teori Deformasi

Persamaan dasar untuk deformasi statis dari massa tanah diformulasikan dalam kerangka kerja mekanika kontinum. Pembatasan dilakukan pada deformasi yang dianggap kecil. Hal ini memungkinkan sebuah formulasi yang mengacu pada geometri awal yang belum terdeformasi. Deskripsi kontinum didiskretisasi menurut metode elemen hingga. (PLAXIS dalam Akbar, 2019)

1. Persamaan Dasar dari Deformasi Kontinum

Keseimbangan statis dari suatu kontinum dapat diformulasikan sebagai :

$$\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{p} = \underline{0} \quad (3.59)$$

Persamaan ini menghubungkan turunan ruang dari enam buah komponen tegangan, yang disusun dalam vektor $\underline{\sigma}$, menjadi tiga buah komponen tegangan,

yang tersusun dalam vektor \underline{p} . \underline{L}^T adalah transpos dari operator diferensial yang didefinisikan sebagai :

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

Selain persamaan keseimbangan hubungan kinematis dapat diformulasikan sebagai :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \cdot \underline{u} \quad (3.60)$$

Persamaan ini menyatakan enam buah komponen regangan yang tersusun dalam vektor $\underline{\varepsilon}$, seperti turunan ruang dari tiga buah komponen perpindahan yang tersusun dalam vektor \underline{u} , dengan menggunakan operator diferensial \underline{L} yang telah didefinisikan sebelumnya. Hubungan antara persamaan 3.59 dan 3.60 dibentuk oleh hubungan konstitusif yang menyatakan perilaku material. Hubungan konstitusif, yaitu hubungan antara perubahan tegangan dan perubahan regangan, dibahas secara ekstensif dalam Manual Model Material. Hubungan tersebut secara umum diulangi disini untuk melengkapi :

$$\underline{\sigma} = \underline{M} \cdot \underline{\varepsilon} \quad (3.61)$$

Kombinasi persamaan 3.59, 3.60, dan 3.61 akan menghasilkan persamaan diferensial parsial ordo-dua untuk perpindahan \underline{u} .

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

$$\delta \underline{u}^T \cdot (\underline{L}^T \cdot \underline{\sigma} + \underline{p}) \cdot dV = 0 \quad (3.62)$$

Dalam formulasi ini $\delta \underline{u}^T$ menyatakan variasi perpindahan yang secara kinematis dapat diterima (*kinematically admissible*). Dengan menerapkan teorema Green untuk itegrasi parsial pada suku pertama dalam persamaan 3.62 akan diperoleh :

$$\delta \underline{u}^T \cdot \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{t} d \quad (3.63)$$

Persamaan ini menerapkan batas integrasi dimana dapat batas traksi disusun dalam vektor t . Persamaan 3.63 disebut sebagai persamaan kerja virtual.

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

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{\sigma} \quad \underline{\sigma} = \underline{\sigma} dt \quad (3.64)$$

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

Jika persamaan 3.63 ditinjau sebagai kondisi i , maka tegangan $\underline{\sigma}^i$ yang tidak diketahui dapat dieliminasi dengan menggunakan persamaan 3.64 :

$$\delta \underline{\varepsilon}^T \cdot \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{p}' dV + \int \delta \underline{u}^T \cdot \underline{t}^j dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \cdot \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (3.65)$$

Perlu diperhatikan bahwa seluruh besaran yang muncul dalam persamaan 3.59 hingga 3.65. Merupakan posisi dalam ruang tiga dimensi.

2. Diskretisasi Elemen Hingga

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

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{v} \quad (3.66)$$

Fungsi interpolasi dalam matriks \underline{N} sering disebut fungsi bentuk. Substitusi dari pers. 3.66 ke dalam hubungan kinematis 3.58 menghasilkan :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \cdot \underline{N} \cdot \underline{v} = \underline{B} \cdot \underline{v} \quad (3.67)$$

Dalam hubungan ini, \underline{B} adalah matriks interpolasi regangan, yang memuat turunan ruang dari fungsi interpolasi. Persamaan 3.66 dan 3.67 dapat digunakan dalam bentuk bervariasi, bentuk peningkatan maupun bentuk perubahan.

Persamaan 3.65 sekarang dapat diformulasikan kembali dalam bentuk diskret berikut :

$$J(B\delta v)^T \Delta \sigma dV = \int (N\delta v)^T p^i dV + \int (N\delta v)^T t^i dS - \int (B\delta v)^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.68)$$

Perpindahan diskret dapat ditempatkan diluar integral :

$$\delta v^T \int B^T \Delta \sigma dV = \delta v^T \int N^T p^i dV + \delta v^T \int N^T t^i dS - \delta v^T \int B^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.69)$$

Karena persamaan 3.67 berlaku untuk setiap variasi perpindahan yang secara kinematis dapat diterima, δv^T , persamaan tersebut dapat ditulis ulang menjadi :

$$B^T \Delta \sigma dV = \int N^T p^i dV + \int N^T p^i dS - \int B^T \sigma^{i-1} dV \quad (3.70)$$

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

Hubungan antara peningkatan tegangan dan peningkatan regangan pada umumnya tidaklah linier. Karena itu, peningkatan regangan umumnya tidak dapat dihitung secara langsung, dan prosedur interaksi global diperlukan untuk memenuhi kondisi keseimbangan pada persamaan 3.70 untuk seluruh titik material.

3.20.2 Teori Konsolidasi

Tori konsolidasi yang digunakan dalam plaxis yaitu teori Biot untuk konsolidasi terhubung.

1. Persamaan Dasar dari Konsolidasi

Persamaan pengatur konsolidasi yang digunakan dalam plaxis mengikuti teori Biot (1966). Hukum Darcy untuk aliran fluida dan perilaku elastis dari butiran tanah juga digunakan dalam asumsi. Formulasi didasarkan pada teori regangan kecil. Menurut prinsip dari Terzaghi, tegangan dibedakan menjadi tegangan efektif dan tekanan air pori :

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m} \cdot (p_{stabil} + p_{berlebih}) \quad (3.71)$$

Dimana :

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx}\sigma_{yy}\sigma_{zz}\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{zx})^T \quad \text{dan} \quad \underline{m} = (111000)^T \quad (3.72)$$

σ adalah vektor tegangan total, σ' memuat tegangan efektif, $p_{berlebih}$ adalah tekanan air pori berlebih dan \underline{m} adalah vektor yang berisi nilai 1 tegangan normal dan 0 untuk komponen tegangan geser. Solusi statis pada akhir dari proses konsolidasi di notasikan sebagai p_{stabil} . Dalam PLAXIS p_{stabil} digunakan sebagai

$$p_{stabil} = \sum M_{weight} \cdot p_{stabil} \quad (3.73)$$

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

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

$$\underline{\sigma}' = \underline{M} \cdot \underline{\varepsilon} \quad (3.74)$$

Dimana :

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \dot{\varepsilon}_{yy} \dot{\varepsilon}_{zz} \dot{\gamma}_{xx} \dot{\gamma}_{yy} \dot{\gamma}_{zz})^T \quad (3.75)$$

Dan \underline{M} menyatakan matriks kekakuan material.

1. Diskretisasi Elemen Hingga

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

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{v} \quad \underline{p} = \underline{N} \cdot \underline{p}_n \quad \underline{\varepsilon} = \underline{B} \cdot \underline{v} \quad (3.76)$$

Dimana \underline{v} adalah vector perpindahan titik nodal, \underline{p}_n adalah vector tekanan air pori, \underline{u} adalah vector perpindahan menerus di dalam sebuah elemen dan p

adalah tekanan air pori (berlebih). Matriks \underline{N} memuat fungsi interpolasi dan \underline{B} adalah matriks interpolasi regangan.

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

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

$$\int \underline{B}^T d\underline{\sigma} dV = \int \underline{N}^T d\underline{f} dV + \int \underline{N}^T d\underline{t} dS + \underline{r}_0 \quad (3.77)$$

Dengan :

$$\underline{r}_0 = \int \underline{N}^T \underline{f}_0 dV + \int \underline{N}^T \underline{t}_0 dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}_0 dV \quad (3.78)$$

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

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

$$\underline{K} d\underline{v} + \underline{L} d\underline{p}_n = d\underline{f}_n \quad (3.79)$$

Dimana K adalah matriks kekakuan, L adalah matriks penghubung dan df_n adalah vector peningkatan beban:

$$\begin{aligned} \underline{K} &= \int \underline{B}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{B} dV \\ \underline{L} &= \int \underline{B}^T \cdot \underline{m} \cdot \underline{N} dV \\ d\underline{f}_n &= \int \underline{N}^T d\underline{f} dV + \int \underline{N}^T d\underline{t} dS \end{aligned} \quad (3.80)$$

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

$$\underline{R} \nabla(\gamma_w \cdot \gamma - p_{stabil} - p) / \gamma_w - m^T \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + n / K_w \cdot \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (3.81)$$

Dimana R adalah matriks permeabilitas:

$$\underline{R} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (3.82)$$

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

$${}^T \underline{R} \nabla (\gamma_w \cdot \gamma - p_{stabil} - p) / \gamma_w = 0 \quad (3.83)$$

Maka persamaan kontinuitas mempunyai bentuk berikut:

$${}^T \underline{R} \nabla p / \gamma_w - m^T \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + n / K_w \cdot \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (3.84)$$

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

$$-\underline{H} \cdot p_n + L^T \cdot \frac{dv}{dt} - \underline{S} \cdot \frac{dp_n}{dt} = \underline{q} \quad (3.85)$$

Dimana:

$$\underline{H} = (\nabla \underline{N})^T \cdot \underline{R} \cdot \nabla \underline{N} / \gamma_w dV \quad \underline{S} = n / K_w \cdot \underline{N}^T \underline{N} dV \quad (3.86)$$

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

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

$$K_w / n = \frac{3 \cdot (v_u - v)}{(1 - 2 \cdot v_u) \cdot (1 + v)} \cdot K_{skeleton} \quad (3.87)$$

Dimana V_u mempunyai nilai pra-pilih 0,495. Nilai ini dapat diubah dalam program masukan berdasarkan parameter B dari Skempton. Untuk material

terdrainase dan material yang baru saja diaktifkan, modulus bulk fluida diabaikan.

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

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{L} \\ \underline{L}^T & -\underline{S}^* \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{d\underline{v}}{dt} \\ \frac{d\underline{p}_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{H} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{v} \\ \underline{p}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{d\underline{f}_n}{dt} \\ \underline{q}_n \end{bmatrix} \quad (3.88)$$

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

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{L} \\ \underline{L}^T & -\underline{S}^* \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta\underline{v} \\ \Delta\underline{p}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & t \cdot \underline{H} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{v}_0 \\ \underline{p}_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\Delta\underline{f}_n}{dt} \\ \Delta t \cdot \underline{q}_n^* \end{bmatrix} \quad (3.89)$$

Dimana :

$$\underline{S}^* = \alpha \cdot \Delta t \cdot \underline{H} + \underline{S} \quad \underline{q}_n^* = \underline{q}_{n0} + \alpha \cdot \underline{q}_n \quad (3.90)$$

Dan \underline{v}_0 serta \underline{p}_{n0} menyatakan nilai-nilai pada awal dimulainya sebuah langkah waktu. Parameter α adalah koefisien integrasi waktu. Pada umumnya, koefisien integrasi dapat bernilai dari 0 hingga 1. Dalam PLAXIS digunakan kondisi implisit penuh dengan nilai $\alpha = 1$.

3.2.0.3 Pemodelan Plaxis

Ada berbagai macam pemodelan dalam plaxis, maka dari itu perlu diperhatikan pemodelan yang dipilih sebelum melakukan perhitungan, seperti suatu pondasi yang memiliki pemodelan yang berbeda dimana pada material tanah menggunakan *Mohr – Coulumb* dan pada tiang pondasi menggunakan linier elastis, berikut akan dijelaskan *Mohr – Coulumb* dan linier elastis.

1. Model Linier Elastis

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

2. Model *Mohr – Coulumb*

Model ini digunakan untuk pendekatan awal terhadap perilaku tanah secara umum, model ini meliputi lima buah parameter, yaitu modulus young (E_s), angka pori v , kohesi c , sudut gesek dalam φ , dan sudut dilintasi .

3.20.4 Jenis Perilaku Material

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

1. Perilaku Terdrainase

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

2. Perilaku Tak Terdrainase

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

3. Perilaku Tidak Porous

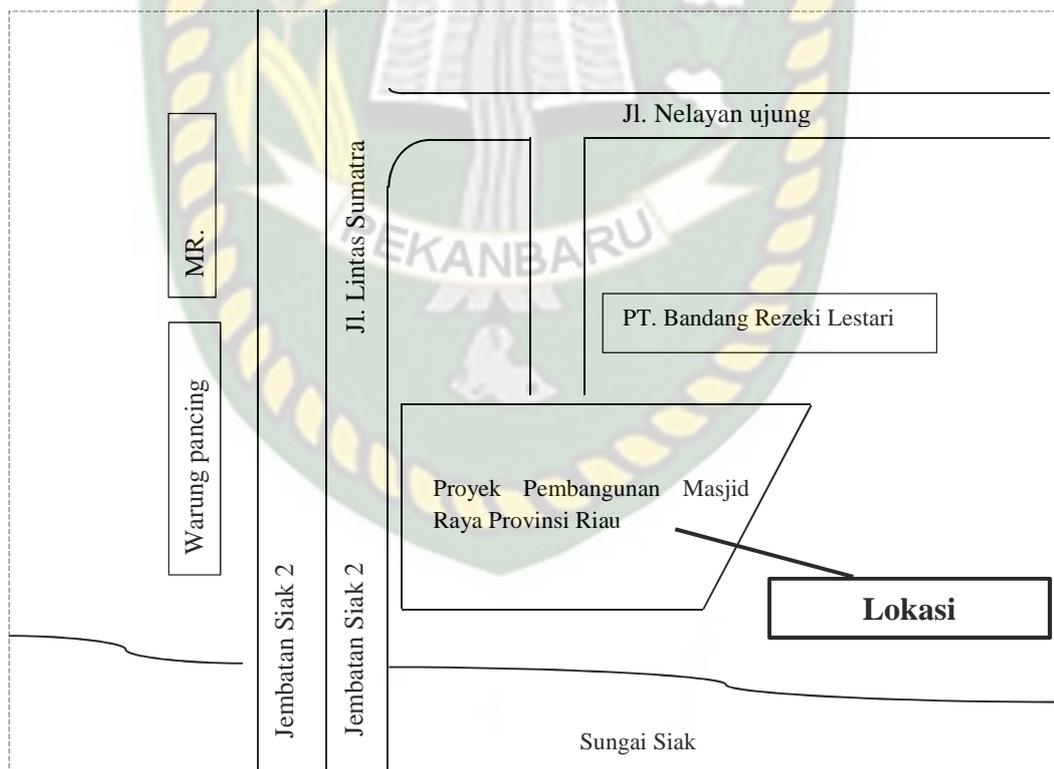
Dengan pilihan ini maka tekanan air pori yang awal maupun tekanan air pori berlebih tidak akan dihitung sama sekali pada klaster-klaster dengan jenis perilaku ini, perilaku tidak porous sering dikombinasikan dengan pengguna model linier elastis, masukan berupa berat isi jenuh dan permeabilitas adalah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

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Penelitian mengenai kuat dukung tiang pancang sudah banyak dilakukan diberbagai tempat dengan data dan metode yang berbeda. Untuk lokasi penelitian ini berada pada pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau yang terletak di jalan Siak II, Kecamatan Rumbai, tepatnya di samping jembatan Siak II Kota Pekanbaru, Riau. Masjid Raya Provinsi Riau ini memiliki 3 lantai dan 1 *bassment*. Untuk peta lokasi pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau bisa dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Denah lokasi Masjid Raya Provinsi Riau (*Maps*)

4.2 Teknik Pengumpulan Data

Dalam penelitian diperlukan data-data yang penting untuk dikumpulkan yang berhubungan dengan penelitian, data yang diperlukan yaitu data sekunder seperti data penyelidikan tanah yang dikeluarkan oleh Cv. Harita Consultant, data-data yang didapat berupa gambar, data tanah dari pengujian sondir (CPT) dan pemancangan (data kalendering kedalaman tiang pancang) diperoleh dari kontraktor PT. Tri Jaya Permai (dokumen laporan, 2018).

4.3 Tahap Pelaksanaan Penelitian

Dalam melakukan penelitian perlunya tahapan-tahapan agar mudah pada saat mengerjakannya. Adapun tahapan-tahapan dalam melaksanakan penelitian ini secara umum dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan detail sebagai berikut:

1. Persiapan

Pembuatan surat izin penelitian dilakukan pada saat sebelum melakukan kerja praktek, dengan memenuhi persyaratan yang telah dibuat oleh pihak Kampus Universitas Islam Riau Fakultas Teknik Jurusan Sipil. Sehingga mendapatkan surat izin kerja praktek dari kampus yang ditujukan kepada Kontraktor/Konsultan pada Proyek Pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau. Oleh karena itu, penulis melanjutkan tugas akhir dengan menggunakan data yang telah didapat dari proyek tersebut.

2. Pengumpulan data

Pengumpulan data didapatkan dengan cara meminta data sesuai dengan keperluan penelitian diperoleh dari kontraktor PT. Tri Jaya Permai, data yang diminta yaitu:

- a. Data penyelidikan tanah pengujian sondir (CPT)
- b. Data pemancangan yang berisi nilai kalendering dan kedalaman pemancangan
- c. Hasil dari PDA *test*
- d. Gambar struktur

3. Analisa Data

Jika data-data sudah diperoleh maka dilakukan analisis beban yang bekerja pada *pile cap* menggunakan ETABS, perhitungan untuk mencari parameter tanah, dan perhitungan kuat dukung tiang menggunakan metode statis, metode dinamik, serta menggunakan Metode Elemen Hingga 2D dengan *tool* PLAXIS.

4. Hasil

Setelah dilakukan analisa perhitungan, maka didapat hasil yang diinginkan.

5. Pembahasan

Dalam pembahasan tugas akhir ini peneliti akan memasukkan hasil yang dimasukkan ke dalam tabel, serta bandingkan hasil menggunakan metode-metode yang digunakan terhadap hasil uji PDA *test*.

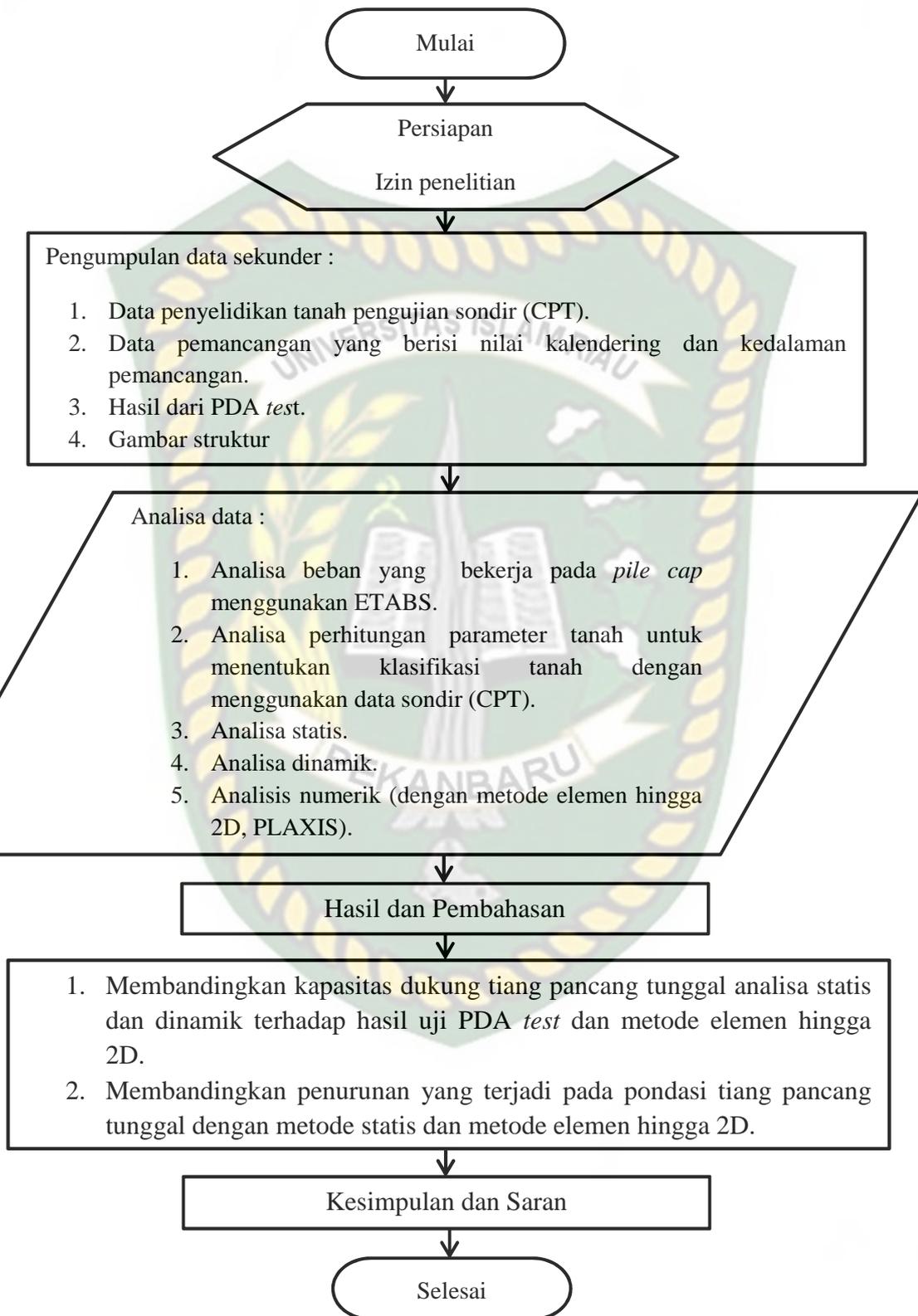
6. Sebagai penutup dibuatlah kesimpulan dari seluruh hasil tugas akhir ini.

4.4 Tahapan Analisis

Dalam perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang ini, penulis membuat diagram alir proses mulai penelitian hingga selesai pada gambar 4.2, dan langkah-langkah yang dilakukan penulis yaitu sebagai berikut:

1. Memperhatikan klasifikasi tanah dari data sondir (CPT) pada titik S2 (data tanah yang terdekat dengan pengujian PDA *test*).
2. Menghitung beban dan mengetahui beban aksial dan lateral yang terjadi pada bangunan menggunakan ETABS.
3. Perhitungan mencari klasifikasi tanah dan parameter tanah.
4. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan Metode deRuiter dan Beringen.
5. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Mayerhof (1976; 1983) dan deRuiter dan Beringen.
6. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984).
7. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Hiley Formula.

8. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Denmark (Olson dan Flate (1967)).
9. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Eytelwein (Chellis (1941)).
10. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Janbu.
11. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode News-Record.
12. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode AASHTO.
13. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Navy-Mckay.
14. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Kode Bangunan Uniform Pantai Pasific (PCUBS) (dari Kode Bangunan Uniform Bab 28)
15. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode Gates.
16. Menghitung penurunan tiang menggunakan metode Poulus dan Davis.
17. Menghitung kuat dukung tiang pancang dengan metode elemen hingga 2D digunakan *software plaxis*.
18. Mengambil perbandingan dari hasil perhitungan semua metode.
19. Dalam analisa pembahasan hasil ditampilkan dalam tabel dan grafik.
20. Dalam analisa ini hanya menghitung pondasi tiang pancang tunggal.
21. Langkah –langkah analisa dengan metode numerik (metode elemen hingga 2D, PLAXIS) ada pada lampiran B.



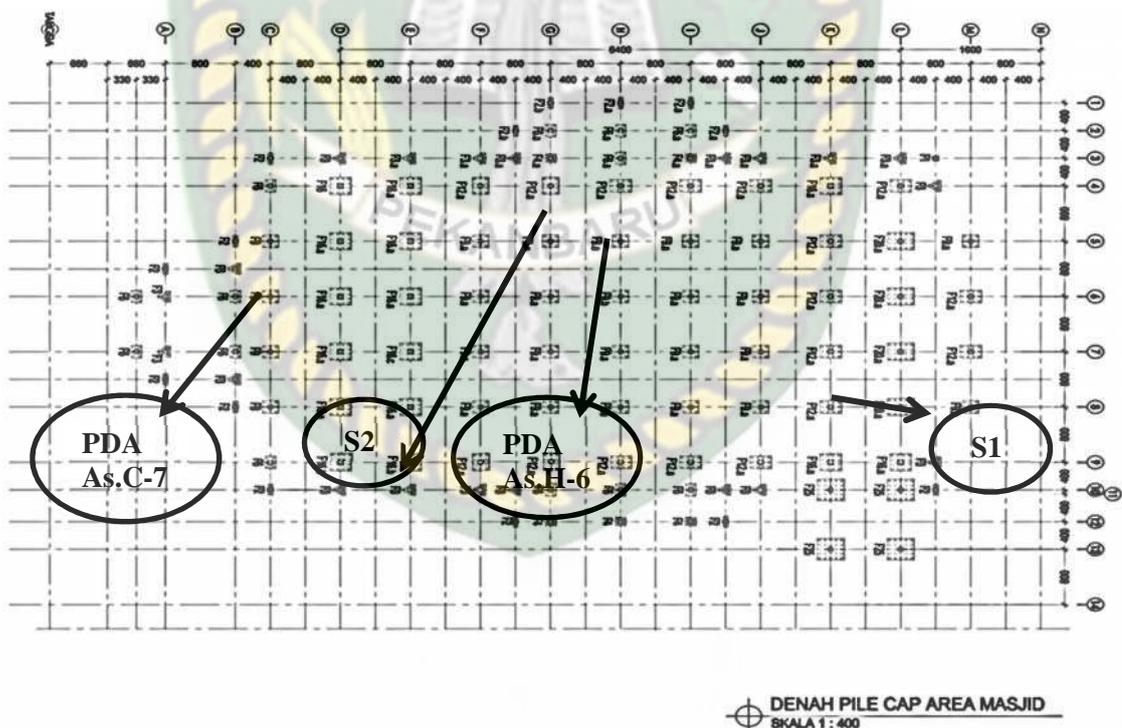
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian

BAB V

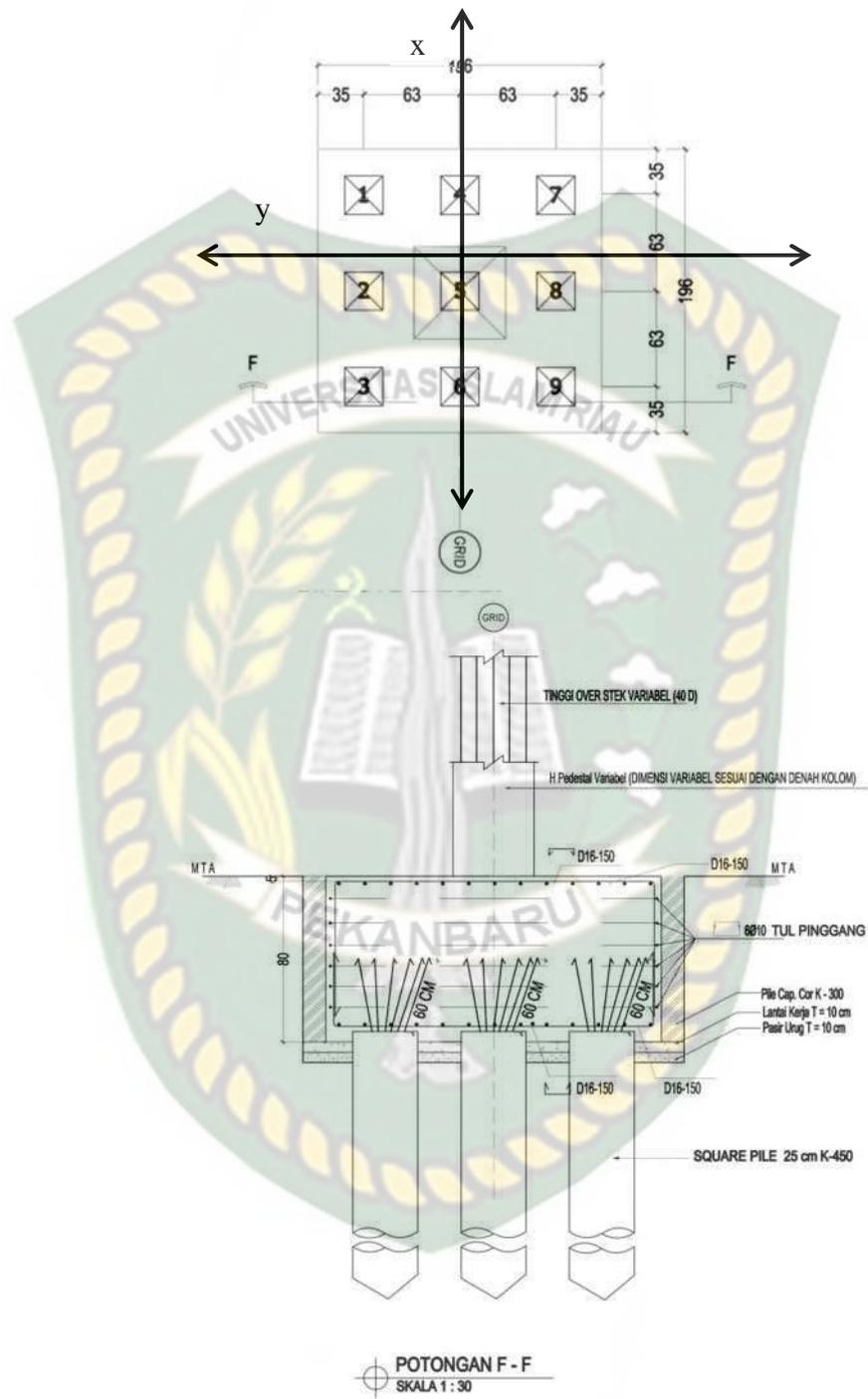
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Deskripsi Umum

Struktur fondasi pada pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau menggunakan tiang pancang berdiameter 25 cm dan mutu beton yang digunakan K-450, dan penyelidikan tanah menggunakan uji sondir (CPT). Penelitian dilakukan untuk menentukan kapasitas kuat dukung tiang pancang tunggal, penurunan tiang, dan menghitung beban yang bekerja menggunakan ETABS berdasarkan data gambar struktur dan arsitektur. Adapun data untuk melakukan analisa didapatkan dari melakukan uji sondir, titik sondir yang digunakan adalah sondir 2 (S2) seperti Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Denah fondasi tiang pancang (PT. Yodya Karya Persero, 2018)



Gambar 5.2 Detail fondasi tiang pancang (PT. Yodya Karya Persero, 2018)

Dari Gambar 5.1 menjelaskan denah pondasi tiang pancang posisi titik As C-7, titik uji sondir dan PDA *test*. Gambar 5.2 menjelaskan detail pondasi tiang pancang letak titik pemancangan, dengan 9 titik, tiang yang dipancang berdiameter 25 cm dengan kedalaman tiang pancang 12 m sampai 17 m.

Pondasi yang akan ditinjau dalam penelitian ini adalah As C-7 dikarenakan pada titik itu telah dilakukan pengujian PDA dan pada titik As C-7 nilai kuat dukungnya lebih besar dari pada nilai kuat dukung yang diuji pada titik As H-6. Untuk data sondir digunakan data sondir yang diuji pada titik ke 2 (S2) dikarenakan mendekati titik uji PDA *test*.

5.2 Hasil Pengolahan Data

Hasil pengolahan data dan perhitungan yang telah dilakukan dalam penelitian ini yaitu data klasifikasi jenis tanah, hasil analisa beban rencana yang bekerja pada pondasi tiang pancang tunggal sesuai titik uji PDA *test* dengan menggunakan program ETABS dan perhitungan bantuan Excel, haasil perhitungan kapasitas kuat dukung tiang pancang, perbandingan kapasitas kuat dukung tiang pancang antara metode statis dan dinamik serta metode elemen hingga 2D dengan hasil uji PDA *test*, faktor aman tiang pancang dan penurunan tiang pancang tunggal.

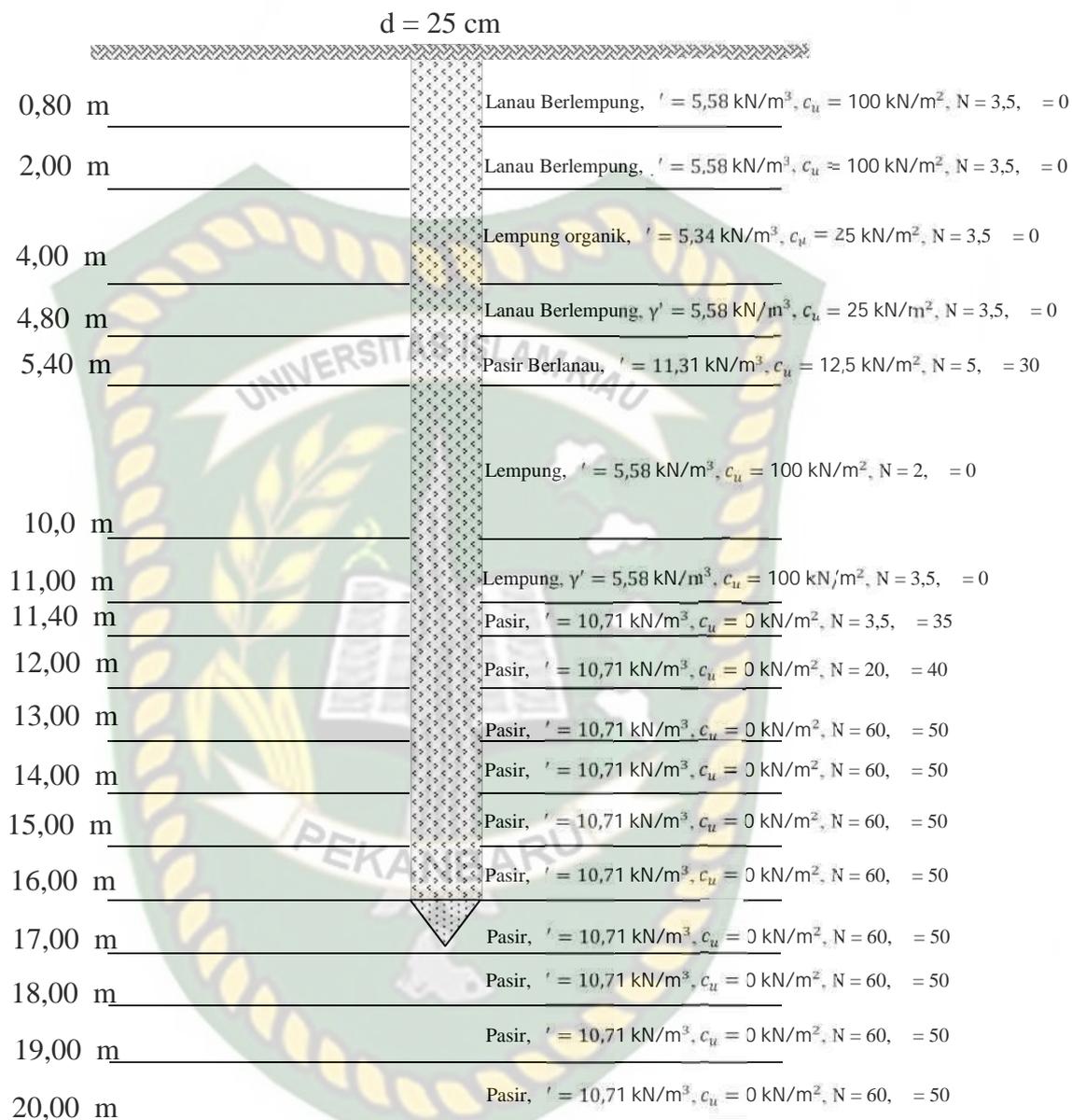
5.2.1 Hasil Klasifikasi Parameter Tanah dengan Pendekatan Sondir

Untuk memperkirakan klafikasi jenis tanah dapat digunakan data sondir *Cone Penetration Test (CPT)* (Robertson dan Campanella, 1983 dalam Deny, 2015) dilihat pada Gambar 3.1, dan pencarian nilai F_r menggunakan persamaan 3.1.

Tabel 5.1 Klasifikasi tanah

| Kedalaman (m) | $\frac{q_{tip}}{c_{tip}}$ (kg/cm ²) | Hambatan Setempat (kg/cm ²) | F_r (kg/cm ²) | Klasifikasi Tanah |
|------------------|--|--|--------------------------------|-------------------------------|
| 0,00-0,80 | 18,6 | 0,192 | 1,03 | Lanau berlempung, padat |
| 01,00-02,00 | 12,5 | 0,213 | 1,704 | Lanau berlempung, sangat kaku |
| 02,20-04,00 | 5,4 | 0,2 | 3,7 | Lempung organik kaku sedang |
| 04,20-04,80 | 13 | 0,16 | 1,23 | Lanau berlempung kaku sedang |
| 05,00-05,40 | 22,66 | 0,186 | 0,82 | Pasir berlanau, padat |
| 05,60-10,00 | 5,13 | 0,222 | 4,32 | Lempung sangat kaku |
| 10,20-11,00 | 9,4 | 0,336 | 3,57 | Lempung sangat kaku |
| 11,20-11,40 | 73 | 0,28 | 0,38 | Pasir seragam padat |
| 11,60-12,00 | 170,66 | 3,06 | 1,79 | Pasir padat |
| 12,00-13,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 13,00-14,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 14,00-15,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 15,00-16,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 16,00-17,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 17,00-18,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 18,00-19,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |
| 19,00-20,00 | 215 | 0,80 | 0,37 | Pasir padat |

Perhitungan dan Tabel parameter tanah ada di (lampiran A), Gambar 5.3 hasil dari klasifikasi tanah berdasarkan data CPT dengan kedalaman klasifikasi parameter dilakukan sampai kedalaman 20 meter.



Gambar 5.3 Parameter setiap lapisan tanah

5.2.2 Hasil Parameter Tanah Untuk Input PLAXIS

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



Tabel 5.2 Parameter tanah di kedalaman 0,00-0,80 hingga 11,00-20,00 meter

| Parameter Tanah | Kedalaman | | | | | | | |
|---|------------------|-------------------|----------------------|-------------------|--------------|-------------------|-------------------|--------------|
| | 0,00-0,80 | 00,80-02,00 | 02,00-04,00 | 04,00-04,80 | 04,80-05,40 | 05,40-10,00 | 10,00-11,00 | 11,00-20,00 |
| Model Material | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb | Mohr-coulomb |
| Jenis Material | Tidak terdrainae | Tidak terdrainase | Tidak terdrainase | Tidak terdrainase | Terdrainase | Tidak terdrainase | Tidak terdrainase | Terdrainase |
| Berat isi jenuh (γ_{sat}) (kN/m ³) | 8,96 | 8,96 | 8,72 | 8,96 | 18,17 | 8,96 | 8,96 | 17,21 |
| Berat isi jenuh (γ_{sat}) (kN/m ³) | 15,39 | 15,39 | 15,15 | 15,39 | 21,12 | 15,39 | 15,39 | 20,52 |
| Permaebilitas (kx) (m/hari) | 0,864 | 0,864 | 864×10^{-4} | 0,864 | 8,64 | 0,864 | 0,864 | 8,64 |
| Permaebilitas (ky) (m/hari) | 0,864 | 0,864 | 864×10^{-4} | 0,864 | 8,64 | 0,864 | 0,864 | 8,64 |
| Modulus elastisitas (E) (kN/m ²) | 19.613,13 | 19.613,13 | 8.825.99 | 8.825.99 | 19.613,3 | 19.613,13 | 19.613,13 | 98.066,5 |
| Kohesi (c) (kN/m ²) | 100 | 100 | 25 | 25 | 12,5 | 100 | 100 | 1 |
| Sudut gesek (ϕ) (°) | 0 | 0 | 0 | 0 | 30 | 0 | 0 | 35 |
| Angka poisson (v) | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 0,35 | 0,40 |
| R _{inter} | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |

Tabel 5.3 Parameter tiang

| No | Parameter Tiang Pancang | Nilai | Satuan |
|----|-------------------------|----------------|-------------------|
| 1 | Model material | Elastis linier | |
| 2 | Jenis material | Tidak porous | |
| 3 | Berat isi tidak jenuh | 24 | kN/m ³ |
| 4 | Modulus elastisitas | 28.837,793 | kN/m ³ |
| 5 | Angka poisson | 0,3 | |
| 6 | R _{inter} | 1,0 | |

Dari Tabel 5.2 didapatkan parameter tanah untuk diinput ke dalam PLAXIS dimana parameter kedalaman 0,00-0,80 m sampai kedalaman 16,20-17,00 m, parameter yang diinput diantaranya didapatkan dari tabel-tabel seperti nilai permeabilitas (k_x) dan permeabilitas (k_y) dari Tabel 3.5, nilai modulus elastisitas dari Tabel 3.5, nilai parameter angka poisson (ν) Tabel 3.6 dan berat isi jenuh (γ_{unsat}), berat isi jenuh (γ_{sat}), kohesi (c), sudut gesek (ϕ).

Tabel 5.3 didapatkan parameter tiang untuk diinput ke dalam plaxis dimana tiang pancang yang digunakan adalah tiang beton ukuran 25 x 25 cm, dengan mutu beton K-450, dan nilai parameter angka poisson (ν) Tabel 3.6.

5.2.3 Hasil Analisa Beban yang Bekerja Menggunakan ETABS

Analisa beban yang bekerja yakni beban aksial, beban momen dan beban lateral menggunakan ETABS, perhitungan beban terdiri dari beban tetap dan beban sementara, beban tetap terdiri dari beban mati dan beban hidup, dan untuk beban sementara terdiri dari beban gempa dan beban angin, beban-beban tersebut didapatkan berdasarkan SNI 1727:2013 dan untuk beban gempa menggunakan SNI 1726:2012. Dari hasil analisa beban menggunakan ETABS didapatkan beban maksimal pada Masjid Raya Provinsi Riau hasil dari analisa tersebut bisa dilihat (lampiran B) dan Tabel 5.4.

Hasil analisa yang didapat dari *software* ETABS dengan beban maksimal yang telah direkap sesuai titik uji PDA, kombinasi 3 yaitu 1,40 beban mati + 1 beban hidup + 0,39 beban gempa arah x + 1,30 beban gempa arah y). Dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Hasil analisa beban maksimal pada ETABS

| Joint | Kombinasi | Gaya Lateral | | Gaya Aksial | Momen | |
|-------|-------------|--------------|------------|-------------|------------|------------|
| | | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN) | MY (kN) |
| C-7 | Kombinasi 3 | -89,9 | 286,53 | 1799,46 | 76,416 | 84,94 |

Dari hasil analisa beban maksimal pada ETABS dititik C-7 dan dilakukan perhitungan pada (lampiran A) di peroleh nilai beban yang bekerja, Beban yang digunakan dalam perhitungan adalah beban per masing-masing tiang, nilai beban pada tabel berikut :

Tabel 5.5 Beban yang bekerja pada masing-masing tiang pancang

| No tiang | Koordinat (m) | | x^2 (m) | y^2 (m) | $\frac{V}{n}$ (kN) | $\frac{M_x^s \cdot y}{Y^2}$ (kN) | $\frac{M_y^s \cdot x}{X^2}$ (kN) | Pi (kN) |
|-------------|------------------|-------|--------------|--------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------|
| | X | Y | | | | | | |
| 1 | 0,63 | -0,63 | 0,397 | 0,397 | 208,135 | -24,259 | 22,471 | 206,347 |
| 2 | 0 | 0 | 0,000 | 0,000 | 208,135 | 0,000 | 0,000 | 208,135 |
| 3 | -0,63 | -0,63 | 0,397 | 0,397 | 208,135 | -24,259 | -22,471 | 161,405 |
| 4 | 0,63 | 0 | 0,397 | 0,000 | 208,135 | 0,000 | 22,471 | 230,606 |
| 5 | 0 | 0 | 0,000 | 0,000 | 208,135 | 0,000 | 0,000 | 208,135 |
| 6 | -0,63 | 0 | 0,397 | 0,000 | 208,135 | 0,000 | -22,471 | 185,665 |
| 7 | 0,63 | 0,63 | 0,397 | 0,397 | 208,135 | 24,259 | 22,471 | 254,865 |
| 8 | 0 | -0,63 | 0,000 | 0,397 | 208,135 | -24,259 | 0,000 | 183,876 |
| 9 | -0,63 | 0,63 | 0,397 | 0,397 | 208,135 | 24,259 | -22,471 | 209,924 |
| Jumlah | | | 2,381 | 2,381 | | P Maks | | 254,865 |

5.2.4 Hasil Analisa Kuat Dukung Tiang Pancang Tunggal

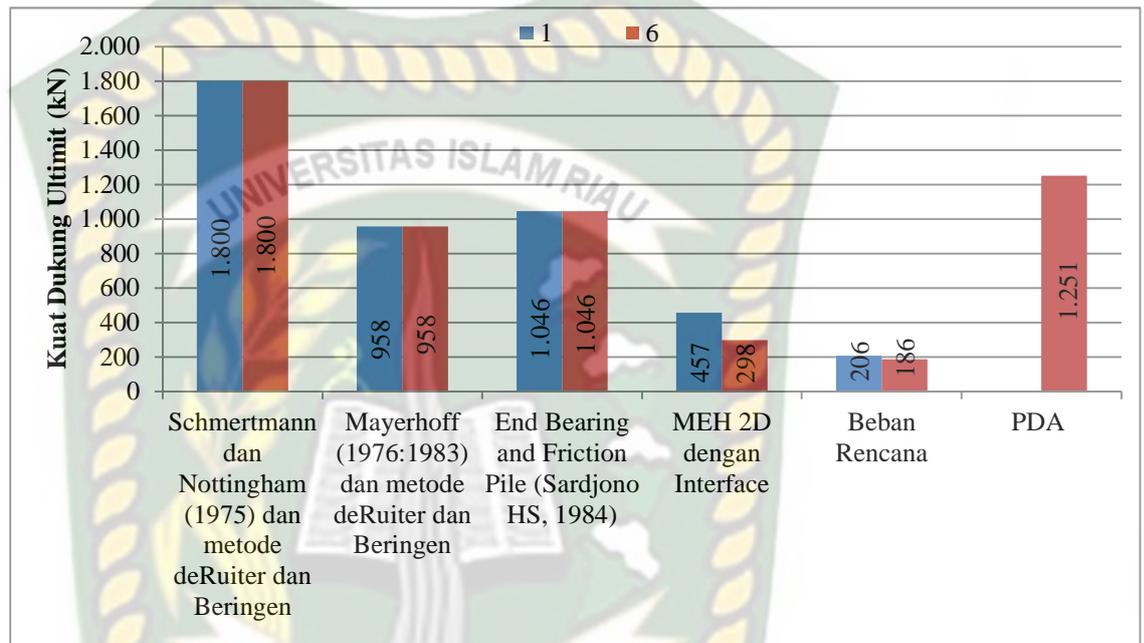
Perhitungan kuat dukung tiang pancang tunggal dengan diameter tiang 25 cm menggunakan tiga metode statis dan 9 metode dinamik serta metode elemen hingga 2D (PLAXIS). Alasan pemilihan metode ini dikarenakan penulis menggunakan data pengujian sondir. Metode pada pengujian sondir diperoleh lapisan tanah terdiri dari lapisan tanah granular dan tanah kohesif. Maka dari itu, metode statis menggunakan 4 metode, yang mana dua metode untuk tanah granular dan satu lagi untuk tanah kohesif, dan satu metode dengan metode yang

lain. Dua metode untuk tanah granular yaitu metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan menggunakan metode Mayerhoff (1976:1983) sedangkan untuk metode tanah kohesif yaitu metode deRuijter dan Beringen, sehingga metode dari tanah granular dan metode tanah kohesif, metode yang lain dijumlahkan menjadi tiga metode antara lain, metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuijter dan Beringen, metode Mayerhoff (1976:1983) dan metode deRuijter dan Beringen, satu metode lagi yaitu metode End Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984). Alasan penulis memilih metode dinamik karena pada saat pemilihan metode ini dikarenakan adanya nilai kalendering yang diperoleh dari pengujian lapangan saat pemancangan tiang menggunakan diesel hammer. Untuk metode dinamik yaitu Analisa kapasitas kuat dukung pondasi tiang pancang tunggal dengan metode Hiley Formula, Denmark (Olson dan Flates (1967)), Eytelwein (Chellis (1941)), Janbu, News-Record, AASHTO, Navy-Mckay, Kode Bangunan Uniform Pantai Pasific (PCUBS) (dari Kode Bangunan Uniform Bab 28), dan metode Gates. Untuk metode elemen hingga 2D menggunakan software plaxis (Lampiran B). Pada perhitungan metode statis, kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi oleh panjang tiang sedangkan untuk metode dinamik kuat dukung tiang pancang dipengaruhi oleh panjang tiang/kedalaman tiang dan nilai kalendering, dan elemen hingga 2D kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi beban rencana yang bekerja di atasnya. Hasilnya perhitungan akan disajikan dalam bentuk tabel sesuai kedalaman tiang yang terpancang.

5.2.4.1 Kuat Dukung Tiang Pancang Metode Statis

Pada perhitungan kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan metode statis ini dihitung semua tiang karena kedalamannya berbeda, diagram ini ditampilkan dua titik karena kedalamannya sama. Tiang pancang yang ditinjau pada titik As C7 dengan jumlah titik pemancangan yaitu 9 titik, dengan nomor tiang 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 dengan kedalaman pemancangan yang berbeda-beda yaitu 17 m, 16 m, 16,5 m, 12 m, serta 15,5 m.

1. Kuat dukung tiang pancang untuk kedalaman 17 m terdiri dari tiang C7 F9 nomor 1 dan 6



Gambar 5.4 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 1 dan 6

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen sebesar 1.800 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 457 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen lebih besar dari pengujian PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya besar, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 1,2 \% = 0,012$ karena yang dipakai tiang beton, kemudian

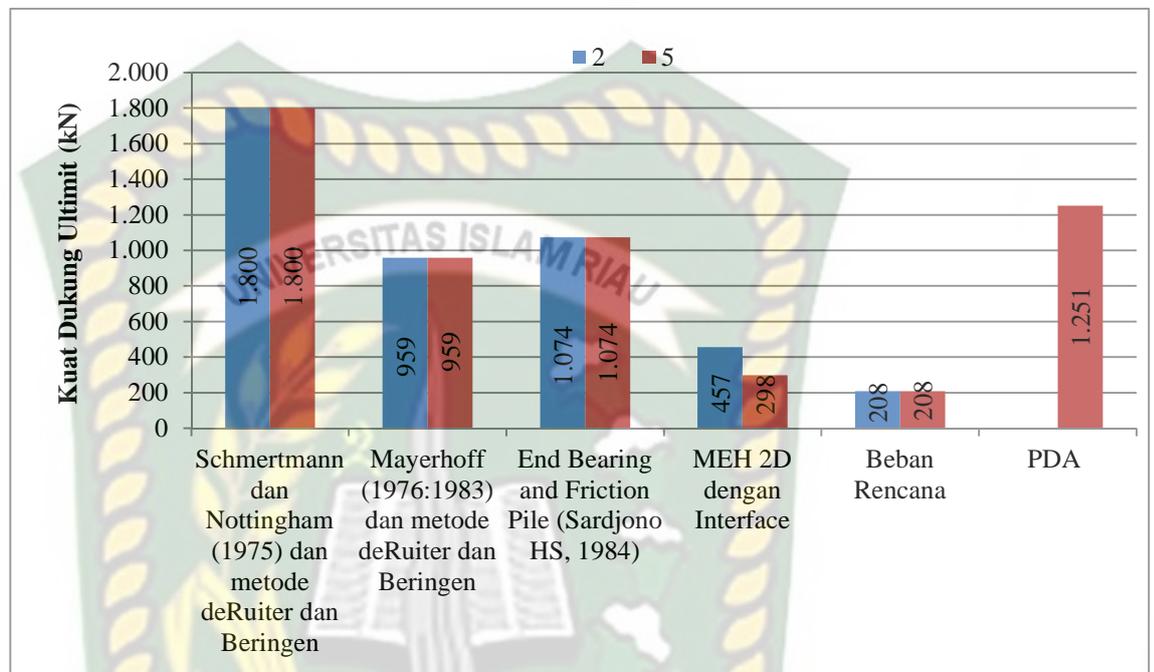
dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), untuk perhitungan Q_s dihitung dengan perkalian nilai luas selimut tiang, nilai f_s , panjang tiang, kemudian nilai 98,1, sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dijumlahkan dengan nilai Q_b hasilnya besar yang dimasukkan walaupun dikurangi dengan W_p (berat tiang pancang).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Mayerhoff (1976:1983) dan metode deRuiter dan Beringen nilai kuat dukungnya lebih kecil dari PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya lebih kecil dibandingkan dengan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 0,005$ karena tidak ada tahanan gesek lokal, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), perhitungan nilai f_s setiap kedalaman yang ada pada tanah granular nilainya sama dikarenakan jenis tanahnya sama, perhitungan Q_s dihitung dengan perkalian luas selimut dengan nilai f_s , sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dimasukkan lebih kecil dibandingkan dengan metode pertama.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan End Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984) nilai kuat dukungnya lebih mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini dipengaruhi oleh harga c rata-rata (friction pile) yang diperoleh sesuai kedalaman kemudahan kedalaman tersebut dibagi dengan 5 (Lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode elemen hingga 2D nilainya kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya dimasukkan beban terpusat yang sesuai dengan beban rencana pada masing-masing tiang.

2. Kuat dukung tiang pancang untuk kedalaman 16,5 m terdiri dari tiang C7 F9 nomor 2 dan 5.



Gambar 5.5 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 2 dan 5

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen sebesar 1.800 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 457 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen lebih besar dari pengujian PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya besar, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 1,2 \% = 0,012$ karena yang dipakai tiang beton, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), untuk perhitungan Q_s

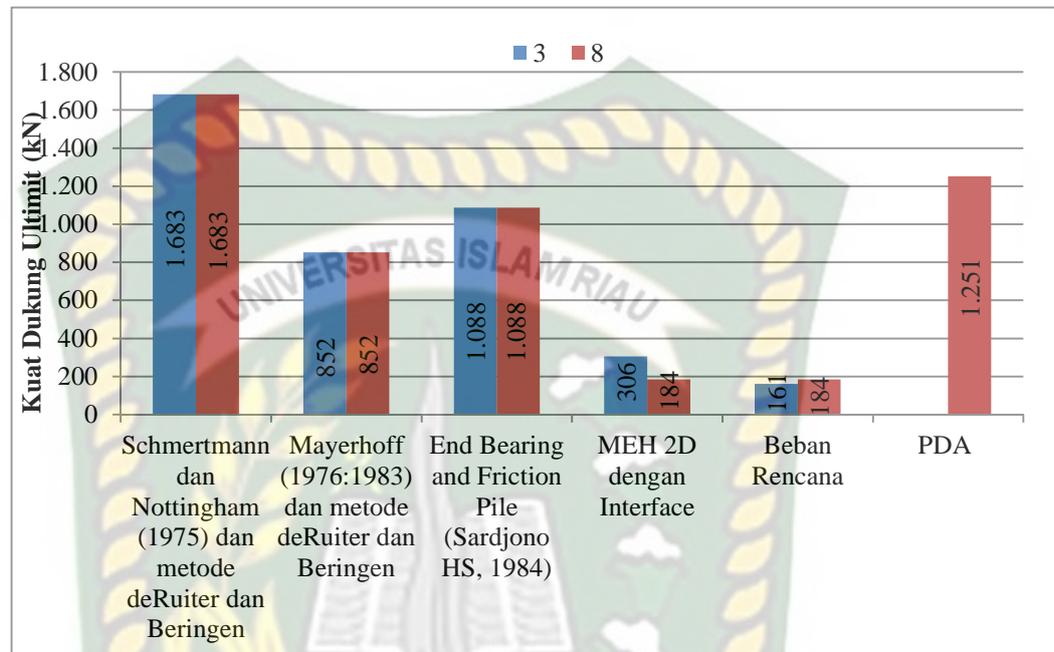
dihitung dengan perkalian nilai luas selimut tiang, nilai f_s , panjang tiang, kemudian nilai 98,1, sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dijumlahkan dengan nilai Q_b hasilnya besar yang dimasukkan walaupun dikurangi dengan W_p (berat tiang pancang).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Mayerhoff (1976:1983) dan metode deRuiter dan Beringen nilai kuat dukungnya lebih kecil dari PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya lebih kecil dibandingkan dengan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 0,005$ karena tidak ada tahanan gesek lokal, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), perhitungan nilai f_s setiap kedalaman yang ada pada tanah granular nilainya sama dikarenakan jenis tanahnya sama, perhitungan Q_s dihitung dengan perkalian luas selimut dengan nilai f_s , sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dimasukkan lebih kecil dibandingkan dengan metode pertama.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan End Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984) nilai kuat dukungnya lebih mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini dipengaruhi oleh harga clep rata-rata (friction pile) yang diperoleh sesuai kedalaman kemudahan kedalaman tersebut dibagi dengan 5 (Lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode elemen hingga 2D nilainya kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya dimasukkan beban terpusat yang sesuai dengan beban rencana pada masing-masing tiang.

3. Kuat dukung tiang pancang untuk kedalaman 16 m terdiri dari tiang C7 F9 nomor 3 dan 8.



Gambar 5.6 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 3 dan 8

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen sebesar 1.683 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 306 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen lebih besar dari pengujian PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya besar, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 1,2 \% = 0,012$ karena yang dipakai tiang beton, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), untuk perhitungan Q_s

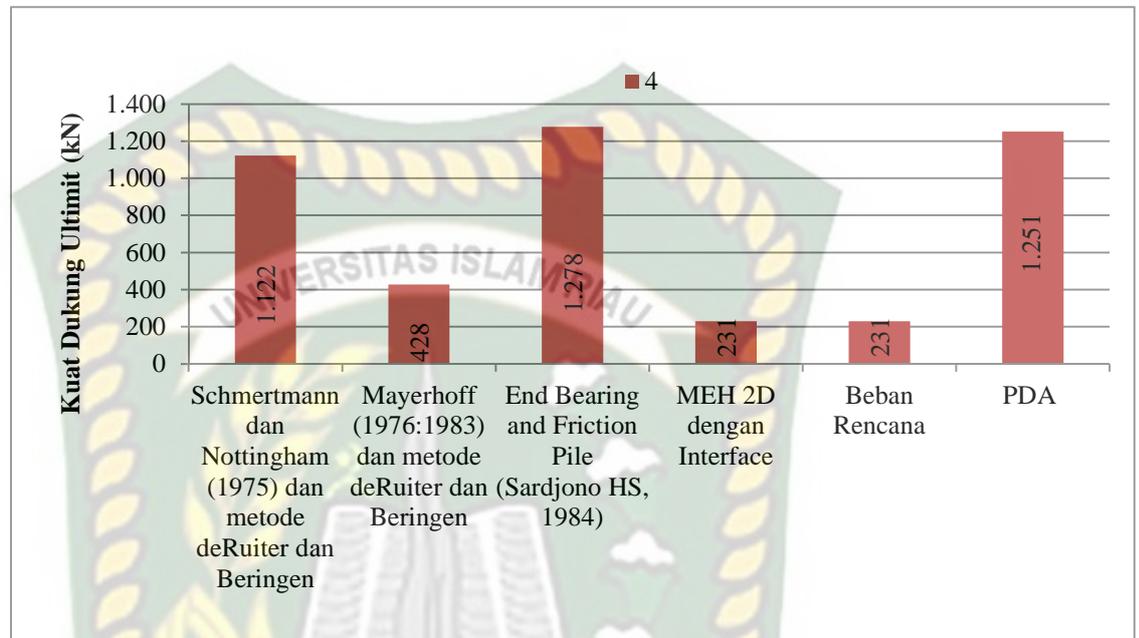
dihitung dengan perkalian nilai luas selimut tiang, nilai f_s , panjang tiang, kemudian nilai 98,1, sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dijumlahkan dengan nilai Q_b hasilnya besar yang dimasukkan walaupun dikurangi dengan W_p (berat tiang pancang).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Mayerhoff (1976:1983) dan metode deRuiter dan Beringen nilai kuat dukungnya lebih kecil dari PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya lebih kecil dibandingkan dengan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 0,005$ karena tidak ada tahanan gesek lokal, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), perhitungan nilai f_s setiap kedalaman yang ada pada tanah granular nilainya sama dikarenakan jenis tanahnya sama, perhitungan Q_s dihitung dengan perkalian luas selimut dengan nilai f_s , sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dimasukkan lebih kecil dibandingkan dengan metode pertama.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan End Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984) nilai kuat dukungnya lebih mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini dipengaruhi oleh harga clep rata-rata (friction pile) yang diperoleh sesuai kedalaman kemudahan kedalaman tersebut dibagi dengan 5 (Lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode elemen hingga 2D nilainya kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya dimasukkan beban terpusat yang sesuai dengan beban rencana pada masing-masing tiang.

4. Kuat dukung tiang pancang untuk kedalaman 12 m terdiri dari tiang C7 F9 nomor 4.



Gambar 5.7 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 4

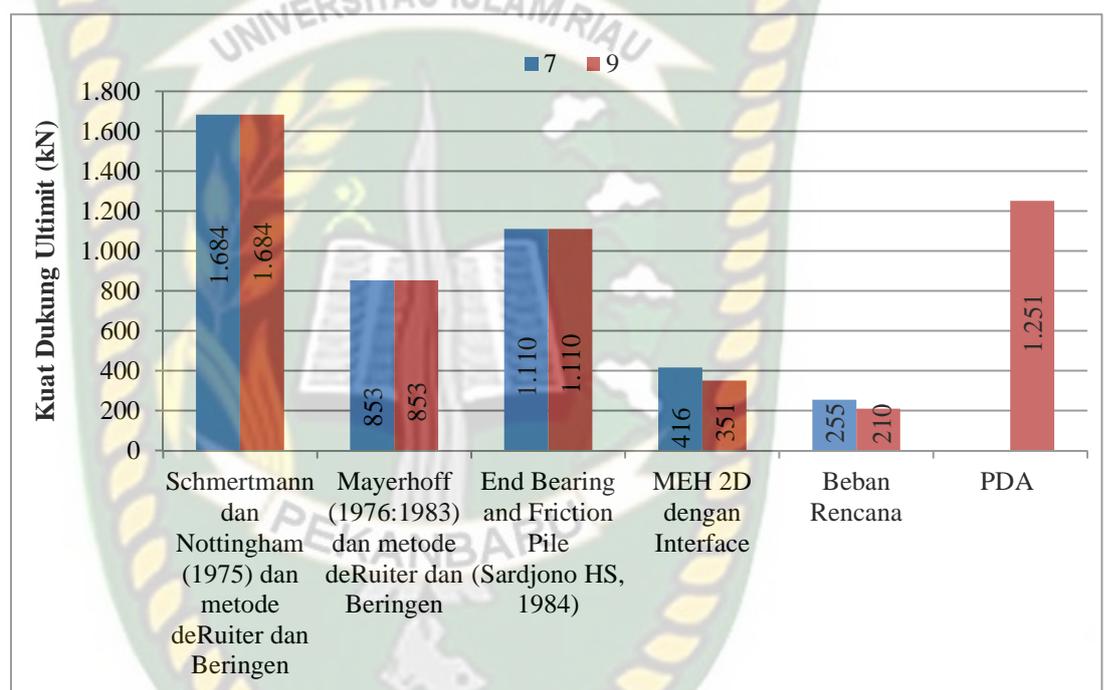
Kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan pada tiang 4 didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen sebesar 1.278 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 231 kN.

Dari diagram ini nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan End Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984) nilai kuat dukungnya lebih mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini dipengaruhi oleh harga q_{avg} rata-rata (friction pile) yang diperoleh sesuai kedalaman kemudian kedalaman tersebut dibagi dengan 5 (Lampiran A).

Metode statis yang lain lebih kecil dikarenakan faktor kedalaman pemancangan yang mempengaruhi nilai tahanan gesek ultimit semakin kecil nilai kedalaman pemancangan maka nilai Q_s nya semakin kecil.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode elemen hingga 2D nilainya kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya dimasukkan beban terpusat yang sesuai dengan beban rencana pada masing-masing tiang.

5. Kuat dukung tiang pancang untuk kedalaman 15,5 m terdiri dari tiang C7 F9 nomor 7 dan 9.



Gambar 5.8 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 7 dan 9

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuijter dan Beringen sebesar 1.684 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 416 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuijter dan Beringen

lebih besar dari pengujian PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya besar, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 1,2 \% = 0,012$ karena yang dipakai tiang beton, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), untuk perhitungan Q_s dihitung dengan perkalian nilai luas selimut tiang, nilai f_s , panjang tiang, kemudian nilai 98,1, sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dijumlahkan dengan nilai Q_b hasilnya besar yang dimasukkan walaupun dikurangi dengan W_p (berat tiang pancang).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode Mayerhoff (1976:1983) dan metode deRuiter dan Beringen nilai kuat dukungnya lebih kecil dari PDA *test* dikarenakan pada perhitungan (lampiran A) untuk nilai tahanan gesek ultimit atau total jumlah Q_s granularnya lebih kecil dibandingkan dengan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan metode deRuiter dan Beringen, pada perhitungan f_s (tahanan gesek satuan tiang) digunakan $k_c = 0,005$ karena tidak ada tahanan gesek lokal, kemudian dikalikan dengan nilai q_c (rata-rata perlawanan konus), perhitungan nilai f_s setiap kedalaman yang ada pada tanah granular nilainya sama dikarenakan jenis tanahnya sama, perhitungan Q_s dihitung dengan perkalian luas selimut dengan nilai f_s , sehingga pada perhitungan nilai Q_u nilai Q_s yang dimasukkan lebih kecil dibandingkan dengan metode pertama.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan End Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984) nilai kuat dukungnya lebih mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini dipengaruhi oleh harga q_c rata-rata (friction pile) yang diperoleh sesuai kedalaman kemudahan kedalaman tersebut dibagi dengan 5 (Lampiran A).

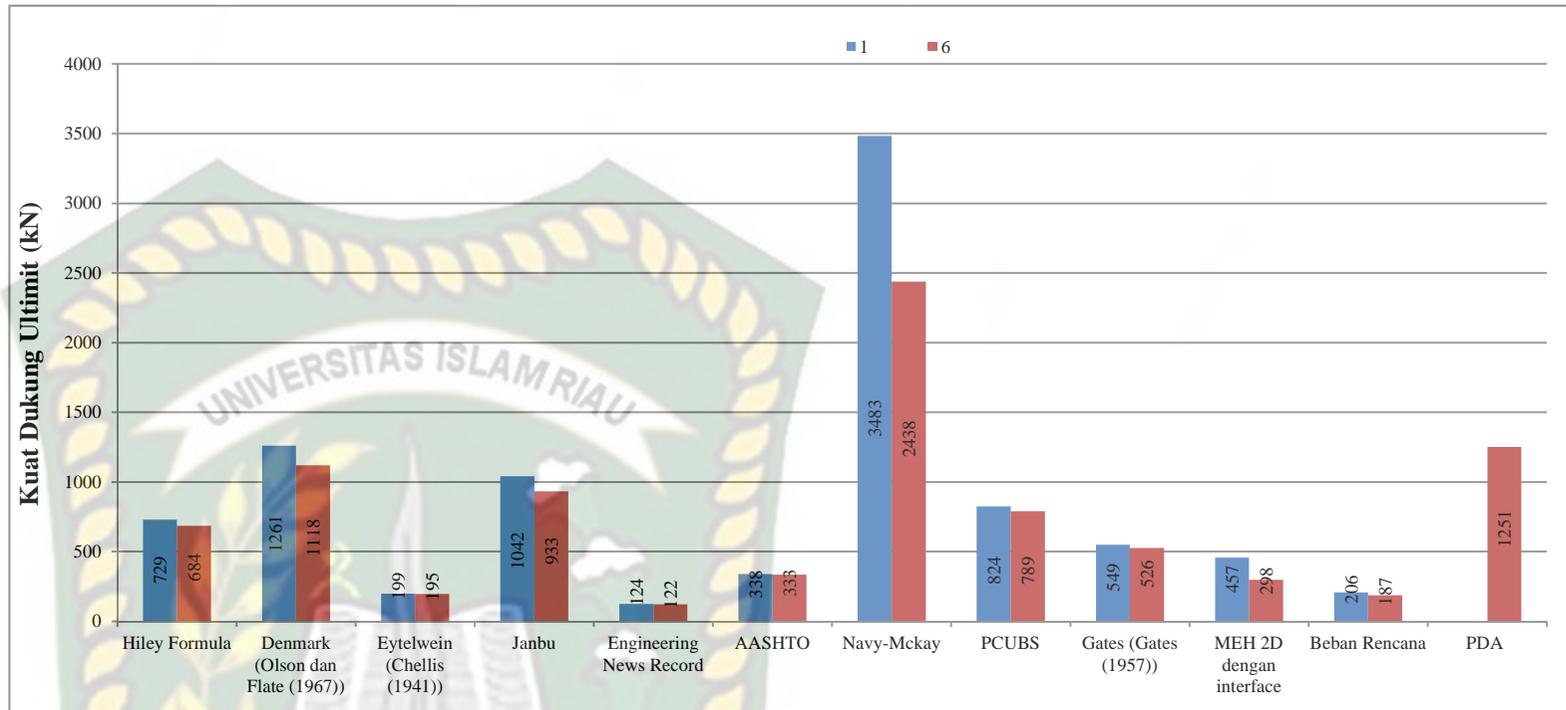
Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan metode elemen hingga 2D nilainya kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya dimasukkan beban terpusat yang sesuai dengan beban rencana pada masing-masing tiang.

5.2.4.2 Kuat Dukung Tiang Pancang Dengan Metode Dinamik

Pada perhitungan kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan metode dinamik ini dihitung semua tiang karena kedalamannya berbeda, dan nilai penetrasi dari pengujian kalenderingnya berbeda, diagram ini ditampilkan dua titik karena kedalamannya sama. Tiang pancang yang ditinjau pada titik As C7 dengan jumlah titik pemancangan yaitu 9 titik, dengan nomor tiang 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 dengan kedalaman pemancangan yang berbeda-beda yaitu 17 m, 16 m, 16,5 m, 12 m, serta 15,5 m.



1. Kuat dukung tiang pancang kedalaman 17 m As. C7 F9, nomor 1 dengan nilai kalendering 3,5 cm, dan tiang pancang As. C7 F9, nomor 6 dengan nilai kalendering 5 cm.



Gambar 5.9 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 1 dan 6

Dari analisa kapasitas dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kapasitas dukung tiang pancang yang besar dengan nilai kalendering 3,5 cm dengan metode dinamik dengan menggunakan metode Navy-Mckay 3.483 kN, dan nilai kapasitas dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 457 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Hiley formula nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Denmark (Olson dan Flate (1967)) nilai kuat dukungnya mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (kontstanta *temporary elastic compression*) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Eytelwein (Chellis (1941)) nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Janbu nilai kuat dukungnya hampir mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), nilai k_u, λ , dan nilai C_d (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Engineering News-Record nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h),

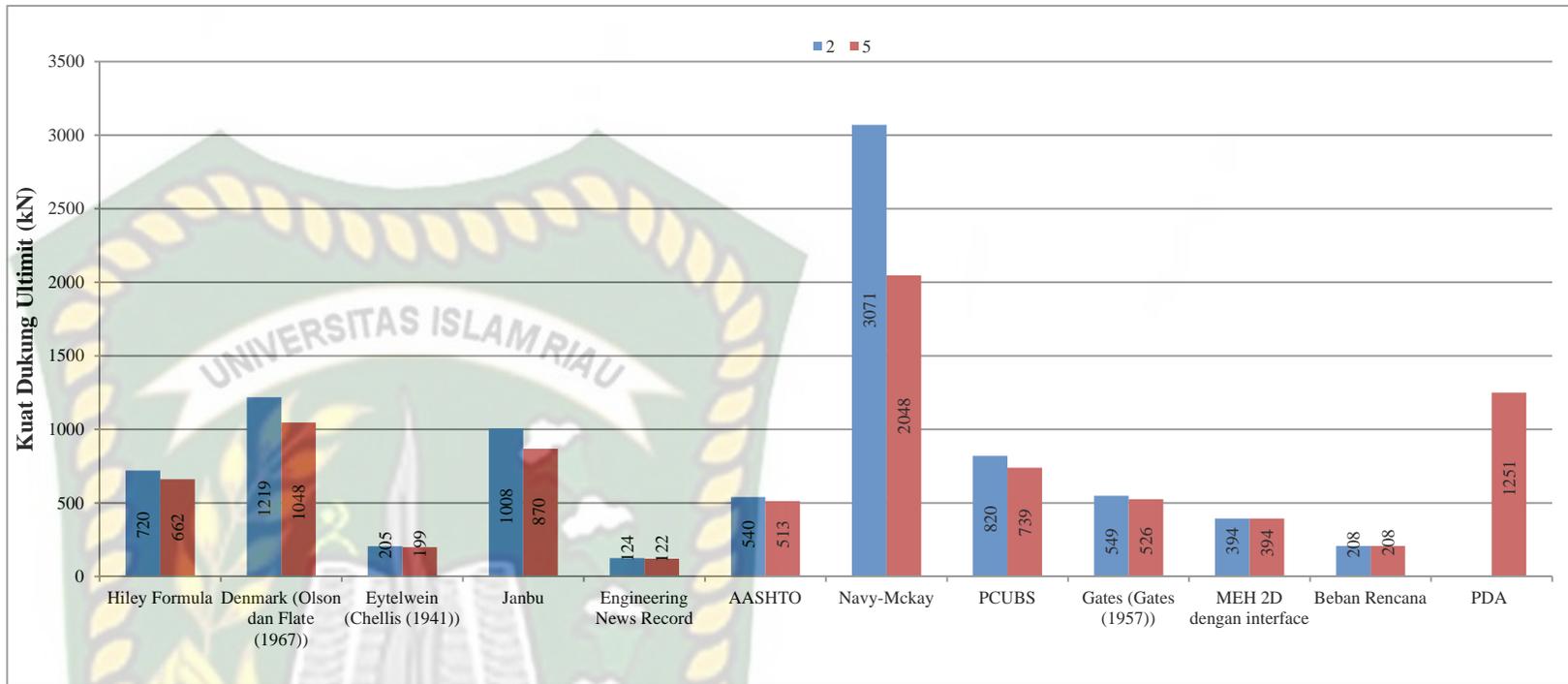
koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus AASHTO nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), tinggi jatuh *hammer* (h), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), dan nilai $A_r \times p$ (luas penampang x tekanan uap) yang nilainya sama dengan 0 untuk yang kerja tunggal dan gravitasi (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Navy-Mckay nilai kuat dukungnya lebih besar dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya memperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (konstanta *temporary elastic compression*), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), serta faktor atau nilai pembagiya terlalu kecil (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus PCUBS nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang), k , C_1 dan C_2 (lampiran A).

2. Kuat dukung tiang pancang kedalaman 16,5 m As. C7 F9, nomor 2 dengan nilai kalendering 4 cm, dan tiang pancang As. C7 F9, nomor 5 dengan nilai kalendering 6 cm.



Gambar 5.10 Kapasitas dukung tiang pancang tunggal tiang 2 dan 5

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan nilai kalendering 4 cm dengan metode dinamik dengan menggunakan metode Navy-Mckay 3.071 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 393 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Hiley formula nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Denmark (Olson dan Flate (1967)) nilai kuat dukungnya mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (kontstanta *temporary elastic compression*) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Eytelwein (Chellis (1941)) nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Janbu nilai kuat dukungnya hampir mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), nilai k_u, λ , dan nilai C_d (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Engineering News-Record nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h),

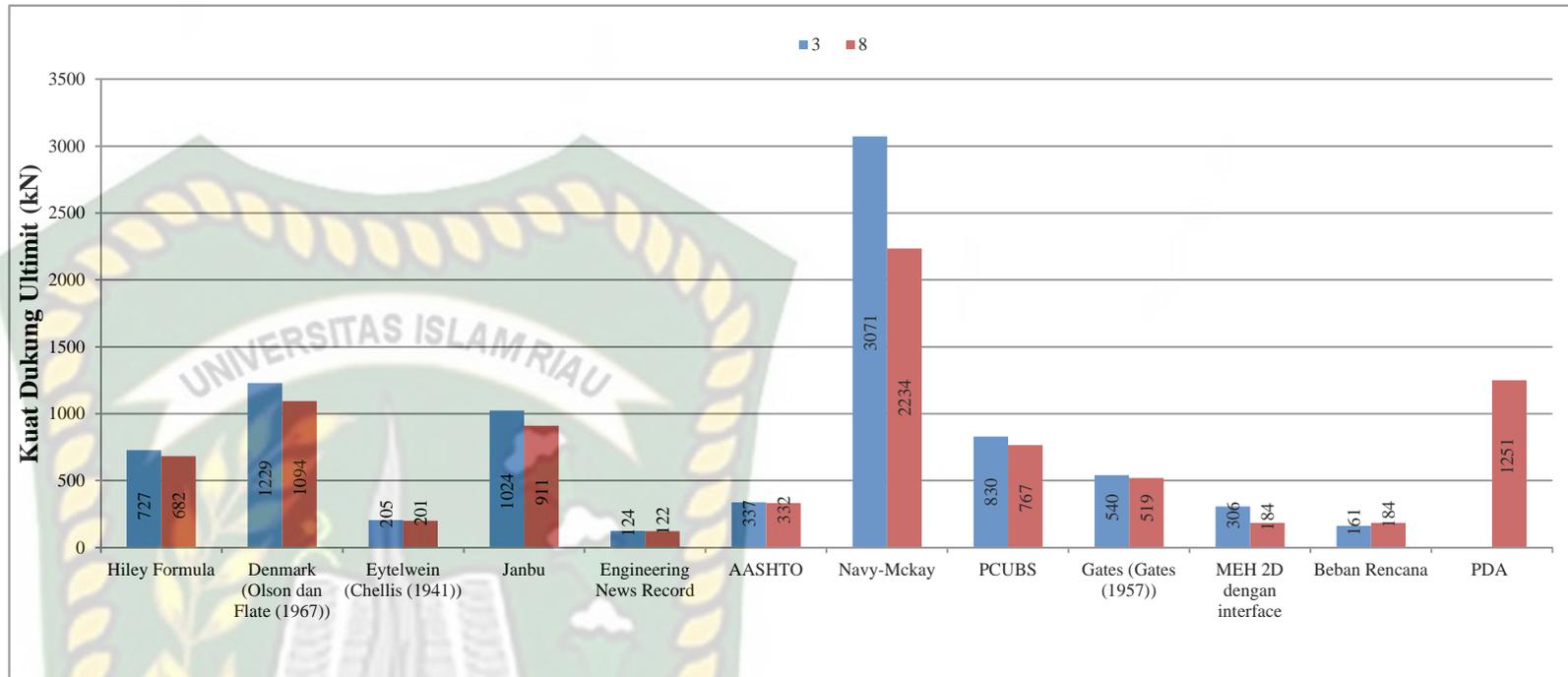
koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus AASHTO nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), tinggi jatuh *hammer* (h), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), dan nilai $A_r \times p$ (luas penampang x tekanan uap) yang nilainya sama dengan 0 untuk yang kerja tunggal dan gravitasi (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Navy-Mckay nilai kuat dukungnya lebih besar dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya memperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (konstanta *temporary elastic compression*), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), serta faktor atau nilai pembagiya terlalu kecil (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus PCUBS nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat palu), k , C_1 dan C_2 (lampiran A).

3. Kuat dukung tiang pancang kedalaman 16 m As. C7 F9, nomor 3 dengan nilai kalendering 4 cm, dan tiang pancang As. F9, nomor 8 dengan nilai kalendering 5,5 cm.



Gambar 5.11 Kapasitas dukung tiang pancang tunggal tiang 3 dan 8

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan nilai kalendering 4 cm dengan metode dinamik dengan menggunakan metode Navy-Mckay 3.071 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 394 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Hiley formula nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Denmark (Olson dan Flate (1967)) nilai kuat dukungnya mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (kontstanta *temporary elastic compression*) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Eytelwein (Chellis (1941)) nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Janbu nilai kuat dukungnya hampir mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), nilai k_u, λ , dan nilai C_d (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Engineering News-Record nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h),

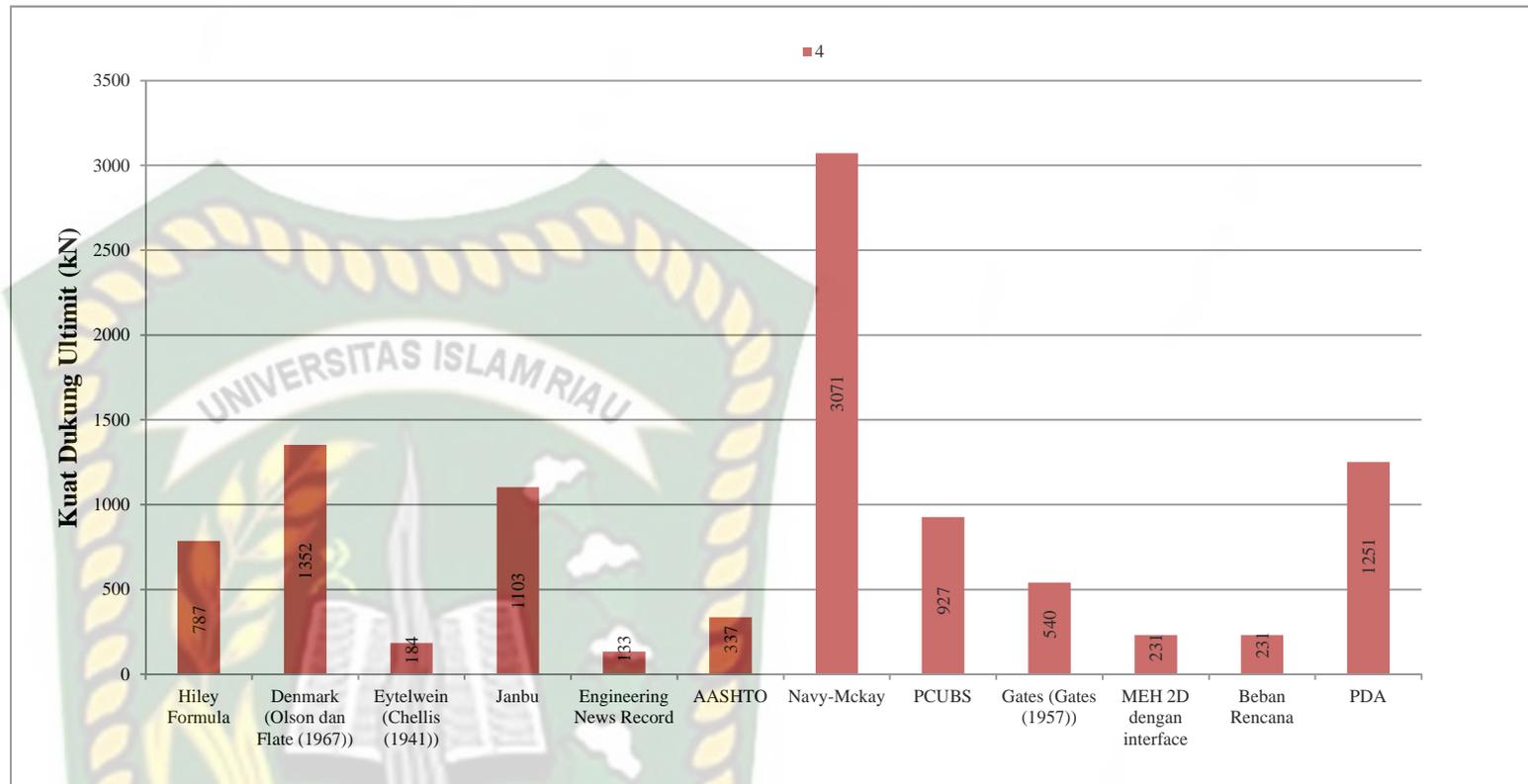
koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus AASHTO nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), tinggi jatuh *hammer* (h), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), dan nilai $A_r \times p$ (luas penampang x tekanan uap) yang nilainya sama dengan 0 untuk yang kerja tunggal dan gravitasi (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Navy-Mckay nilai kuat dukungnya lebih besar dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya memperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (konstanta *temporary elastic compression*), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), serta faktor atau nilai pembagiya terlalu kecil (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus PCUBS nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang), k , C_1 dan C_2 (Lampiran A).

4. Kuat dukung tiang pancang kedalaman 12 m As. C7 F9, nomor 4 dengan nilai kalendering 4 cm.



Gambar 5.12 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 4

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan pada tiang 4 didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan nilai kalendering 4 cm dengan metode dinamik dengan menggunakan metode Navy-Mckay 3.071 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 231 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Hiley formula nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Denmark (Olson dan Flate (1967)) nilai kuat dukungnya mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), komperesi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (kontstanta *temporary elastic compression*) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Eytelwein (Chellis (1941)) nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Janbu nilai kuat dukungnya hampir mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), nilai k_u, λ , dan nilai C_d (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Engineering News-Record nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h),

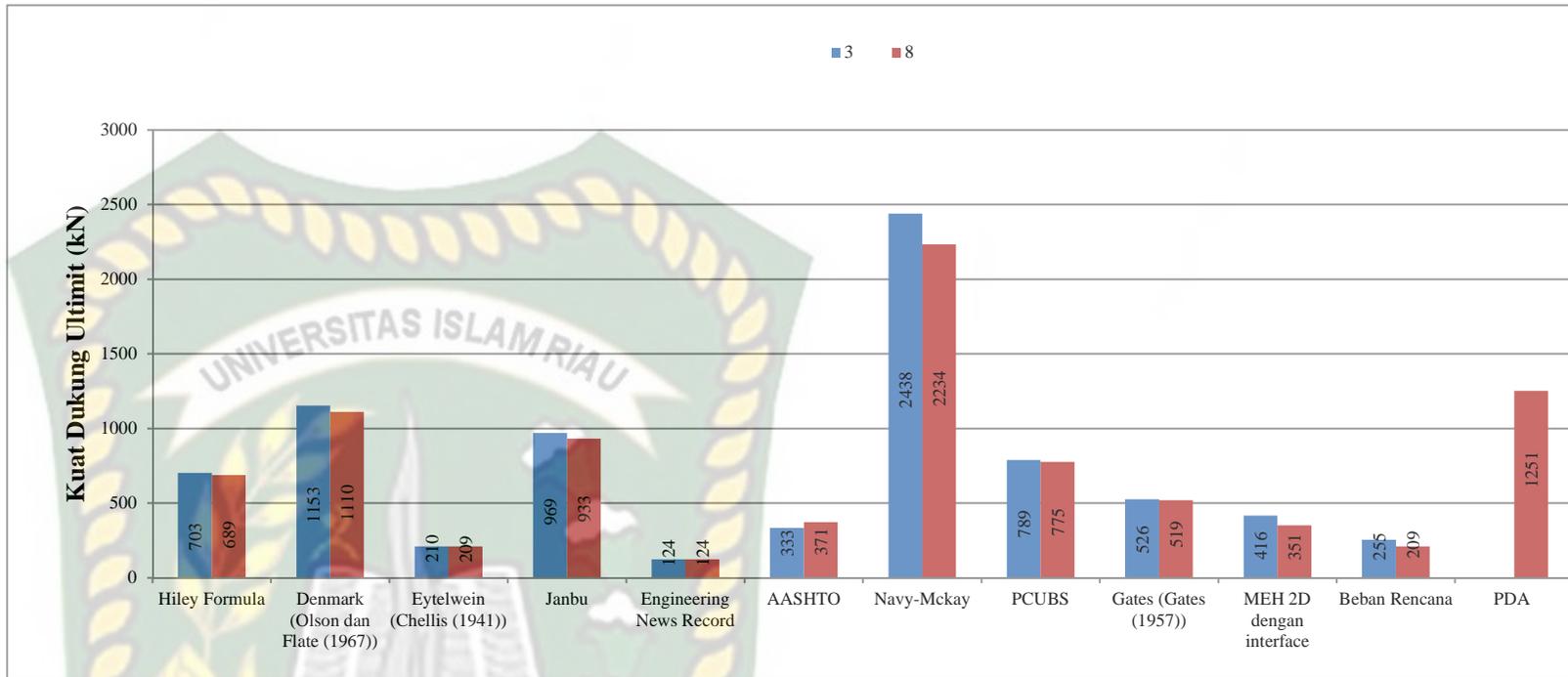
koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus AASHTO nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), tinggi jatuh *hammer* (h), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), dan nilai $A_r \times p$ (luas penampang x tekanan uap) yang nilainya sama dengan 0 untuk yang kerja tunggal dan gravitasi (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Navy-Mckay nilai kuat dukungnya lebih besar dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya memperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (konstanta *temporary elastic compression*), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), serta faktor atau nilai pembagiya terlalu kecil (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus PCUBS nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang), k , C_1 dan C_2 (lampiran A).

5. Kuat dukung tiang pancang kedalaman 15,5 m As. C7 F9, nomor 7 dengan nilai kalendering 5 cm, dan tiang pancang As. C7 F9, nomor 9 dengan nilai kalendering 5,5 cm.



Gambar 5.13 Kuat dukung tiang pancang tunggal tiang 7 dan 9

Dari analisa kuat dukung tiang pancang yang telah dilakukan didapat kuat dukung tiang pancang yang besar dengan nilai kalendering 5 cm dengan metode dinamik dengan menggunakan metode Navy-Mckay 2.438 kN, dan nilai kuat dukung tiang pancang paling kecil yaitu menggunakan metode MEH 2D dengan nilai sebesar 526 kN.

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Hiley formula nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), kompresi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Denmark (Olson dan Flate (1967)) nilai kuat dukungnya mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), kompresi (k_1, k_2, k_3), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (konstanta *temporary elastic compression*) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Eytelwein (Chellis (1941)) nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Janbu nilai kuat dukungnya hampir mendekati nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), Tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), nilai k_u, λ , dan nilai C_d (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Engineering News-Record nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h),

koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang) (Lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus AASHTO nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), tinggi jatuh *hammer* (h), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), dan nilai $A_r \times p$ (luas penampang x tekanan uap) yang nilainya sama dengan 0 untuk yang kerja tunggal dan gravitasi (lampiran A).

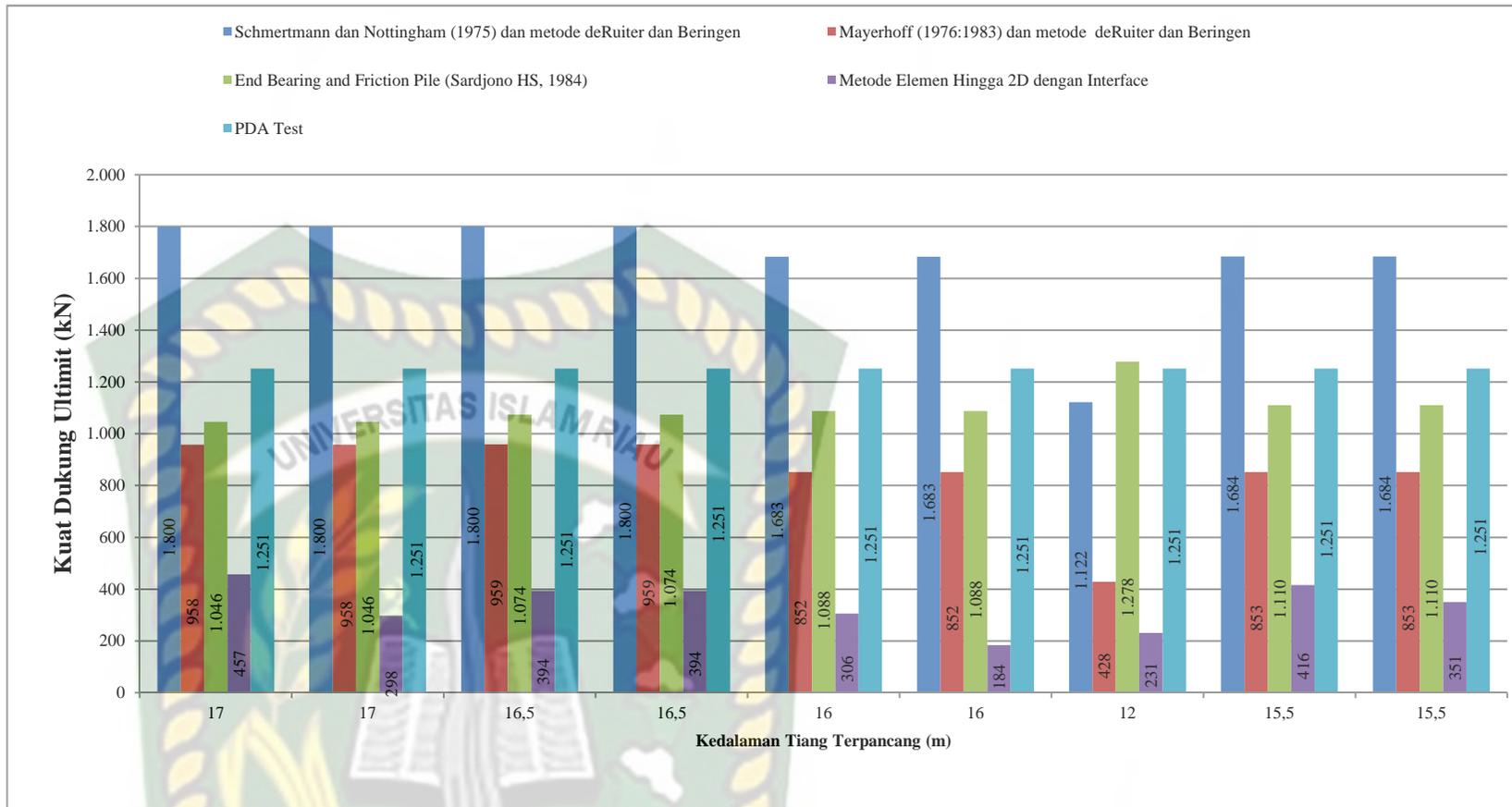
Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus Navy-Mckay nilai kuat dukungnya lebih besar dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini hanya memperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), dan nilai C_1 (Konstanta temporary elastic compression), W_r (berat ram), berat palu W_p (berat tiang), serta faktor atau nilai pembagiya terlalu kecil (lampiran A).

Nilai kuat dukung yang diperoleh menggunakan rumus PCUBS nilai kuat dukungnya lebih kecil dari nilai kuat dukung PDA *test* dikarenakan pada metode ini diperhitungkan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh *hammer* dikali 0,5 (E_h), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang), k , C_1 dan C_2 (lampiran A).

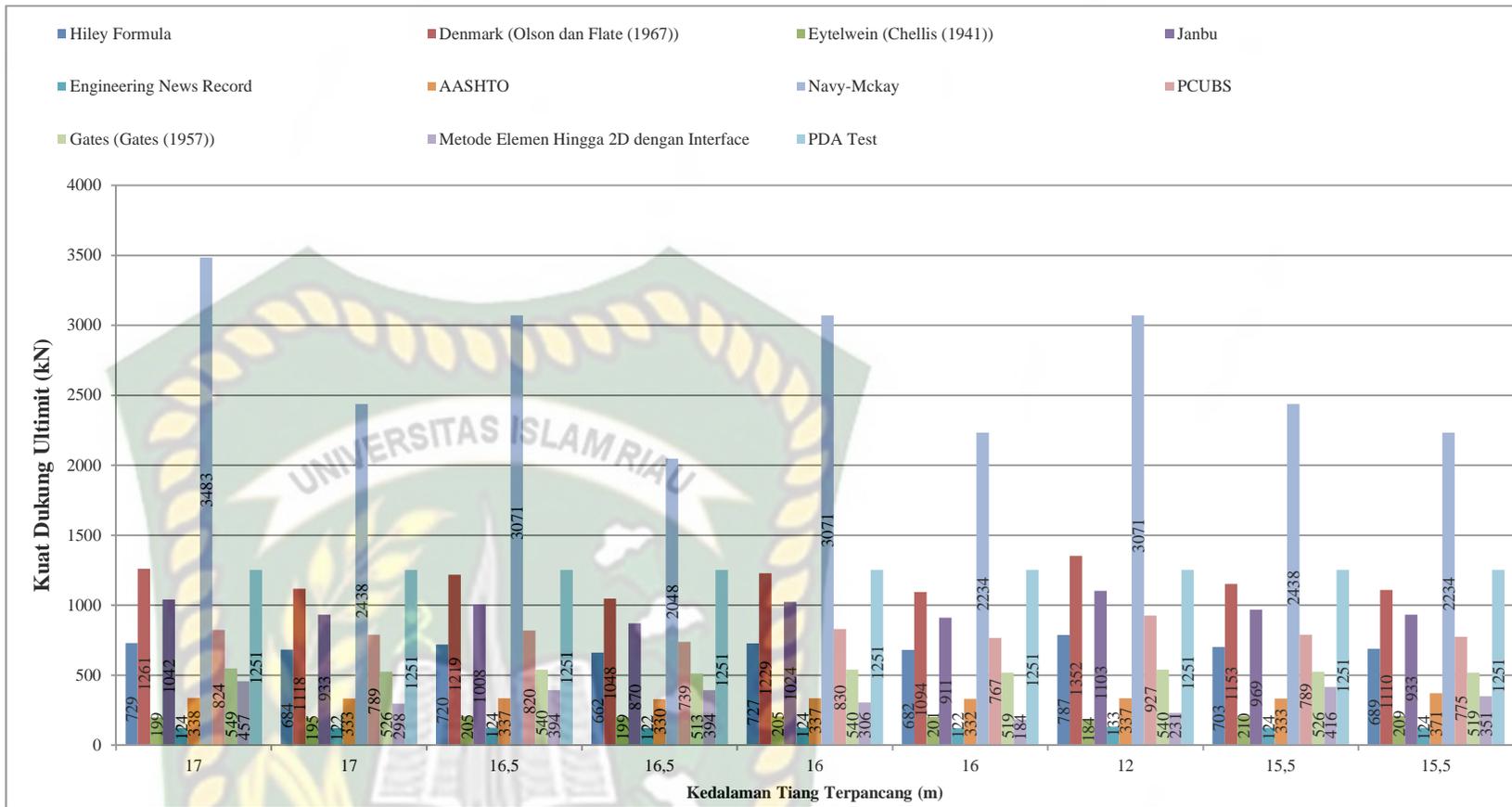
5.2.5 Komparasi Kuat Dukung Tiang Pancang Menggunakan Beberapa Metode Dinamik Dan Metode Statis Serta Metode Elemen Hingga Terhadap Hasil Pda Test

PDA test (*Pile Driving Analyzer*) merupakan salah satu pengujian dinamik yang digunakan untuk mengetahui kuat dukung tiang pancang tunggal, keutuhan tiang, efisiensi energi yang ditransfer dari alat pemukul tiang pancang. Pengujian PDA test yang dilakukan di Masjid Raya Provinsi Riau dilakukan dua kali pengujian, yakni pada tiang As. C7 F9-1 dan pada tiang As. H6 F9-1 dengan ukuran tiang pancang *square pile* 25 x 25 cm. Maka dari itu perbandingan kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan metode- metode dengan data dari lapangan perlu dilakukan guna mengetahui perbedaan dari hasil yang didapatkan, baik dengan metode analitis maupun data yang diperoleh dari lapangan.

Dari semua hasil PDA test yang didapat, maka kuat dukung tiang pancang dengan metode statis, dinamik, dan elemen hingga 2D dibandingkan dengan As. C7 F9-1, hal tersebut dikarenakan titik PDA test tersebut kuat dukung tiang pancangnya lebih besar dibandingkan dengan titik As. H6 F9-1, dan dekat dengan titik uji sondir. Hasil uji PDA test yang didapat pada tiang pancang As. C7 F9-1 sebesar 127,6 ton (1.251,33). Perbandingan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Perbandingan kuat dukung tiang pancang metode analitis (metode statis) dan metode elemen hingga 2D dengan data Sondir



Gambar 5.15 Perbandingan kuat dukung tiang pancang metode analitis (metode dinamik) dan metode elemen hingga 2D dengan data pemancangan (nilai kalendering)

Dari Gambar 5.14 dan Gambar 5.15 didapatkan perbandingan kuat dukung tiang pancang dari metode statis dan dinamik serta metode elemen hingga 2D dengan data yang ada dilapangan yaitu data PDA *test*, pada metode statis nilai kuat dukung tiang pancangnya lebih besar dibandingkan dengan nilai menggunakan metode elemen hingga 2D dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya memperhitungkan beban terpusat berdasarkan beban rencana pada masing-masing tiang kemudian untuk nilai Q_u dimasukkan nilai $-M_{sf}$ yang diperoleh dari plaxis kemudian dikalikan dengan beban rencana, sehingga diperoleh Q_u yang kecil (lampiran B). Tetapi jika dibandingkan dengan nilai PDA *test* nilai kuat dukung tiang pancang dengan metode statis ada yang mendekati yaitu dengan menggunakan metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS,1984).

Pada metode dinamik nilai kapasitas dukung tiang pancangnya ada yang lebih besar dan ada yang lebih kecil dibandingkan dengan nilai menggunakan metode elemen hingga 2D dikarenakan pada metode elemen hingga 2D hanya memperhitungkan beban terpusat berdasarkan beban rencana pada masing-masing tiang kemudian untuk nilai Q_u dimasukkan nilai $-M_{sf}$ yang diperoleh dari plaxis kemudian dikalikan dengan beban rencana, sehingga diperoleh Q_u yang kecil (lampiran B) dan nilai kuat dukung dinamik lebih kecil (metode Engineering News Record) dari metode elemen hingga 2D dikarenakan pada metode Engineering News-Record untuk mendapatkan nilai kuat dukung hanya menggunakan nilai penetrasi (s), e_h (efisiensi *hammer*), tinggi jatuh hammer dikali 0,5 (E_h), koefisien restitusi (n), W_r (berat ram) dan berat palu W_p (berat tiang). Nilai kuat dukung metode dinamik ada juga yang hampir mendekati dengan uji PDA *test* yaitu dengan menggunakan metode Denmark (Olson dan Flate (1967)).

5.3 Faktor Aman pada Tiang Pancang

Untuk mendapatkan nilai faktor aman, kita dapat melakukan perhitungan dengan kapasitas dukung ultimate dibagi dengan beban yang bekerja pada tiang, faktor aman memberi fungsi ketidakpastian beban yang bekerja, faktor aman yang diberikan pada analisa statis besar hasilnya, dan pada analisa dinamik tidak terlalu

besar, untuk normal untuk kontrol normal pada struktur pada Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 adalah 2,5. Hasil faktor aman yang didapat bisa dilihat pada (Lampiran A).

Tabel 5.6 Faktor aman pada tiang pancang metode statis

| Metode | No Tiang As. C7 F9 | Q_u (kN) | P_i (kN) | Sf |
|---|-----------------------|---------------|---------------|-------|
| Metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dan Metode deRuiter dan Beringen | 1 | 1.799,59 | 206,347 | 8,72 |
| | 2 | 1.800,37 | 208,135 | 8,65 |
| | 3 | 1.683,43 | 161,405 | 10,42 |
| | 4 | 1.121,87 | 230,606 | 4,86 |
| | 5 | 1.800,37 | 208,135 | 8,65 |
| | 6 | 1.799,59 | 185,665 | 9,69 |
| | 7 | 1.684,22 | 254,865 | 6,6 |
| | 8 | 1.683,43 | 183,876 | 9,15 |
| | 9 | 1.684,22 | 209,924 | 8,02 |
| Metode Mayerhof (1976:1983) dan deRuiter dan Beringen | 1 | 957,83 | 206,347 | 4,64 |
| | 2 | 959,39 | 208,135 | 4,60 |
| | 3 | 851,89 | 161,405 | 5,27 |
| | 4 | 428,20 | 230,606 | 1,85 |
| | 5 | 959,39 | 208,135 | 4,60 |
| | 6 | 957,83 | 185,665 | 5,15 |
| | 7 | 852,68 | 254,865 | 3,34 |
| | 8 | 851,89 | 183,876 | 4,63 |
| | 9 | 852,68 | 209,924 | 4,06 |
| Metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS,1984) | 1 | 1.046,21 | 206,347 | 5,07 |
| | 2 | 1.073,96 | 208,135 | 5,15 |
| | 3 | 1.087,98 | 161,405 | 6,74 |
| | 4 | 1.278,1 | 230,606 | 5,54 |
| | 5 | 1.073,96 | 208,135 | 5,15 |
| | 6 | 1.046,21 | 185,665 | 5,63 |
| | 7 | 1.110,34 | 254,865 | 4,35 |
| | 8 | 1.087,98 | 183,876 | 5,91 |
| | 9 | 1.110,34 | 209,924 | 5,28 |

Tabel 5.7 Faktor aman pada tiang pancang dinamik

| Rumus | No Tiang As. C7 F9 | P _u (kN) | P _i (kN) | Sf P _u /P _i |
|-------------------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|
| Hiley Formula | 1 | 729,37 | 206,347 | 3,53 |
| | 2 | 720,13 | 208,135 | 3,45 |
| | 3 | 726,88 | 161,405 | 4,50 |
| | 4 | 786,65 | 230,606 | 3,41 |
| | 5 | 661,95 | 208,135 | 3,18 |
| | 6 | 684,10 | 185,665 | 3,68 |
| | 7 | 703,11 | 254,865 | 2,75 |
| | 8 | 682,02 | 183,876 | 3,70 |
| | 9 | 688,53 | 209,924 | 3,27 |
| Denmark (Olson dan Flate (1967)) | 1 | 1.260,59 | 206,347 | 6,10 |
| | 2 | 1.219,26 | 208,135 | 5,85 |
| | 3 | 1.229,33 | 161,405 | 7,61 |
| | 4 | 1.352,27 | 230,606 | 5,86 |
| | 5 | 1.047,53 | 208,135 | 5,03 |
| | 6 | 1.118,42 | 185,665 | 6,02 |
| | 7 | 1.153,10 | 254,865 | 4,52 |
| | 8 | 1.093,75 | 183,876 | 5,94 |
| | 9 | 1.110,07 | 209,924 | 5,28 |
| Eytelwein (Chellis (1941)) | 1 | 198,52 | 206,347 | 0,96 |
| | 2 | 204,97 | 208,135 | 0,98 |
| | 3 | 204,97 | 161,405 | 1,26 |
| | 4 | 184,02 | 230,606 | 0,79 |
| | 5 | 199,47 | 208,135 | 0,95 |
| | 6 | 194,62 | 185,665 | 1,05 |
| | 7 | 210,35 | 254,865 | 0,82 |
| | 8 | 200,81 | 183,876 | 1,09 |
| | 9 | 208,87 | 209,924 | 0,99 |
| Janbu | 1 | 1.041,66 | 206,347 | 5,04 |
| | 2 | 1.007,79 | 208,135 | 4,84 |
| | 3 | 1.024,44 | 161,405 | 6,34 |
| | 4 | 1.103,48 | 230,606 | 4,78 |
| | 5 | 869,88 | 208,135 | 4,17 |
| | 6 | 932,60 | 185,665 | 5,02 |
| | 7 | 969,05 | 254,865 | 3,8 |
| | 8 | 910,62 | 183,876 | 4,95 |
| | 9 | 932,60 | 209,924 | 4,44 |

Tabel 5.7 Lanjutan

| | | | | |
|-------------------------|---|----------|---------|-------|
| Engineering News Record | 1 | 123,50 | 206,347 | 0,59 |
| | 2 | 124,24 | 208,135 | 0,59 |
| | 3 | 124,24 | 161,405 | 0,76 |
| | 4 | 133,24 | 230,606 | 0,57 |
| | 5 | 121,89 | 208,135 | 0,58 |
| | 6 | 121,74 | 185,665 | 0,65 |
| | 7 | 124,41 | 254,865 | 0,48 |
| | 8 | 122,47 | 183,876 | 0,66 |
| | 9 | 123,6 | 209,924 | 0,58 |
| AASHTO | 1 | 338,16 | 206,347 | 1,63 |
| | 2 | 336,53 | 208,135 | 1,61 |
| | 3 | 336,53 | 161,405 | 2,08 |
| | 4 | 336,53 | 230,606 | 1,45 |
| | 5 | 330,18 | 208,135 | 1,58 |
| | 6 | 333,33 | 185,665 | 1,79 |
| | 7 | 333,33 | 254,865 | 1,3 |
| | 8 | 331,75 | 183,876 | 1,8 |
| | 9 | 331,75 | 209,924 | 1,58 |
| Navy-Mckay | 1 | 3.483,32 | 206,347 | 16,88 |
| | 2 | 3.071,31 | 208,135 | 14,75 |
| | 3 | 3.071,31 | 161,405 | 19,02 |
| | 4 | 3.071,31 | 230,606 | 13,31 |
| | 5 | 2.047,54 | 208,135 | 9,83 |
| | 6 | 2.438,32 | 185,665 | 13,13 |
| | 7 | 2.438,32 | 254,865 | 9,56 |
| | 8 | 2.233,68 | 183,876 | 12,14 |
| | 9 | 2.233,68 | 209,924 | 10,64 |
| PCUBS | 1 | 824,42 | 206,347 | 3,99 |
| | 2 | 819,77 | 208,135 | 3,93 |
| | 3 | 829,70 | 161,405 | 5,14 |
| | 4 | 926,98 | 230,606 | 4,01 |
| | 5 | 738,92 | 208,135 | 3,55 |
| | 6 | 762,54 | 185,665 | 4,1 |
| | 7 | 788,85 | 254,865 | 3,09 |
| | 8 | 766,60 | 183,876 | 4,16 |
| | 9 | 775,12 | 209,924 | 3,59 |
| Gates (Gates (1957)) | 1 | 549,06 | 206,347 | 2,66 |
| | 2 | 540,42 | 208,135 | 2,59 |
| | 3 | 540,42 | 161,405 | 3,34 |
| | 4 | 540,42 | 230,606 | 2,34 |

Tabel 5.7 Lanjutan

| | | | | |
|--|---|--------|---------|------|
| | 5 | 513,27 | 208,135 | 2,46 |
| | 6 | 525,65 | 185,665 | 2,83 |

| | | | | |
|--|---|--------|---------|------|
| | 7 | 525,65 | 254,865 | 2,06 |
| | 8 | 519,21 | 183,876 | 2,82 |
| | 9 | 519,21 | 209,924 | 2,47 |

Dari Tabel 5.6 dan 5.7 diperoleh berbagai macam faktor aman pada Masjid Raya Provinsi Riau yang diperoleh dari kapasitas dukung ultimit dibagi dengan beban rencana masing-masing tiang, hasil faktor aman berbeda dikarenakan nilai kapasitas dukung tiang pancang yang berbeda. Pada metode statis diperoleh faktor aman yang besar dikarenakan nilai beban rencana yang digunakan kecil, sehingga menyebabkan nilai faktor aman besar. Pada metode dinamik nilai faktor amannya bervariasi ada yang kecil dan ada yang besar seperti yang terlihat pada Tabel 5.7.

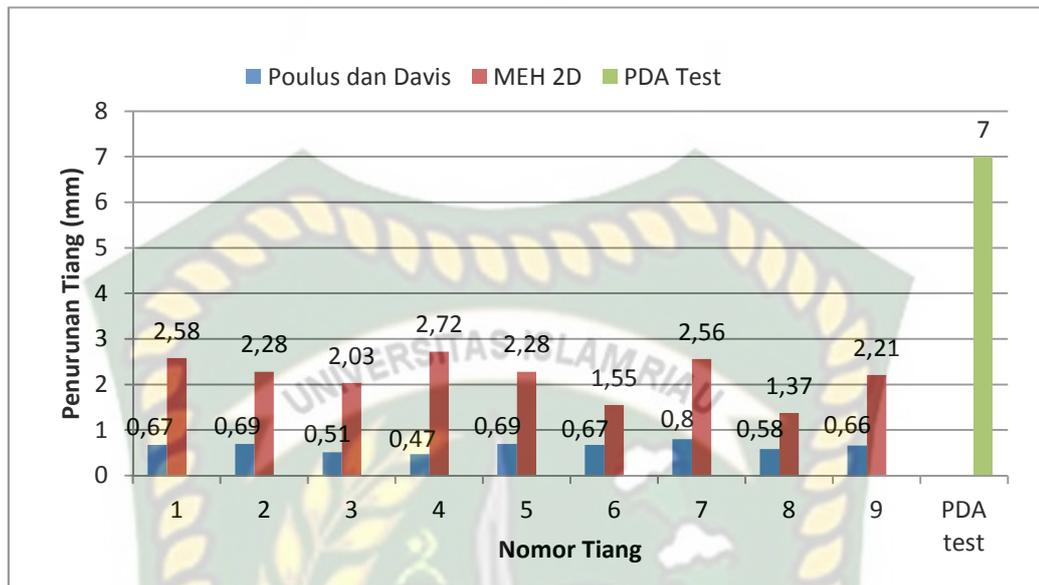
5.4 Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal

Analisa penurunan pada pembangunan Masjid Raya menggunakan metode statis yaitu Poulos dan Davis dan metode Elemen Hingga 2D dengan *interface*, hasil penurunan dengan metode Poulos dan Davis dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Penurunan fondasi tiang pancang tunggal

| Nomor Tiang As. C7 F9 | Kedalaman Tiang (m) | Poulos dan Davis (mm) | MEH 2D Dengan <i>interface</i> (mm) | Penurunan Izin (S_{izin}) (mm) |
|-----------------------|---------------------|-----------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 17 | 0,67 | 2,58 | 25 |
| 2 | 16,5 | 0,69 | 2,28 | 25 |
| 3 | 16 | 0,51 | 2,03 | 25 |
| 4 | 12 | 0,47 | 2,72 | 25 |
| 5 | 16,5 | 0,69 | 2,28 | 25 |
| 6 | 17 | 0,67 | 1,55 | 25 |
| 7 | 15,5 | 0,8 | 2,56 | 25 |
| 8 | 16 | 0,58 | 1,37 | 25 |
| 9 | 15,5 | 0,66 | 2,21 | 25 |

Dari Tabel 5.8 diperoleh penurunan dengan metode Poulos dan Davis yang sebesar 0,67 mm sedangkan berbeda dengan MEH 2D dimana penurunan yang terkecil 0,47 mm. Dari Tabel 5.8 dapat disajikan berupa grafik diagram kolom hasil dari analisa penurunan tiang pancang tunggal As. C7 F9 pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Penurunan tiang pancang

Dari Gambar 5.16 penurunan pondasi yang terbesar terjadi pada tiang As. C7 F9 nomor 4 dengan metode MEH 2D dengan *interface* 2,72 mm sedangkan penurunan izin yaitu sebesar 25 mm, maka dari itu, pondasi aman terhadap penurunan yang diizinkan.

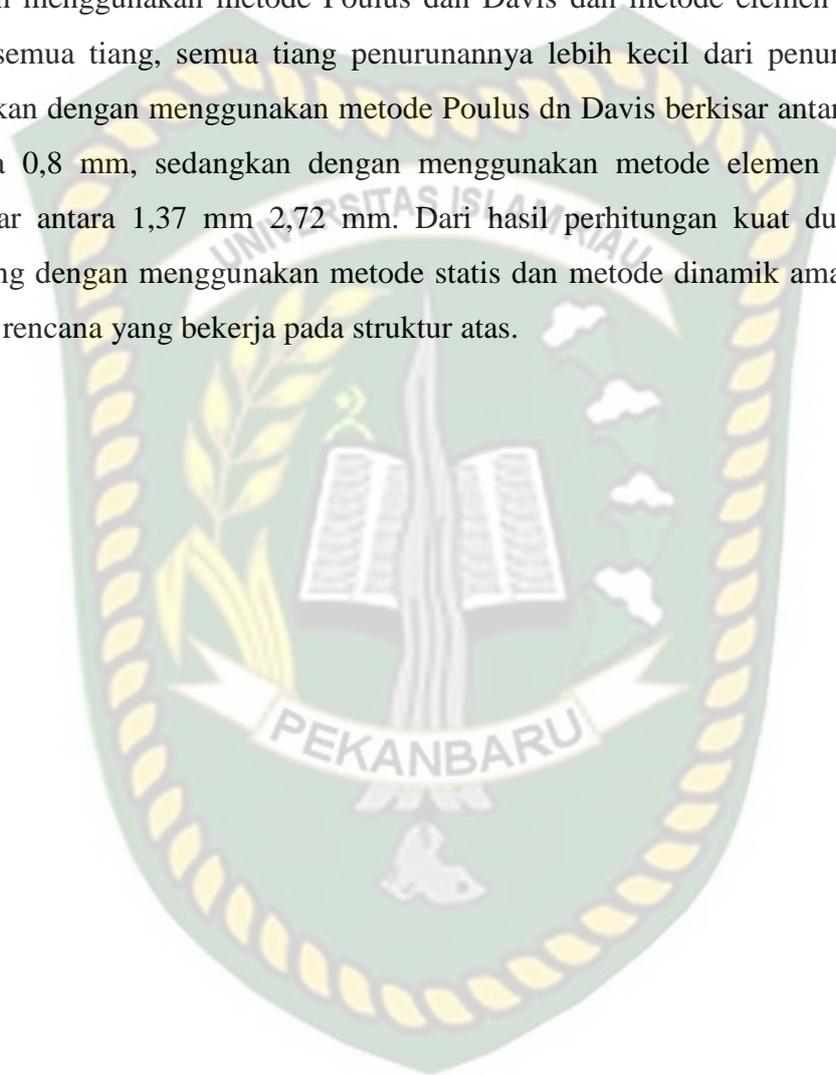
5.5 Komparasi Kuat Dukung Tiang Pancang dengan Beberapa Metode Statis dan Dinamik Terhadap Hasil Uji PDA Test

Penelitian ini dilakukan guna melihat perbandingan nilai kuat dukung tiang pancang dengan metode statis dan metode dinamik terhadap hasil uji PDA test dengan menggunakan data sondir pada Masjid Raya Provinsi Riau, perlu dilakukan perbandingan agar mengetahui nilai kuat dukung tiang pancang, faktor aman, dan penurunan yang terjadi pada masing masing tiang yang mendekati dengan hasil uji PDA test yaitu 1.251 kN, pada metode MEH 2D dengan *interface* sebesar 457 kN sedangkan pada metode statis didapat nilai kuat dukung tiang pancang yang besar hingga kecil berkisar antara 428 kN hingga 1.800 kN, dan pada metode dinamik terdapat nilai kuat dukung tiang pancang dari kecil hingga besar berkisar antara 122 kN hingga 3.483 kN. Jadi, kuat dukung tiang pancang pada penelitian ini nilainya ada yang lebih kecil dan ada yang lebih besar dari uji PDA test. Pada penelitian ini juga bisa dilihat hasil yang mendekati dengan hasil uji PDA test, jika menggunakan metode statis yang mendekati nilai PDA test yaitu menggunakan persamaan end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS,1984) dengan nilai kuat dukung 1.278 kN pada tiang no 4 kedalam 12 m, $1.278 \text{ kN} \approx 1.251 \text{ kN}$ selisih 1,02 %, jika menggunakan metode dinamik yang mendekati nilai PDA test yaitu menggunakan persamaan Denmark (Olson dan Flate (1967)) dengan nilai kuat dukung 1.261 kN pada tiang no 1 kedalam 17 m, $1.261 \text{ kN} \approx 1.251 \text{ kN}$ selisih 1%.

Perbandingan pengujian yang sesuai dengan titik uji PDA test As C7 yaitu tiang no 1 kedalam 17 m, nilai kuat dukung yang diperoleh dari semua metode dalam metode statis dapat diperoleh nilai kuat dukung yang selisihnya lebih kecil yaitu menggunakan metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS,1984), dengan selisih nilai kuat dukungnya yaitu 1,19% $1.046,21 \text{ kN} > 1.251 \text{ kN}$, untuk metode elemen hingga 2D nilai kuat dukungnya lebih kecil dibandingkan dengan nilai kuat dukung metode elemen hingga 2D $457 \text{ kN} < 1.251 \text{ kN}$. Jika menggunakan metode dinamik yang mendekati nilai PDA test yaitu menggunakan persamaan Denmark (Olson dan Flate (1967)) dengan nilai kuat dukung 1.261 kN, $1.261 \text{ kN} \approx 1.251 \text{ kN}$ selisih 1%, untuk metode elemen hingga 2D nilai kuat

dukungnya lebih kecil dibandingkan dengan nilai kuat dukung metode elemen hingga 2D $457 \text{ kN} < 1.251 \text{ kN}$.

Pada perhitungan penurunan tiang pancang, penelitian yang dilakukan dengan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D pada semua tiang, semua tiang penurunannya lebih kecil dari penurunan yang diizinkan dengan menggunakan metode Poulos dan Davis berkisar antara 0,47 mm hingga 0,8 mm, sedangkan dengan menggunakan metode elemen hingga 2D berkisar antara 1,37 mm hingga 2,72 mm. Dari hasil perhitungan kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan metode statis dan metode dinamik aman terhadap beban rencana yang bekerja pada struktur atas.



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan yang telah dijelaskan pada bab v hasil dan pembahasan dapat disimpulkan sebagai berikut:

Dari semua metode perhitungan yang telah dilakukan untuk mendapatkan hasil kuat dukung tiang pancang di As C-7 didapatkan hasil perhitungan dengan semua metode tersebut bila dibandingkan dengan hasil uji PDA *test* kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan metode statis lebih besar 1,43% dibandingkan dengan nilai hasil uji PDA *test*, yaitu $1.800 \text{ kN} > 1.251 \text{ kN}$. Jika dibandingkan dengan hasil MEH 2D dengan *interface* hasilnya lebih kecil yaitu 0,36 % dibandingkan dengan uji PDA *test*, yaitu $1.251 \text{ kN} > 457 \text{ kN}$. Dan bila semua metode dibandingkan dengan hasil uji PDA *test*, kuat dukung tiang pancang dengan menggunakan metode dinamik lebih besar 2,78% dibandingkan dengan nilai hasil uji PDA *test*, yaitu $1.251 \text{ kN} < 3.483 \text{ kN}$. Jika dibandingkan dengan hasil MEH 2D dengan *interface* hasilnya lebih kecil dibandingkan dengan uji PDA *test* yaitu $1.251 \text{ kN} > 457 \text{ kN}$. Pada penelitian ini juga bisa dilihat, jika menggunakan metode statis yang mendekati nilai PDA *test* yaitu menggunakan persamaan end Bearing and Frictiom Pile (Sardjono HS,1984) dengan nilai kuat dukung 1.278 kN pada tiang no 4 kedalaman 12 m, $1.278 \text{ kN} \approx 1.251 \text{ kN}$ selisih 1,02 %, jika menggunakan metode dinamik yang mendekati nilai PDA *test* yaitu menggunakan persamaan Denmark (Olson dan Flate (1967)) dengan nilai kuat dukung 1.261 kN pada tiang no 1 kedalaman 17 m, $1.261 \text{ kN} \approx 1.251 \text{ kN}$ selisih 1%.

Perbandingan pengujian yang sesuai dengan titik uji PDA *test* As C7 yaitu tiang no 1 kedalaman 17 m, pada metode statis nilai kuat dukung yang diperoleh dari semua metode dapat diperoleh nilai kuat dukung yang selisihnya lebih kecil yaitu menggunakan metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS,1984), dengan selisih nilai kuat dukungnya yaitu 1,19% $1.046 \text{ kN} > 1.251 \text{ kN}$, untuk

metode elemen hingga 2D nilai kuat dukungnya lebih kecil dibandingkan dengan nilai kuat dukung metode elemen hingga 2D $457 \text{ kN} < 1.251 \text{ kN}$. Jika menggunakan metode dinamik yang mendekati nilai PDA *test* yaitu menggunakan persamaan Denmark (Olson dan Flate (1967)) dengan nilai kuat dukung 1.261 kN , $1.261 \text{ kN} \approx 1.251 \text{ kN}$ selisih 1%, untuk metode elemen hingga 2D nilai kuat dukungnya lebih kecil dibandingkan dengan nilai kuat dukung metode elemen hingga 2D $457 \text{ kN} < 1.251 \text{ kN}$. Komparasi yang diperoleh untuk nilai kuat dukung terhadap hasil uji PDA *test* nilai kuat dukung yang mendekati nilai kuat dukung uji PDA *test* yaitu menggunakan metode dinamik.

Dari perhitungan faktor aman yang telah dilakukan dengan semua metode pada semua tiang pancang faktor aman pada metode statis nilai faktor amannya berkisar antara 1,85 hingga 10,42. Dan pada metode dinamik nilai faktor aman ada yang kecil dari 2,5 dan ada juga yang lebih besar dari 2,5 nilai faktor amannya yaitu berkisar antara 0,48 hingga 19,02.

Dari perhitungan penurunan yang telah dilakukan menggunakan metode Poulos dan Davis nilai penurunannya lebih kecil $0,47 \text{ mm}$ hingga $0,8 \text{ mm}$, dan MEH 2D nilai penurunannya lebih kecil $1,37$ hingga $2,72$ sedangkan nilai penurunan yang diperoleh dari uji PDA *test* yaitu $7,0 \text{ mm}$ lebih kecil dari penurunan yang diizinkan yaitu 25 mm serta aman dari akibat beban rencana.

6.2 Saran

1. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang sebaiknya juga dilakukan dengan menggunakan data S1 (sondir 1) pada pondasi yang dekat dengan titik (S1) sondir 1, untuk membandingkan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan data S2 (sondir 2) dengan hasil PDA *test* yang telah dilakukan.
2. Perhitungan penurunan juga dapat dilakukan dengan menggunakan data S1 (Sondir 1) lebih besar atau tidak dari penurunan yang diizinkan.

DAFTAR PUSTAKA

- Akbar, Wan Muhammad, 2019. *Tinjauan Kapasitas Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Tekan Berdasarkan Data Laboratorium Di Menra BRI Pekanbaru*, Universitas Islam Riau Pekanbaru.
- Aldino, Ridho, 2019. *Tinjauan Perbedaan Kuat Dukung Tiang Tunggal Antara Data Kalendering, Data SPT, Dan Data PDA Test Pada Tiang Pancang NO. 7 Dan No. 25 Pile Cap No 1 Overpass STA 58+250 Proyek Jalan Tol Pekanbaru-Dumai*, Universitas Islam Riau. Jurnal Saintis, Vol 18, No 2.
<http://repository.uir.ac.id>
- Badan Standarisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*, SNI 1726:2012, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*, SNI 1727:2013, Jakarta.
- Das, Braja M, 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)* Jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung*, Jakarta.
- Hardiyatmo, H,C, 2002. *Teknik Pondasi 1 Jilid Edisi Kedua*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H,C, 2003. *Mekanika Tanah 2 Edisi Ketiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H,C, 2014. *Analisa Dan Perancangan Fondasi I Edisi Ketiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H,C, 2018. *Analisa Dan Perancangan Fondasi II Edisi Keempat*, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.

Joseph E, Bowles, 1988. *Analisi dan Desain Pondasi Edisi ke Empat Jilid 2*, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Nanda, Dicky, 2018. Tinjauan Ulang Terhadap Pondasi Tiang Bor Pada Pembangunan Gedung Mahasiswa Universitas Islam Riau Dengan Metode Elemen Hingga 2D Aksisimetri.

<https://journal.uir.ac.id/index.php/saintis/article/view/3190/1736>

Pratama, Ramanda, 2018. Tinjauan Kapasitas Dukung Pondasi Bore Pile Menggunakan Formula Statis Dan Elemen Hingga 2D Pada Gedung E Fakultas Teknik Universitas Islam Riau. Universitas Islam Riau. Jurnal Saintis, Vol 18, No 2.

<https://journal.uir.ac.id/index.php/saintis/article/view/3189/1859>

PT, Cipta Multi Kreasi. *Data-data Proyek Masjid Raya Provinsi Riau*, 2018, “Proyek Pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau”, Pekanbaru.

PT, TRI JAYA PERMAI. *Data-data Proyek Masjid Raya Provinsi Riau*, 2018, “Proyek Pembangunan Masjid Raya Provinsi Riau”, Pekanbaru.

Randyanto, Eko Seftian, 2015. *Analisis Daya Dukung Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Statik dan Calendering pada Pembangunan Manado Town Square 3*”, Jurnal Sipil Statik, Vol 3, No 9.

Wardani, Mila Kusuma, 2016. *Analisis Kapasita Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Metode Statis dan Metode Dinamis dan Kekuatan Bahan Berdasarkan Data NSPT pada Pembangunan Hotel Ayola Surabaya*”, Jurnal Sipil Statik, Vol 1, No 2.