

TUGAS AKHIR

PENGARUH VARIASI DIMENSI TERHADAP KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG BOR KELOMPOK DENGAN MENGGUNAKAN METODE ELEMEN HINGGA (*THE EFFECT OF DIMENSIONAL VARIATION ON THE BEARING CAPACITY PILE GROUP BY USING FINITE ELEMENT METHOD*)

(Studi kasus Gedung Kuliah *Twin Building* Universitas Muhammadiyah
Yogyakarta)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu Teknik Sipil**



**Dhiya'ul Haq
13 511 241**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2018**

TUGAS AKHIR

PENGARUH VARIASI DIMENSI TERHADAP KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG BOR KELOMPOK DENGAN MENGGUNAKAN METODE ELEMEN HINGGA (*THE EFFECT OF DIMENSIONAL VARIATION ON THE BEARING CAPACITY PILE GROUP BY USING FINITE ELEMENT METHOD*)

Disusun oleh

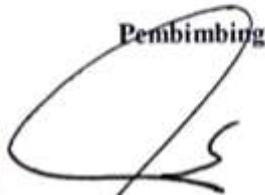
Dhiya'ul Haq
13511241

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 14 Februari 2018

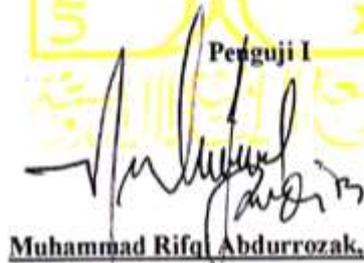
Oleh Dewan Penguji

Penibimbing



Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK: 645110407

Penguji I



Muhammad Rifq Abdurrozak, S.T., M.Eng.
NIK: 135111101

Penguji II



Akhmad Marzuko, Ir., M.T.
NIK: 895110107

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



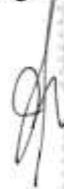
Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.
NIK: 955110103

PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, Januari 2018

Yang membuat pernyataan.




Dhiya'ul Haq

(13511241)

HALAMAN PERSEMBAHAN

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Perjuangan Merupakan Pengalaman Berharga
yang dapat Menjadikan Kita
Manusia yang Berkualitas*

*Tugas Akhir Ini Kupersembahkan Untuk Mamah
Dan Ayah Tercinta
yang Selalu Memberikan Dukungan Serta Nasihat
yang Menjadi Jembatan Perjalanan Hidupku*

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Pengaruh Variasi Dimensi terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada :

1. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T, selaku dosen pembimbing Tugas Akhir,
2. Bapak Ahmad Marzuko, Ir., M.T. dan Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng., selaku dosen penguji Tugas Akhir,
3. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D, selaku ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
4. P.T Mentari Prima Karsa yang telah membantu memberikan data-data Gedung Kuliah *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta,
5. Keluarga tersayang, Ayah, Ibu, dan Adik tercinta yang telah memberikan doa, semangat, motivasi, dan dorongan selama ini, serta
6. Semua teman-teman yang sudah membantu dan memberi semangat selama menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini.

Akhirnya penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, Januari 2018

Penulis

Dhiya'ul Haq

13511241

DAFTAR ISI

| | |
|--|-----|
| HALAMAN JUDUL | i |
| HALAMAN PENGESAHAN | ii |
| PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI | iii |
| DEDIKASI | iv |
| KATA PENGANTAR | v |
| DAFTAR ISI | vi |
| DAFTAR TABEL | ix |
| DAFTAR GAMBAR | xi |
| DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN | xiv |
| ABSTRAK | xv |
| <i>ABSTRACT</i> | xvi |
| BAB I PENDAHULUAN | 1 |
| 1.1 Latar Belakang | 1 |
| 1.2 Rumusan Masalah | 2 |
| 1.3 Tujuan Penelitian | 3 |
| 1.4 Manfaat Penelitian | 3 |
| 1.5 Batasan Penelitian | 3 |
| BAB II TINJAUAN PUSTAKA | 5 |
| 2.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor | 5 |
| 2.2 Penurunan Fondasi Tiang Bor | 6 |
| 2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yan Akan Datang | 7 |
| BAB III LANDASAN TEORI | 10 |
| 3.1 Tanah | 10 |
| 3.2 Penyelidikan Tanah | 11 |
| 3.2.1 Uji Sondir (CPT) | 12 |
| 3.2.2 Penetrasi Sandar (SPT) | 12 |
| | vi |

| | | |
|--|---|-----------|
| 3.3 | Fondasi Tiang Bor | 12 |
| 3.4 | Analisis Distribusi Beban Gempa | 15 |
| 3.5 | Kapasitas Dukung Fondsi Tiang Bor | 21 |
| 3.5.1 | Kapasitas Dukung Tiang Tunggal | 22 |
| 3.5.2 | Kapasitas Dukung Ijin | 29 |
| 3.5.3 | Kapasitas Dukung Tiang Kelompok | 30 |
| 3.5.4 | Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor | 35 |
| 3.6 | Penurunan Pondasi Tiang Bor | 36 |
| 3.6.1 | Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal | 36 |
| 3.6.2 | Penurunan Pondasi Kelompok Tiang | 43 |
| 3.6.3 | Penurunan Yang Diizinkan | 47 |
| 3.7 | Software SAP 2000 | 48 |
| 3.7 | Software PLAXIS 2D | 49 |
| BAB IV METODE PENELITIAN | | 53 |
| 4.1 | Tahapan Penelitian | 53 |
| 4.2 | Analisis Data | 53 |
| 4.2.1 | Analisis Pembebanan | 53 |
| 4.2.2 | Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor | 54 |
| 4.2.3 | Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor | 54 |
| 4.2.4 | Analisis Dengan Software PLAXIS 2D | 54 |
| 4.3 | Bagan Alir | 56 |
| BAB V ANALISIS FONDASI BORED PILE | | 57 |
| 5.1 | Data Studi Kasus | 57 |
| 5.1.1 | Data Umum | 58 |
| 5.1.2 | Spesifikasi Material | 59 |
| 5.1.3 | Denah Konstruksi | 59 |
| 5.1.4 | Data Struktur | 62 |
| 5.2 | Pembebanan Struktur | 63 |
| 5.2.1 | Peraturan Pembebanan | 64 |
| 5.2.2 | Kombinasi Pembebanan | 64 |
| 5.2.3 | Pembebanan | 65 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 5.3 | Input dan Output Program SAP 2000 | 74 |
| 5.4 | Data Karakteristik Tanah | 78 |
| 5.5 | Pemodelan Fondasi Bored Pile | 80 |
| 5.5.1 | Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Laboratorium | 81 |
| 5.5.2 | Kapasitas Dukung Berdasarkan Data SPT | 85 |
| 5.5.3 | Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor | 92 |
| 5.5.4 | Kapasitas Dukung dari Blok Tiang Kelompok | 93 |
| 5.5.5 | Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor | 95 |
| 5.5.6 | Analisis Kekuatan Tiang Bor | 97 |
| 5.5.7 | Penurunan Fondasi Tiang Bor | 98 |
| 5.6 | Analisis Fondasi Tiang dengan Program PLAXIS | 107 |
| 5.7 | Pembahasan | 124 |
| 5.7.1 | Hasil Analisis Struktur Program SAP 2000 | 124 |
| 5.7.2 | Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang | 125 |
| 5.7.3 | Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang | 126 |
| 5.7.4 | Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor | 129 |
| 5.7.5 | Hasil Penurunan Fondasi Tiang Bor | 129 |
| 5.7.6 | Hasil Analisis Dengan Software PLAXIS | 131 |
| 5.7.7 | Perbandingan Penurunan Fondasi Kelompok Tiang Secara Teoritis Dengan Software PLAXIS | 132 |
| BAB VI | KESIMPULAN DAN SARAN | 133 |
| 6.1 | Kesimpulan | 133 |
| 6.2 | Saran | 134 |
| | DAFTAR PUSTAKA | 135 |
| | LAMPIRAN | |

DAFTAR TABEL

| | | |
|------------|--|----|
| Tabel 2.1 | Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Datang | 8 |
| Tabel 3.1 | Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x | 16 |
| Tabel 3.2 | Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda Yang Dihitung | 17 |
| Tabel 3.3 | Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung | 18 |
| Tabel 3.4 | Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan | 19 |
| Tabel 3.5 | Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor | 24 |
| Tabel 3.6 | Perkiraan Angka <i>Poisson</i> (μ) | 41 |
| Tabel 3.7 | Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah | 42 |
| Tabel 3.8 | Nilai Indeks Kompresi (C_c) | 46 |
| Tabel 5.1 | Tipe dan Dimensi Kolom Gedung UMY Zona 1 | 62 |
| Tabel 5.2 | Tipe dan Dimensi Balok Gedung <i>Twin Building</i> UMY Zona 1 | 63 |
| Tabel 5.3 | Tipe dan Tebal Pelat Gedung <i>Twin Building</i> UMY Zona 1 | 63 |
| Tabel 5.4 | Analisis Beban Mati pada Lantai | 65 |
| Tabel 5.5 | Analisis Beban Mati pada Atap | 66 |
| Tabel 5.6 | Analisis Beban Mati pada Dinding | 66 |
| Tabel 5.7 | <i>Respon Spectrum</i> Percepatan Periode Pendek | 70 |
| Tabel 5.8 | Parameter Percepatan Spectrum Desain | 70 |
| Tabel 5.9 | Faktor Koreksi Kerentanan | 71 |
| Tabel 5.10 | Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen | 72 |
| Tabel 5.11 | Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen | 73 |
| Tabel 5.12 | <i>Output</i> Analisis Program SAP2000 pada <i>Frame</i> F4 | 76 |
| Tabel 5.13 | Hasil Pengujian Laboratorium titik BM2 | 78 |
| Tabel 5.14 | Hasil N' (N_{SPT} terkoreksi) titik BM2 | 79 |
| Tabel 5.15 | Nilai σ' terhadap Kedalaman pada Tanah Berlapis | 82 |
| Tabel 5.16 | Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>Meyerhof</i> (Laboratorium) | 85 |
| Tabel 5.17 | Nilai N_{60}' Rata-rata | 85 |

| | | |
|------------|--|-----|
| Tabel 5.18 | Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>Meyerhoff</i> (data lap) | 88 |
| Tabel 5.19 | Rekapitulasi Perhitungan Metode <i>Reese & Wright</i> (data lap) | 91 |
| Tabel 5.20 | Hasil Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Kelompok | 92 |
| Tabel 5.21 | Hasil Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Blok | 94 |
| Tabel 5.22 | Hasil Rekapitulssi Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal | 100 |
| Tabel 5.23 | Rekapitulasi Pehitungan Penurunan Kelompok Tiang 80 cm | 104 |
| Tabel 5.24 | Rekapitulasi Pehitungan Penurunan Kelompok Tiang 90 cm | 106 |
| Tabel 5.25 | Data <i>input Soil Properties</i> | 111 |
| Tabel 5.26 | Data <i>input pile (Material Propertiesi)</i> | 113 |
| Tabel 5.27 | Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi PLAXIS 2D | 121 |
| Tabel 5.28 | Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan Program <i>PLAXIS</i> | 123 |
| Tabel 5.29 | Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang pondasi | 125 |
| Tabel 5.30 | Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang pondasi | 127 |
| Tabel 5.31 | Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang Bor | 130 |

DAFTAR GAMBAR

| | | |
|-------------|--|----|
| Gambar 3.1 | Pembuatan tiang bor dengan menggunakan <i>slurry</i> | 15 |
| Gambar 3.2 | Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_s) | 20 |
| Gambar 3.3 | Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 1 Detik (S_1) | 20 |
| Gambar 3.4 | Faktor Daya Dukung Ujung N_c^* dan N_q^* | 23 |
| Gambar 3.5 | Tahanan Ujung Ultimit Pada Tanah Non Kohesif | 26 |
| Gambar 3.6 | Hubungan Tahanan Selimut Ultimit Terhadap N_{SP} | 28 |
| Gambar 3.7 | Kelompok Tiang | 30 |
| Gambar 3.8 | Jarak Antar Tiang | 31 |
| Gambar 3.9 | Kelompok Tiang yang Bekerja Sebagai Blok | 34 |
| Gambar 3.10 | Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang | 35 |
| Gambar 3.11 | Faktor penurunan <i>Io Poulos dan Davis</i> | 38 |
| Gambar 3.12 | Koreksi Kompresi, R_k | 38 |
| Gambar 3.13 | Koreksi Kedalaman, R_h | 39 |
| Gambar 3.14 | Koreksi angka Poisson, R_μ | 39 |
| Gambar 3.15 | Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b | 40 |
| Gambar 3.16 | Grafik faktor terkoreksi | 44 |
| Gambar 3.17 | Penurunan tiang dengan metode penyebaran 2:1 | 45 |
| Gambar 3.18 | Kondisi tanah perlapisan | 50 |
| Gambar 3.19 | Bagan Alir SAP2000 | 51 |
| Gambar 3.20 | Bagan Alir PLAXIS 2D | 52 |
| Gambar 4.1 | Bagan Alir Tugas Akhir | 56 |
| Gambar 5.1 | Denah Lokasi Proyek Gedung <i>Twin Building</i> UMY | 57 |
| Gambar 5.2 | Zonasi Gedung <i>Twin Building</i> UMY | 58 |
| Gambar 5.3 | Denah Lantai Semi <i>Basement</i> Zona 1 | 59 |
| Gambar 5.4 | Denah Lantai Dasar Zona 1 | 60 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| Gambar 5.5 | Denah Lantai 1 Zona 1 | 60 |
| Gambar 5.6 | Denah Lantai 2-4 Zona 1 | 61 |
| Gambar 5.7 | Denah Lantai 5 (Atap) Zona 1 | 61 |
| Gambar 5.8 | Hasil Berat Bangunan SAP2000 | 67 |
| Gambar 5.9 | Hasil <i>Output</i> Nilai Tc dari SAP2000 | 68 |
| Gambar 5.10 | Hasil Respon Spektrum | 71 |
| Gambar 5.11 | Hasil <i>Output</i> Gaya Geser Dinamik pada SAP2000 | 72 |
| Gambar 5.12 | Hasil <i>Output</i> Gaya Geser Dinamik pada SAP2000 Setelah Dikoreksi | 73 |
| Gambar 5.13 | Pemodelan SAP2000 | 74 |
| Gambar 5.14 | Tampak Atas Pemodelan SAP2000 | 75 |
| Gambar 5.15 | Pemodelan Beban pada Fondasi <i>Bored Pile</i> | 80 |
| Gambar 5.16 | Susunan Tiang Bor Diameter 70 cm | 96 |
| Gambar 5.17 | Distribusi Beban pada Kelompok Tiang | 102 |
| Gambar 5.18 | Geometri Struktur dan Lapisan Tanah pada BM-2 | 108 |
| Gambar 5.19 | Geometri Struktur dan Letak Muka Air Tanah pada Kedalaman 2 m dengan Variasi Dimensi <i>Bored Pile</i> | 110 |
| Gambar 5.20 | Hasil Penyusunan Jaring Elemen pada Variasi Dimensi <i>Bored Pile</i> dengan Kedalaman Muka Air Tanah 2 m | 114 |
| Gambar 5.21 | Kondisi Awal dan Letak Muka Air Tanah dengan Kedalaman 2 m pada Variasi Dimensi <i>Bored Pile</i> | 115 |
| Gambar 5.22 | Tekanan Air Pori pada Variasi Dimensi <i>Bored Pile</i> | 115 |
| Gambar 5.23 | Tegangan Awal dengan Kedalaman Muka Air Tanah 2 m Pada Variasi Dimensi <i>Bored Pile</i> | 116 |
| Gambar 5.24 | Titik Kurva | 118 |
| Gambar 5.25 | Jaringan Elemen Ter deformasi pada Tahap Pemasangan Pondasi | 119 |
| Gambar 5.26 | Jaringan Elemen Ter deformasi pada Tahap Pemasangan <i>Pilecap</i> | 120 |
| Gambar 5.27 | Jaringan Elemen Ter deformasi pada Tahap Pemasangan Pembebanan | 120 |

| | |
|--|-----|
| Gambar 5.28 Kurva <i>Displacement vs Loading</i> PLAXIS 2D | 121 |
| Gambar 5.29 Hasil Kalkulasi dari Fase-Fase (Nilai Σ -Msf) | 122 |
| Gambar 5.30 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok | 128 |
| Gambar 5.31 Penurunan Kelompok Tiang Bor Menggunakan PLAXIS | 131 |
| Gambar 5.32 Perbandingan Penurunan Pondasi Kelompok Tiang | 132 |

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

| | |
|-----------|--|
| Q_p | : Kapasitas dukung ujung tiang |
| Q_s | : Daya dukung selimut tiang |
| q' | : Tegangan vertikal efektif |
| N_q^* | : Faktor daya dukung ujung |
| N_c' | : Faktor daya dukung ujung |
| C_u | : <i>Undrained Shear Strength</i> |
| K | : koefisien tekanan tanah <i>at rest</i> |
| γ | : Berat isi |
| ϕ | : Sudut gesek dalam tanah |
| c | : <i>cohesi</i> |
| f_s | : gesekan selimut |
| λ | : kelangsingan kolom |
| ω | : faktor tekuk |
| δ | : sudut gesek antara tiang dengan tanah |
| α | : faktor adhesi |
| E_g | : Efisiensi kelompok tiang |
| T | : Waktu getar struktur |
| I | : Faktor keamanan |
| R | : Faktor reduksi gempa |
| μ | : Faktor daktilitas |
| C | : Spektrum respons gempa |
| V | : Beban geser nominal |
| F_i | : Distribusi geser horizontal |
| SF | : Faktor keamanan |
| S | : Penurunan pondasi tiang |
| OCR | : <i>Over Consolidation Ratio</i> |

ABSTRAK

Pembangunan Gedung Kuliah *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta, direncanakan menggunakan pondasi tiang bor ukuran diameter 80 cm dan kedalaman 22 m dibawah muka tanah. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung tidak lepas dari kriteria aman dan ekonomis. Setiap pondasi dituntut mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah direncanakan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Analisis kapasitas dukung pondasi dilakukan dengan memperhatikan data penyelidikan tanah, beban yang dipikul oleh pondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton, dan kedalaman pondasi.

Peneliti ingin merencanakan pembangunan pondasi tiang bor dengan mengetahui pengaruh variasi dimensi tiang terhadap kekuatan tiang bor dalam menahan beban struktur di atasnya. Pondasi tiang bor direncanakan dengan 3 alternatif variasi diameter, yaitu diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui seberapa besar pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang bor dengan menggunakan metode statis dan metode elemen hingga yang dibantu oleh *software* PLAXIS 2D versi 8.5.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang metode *Meyerhoff* berdasarkan data laboratorium diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, dan 5.800,312 kN lebih besar dari nilai $P = 2.523,564$ kN, metode *Mayerhoff* berdasarkan data lapangan diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN lebih besar dari nilai $P = 2.523.564$ kN, serta metode *Reese & Wright* diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, dan 4.632,09 kN lebih besar dari nilai $P = 2.523,564$ kN, sehingga pondasi bored pile dengan diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm aman digunakan dalam pembangunan gedung *Twin Building* UMY. Dari analisis penurunan pondasi kelompok tiang bor dengan diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm diperoleh dengan metode teoritis dan metode elemen hingga (PLAXIS 2D). Pada metode teoritis dari masing-masing diameter diperoleh penurunan sebesar 0,0519 m, 0,0452 m, dan 0,0413 m. Hasil tersebut masih lebih kecil dari penurunan ijin tiang sebesar 0,084 m. Sedangkan pada program PLAXIS 2D diperoleh penurunan pada diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm sebesar 0,087 m, 0,084 m, dan 0,081 m. Hasil penurunan tersebut masih aman dari penurunan yang diijinkan.

Kata Kunci : Pondasi tiang, Kapasitas dukung, Penurunan, Diameter, PLAXIS 2D

ABSTRACT

Development of Twin Building University of Muhammadiyah Yogyakarta, planned to use foundation of bored pile with diameter of 80 cm and depth 22 m below ground level. In planning a building can not be separated from the safe and economical criteria. Each foundation is required to support the load to the planned security limits, including supporting the maximum possible load. Analysis of bearing capacity is carried out by observing soil investigation data, loads borne by the foundation, pole dimensions, inter pole spacing, supporting data such as concrete quality, and foundation depth.

Researcher want to plan the construction of bored pile foundation by knowing the influence of dimension of pole dimension to bored pole strength in holding the load of structure above it. Bored pile foundation is planned with 3 alternate variation of the diameter, ie a diameter of 70 cm, 80 cm and 90 cm. The purpose of this research is to know how much influence the dimensional variation of the bearing capacity of the bored pile and the settlement in the foundation pile by using the static method and the finite element method wich assisted by PLAXIS 2D software version 8.5.

The result of capacity analysis of Meyerhoff group pile support group based on laboratory data diameter 70 cm, 80 cm, and 90 cm, obtained respectively 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, and 5.800,312 kN bigger than value $P = 2.523,564$ kN, Mayerhoff method based on data of diameter 70 cm, 80 cm, and 90 cm, obtained result 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN bigger than value $P = 2.523,564$ kN, and method of Reese & Wright diameter of 70 cm, 80 cm, and 90 cm, obtained respectively of 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, dan 4.632,09 kN greater than the value $P = 2.523,564$ kN, so the foundation bored pile with a diameter 70 cm, 80 cm, and 90 cm safe to use in building of Twin Building UMY. From the analysis of the settlemet foundation pile group with a diameter of 70 cm, 80 cm and 90 cm are obtained by theoretical methods and the finite element method (PLAXIS 2D). In the theoretical method of each diameter obtained settlement of 0,0519 m, 0,0452 m, dan 0,0413 m. Results are still smaller than the decrease of 0,084 m mast permits. While in PLAXIS 2D program obtained settlement in diameter of 70 cm, 80 cm, and 90 cm by 0,087 m, 0,084 m, and 0,081 m. The result of the settlemet is still safe on the settlement permitted.

Keyword : *Pile foundation, Bearing capacity, settlement, Diameter, PLAXIS 2D*

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Semua struktur bangunan pada umumnya dapat dibedakan menjadi dua bagian, yaitu struktur bagian atas dan struktur bagian bawah yang disebut dengan fondasi. Fondasi inilah yang merupakan bagian sangat penting dari suatu struktur bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya ke lapisan tanah dibawahnya. Banyak faktor yang harus dipertimbangkan dalam pemilihan fondasi sesuai dengan kebutuhan. Pemilihan akhir harus didasarkan pada evaluasi dari kelayakan teknis dan perbandingan biaya untuk alternatif yang potensial dengan memperhitungkan faktor keamanan (*safety factor*), kehandalan (*reability*), kemudahan konstruksi (*constructability*), dan ketahanan didalam tanah. Salah satu aspek dari kelayakan teknis adalah metode konstruksi yang dipilih terhadap dampak pada lingkungan disekitarnya (Rahardjo, 2005).

Setiap pondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimal yang mungkin terjadi. Jenis fondasi yang sesuai dengan tanah pendukung yang terletak pada kedalaman 10 meter dibawah permukaan tanah adalah pondasi tiang (Sosrodarsono dkk, 1990).

Fondasi tiang yang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Sempitnya lahan yang ada diperkotaan tidak memungkinkan untuk memancang tiang tersebut dengan menggunakan alat berat, karena akan menimbulkan getaran yang akan menimbulkan pengaruh terhadap struktur disekitarnya.

Pada pembangunan gedung kuliah *Twin Building* E6 dan E7 Universitas Muhammadiyah Yogyakarta direncanakan terdiri dari 6 lantai dan 1 *semibasement*. Adapun penyelidikan geoteknik yang dilakukan adalah penyelidikan lapangan (*In Situ Test*) yang terdiri dari *Cone Penetration Test* (CPT), *Standart Penetration Test* (SPT), dan uji laboratorium. Uji sondir (CPT) dilakukan pada empat titik, sedangkan uji SPT dilakukan pada dua titik. Dari kedua hasil penyelidikan lapangan

tersebut dapat dijelaskan bahwa sistem pelapisan tanah dilokasi tersebut hampir seragam. Keadaan tanah pada lokasi ini dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. dari permukaan tanah setempat sampai kedalaman 5,00 m terdapat lapisan pasir sedang kelanauan warna abu-abu kecoklatan,
2. dari 5,00 m – 8,00 m dari muka tanah terdapat lapisan pasir halus berlanau warna coklat muda,
3. dari 13,00 m – 22,00 m dari muka tanah terdapat lapisan lempung berlanau warna coklat kekuningan, dan
4. dari 23,00 m – 30,00 m dari muka tanah terdapat lapisan pasir kasar berkerikil warna abu-abu kehitaman.

Kondisi tanah seperti keadaan diatas dipilih fondasi tiang dengan metode *bored* karena bangunan berada di daerah yang padat pemukiman yang tidak memungkinkan untuk melakukan pemancangan dengan alat berat karena akan menimbulkan getaran yang akan berpengaruh terhadap struktur disekitarnya.

Dari tinjauan latar belakang diatas seperti karakteristik tanah, beban struktur dan lingkungan sekitar proyek maka penulis mencoba untuk mempelajari, menganalisis tentang kapasitas dukung fondasi tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta yang berlokasi di Jalan Ringroad Selatan Tamantirto, Kasihan, Bantul, Yogyakarta.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian diatas, masalah yang akan dibahas dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. berapa besarnya kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok menggunakan metode statis (data laboratorium & data lapangan) dan metode elemen hingga (*software PLAXIS v8.5*) dengan dimensi tiang yang bervariasi?
2. berapa besarnya penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor kelompok dengan menggunakan metode statis dan metode elemen hingga (*software PLAXIS v8.5*) dengan dimensi tiang yang bervariasi?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penulisan Tugas Akhir ini adalah :

1. untuk mengetahui besarnya pengaruh variasi diameter tiang terhadap kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok dengan metode statis (laboratorium & lapangan) dan metode elemen hingga (*software PLAXIS v8.5*), dan
2. untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor kelompok berdasarkan metode statis dan metode elemen hingga (*software PLAXIS v8.5*) dengan diameter tiang yang bervariasi.

1.4 Manfaat

Adapun manfaat dari penelitian ini adalah :

1. dapat memberikan pemahaman mengenai kapasitas dukung pada fondasi tiang bor terhadap dimensi tiang yang bervariasi,
2. dapat memberikan pemahaman mengenai penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor terhadap dimensi tiang yang bervariasi,
3. dapat memberikan pemahaman mengenai kapasitas dukung dan penurunan pada fondasi tiang bor dengan bantuan *software PLAXIS 2D versi 8.5*, dan
4. dapat dijadikan referensi dan sumber bacaan bagi pembacanya.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan Masalah dalam penelitian ini adalah :

1. data tanah diambil dari hasil penyelidikan pada Proyek Pembangunan Gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta,
2. struktur bawah yang digunakan adalah fondasi *bored pile*,
3. tiang bor yang digunakan berbentuk tampang lingkaran dengan diameter eksisting sebesar 0,8 m ditambah dengan variasi 0,7 m dan 0,9 m, dengan mutu beton K300 dan panjang fondasi *bored pile* sebesar 20 meter,
4. titik yang ditinjau untuk analisis pada penelitian ini yaitu pada titik P2 dengan sumbu as F4,
5. analisis kekuatan kapasitas dukung fondasi menggunakan metode statis (data lapangan (SPT) dan data laboratorium) dan metode elemen hingga,

6. analisis penurunan fondasi tiang kelompok menggunakan metode statis dan metode elemen hingga,
7. beban gempa yang diperhitungkan wilayah Yogyakarta,
8. program yang digunakan untuk analisis pembebanan gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta adalah SAP 2000,
9. perencanaan pembebanan sesuai dengan peraturan SKBI 1.3.53.1987 tentang pedoman pembebanan untuk Rumah dan Gedung,
10. perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung,
11. perencanaan tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung,
12. gedung yang akan dianalisa adalah gedung Zona 1, dan
13. analisis numerik menggunakan *software PLAXIS v.8.5*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Pondasi bored pile adalah jenis pondasi dalam yang berbentuk tabung berfungsi meneruskan beban struktur bangunan di atasnya dari permukaan tanah sampai lapisan tanah keras dibawahnya. Pondasi bored pile memiliki fungsi yang sama dengan pondasi tiang pancang atau pondasi dalam lainnya. Interaksi antara pondasi bored pile dengan tanah diharapkan dapat menghasilkan daya dukung yang mampu memikul dan memberikan keamanan pada struktur atas. Pondasi dirancang agar mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah dengan kedalaman > 8 meter (Bowles, 1998).

Penelitian yang dilakukan oleh Candra (2014) melakukan penelitian mengenai analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor pada gedung Hotel Abadi Yogyakarta. Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk mengetahui seberapa besar (%) kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor dengan diameter tiang 0.60 m, 0.80 m, dan 1.00 m. Metode penelitian dengan menggunakan analisis secara teoritis dari data-data yang telah didapatkan. Data yang dikumpulkan berupa hasil uji lapangan, data hasil uji laboratorium, data material tanah dan data rencana fondasi tiang bor pada gedung Hotel Abadi Yogyakarta. Dari hasil analisa, peneliti mendapatkan hasil dan kesimpulan dimana besar kapasitas dukung dan penurunan dengan memvariasikan diameter yaitu 0.8 m menjadi 0.6 m mengalami pengurangan prosentase sebesar 2.12 % sedangkan dengan variasi diameter 0.8 m menjadi 1.0 m mengalami penambahan prosentase sebesar 19.94 %. Hal ini disimpulkan semakin besar diameter tiang maka kapasitas dukung dan penurunan akan semakin bertambah besar.

Penelitian yang dilakukan oleh Hariska (2005) mengenai analisis perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang bor pada gedung Balai Pelatihan Kesehatan Batam. Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor secara teoritis. Metode penelitian dengan menggunakan analisis *software PLAXIS 3D foundation* dari data-data yang telah didapatkan. Data yang dikumpulkan berupa hasil uji lapangan, data hasil uji laboratorium, data material tanah dan data rencana fondasi tiang bor pada gedung Balai Pelatihan Kesehatan Batam. Dari hasil analisa, peneliti mendapatkan hasil dan kesimpulan dari perbandingan analisis tersebut. Besar kapasitas dukung dengan diameter 0.8 m sebesar 554,837 ton sedangkan dengan diameter 0.9 m memiliki kapasitas dukung sebesar 628,033 ton. Pada perbandingan analisis penurunan yang di analisis menggunakan *PLAXIS* dengan diameter 0.8 m menghasilkan penurunan sebesar 0.06198 m. Sedangkan dengan diameter 0.9 m menghasilkan penurunan sebesar 0.05641 m. Diambil kesimpulan dari penelitian tersebut semakin besar diameter yang digunakan semakin besar pula kapasitas dukungnya. Sedangkan semakin besar diameter yang digunakan penurunan yang terjadi akan semakin kecil.

2.2 Penurunan Fondasi Tiang Bor

Penurunan pondasi tiang tunggal dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam.

Penelitian yang dilakukan oleh Subhan (2005) mengenai analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor pada gedung Plaza Dedy Jaya Mall Tegal. Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk mengetahui seberapa besar (%) kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor dengan diameter tiang 0.40 m, 0.60 m, dan 0.80 m. Metode penelitian dengan menggunakan analisis secara teoritis dari data-data yang telah didapatkan. Data yang dikumpulkan berupa hasil uji lapangan, data hasil uji laboratorium, data material tanah dan data rencana fondasi tiang bor pada gedung Plaza Dedy Jaya Mall Tegal. Dari hasil analisa, peneliti mendapatkan hasil

dan kesimpulan dari perbandingan analisis tersebut. Besar kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan uji N-SPT dengan diameter 0,4 m sebesar 58,247 ton, diameter 0,6 m memiliki kapasitas dukung sebesar 98,675 ton, dan diameter 0,8 m memiliki kapasitas dukung sebesar 146,638 ton. Pada perbandingan analisis penurunan dengan diameter 0,4 m menghasilkan penurunan sebesar 0,03123 m, dengan diameter 0,6 m menghasilkan penurunan sebesar 0,04483 m, dan dengan diameter 0,8 m menghasilkan penurunan sebesar 0,0587 m. Diambil kesimpulan semakin besar diameter yang digunakan semakin besar pula kapasitas dukungnya, sedangkan semakin besar diameter yang digunakan penurunan yang terjadi akan semakin besar.

2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yang Akan Dilakukan

Perbandingan penelitian atau Tugas Akhir ini dengan beberapa penelitian diatas disajikan dalam bentuk tabel, dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

| Peneliti | Topik Penelitian | Tujuan Penelitian | Metode Penelitian | Hasil Penelitian |
|----------------|---|---|---|---|
| Hariska (2005) | Analisis Perbandingan Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor pada Gedung Balai Pelatihan Kesehatan Batam. | Untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor. | - Metode statis - Metode numerik (<i>PLAXIS 3D Foundation</i>) | Besar kapasitas dukung dengan diameter 0,8 m sebesar 554,837 ton dan diameter 0,9 sebesar 682,033 ton. Hasil perbandingan penurunan pada diameter 0,8 sebesar 0,06198 m dan diameter 0,9 m sebesar 0,05641 m. Hal ini disimpulkan semakin besar diameter tiang kapasitas dukungnya semakin besar. Sedangkan hasil penurunan semakin besar diameter semakin kecil penurunan. |
| Subhan (2005) | Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor pada Gedung Plaza Dedy Jaya Mall Tegal. | Untuk mengetahui seberapa besar (%) kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor. | - Metode Statis | Hasil kapasitas dukung dengan diameter 0,4 m sebesar 58,247 ton, diameter 0,6 sebesar 98,675 ton, dan diameter 0,8 m sebesar 146,638 ton. Pada hasil penurunan untuk diameter 0,4 m, 0,6 m, dan 0,8 m dihasilkan masing-masing sebesar 0,03123 m, 0,04483 m, dan 0,0587 m. Disimpulkan bahwa semakin |

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

| Peneliti | Topik Penelitian | Tujuan Penelitian | Metode Penelitian | Hasil Penelitian |
|----------------------------|--|---|--|---|
| | | | | besar diameter semakin besar kapasitas dukung dan penurunan. |
| Candra (2014) | Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor pada Gedung Hotel Abadi Yogyakarta. | Untuk mengetahui seberapa besar (%) kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor. | - Metode Statis | Besar kapasitas dukung dan penurunan dengan variasi diameter yaitu 0,6 m dan 0,8 m mengalami prosentase sebesar 2,12 %, sedangkan dengan variasi diameter 0,8 m menjadi 1,0 m mengalami penambahan prosentase sebesar 19,94 %. Hal ini disimpulkan semakin besar diameter tiang maka kapasitas dukung dan penurunan akan semakin besar. |
| Penelitian Sekarang (2018) | Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Variasi Dimensi Menggunakan Metode Elemen Hingga pada Gedung <i>Twin Building</i> UMY. | Untuk mengetahui besarnya kapasitas dukung dan penurunan fondasi dengan variasi diameter. | - Metode Statis (data SPT & Laboratorium) - Metode numerik (<i>PLAXIS v8.5</i>) | Besarnya kapasitas dukung dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, dan 0,9 m semakin besar diameter kapasitas dukungnya semakin besar. Besarnya penurunan yang terjadi pada variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, dan 0,9 m semakin besar diameter penurunannya semakin kecil. |

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan – endapan yang relatif lepas (loose), yang terletak di atas batuan dasar (bedrock). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel-partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia yang lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat misalnya, maka tanah ini disebut tanah residual (residual soil) dan apabila tanah berpindah tempatnya, disebut tanah terangkut (transported soil) (Hardiyatmo, 2002).

Apabila karakteristik fisik yang terdapat pada massa butir – butir tanah bersatu sesamanya sehingga sesuatu gaya akan diperlukan untuk memisahkan dalam keadaan kering maka tanah ini disebut dengan tanah kohesif. Sedangkan apabila butir – butir tanah terpisah sesudah dikeringkan dan hanya bersatu apabila berada dalam keadaan basah karena gaya tarik permukaan di dalam air, maka tanah ini disebut tanah non kohesif.

Tanah selalu mempunyai peranan sangat penting dalam suatu pekerjaan konstruksi. Tanah adalah sebagai dasar pendukung suatu bangunan atau bahan

konstruksi dari bangunan itu sendiri. Pada umumnya semua bangunan dibuat diatas atau dibawah permukaan tanah, maka diperlukan suatu sistem fondasi yang akan menyalurkan beban dari bangunan ke tanah (*Bowless, 1997*).

3.2 Penyelidikan Tanah

Agar bangunan dapat berdiri dengan stabil dan tidak timbul penurunan (*settlement*) yang terlalu besar, maka pondasi bangunan harus mencapai lapisan tanah yang cukup padat. Untuk mengetahui letak/kedalaman lapisan tanah padat dan kapasitas daya-dukung tanah (*bearing capacity*) yang diizinkan, maka perlu dilakukan penyelidikan mekanika tanah yang mencakup penyelidikan di lapangan (lokas rencana bangunan baru) dan penelitian di laboratorium (*Gunawan, 1991*).

Dalam perencanaan fondasi tiang harus dilakukan penyelidikan tanah dengan tujuan sebagai berikut.

1. Untuk mendapatkan informasi lapisan tanah dan batuan.
2. Untuk mendapatkan informasi keberadaan muka air tanah.
3. Untuk mendapatkan informasi sifat – sifat fisis dan mekanis tanah batuan.
4. Menentukan parameter tanah untuk analisis fondasi atau untuk simulasi proses konstruksi.

Sedangkan prosedur tahapan penyelidikan tanah adalah sebagai berikut.

1. Evaluasi dan studi kondisi lapangan

Evaluasi dan kondisi lapangan dapat berupa topografi, vegetasi, bangunan yang ada, jalan akses, kondisi geologi, kegempaan regional, peraturan tempat, besar beban struktur, dan lainnya.

2. Penyelidikan tanah awal

Penyelidikan tanah awal yaitu dilakukan pemboran dan uji lapangan dalam jumlah terbatas, gunanya untuk merencanakan penyelidikan tanah selanjutnya.

3. Penyelidikan tanah terinci

Penyelidikan tanah terinci bisa memenuhi kebutuhan perencana dan kontraktor untuk menentukan jenis, kedalaman, dan daya dukung fondasi serta untuk mengantisipasi penurunan yang akan terjadi.

3.2.1 Uji Sondir (CPT)

Uji sondir (*Cone Penetration Test*) digunakan untuk pendugaan profil atau pelapisan (stratifikasi) tanah, karena jenis perilaku tanah telah diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung (q_c) dan gesekan selimut (f_s).

Pengujian awal dengan sondir dapat menjadi arahan untuk pemilihan jenis uji berikutnya dan dapat digunakan untuk menentukan posisi serta kedalaman uji lapangan yang lain maupun lokasi pengambilan contoh tanah uji laboratorium.

3.2.2 Uji Penetrasi Standar (SPT)

Metode uji penetrasi standar atau *Standart penetration Test* (SPT) termasuk cara yang cukup ekonomis untuk memperoleh informasi mengenai kondisi dibawah permukaan tanah dan diperkirakan 85% dari desain fondasi untuk gedung bertingkat menggunakan cara ini.

3.3 Fondasi Tiang Bor

Hardiyatmo (2008) menyatakan fondasi tiang bor merupakan jenis fondasi yang sangat sering dipakai apabila efek dinamis dari tiang pancang mengganggu struktur sekitarnya dan jenis tanah yang keras sehingga sulit digunakan tiang pancang. Tiang bor di pasang ke dalam dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, yang kemudian diisi tulangan yang telah dirangkai dan dicor beton. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Karena kedalaman dan diameter dari tiang bor dapat divariasikan dengan mudah, maka jenis pondasi ini dapat dipakai baik untuk beban ringan maupun struktur berat seperti bangunan bertingkat tinggi dan jembatan.

Fondasi tiang bor memiliki karakteristik khusus yang berbeda dengan fondasi tiang pancang, hal tersebut dikarenakan :

1. tiang bor dilaksanakan dengan menggali lubang bor dan mengisinya dengan material beton, sedangkan tiang pancang dimasukkan ke tanah dengan mendesak tanah disekitarnya (*displacement pile*),
2. beton dicor dalam keadaan basah dan mengalami masa *curing* di bawah tanah,

3. terkadang digunakan *casing* untuk kestabilan dinding lubang bor dan dapat pula *casing* tersebut tidak dicabut karena kualitas lapangan,
4. cara penggalian lubang bor disesuaikan dengan kondisi tanah.

Menurut Hardiyatmo, 2002 penggunaan tiang bor mempunyai beberapa keuntungan dan kerugian antara lain :

Keuntungan :

1. tidak ada resiko kenaikan muka tanah,
2. kedalaman tiang dapat divariasikan,
3. tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium,
4. tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak,
5. penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Kerugian :

1. pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil,
2. kualitas pengecoran memerlukan pengawasan yang ketat,
3. pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik,
4. air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang, dan
5. pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

Pondasi tiang bor biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Umumnya terdapat tiga buah metode pelaksanaan tiang bor, yaitu dengan cara kering (*the dry method*), dengan casing (*the casing method*) dan dengan *slurry* (*the slurry method*). Pelaksanaan metode-metode diatas adalah sebagai berikut.

1. Pelaksanaan dengan cara kering (*dry method*)

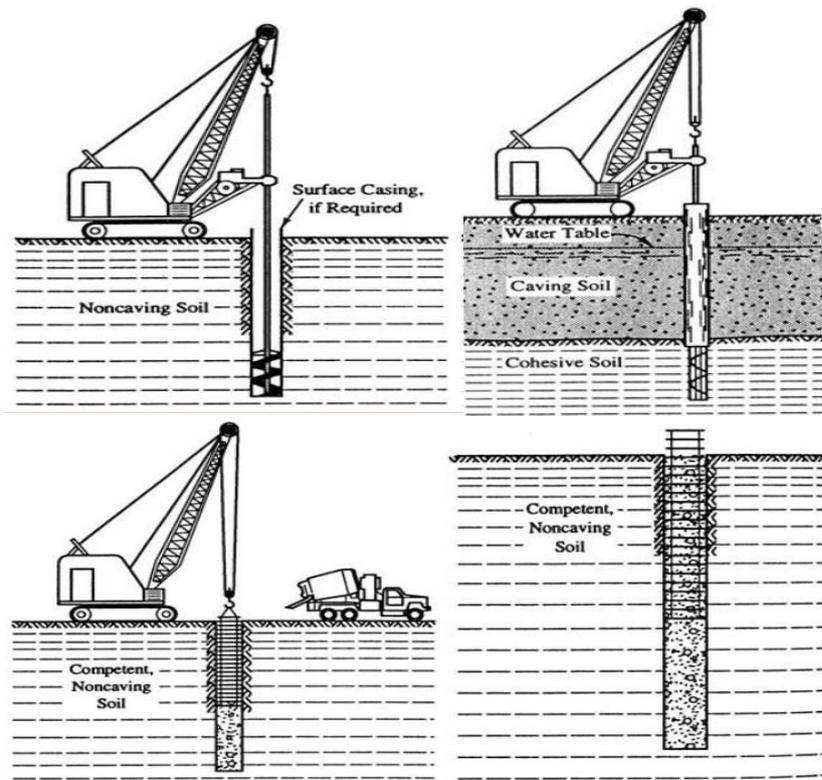
Cara ini sesuai dengan tanah jenis kohesif dan muka air tanah berada pada kedalaman dibawah dasar lubang bor atau jika permeabilitas tanah cukup kecil, sehingga pengecoran beton dapat dilakukan sebelum pengaruh air terjadi.

2. Pelaksanaan dengan *casing*

Casing diperlukan dimana runtuh tanah atau deformasi lateral dalam lubang bor dapat terjadi. Dalam kondisi tertentu, *casing* harus dimasukkan dengan alat penggetar (*vibrator*). Penggunaan *casing* harus cukup panjang dan mencakup seluruh bagian tanah yang dapat runtuh akibat penggalian selain itu juga untuk menanggulangi tekanan artesis. *Casing* juga digunakan pada pengecoran diatas tanah atau ditengah-tengah air.

3. Pelaksanaan dengan *Slurry*

Metode ini hanya dapat dilakukan untuk suatu situasi yang membutuhkan *casing*. Tinggi *slurry* dalam lubang bor harus mencukupi untuk memberikan tekanan yang lebih tinggi air disekitar lubang bor. Dengan penggunaan *slurry* umumnya dikehendaki agar tidak membiarkan *slurry* terlalu lama dalam lubang galian sehingga campuran tersebut tidak mengakibatkan suatu bentuk bahan kental yang menempel pada dinding lubang bor. Penempatan bahan kental ini dapat mengurangi kapasitas gesekan selimut tiang bor.



Gambar 3.1 Pembuatan tiang bor dengan menggunakan *slurry* : (a) Bor sampai tanah lekukan dan tambahkan adonan seperlunya, (b) Tarik bor dan masukkan kerangka tulangan, (c) Proses pengecoran dan penampang adonan yang dipindahkan kedalam parit pengendap, (d) Tiang bor yang telah selesai dikerjakan.

(Sumber : Bowles, 1988)

3.4 Analisis Distribusi Beban Gempa

Dalam menganalisis distribusi beban gempa pada struktur bangunan, ada beberapa tahap perhitungan yang harus dilakukan yaitu sebagai berikut.

1. Perioda Struktur Bangunan (T)

Merupakan properti yang sangat penting untuk diketahui dalam proses perancangan struktur, khususnya dalam struktur bangunan tahan gempa. Periode struktur bangunan inilah yang menentukan besarnya beban gempa

Berdasarkan SNI-03-1726-2012 bagian 7.8.2.1 perioda fundamental pendekatan koefisien untuk batas atas (C_u) pada perioda yang dihitung dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

| Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} | Koefisien C_u |
|---|-----------------|
| $\geq 0,4$ | 1,4 |
| 0,3 | 1,4 |
| 0,2 | 1,5 |
| 0,15 | 1,6 |
| $\leq 0,1$ | 1,7 |

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012))

2. Faktor keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI-1726-2012 bagian 4.1.2, untuk berbagai kategori resiko bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.3 dan pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I) menurut Tabel 3.4.

Tabel 3.3 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

| Jenis pemanfaatan | Kategori risiko |
|---|-----------------|
| <p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya | I |
| <p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,II,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik | II |
| <p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p> | III |

Lanjutan Tabel 3.3 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

| Jenis pemanfaatan | Kategori risiko |
|--|-----------------|
| <p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p> | IV |

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

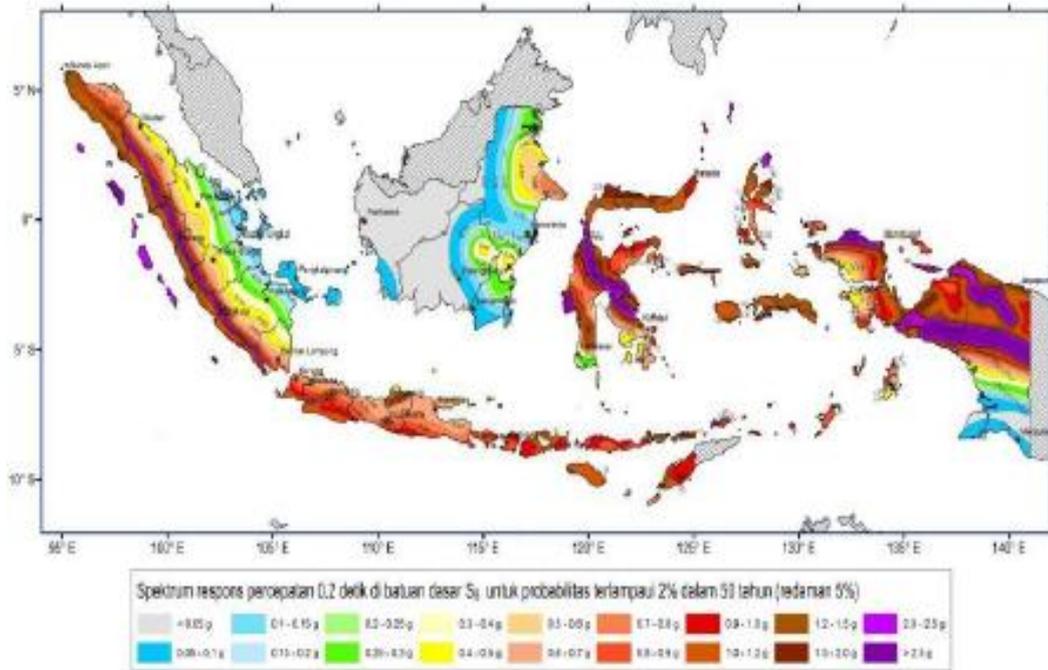
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan

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

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

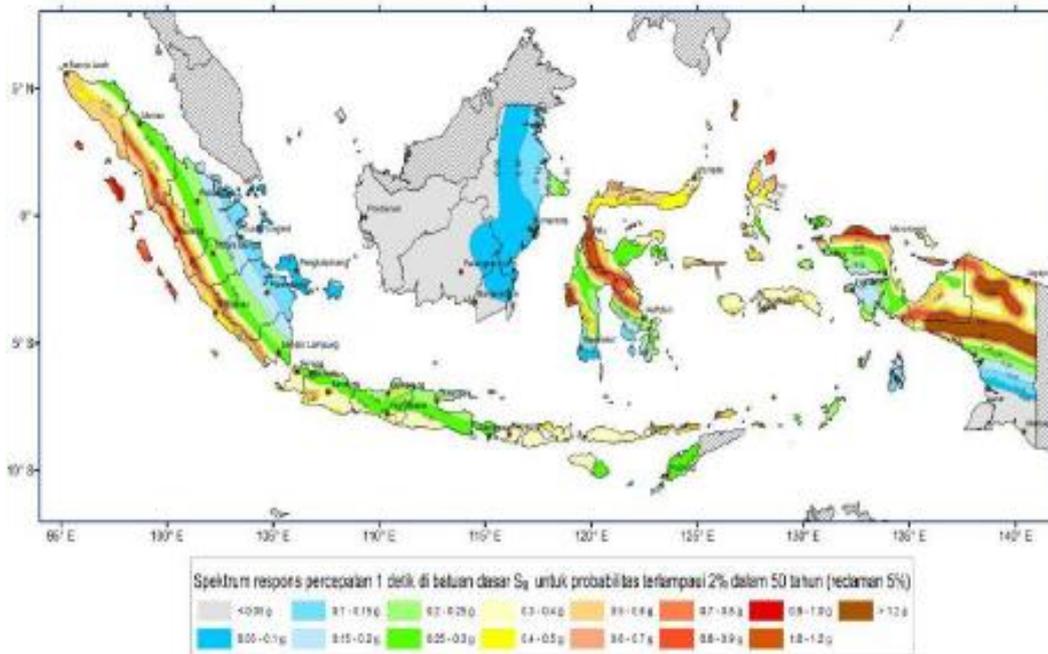
3. Nilai Spectrum Respons Gempa (C)

Berdasarkan SNI-1726-2012, agar diperoleh nilai *spectrum respons* gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.



Gambar 3.2 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek (S₀)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)



Gambar 3.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode 1 Detik (S₁)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)

4. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI-1726-2012, rumus yang digunakan untuk mendapatkan nilai beban geser nominal gempa (V) dapat dilihat pada Persamaan 3.1.

$$V = C_s \times W_t \quad (3.1)$$

5. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base shear*)

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam pertama ($V_d > 0,85V_s$), maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung harus dikalikan dengan faktor skala yang dapat dilihat pada Persamaan 3.2.

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 \times V_s}{V_d} \geq 1 \quad (3.2)$$

3.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Untuk menghitung kapasitas dukung dapat dilakukan berdasarkan karakteristik kuat geser tanah yang diperoleh dari uji tanah di laboratorium dan uji dilapangan, atau dengan cara empiris didasarkan pada alat uji tertentu, misalnya uji SPT, uji CPT (Sondir). Biasanya kapasitas dukung fondasi tiang bor pada tanah tergantung pada kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas geser antara struktur fondasi dengan lapisan tanah. Kemampuan geser tanah dipengaruhi oleh panjang tiang, sehingga kemampuan geser tanah semakin tinggi dengan bertambahnya kedalaman tiang di dalam tanah.

Analisis kapasitas dukung pada tiang bor dilakukan dengan terlebih dahulu mengetahui data-data tanah, kedalaman pondasi, jarak antar tiang dan data pendukung lainnya, ditinjau dari cara mendukung beban, tiang bor, dapat dibagi menjadi tiang dengan dukungan ujung (*end bearing pile*) dan tiang dengan gesekan sepanjang permukaan badan tiang (*friction pile*). Kapasitas dukung tiang terdiri dari kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) dan daya dukung selimut tiang (Q_s).

3.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

3.5.1.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Laboratorium

Penentuan kapasitas dukung pondasi tiang bor dengan cara statik salah satunya menggunakan metode yang diusulkan oleh *Meyerhoff (1976)* sebagai berikut.

1. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

Menurut *Braja M. Das (1994)*, kapasitas dukung pada ujung tiang dapat ditentukan dengan cara *Meyerhoff (1976)* dinyatakan sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.3)$$

$$q_p = c \cdot N_{c^*} + \sigma'_r \cdot N_{q^*} + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$$

Untuk tanah non kohesif

$$Q_p = A_p \times \sigma'_r \times N_{q^*} \leq 50 \times N_{q^*} \times \tan \phi \times A_p \quad (3.4)$$

Untuk tanah kohesif

$$Q_p = A_p \times c_u \times N_{c^*} \quad (3.5)$$

dengan :

Q_p = Kapasitas dukung ultimit ujung tiang (kN)

q_p = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m²)

A_p = Luas penampang ujung tiang (m²)

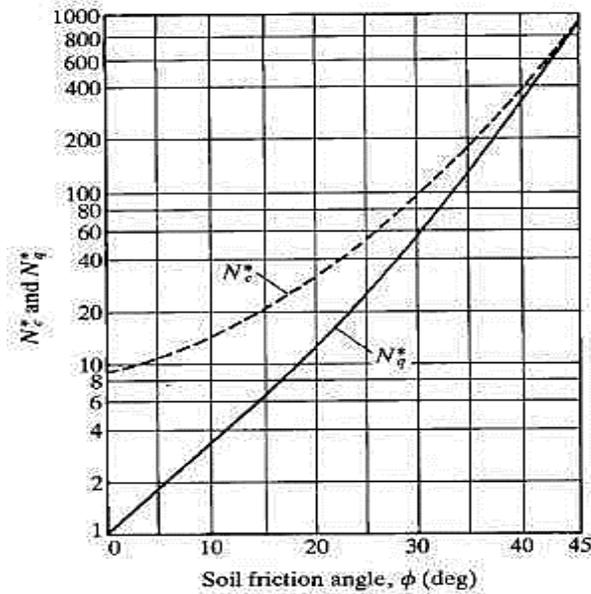
σ'_r = Tegangan efektif (*overburden*) (kN/m²)

c_u = *Undrained shear strenght* (kN/m²)

N_{q^*} & N_{c^*} = Faktor kuat dukung

Φ = Sudut gesr dalam (°)

Dalam menentukan faktor daya dukung ujung (N_{q^*}) dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut ini.



Gambar 3.4 Faktor Daya Dukung Ujung N_c^* dan N_q^*

(Sumber : *Meyerhof*, 1976)

2. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang ditentukan berdasarkan Persamaan 3.5 berikut ini.

$$Q_s = \sum (A_s \times f_s) \quad (3.5)$$

dengan :

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

$$= p \times \Delta L$$

ΔL = Panjang segmen tiang (m)

f_s = Gesekan selimut satuan (kN/m^2)

Berikut adalah formula yang dapat digunakan untuk menentukan gesekan selimut dari tiang pada tanah non kohesif yang diusulkan oleh *Reese & O'Neill* (1989) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.6.

$$f_s = K \times \sigma' \times \tan \delta \quad (3.6)$$

dengan :

K = koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang ditinjau

σ_r' = tegangan vertikal efektif tanah (*overburden*) (kN/m^2)

Φ = sudut gesek dalam ($^\circ$)

δ = sudut gesek antara tiang dengan tanah

Nilai K dan δ tergantung pada metode pelaksanaan yang digunakan. Nilai δ untuk tiang bor biasanya dihubungkan dengan sudut gesek dalam tanah (Φ). *Meyerhoff* (1976) menganggap $\delta = 0,75 \cdot \Phi$ sebagai patokan dipergunakannya nilai δ . Untuk penentuan nilai K dapat dilihat pada Tabel 3.5 sebagai berikut.

Tabel 3.5 Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor

| Metode Pelaksanaan | K |
|---|------|
| Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil, pengecoran cepat | 1 |
| Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik | 1 |
| Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk | 0,67 |
| Dengan pipa selubung dibawah air | 0,83 |

(Sumber : *Kulhawy*, 1991)

3.5.1.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Lapangan (Uji Standart Penetration Test SPT)

Kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT pada persamaan 3.7 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.7)$$

dengan :

Q_u : Kapasitas dukung ultimit fondasi tiang (KN)

Q_p : Kapasitas dukung pada ujung tiang (KN)

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

Meyerhof (1976) menyarankan untuk menghitung kapasitas dukung pada ujung tiang (Q_p) dapat dilihat pada Persamaan 3.8 dan 3.9 sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.8)$$

$$f_p = 0,4 \times N_{60}' \times (L/d) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60}' \times \sigma_r \quad (3.9)$$

dengan :

Q_p = Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

A_p = Luas penampang tiang bor (m^2)

N_{60}' = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan tekanan *overburden*

d = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m)

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa

Bila tiang bor terletak pada tanah yang berlapis, maka untuk tahanan geser selimut tiang bor diperoleh dari Persamaan 3.10 dan 3.11 berikut ini.

$$Q_s = \sum f_s \times A_s \quad (3.10)$$

$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \quad (3.11)$$

dengan :

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

N_{60} = Nilai N_{spt} per lapisan tanah.

σ_r = Tegangan referensi = 100 kPa

3.5.1.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright

Menurut *Reese & Wright* (1977), kapasitas dukung pada ujung tiang bor dinyatakan sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.12)$$

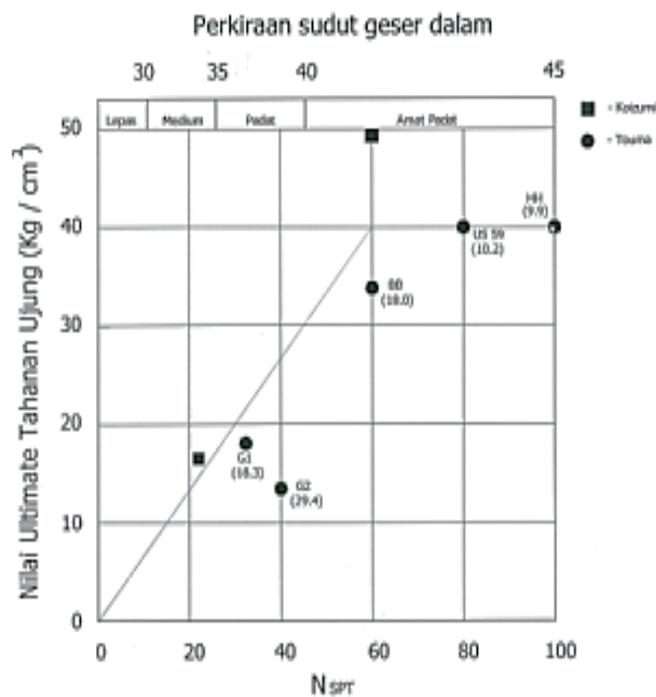
dengan :

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

q_p = tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

A_p = luas penampang tiang bor (m^2)

Pada tanah kohesif besar tahanan ujung per satuan luas (q_p) dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah (C_u). Sedangkan pada tanah non kohesif, *Reese* mengusulkan korelasi antara q_p dengan N_{SPT} seperti pada Gambar 3.5 Berikut ini.



Gambar 3.5 Tahanan Ujung Ultimit pada Tanah non Kohesif

(Sumber : *Reese & Wright, 1977*)

Untuk mencari kapasitas gesek pada tanah homogen digunakan Persamaan 3.13 berikut ini.

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p \quad (3.13)$$

dengan :

Q_s = kapasitas gesek maksimum dinding tiang (kN)

f_s = gesekan selimut tiang (kN/m²)

L = panjang tiang (m)

P = keliling penampang tiang (m)

Bila tiang bor terletak pada tanah yang berlapis, maka digunakan Persamaan 3.14 sebagai berikut.

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_s \times l_i \times p \quad (3.14)$$

dengan :

Q_s = kapasitas dukung ultimit selimut tiang (kN)

f_s = besarnya kapasitas gesek maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan gesekan dinding tiang (kn/m²)

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan gesekan dinding tiang (m)

p = keliling penampang tiang (m)

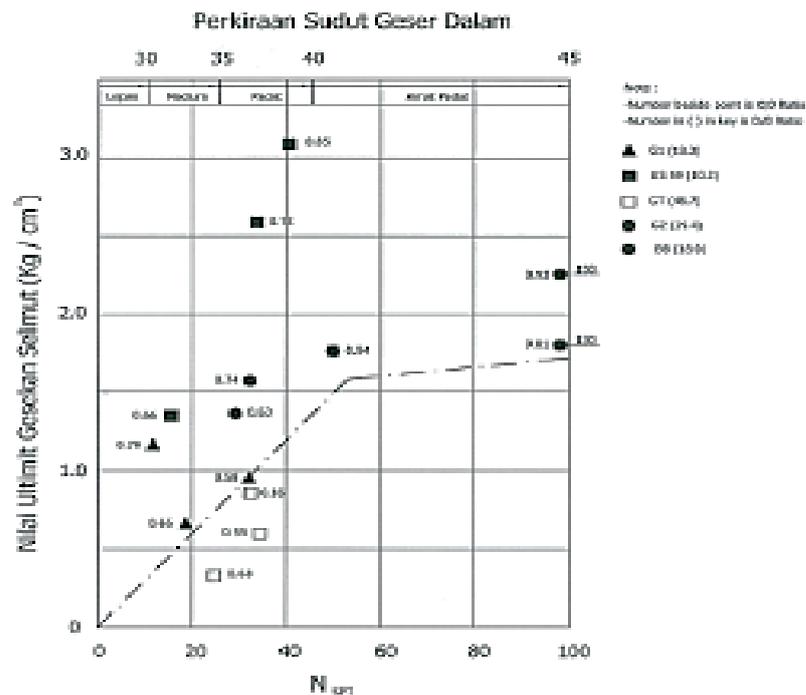
Gesekan tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Pada tanah kohesif, nilai f_s dinyatakan sebagai berikut :

$$f_s = \alpha \cdot C_u \quad (3.15)$$

dengan : α = faktor adhesi

C_u = kohesi tanah (kN/m²)

Berdasarkan hasil penelitian *Reese*, faktor koreksi terhadap adhesi (α) dapat diambil sebesar 0,55. Kemudian pada tanah non kohesif, nilai f_s dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} yang dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Hubungan Tahanan Selimut Ultimit terhadap N_{SPT}
(Sumber : *Reese & Wright, 1977*)

3. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

Untuk mencari kapasitas dukung ultimit, digunakan Persamaan 3.16 berikut ini.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.16)$$

dengan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

3.5.2 Kapasitas Dukung Ijin

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud sebagai berikut:

1. memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan,
2. memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah,
3. meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja,
4. meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok masih tetap dalam batas-batas toleransi,
5. meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

Daya dukung ijin pondasi dinyatakan dalam Persamaan 3.17 sebagai berikut.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.17)$$

dengan :

Q_a = Kapasitas dukung ijin pondasi.

Q_u = Kapasitas ultimit pondasi.

SF = Angka aman untuk tahanan ujung.

Penentu faktor keamanan atau SF bergantung pada beberapa faktor, antara lain sebagai berikut:

1. jenis dan kepentingan struktur,
2. variasi kondisi tanah,
3. tingkat kehandalan penyelidikan geoteknik,
4. jumlah dan jenis pengujian geoteknik,
5. ketersediaan data uji pembebanan didekat lokasi, dan

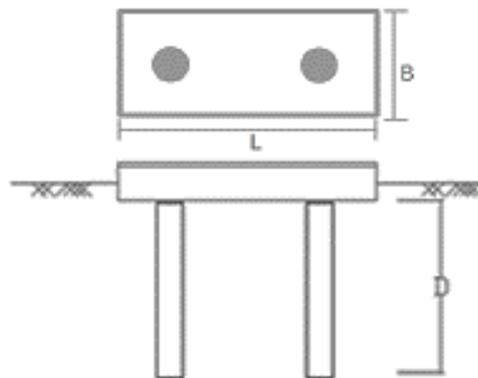
6. tingkat pengawasan dan pengendalian mutu pekerjaan pondasi.

Menurut Hardiyatmo (2008), untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2\text{m}$ faktor aman ($SF = 2,5$), sedangkan tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya faktor aman ($SF = 2$).

3.5.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Tiang kelompok adalah sekumpulan tiang yang dipasang secara relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu bagian atasnya dengan menggunakan pile cap. Gambar tiang kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.7. Untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang kelompok, pile cap dianggap/dibuat kaku sempurna, sehingga :

1. bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan, maka setelah penurunan bidang *pile cap* tetap merupakan bidang datar,
2. gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang.



Gambar 3.7 Kelompok Tiang

(Sumber : Rizaldy, 2012)

dengan :

D = Kedalaman pondasi

B = Lebar pondasi

L = Panjang pondasi

3.5.3.1 Jumlah Tiang (n)

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan dipasang didasarkan beban yang bekerja pada fondasi dan kapasitas dukung ijin tiang, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut ini.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.18)$$

dengan :

P = beban yang bekerja

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang tunggal

3.5.3.2 Jarak Tiang (S)

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan dengan Persamaan 3.19 (Gultom, 2010).

$$S \geq 2,5 D$$

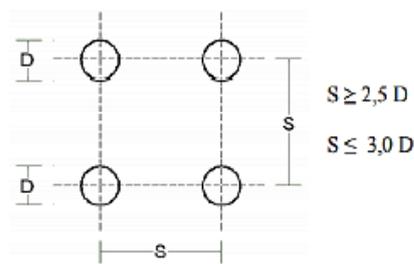
$$S \leq 3 D \quad (3.19)$$

dengan :

S = Jarak pusat ke pusat tiang.

D = Diameter tiang.

Jarak antar tiang dapat dilihat Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.8 Jarak Antar Tiang
(Sumber : Sardjono, 1998)

Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok diisyaratkan minimum 0,60 m dan maximum 2,00 m. Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut.

1. Bila $S < 2,5 D$
 - a. kemungkinan tanah disekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan,
 - b. terangkatnya tiang-tiang disekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.
2. Bila $S > 3D$

Apabila $S > 3D$ maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari *pile cap*.

3.5.3.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang disarankan oleh Converse-Labarre untuk tanah lempung, dapat dilihat pada Persamaan 3.20 (Paulus, 2016).

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90.m.n'} \quad (3.20)$$

dengan :

- E_g = Efisiensi kelompok tiang.
 m = Jumlah baris tiang.
 n' = Jumlah tiang dalam satu baris.
 θ = Arc tg d/s , dalam derajat.
 s = Jarak pusat ke pusat tiang (lihat Gambar 3.12)
 D = Diameter tiang.

Berdasarkan hasil pengujian pada non-kohesif atau pasir yang disampaikan Brown, dkk (2010), nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih dapat diperoleh dengan jarak antar tiang 2,5D - 3D (Paulus,2016).

3.5.3.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Jika kelompok tiang berada dalam tanah lempung lunak, pasir tidak padat, atau timbunan, dengan dasar tiang yang bertumpu pada lapisan kaku, maka kelompok tiang tersebut tidak mempunyai resiko akan mengalami keruntuhan geser umum, asalkan diberikan faktor aman yang cukup terhadap bahaya keruntuhan tiang tunggalnya. Pada kelompok tiang yang dasarnya bertumpu pada lapisan lempung lunak, faktor aman terhadap keruntuhan blok harus diperhitungkan, terutama untuk jarak tiang-tiang yang dekat.

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus pada Persamaan 3.21.

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a \quad (3.21)$$

dengan :

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan.

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

n = Jumlah tiang dalam kelompok.

Q_a = Beban maksimum tiang tunggal.

3.5.3.5 Keruntuhan Fondasi Kelompok Tiang

Besarnya kapasitas dukung tiang gabungan sangat dipengaruhi oleh tipe keruntuhan yang terjadi. Tipe keruntuhan yang terjadi dapat dibedakan menjadi dua tipe utama yaitu keruntuhan tiang tunggal dan keruntuhan blok.

1. Keruntuhan Tiang Tunggal

Keruntuhan tiang tunggal akan mungkin terjadi jika jarak tiang cukup jauh. Hal ini dengan asumsi penurunan pada salah satu tiang tidak akan menyebabkan penurunan tiang disekitarnya. Kondisi jarak tiang yang cukup jauh ini sulit untuk ditentukan, sehingga justifikasi desain suatu kelompok tiang akan mengalami keruntuhan tiang tunggal juga sulit ditentukan.

2. Keruntuhan Blok

Keruntuhan blok ini dimungkinkan terjadi jika jarak tiang cukup dekat, sehingga interaksi antar tiang dan tanah sangat kompak. Tanah diantara tiang-tiang ikut turun bersamaan dengan keruntuhan fondasi kelompok tiang. berdasarkan formula yang dikeluarkan oleh *Tomlinson,(1994)* yaitu tiang kelompok sebagai fondasi blok yang dapat dilihat pada Persamaan 3.22 berikut ini.

$$\Sigma Q_u = L_g \times B_g \times q_p + \Sigma [2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \quad (3.22)$$

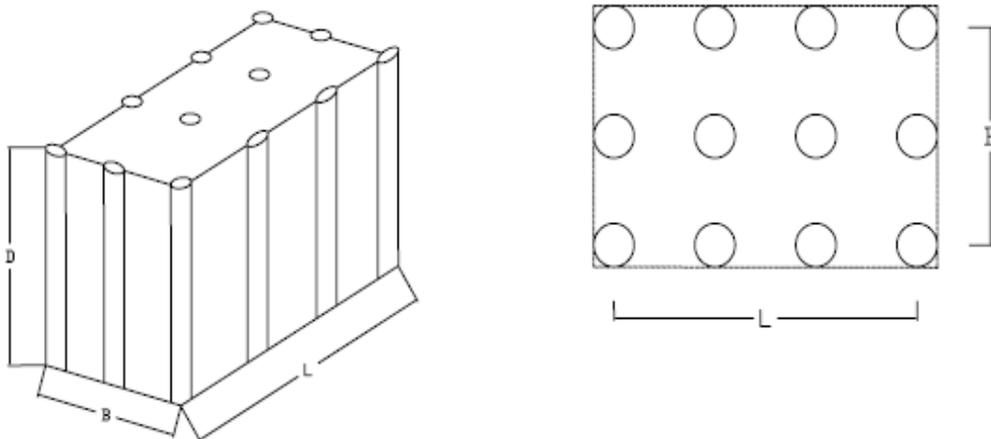
dengan :

L_g = Panjang blok

B_g = Lebar blok

ΔL = Panjang segmen tiang

Kelompok tiang yang bekerja sebagai blok dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.

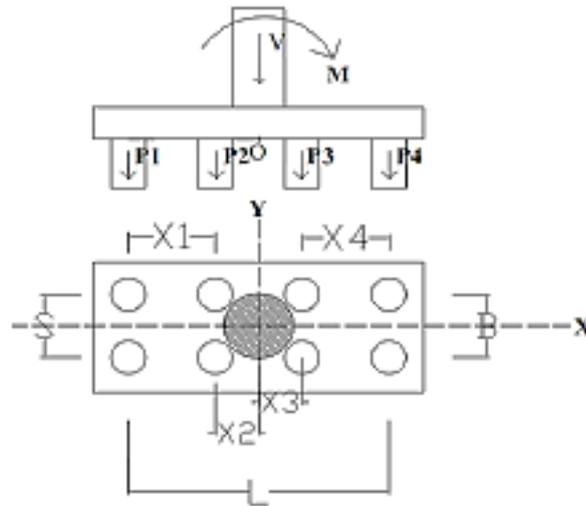


Gambar 3.9 Kelompok Tiang yang Bekerja Sebagai Blok

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

3.5.4 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang akan mempengaruhi terhadap kapasitas daya dukung pondasi tiang, seperti pada Gambar 3.10 berikut ini.



Gambar 3.10 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang
(Sumber : Rizaldy, 2012)

Untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang digunakan Persamaan 3.23 berikut ini.

$$P_i = \frac{\sum P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \quad (3.23)$$

dengan :

P_i = Beban aksial pada tiang ke-i

V = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang

M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x

M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y

n = Banyaknya tiang bor dalam kelompok tiang bor (*pile group*)

x_i, y_i = Absis atau jarak ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor-i

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat absis-absis tiang bor.

$\sum y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang bor.

3.6 Penurunan Pondasi Tiang Bor

Perkiraan penurunan (*settlement*) pada pondasi tiang merupakan masalah yang kompleks karena beberapa hal berikut :

1. adanya gangguan pada kondisi tegangan tanah saat pemancangan,
2. ketidakpastian mengenai distribusi dari posisi pengalihan beban (*load transfer*) dari tiang ke tanah.

Istilah penurunan (*settlement*) digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Umumnya, penurunan yang tidak seragam lebih membahayakan bangunan dari pada penurunan totalnya.

Menurut Hardiyatmo (1996), selain dari kegagalan daya dukung (*bearing capacity failure*) tanah, setiap proses penggalian selalu dihubungkan dengan perubahan keadaan tegangan didalam tanah. Perubahan tegangan pasti akan disertai dengan perubahan bentuk, umumnya ini yang menyebabkan penurunan pada pondasi.

3.6.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Menurut Poulos dan Davis (1980) penurunan jangka panjang untuk pondasi tiang tunggal tidak perlu ditinjau karena penurunan tiang akibat konsolidasi dari tanah relatif kecil. Ini dikarenakan pondasi tiang direncanakan terhadap kuat dukung ujung dan kuat dukung friksinya atau penjumlahan dari keduanya (Hardiyatmo, 2002).

Perkiraan penurunan tiang tunggal dapat dihitung berdasarkan:

1. untuk tiang apung atau tiang friksi

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot D} \quad (3.24)$$

dimana : $I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu$

2. untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{Q.I}{E_s.D} \quad (3.25)$$

dimana : $I = I_o . Rk . Rb . R\mu$

dengan :

S = Penurunan untuk tiang tunggal

Q = Beban yang bekerja

I_o = Faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat
(Gambar 3.11)

Rk = Faktor koreksi kemudahan mampatan tiang (Gambar 3.12)

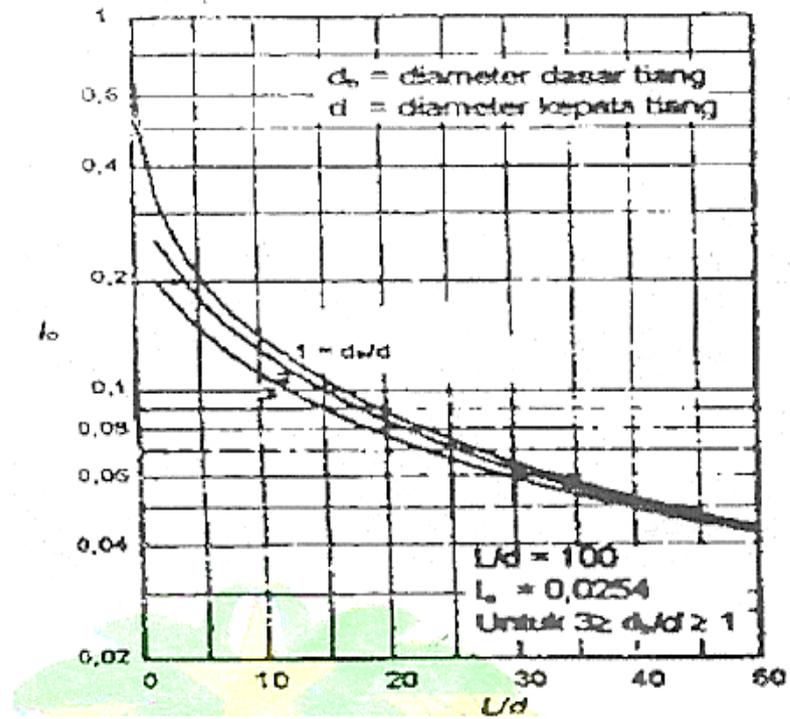
Rh = Faktor koreksi ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
(Gambar 3.13)

$R\mu$ = Faktor koreksi angka Poisson μ (Gambar 3.14)

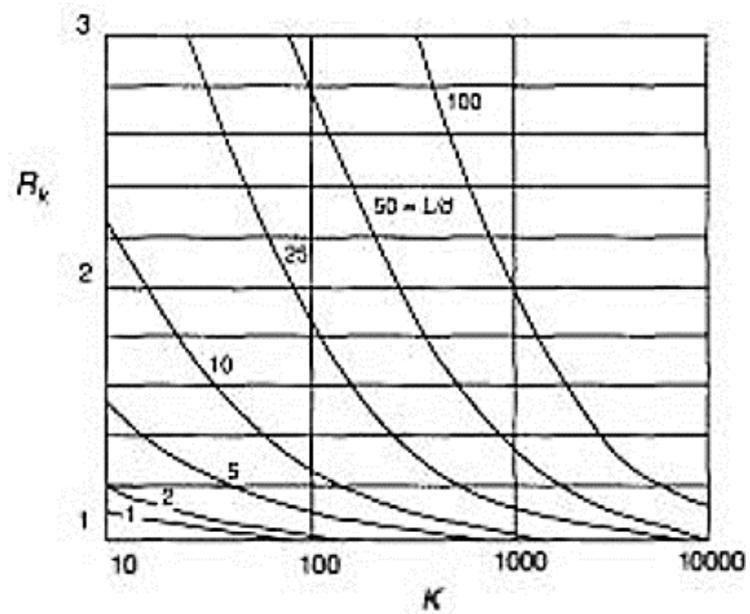
Rb = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung
(Gambar 3.15)

h = Kedalaman total lapisan tanah ujung tiang ke muka tanah.

D = Diameter tiang (m)

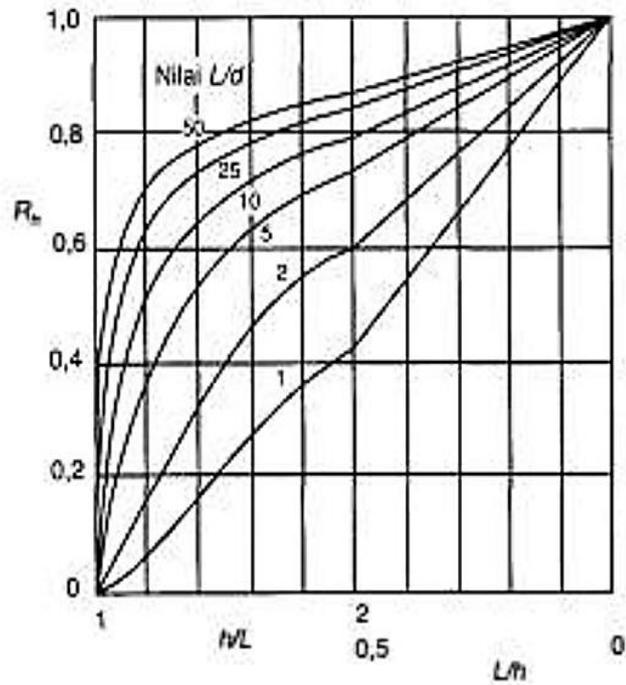


Gambar 3.11 Faktor penurunan I_0 Poulos dan Davis
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)



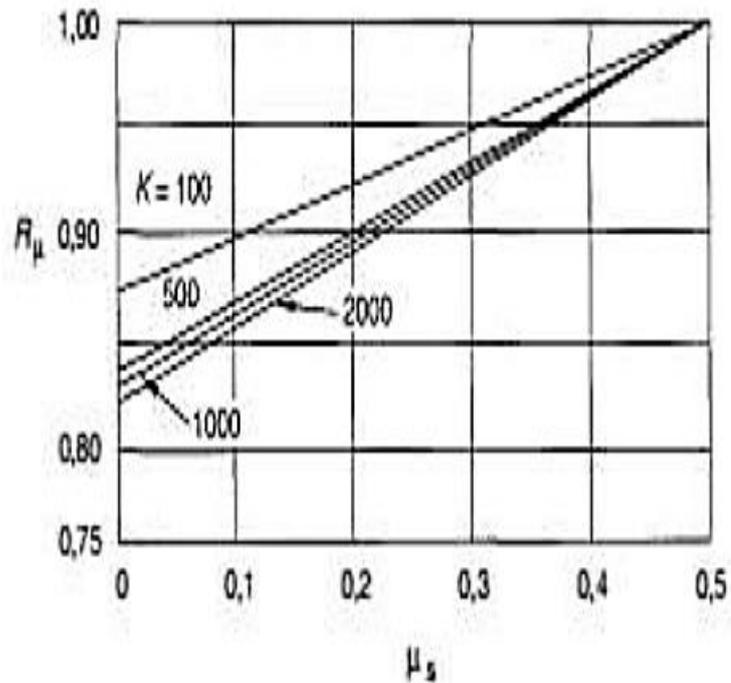
Gambar 3.12 Koreksi Kompresi, R_k

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)



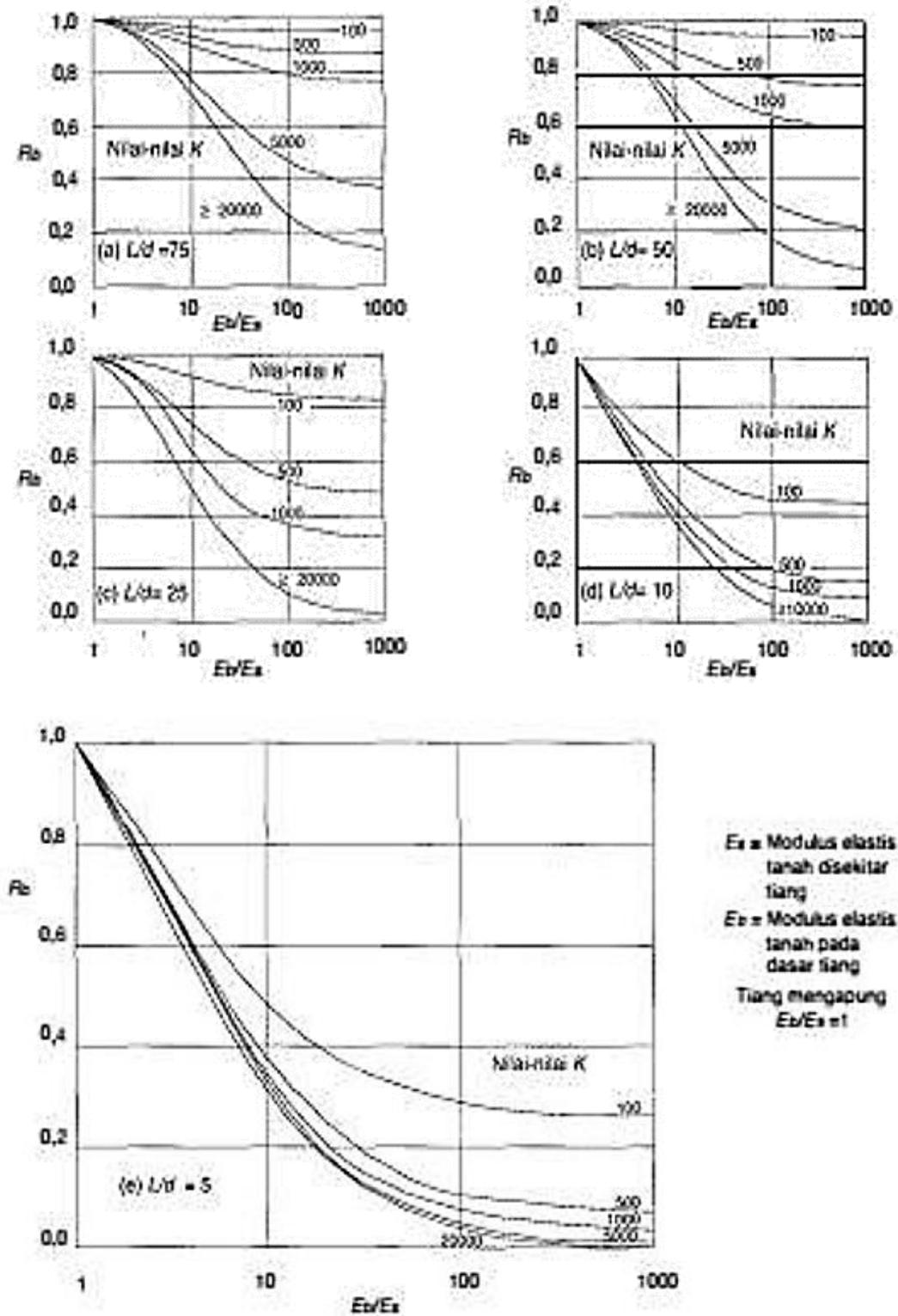
Gambar 3.13 Koreksi Kedalaman, R_h

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)



Gambar 3.14 Koreksi angka Poisson, R_μ

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)



Gambar 3.15 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Pada Gambar 3.16, 3.18, 3.19, K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan oleh Persamaan 3.26.

$$K = \frac{Ep \cdot RA}{Es} \quad (3.26)$$

dimana :

$$RA = \frac{Ap}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}$$

dengan :

- K = Faktor kekuatan tiang
- Ep = Modulus elastisitas dari bahan tiang
- Es = Modulus elastisitas tanah disekitar tiang
- Eb = Modulus elastisitas tanah didasar tiang

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasar jenis tanah seperti yang terlihat pada Tabel 3.6 di bawah ini.

Tabel 3.6 Perkiraan angka poisson (μ)

| Jenis Tanah | Angka <i>Poisson</i> |
|-----------------------------|----------------------|
| 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 (e = 0,4 – 0,7) | 0,15 |
| Pasir halus (e = 0,4 – 0,7) | 0,25 |

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Nilai *modulus young* menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai Modulus Elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah, data sondir, dan data N_{SPT} . Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah dapat dilihat pada Tabel 3.7 sebagai berikut.

Tabel 3.7 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

| Jenis Tanah | E (kg/cm ²) |
|--------------------------|-------------------------|
| LEMPUNG | |
| Sangat Lunak | 3 – 30 |
| Lunak | 20 – 40 |
| Sedang | 45 – 90 |
| Berpasir | 300 – 425 |
| PASIR | |
| Berlanau | 50 – 200 |
| Tidak Padat | 100 – 250 |
| Padat | 500 – 1000 |
| PASIR DAN KERIKIL | |
| Padat | 800 – 2000 |
| Tidak Padat | 500 – 1400 |
| LANAU | 20 – 200 |
| LOSES | 150 – 600 |
| CADAS | 1400 – 14000 |

(Sumber : *Bowles, 1997*)

Dari analisa yang dilakukan secara mendetail oleh Mayerhoff, untuk nilai modulus elastisitas tanah dibawah ujung tiang (E_b) kira – kira 5 –10 kali harga modulus elastisitas tanah disepanjang tiang (E_s).

3.6.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok tiang akibat beban merupakan akumulasi dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan seketika yang merupakan bentuk penurunan elastis terjadi dengan segera sesudah tegangan bekerja pada tanah berbutir halus kering atau jenuh sebagian tanpa melibatkan perubahan kadar air (moisture content). Bekerjanya tegangan pada tanah yang berbutir halus yang jenuh (dan hampir jenuh) akan menghasilkan regangan yang tergantung kepada waktu. Penurunan yang tergantung terhadap waktu disebut penurunan konsolidasi.

Penurunan pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 2 (dua) komponen. Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, yaitu :

$$S = S_i + S_c \quad (3.27)$$

dengan :

- S = Penurunan total
- S_i = Penurunan Segera
- S_c = Penurunan konsolidasi

1. Penurunan Segera

Penurunan segera (*elastic settlement*) adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah-tanah berbutir halus yang tidak jenuh termasuk tipe penurunan segera setelah terjadi penerapan beban. Penurunan segera (S_i) dapat dihitung dengan rumus berikut ini.

$$S_i = \frac{\mu_i \cdot \mu_o \cdot q_n \cdot B}{E} \quad (3.28)$$

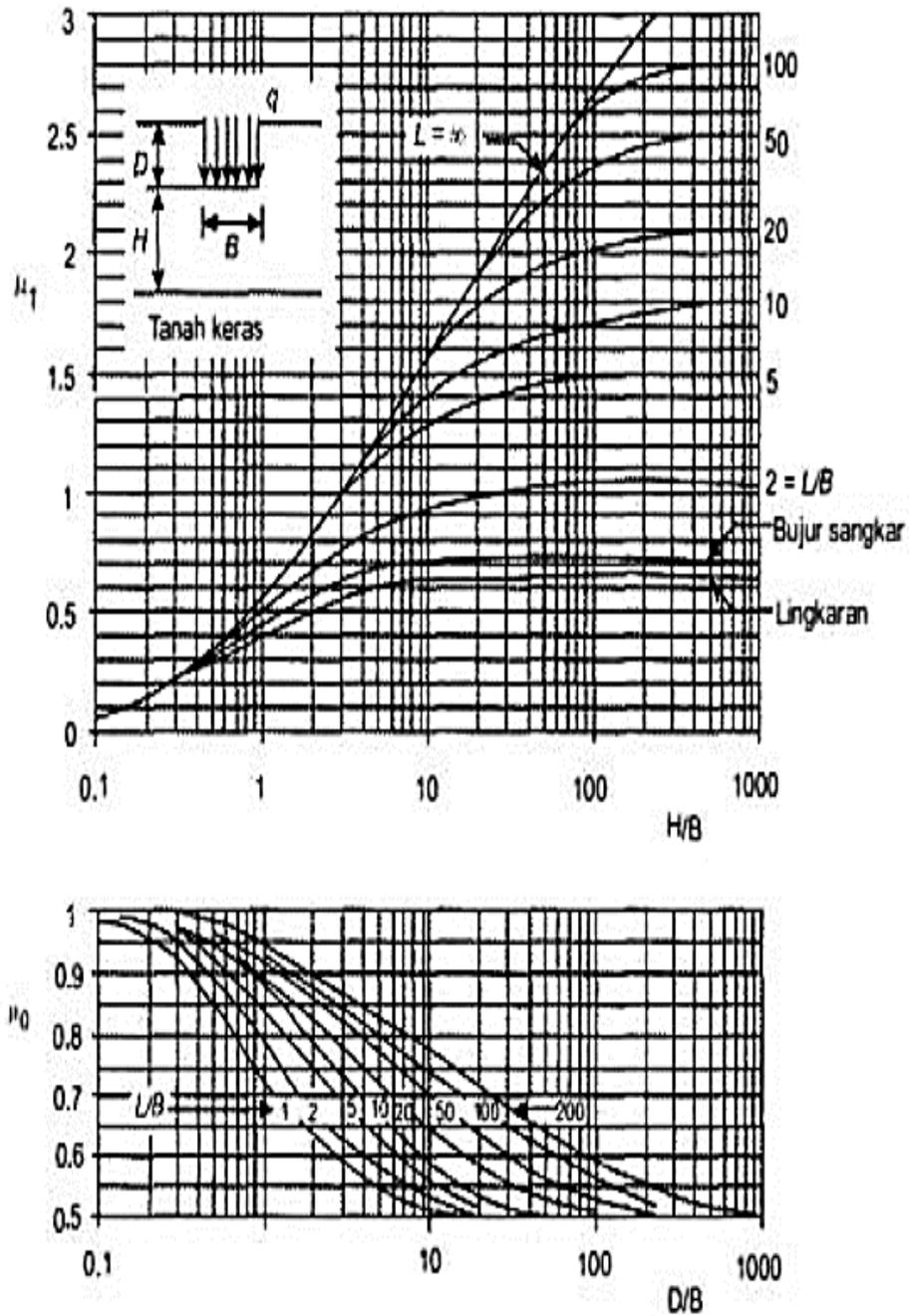
dengan :

- μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 3.16)
- μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f (Gambar 3.16)

B = lebar luasan kelompok tiang (m)

q_n = tekanan netto pondasi $\left(\frac{P}{A}\right)$

E = modulus elastis tanah

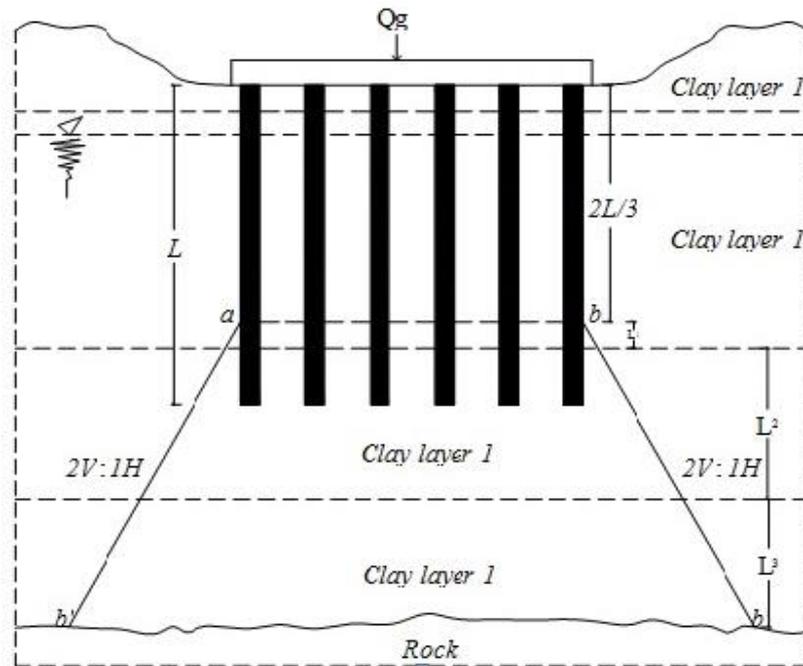


Gambar 3.16 Grafik faktor terkoreksi

(Sumber : Janbu, dkk (1956))

2. Penurunan jangka panjang (*consolidation*)

Penurunan jangka panjang (*consolidation*) terjadi secara berangsur-angsur dapat dilihat pada Gambar 3.17 berikut ini.



Gambar 3.17 Penurunan tiang dengan metode penyebaran 2:1

(Sumber : Tomlinson, 1994)

Prosedur untuk menghitung melalui beberapa tahap yaitu :

- tentukan jumlah lapis tanah, semakin banyak lapis maka semakin teliti,
- asumsikan beban Q_g yang dipindahkan melalui tanah hingga kedalaman $2L/3$ dari atas tiang. Beban Q_g menyebar dengan perbandingan 2 vertikal:1 horizontal yang dinotasikan dengan aa' dan bb' ,
- hitung tegangan yang ditimbulkan ditengah masing – masing lapis tanah oleh beban Q_g menggunakan Persamaan 3.29.

$$\Delta p = \frac{Q_g}{B_g + L_g} \quad (3.29)$$

dengan :

Δp = tegangan yang ditimbulkan ditengah-tengah lapis

L_g = panjang rencana tiang kelompok (m)

B_g = lebar rencana tiang kelompok (m)

d. hitung penurunan pada masing-masing lapis

$$S_c = \sum \left[\frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{P_{o'} + \Delta P}{P_{o'}} \right) \right] \quad (3.30)$$

dengan :

$C_{c(i)}$ = *compression index* (tabel 3.8)

$e_{o(i)}$ = angka pori awal

$H_{o(i)}$ = Tinggi lapis *clay* (m)

Tabel 3.8 Nilai Indeks Kompresi (C_c)

| Jenis Tanah | Nilai C_c |
|-----------------------|--------------|
| Gambut | 1,00 – 4,50 |
| Lempung Plastis | 0,15 – 1,00 |
| Lempung kaku | 0,06 – 0,15 |
| Lempung setengah kaku | 0,03 – 0,06 |
| Pasir lepas | 0,025 – 0,05 |
| Pasir padat | 0,005 – 0,01 |

(Sumber : Soedarmo dan Purnomo, 1993)

3. hitung penurunan total

$$\Delta S_g = \sum \Delta S_i \quad (3.31)$$

dengan :

ΔS_i = Penurunan pada masing-masing lapisan

3.6.3 Penurunan yang Diizinkan

Marbun (2009) menyatakan penurunan yang diizinkan dari suatu bangunan bergantung pada beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, tinggi, kekakuan, dan fungsi bangunan, serta besar dan kecepatan penurunan serta distribusinya. Jika penurunan berjalan lambat, semakin besar kemungkinan struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkak (*creep*). Karena itu, dengan alasan tersebut, kriteria penurunan pondasi pada tanah pasir dan pada tanah lempung berbeda.

Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum.

Dimana syarat perbandingan penurunan yang aman yaitu $S_{\text{Total}} \leq S_{\text{Izin}}$ yang dapat dilihat pada Persamaan 3.32

$$S_{\text{izin}} = 10\% \cdot D \quad (3.32)$$

dengan :

D = diameter tiang (m)

Penurunan izin pada kelompok tiang dapat digunakan Persamaan 3.33 berikut ini.

$$S_{\text{izin}} = \frac{L}{250} \quad (3.33)$$

dengan :

L = kedalaman tiang (m)

Menurut Bowles (1992) mensyaratkan penurunan ijin toleransi untuk struktur bangunan sebesar 2 inchi (5,08 cm).

3.7 Software SAP 2000

SAP (*Structural Analysis Program*) adalah program aplikasi komputer yang digunakan untuk menganalisis dan merancang status struktur terutama pada bidang teknik sipil.

Langkah awal yang dilakukan dalam pengoperasian program aplikasi komputer SAP 2000 adalah pemodelan struktur. Pemodelan struktur diusahakan mendekati kondisi struktur yang dianalisis atau mewakili perilaku struktur sebenarnya, agar didapat hasil analisis yang valid, pemodelan struktur meliputi :

1. penentuan koordinat joint sebagai batas elemen,
2. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur,
3. penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas,
4. penentuan pembebanan struktur (gaya yang bekerja pada struktur,
5. penentuan jenis analisis yang digunakan,

Prosedur input data pada program SAP 2000 adalah sebagai berikut :

1. pengidentifikasian joint, frame, restraint, dan constraint,
2. pendefinisian karakteristik metrial dan frame section,
3. pendefinisian beban (*load*), yaitu beban mati (W_D), beban hidup (W_L), dan kombinasi (*combo*),
4. endefinisian masses, yaitu massa translasi (m_s), massa rotasi (m_r), dan pusat massanya tiap lantai,
5. analisis struktur dengan cara di *RUN*.

Dari hasil output SAP 2000 didapatkan gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban (kombinasi 1) yaitu gaya normal (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja pada tiap-tiap kolom dasar yang akan dipakai sebagai beban rencana pada analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor.

3.8 Software PLAXIS 2D

PLAXIS adalah salah satu program aplikasi komputer berdasarkan metode elemen hingga dua dimensi yang digunakan secara khusus untuk menganalisis deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik, seperti daya dukung tanah. Kondisi sesungguhnya dapat dimodelkan dalam regangan bidang (*plane-strain*) maupun secara *axisymmetric*. Program ini menerapkan model antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga pengguna dapat dengan cepat membuat model geometri dan jaring elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisis. Program ini terdiri dari empat buah sub-program yaitu masukan, perhitungan, keluaran, dan kurva.

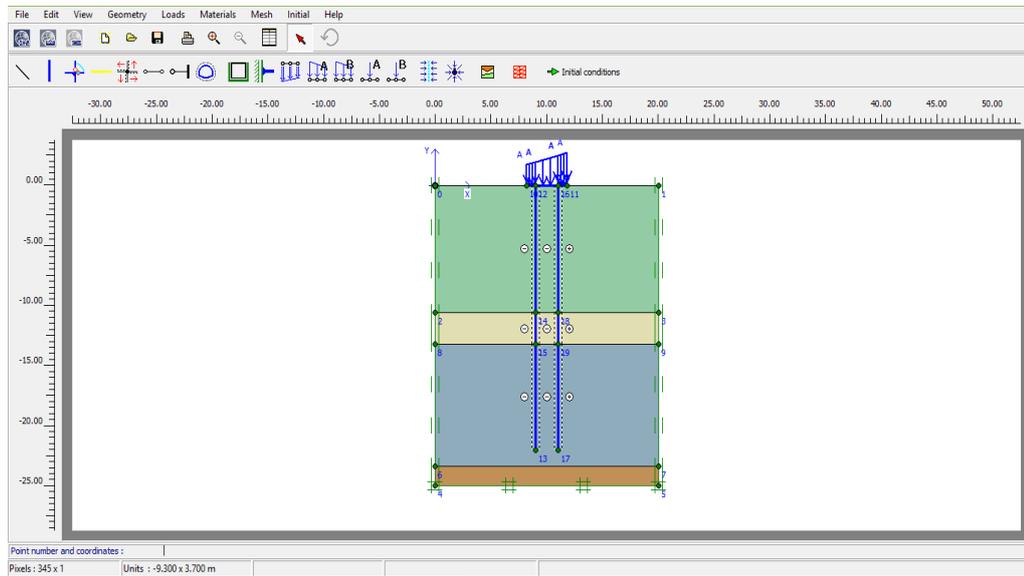
Plane-strain digunakan untuk menganalisis struktur yang memiliki potongan melintang dengan pembebanan dan kondisi tegangan yang seragam dan perpindahan/deformasi pada arah ini dianggap nol. Sedangkan *axisymmetric* digunakan untuk analisis struktur lingkaran (*circular structures*) yang memiliki potongan radial dan pembebanan seragam terhadap pusat, dengan deformasi dan tegangan yang dianggap sama pada arah radialnya.

Kondisi di lapangan yang disimulasikan ke dalam program *PLAXIS* ini bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan ke dalam tahapan pengerjaan pada program, dengan harapan pelaksanaan di lapangan dapat didekati sedekat mungkin pada program, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan.

Pemodelan *finite element* dengan aplikasi *software PLAXIS* dipergunakan untuk melakukan perhitungan deformasi selama konstruksi pada pondasi tiang bor. Langkah-langkah perhitungan sebagai berikut.

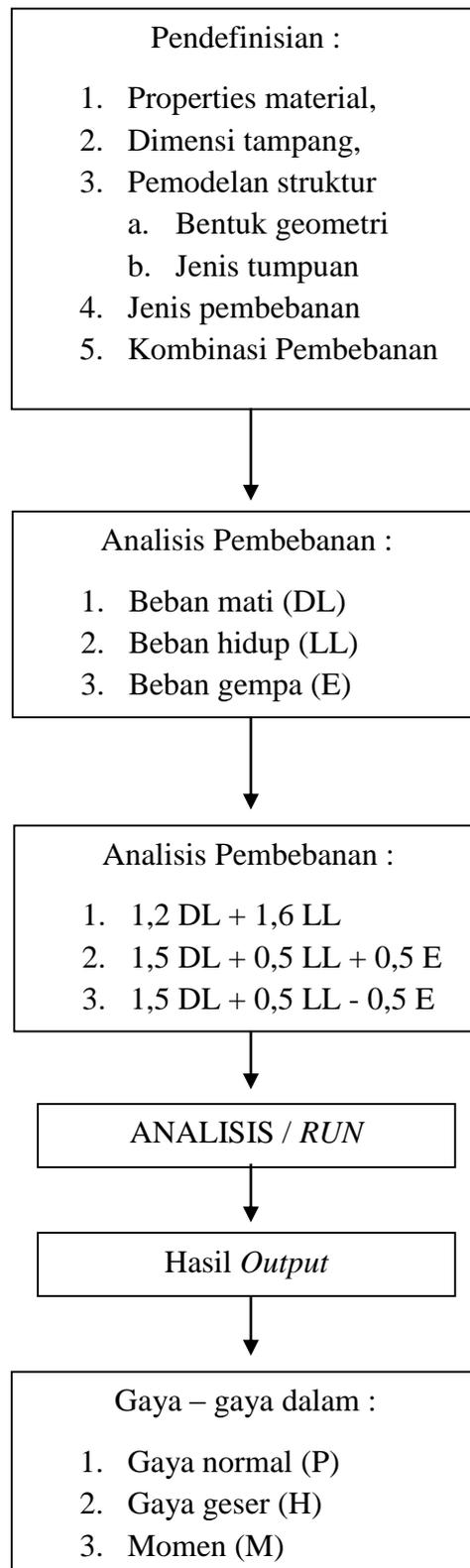
1. Membuka *PLAXIS Input*, kemudian memasukkan judul proyek dan memilih model sesuai proyek yang akan dibuat.
2. Mendeskripsikan satuan dan dimensi dari geometri *project* yang akan dimodelkan. Setelah pemodelan selesai dibuat sesuai dengan gambar rencana dari kondisi asli di lapangan dengan mengaktifkan *Geometry line*.

3. Kemudian hubungan antara struktur dengan tanah diberikan ilustrasi. Setelah itu memasukkan material dari parameter tanah dan parameter struktur geoteknik dari tiap lapisan.

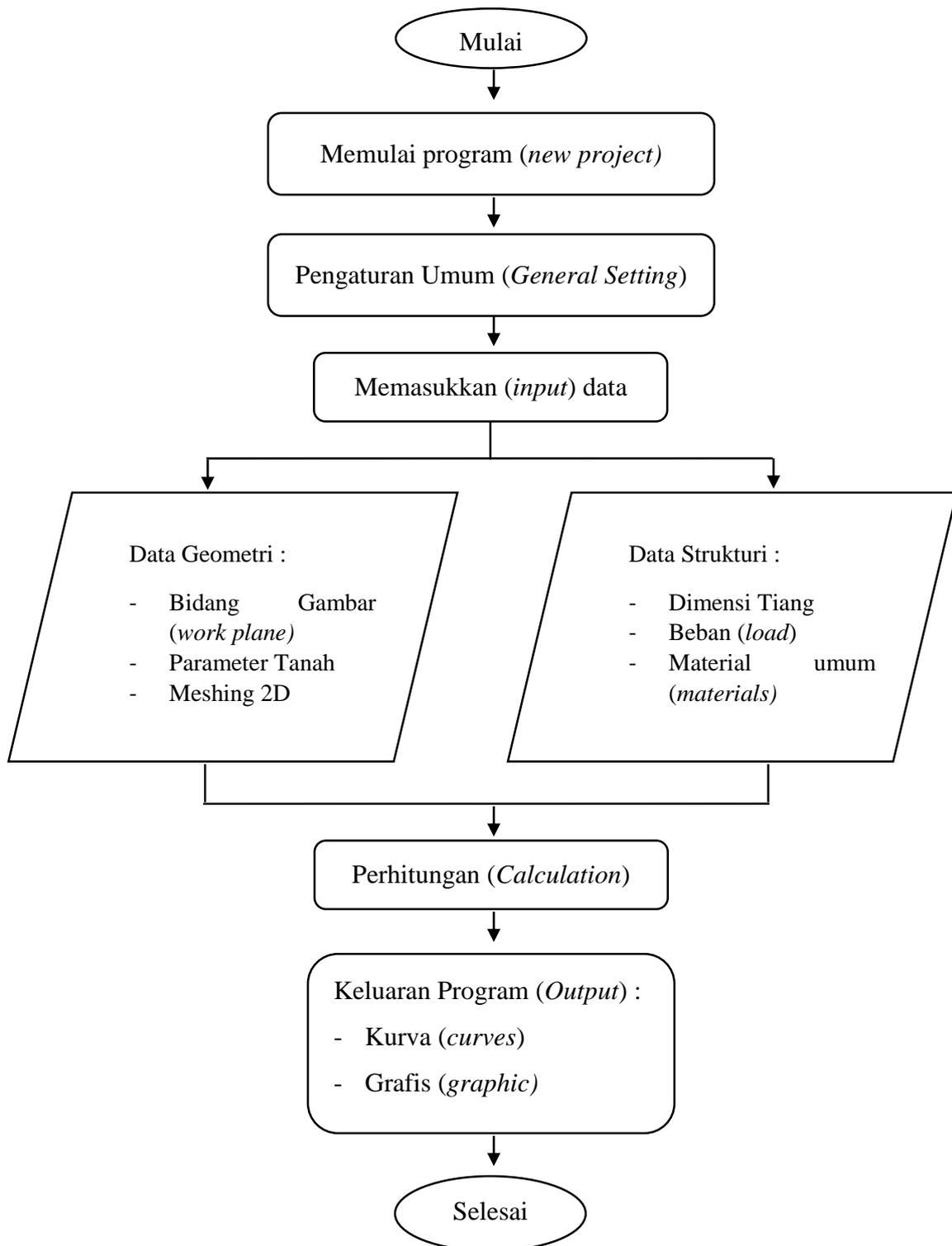


Gambar 3.18 Kondisi tanah berlapisan
(Sumber : Manual *PLAXIS 2D* versi 8.5)

4. Langkah selanjutnya adalah melakukan *meshing* untuk membagi material tanah ke dalam beberapa elemen diskrit yang berhingga.
5. Selanjutnya adalah menampilkan kondisi awal untuk memberikan gambaran muka air tanah pada pemodelan geometri. Kemudian menghitung tegangan awal yang terjadi untuk mengetahui tegangan efektif.
6. Langkah selanjutnya yaitu tahapan kalkulasi, untuk menghitung deformasi dan angka aman dengan mensimulasikan ke dalam beberapa fase.
7. Setelah semua fase dibuat, kemudian menentukan titik nodal yang ingin ditinjau.
8. Kemudian akan muncul jendela *output* yang menghasilkan nilai deformasi dan tegangan-tegangan yang terjadi.



Gambar 3.19 Diagram Alir Program SAP 2000



Gambar 3.20 Diagram Alir Program PLAXIS 2D Versi 8.5

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Tahapan Penelitian

Dalam penelitian ini proses penelitian dibagi dalam beberapa tahapan, diantaranya adalah sebagai berikut.

1. Tahap pengumpulan data, tahap ini meliputi tahap pengambilan data tanah (data tanah uji lapangan dan data tanah laboratorium) dari proyek Gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta,
2. Tahap analisis dan pengolahan data, pada tahap ini data yang telah diambil (data uji lapangan dan data laboratorium), kemudian diolah dengan logika, teori dan yang berlaku (teori perhitungan metode statik maupun teori perhitungan dengan *software PLAXIS*), dan
3. Tahap penulisan dan penarikan kesimpulan, tahap ini meliputi penulisan laporan penelitian berdasarkan aturan yang berlaku dan hasil pengolahan data. Kesimpulan diambil berdasarkan teori yang digunakan untuk menjawab masalah yang timbul.

4.2 Analisis Data

Metode analisis data adalah metode atau cara yang digunakan untuk menyederhanakan dan mempermudah dalam memahami data yang diperoleh. Data yang didapatkan kemudian dianalisis berdasarkan tahap pengerjaannya. Pada penelitian ini, tahap-tahapnya adalah sebagai berikut.

4.2.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan diperlukan untuk mengetahui berapa besar beban yang akan diterima oleh pondasi. Analisis pembebanan dapat dikerjakan dengan bantuan program aplikasi komputer yaitu SAP 2000. Dengan memasukkan data struktur yang ada data kolom, balok sesuai struktur gedung, kemudian memasukkan beban yang bekerja pada gedung berupa beban mati, beban hidup, beban gempa, sehingga didapatkan gaya-gaya yang bekerja pada kolom yang akan ditinjau yaitu

gaya aksial, gaya geser, dan momen. Maka dari hasil *output* program SAP 2000 digunakan untuk analisis selanjutnya.

4.2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor

Hasil dari output program SAP 2000 digunakan untuk analisis pondasi tiang bor. Analisis yang akan dilakukan adalah analisis kapasitas daya dukung pondasi tiang bor dengan diameter 70 cm, 80 cm, 90 cm, 100 cm dengan metode Mayerhoff, dan Reese & Wright, meliputi sebagai berikut.

1. Menghitung kapasitas dukung tiang tunggal

- a. mencari nilai N rata-rata,
- b. mencari nilai daya dukung pada ujung tiang,
- c. mencari nilai gaya geser maksimum dinding tiang,
- d. mencari gaya dukung ultimit,
- e. mencari daya dukung ijin,

2. Menghitung kapasitas dukung kelompok tiang

Faktor yang mempengaruhi besarnya kapasitas dukung kelompok tiang, antara lain :

- a. faktor efisiensi
- b. jumlah tiang.

4.2.3 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Bor

Penentuan besarnya penurunan pondasi kelompok tiang hanya bersifat pendekatan. Dilakukan penentuan penurunan tiang tunggal, selanjutnya dihitung nilai penurunan kelompok tiang.

4.2.4 Analisis dengan Software PLAXIS 2D

Analisis menggunakan *software PLAXIS* untuk pemodelan pondasi tiang bor dilakukan dengan beberapa tahapan. Langkah-langkah analisis pada tahap kedua ini adalah sebagai berikut.

a. *Input*

- 1) modelkan geometri tanah,
- 2) memberikan kondisi batas (*boundary condition*),
- 3) membentuk mesh lapisan tanah dan timbunan,
- 4) menentukan kondisi air tanah,
- 5) menentukan konfigurasi awal dari mesh,
- 6) menghitung tegangan-tegangan awal, dan
- 7) menspesifikasikan titik yang ditinjau.

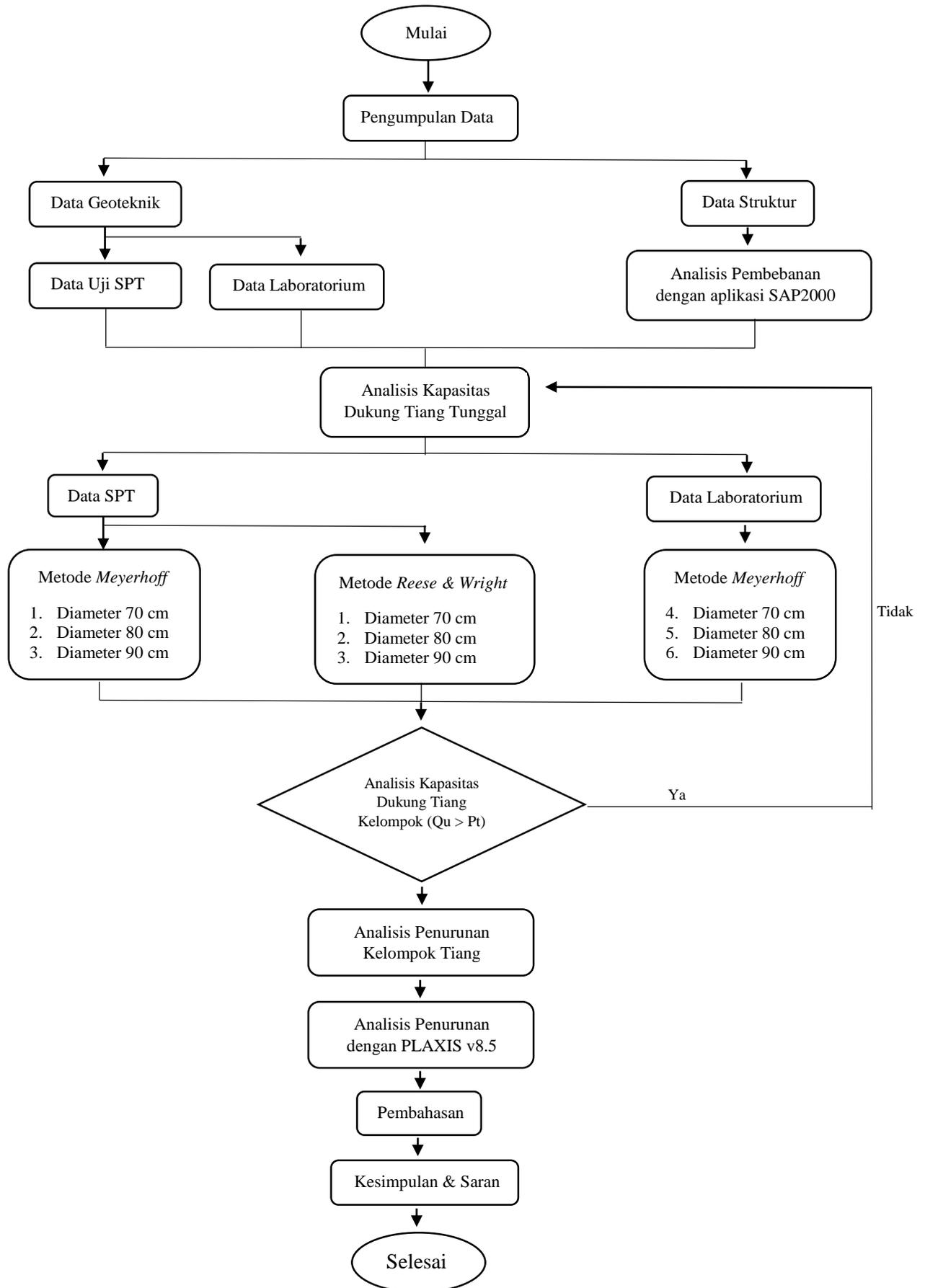
b. proses (*calculation* pada *software PLAXIS*)

c. *output*

- 1) besar penurunan (*settlement*) dengan variasi diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm,
- 2) besar angka keamanan (*safety factor*) dengan variasi diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm,

4.3 Bagan Alir

Bagan alir (*flow chart*) menunjukkan langkah-langkah yang ditempuh dalam proses penelitian. Dengan adanya bagan alir akan membantu kita melakukan evaluasi prosedur yang ada apakah sudah optimal atau sebaliknya untuk dapat melakukan *improvement* atau perbaikan. Jalannya penelitian dalam Tugas Akhir ini dapat dilihat pada bagan alir pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir

BAB V

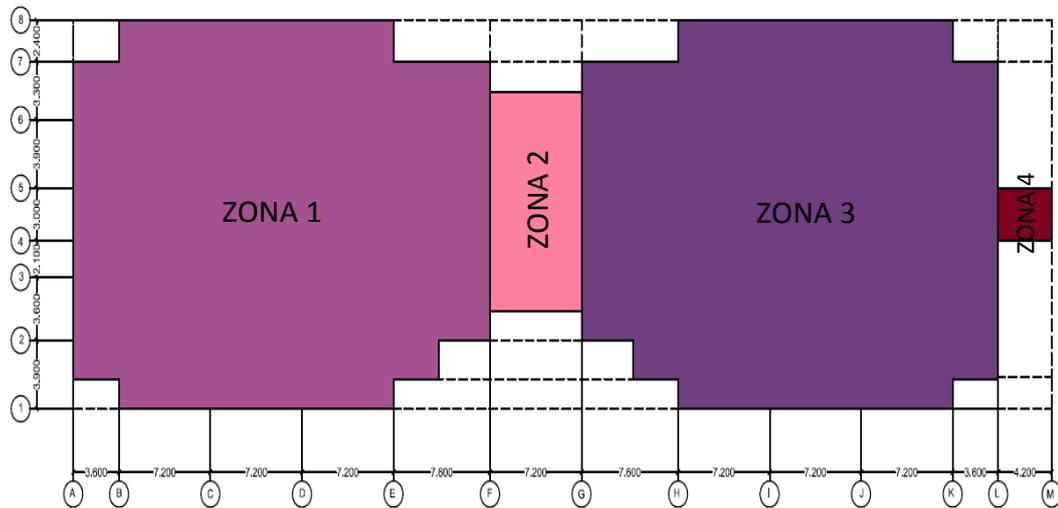
ANALISIS FONDASI *BORED PILE*

5.1 Data Gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta

Gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta (UMY) didirikan dengan tujuan untuk mengembangkan ilmu, baik ilmu agama, ilmu pengetahuan, teknologi, dan seni. Untuk mewujudkan tujuan tersebut, maka dalam proses perkuliahan diperlukan sarana dan prasarana yang memadai, baik berupa tempat yang aman dan nyaman, alat-alat praktek, beserta fasilitas pendukung lainnya. Gedung kuliah E6 dan E7 *Twin Building* UMY terletak di Jl. Lingkar Selatan, Kasihan, Bantul, Yogyakarta. Gedung ini terdiri dari empat zona, yakni zona 1, zona 2, zona 3, dan zona 4. Gedung yang akan dianalisis fondasi *bored pile* adalah gedung pada zona 1. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.1 lokasi proyek dan Gambar 5.2 zonasi gedung.



Gambar 5.1 Denah Lokasi Proyek Gedung *Twin Building* UMY
(Sumber : Google Earth, 2017)



Gambar 5.2 Zonasi Gedung *Twin Building* UMY
(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan gedung kuliah *Twin Building* UMY adalah sebagai berikut:

1. Nama proyek : Pembangunan gedung kuliah E6 dan E7 *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta
2. Pemilik proyek : Universitas Muhammadiyah Yogyakarta
3. Kontraktor : Tim Swakelola Pembangunan Gedung Kuliah E6 dan E7 *Twin Building* (PT. Mentari Prima Karsa)
4. Perencana : PT. Mentari Prima Karsa
5. Konsultan pengawas : -
6. Lokasi proyek : Kampus terpadu UMY, Jl. Lingkar Selatan, Tamantirto, Kasihan, Bantul, Yogyakarta
7. Konstruksi bagian atas : Beton bertulang konvensional
8. Konstruksi bagian bawah : Fondasi *Bored Pile*
9. Biaya proyek : ± 50 Milyar
10. Rencana waktu penyelesaian : Desember 2016

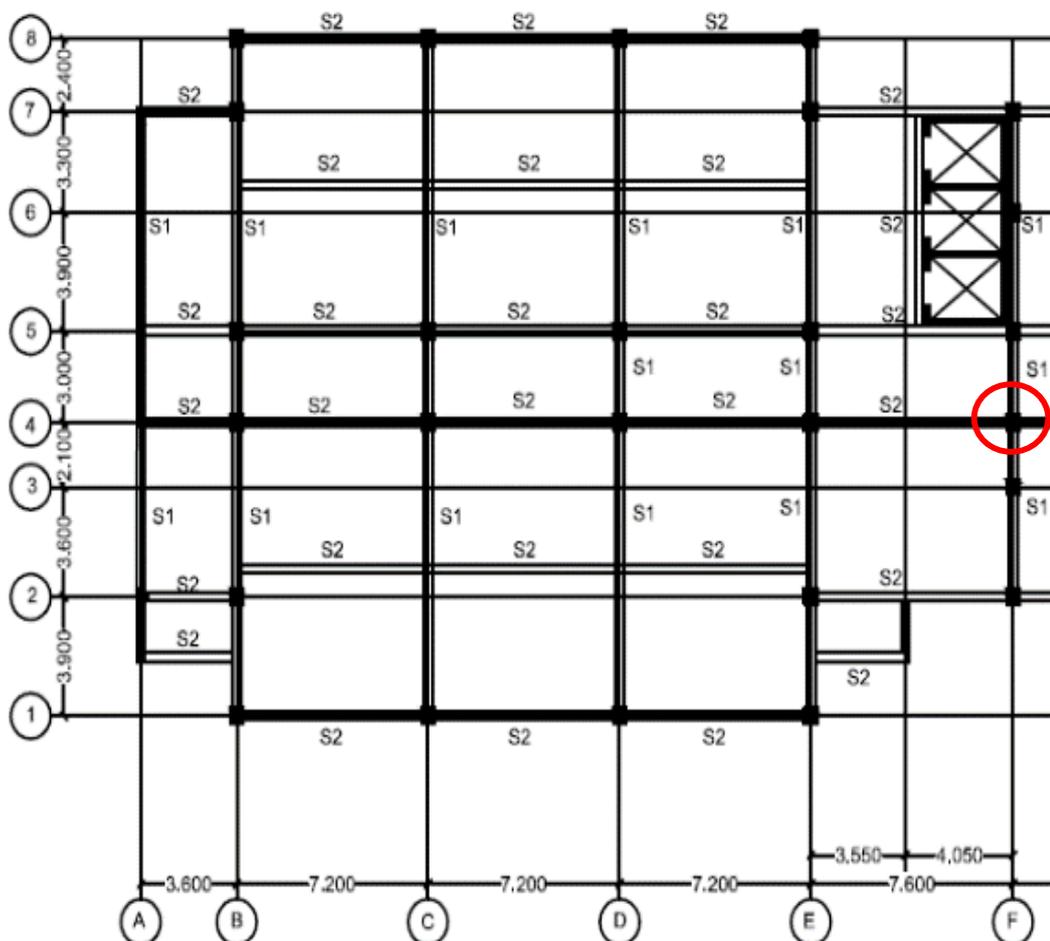
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan gedung *Twin Building* UMY, yakni sebagai berikut ini.

1. Beton dengan mutu f_c' sebesar 25 Mpa.
2. Tulangan *deform* dengan mutu baja (f_y) sebesar 400 Mpa.
3. Tulangan polos dengan mutu baja (f_y) sebesar 240 Mpa.

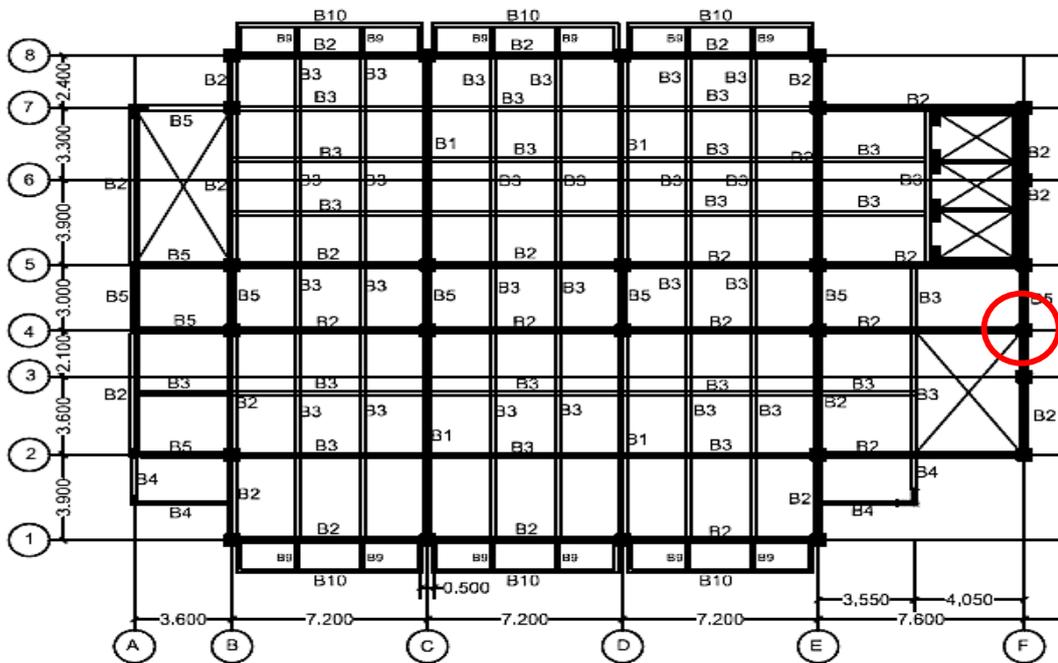
5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi gedung *Twin Building* UMY Zona 1 dapat dilihat pada Gambar 5.3 hingga 5.8 berikut ini.

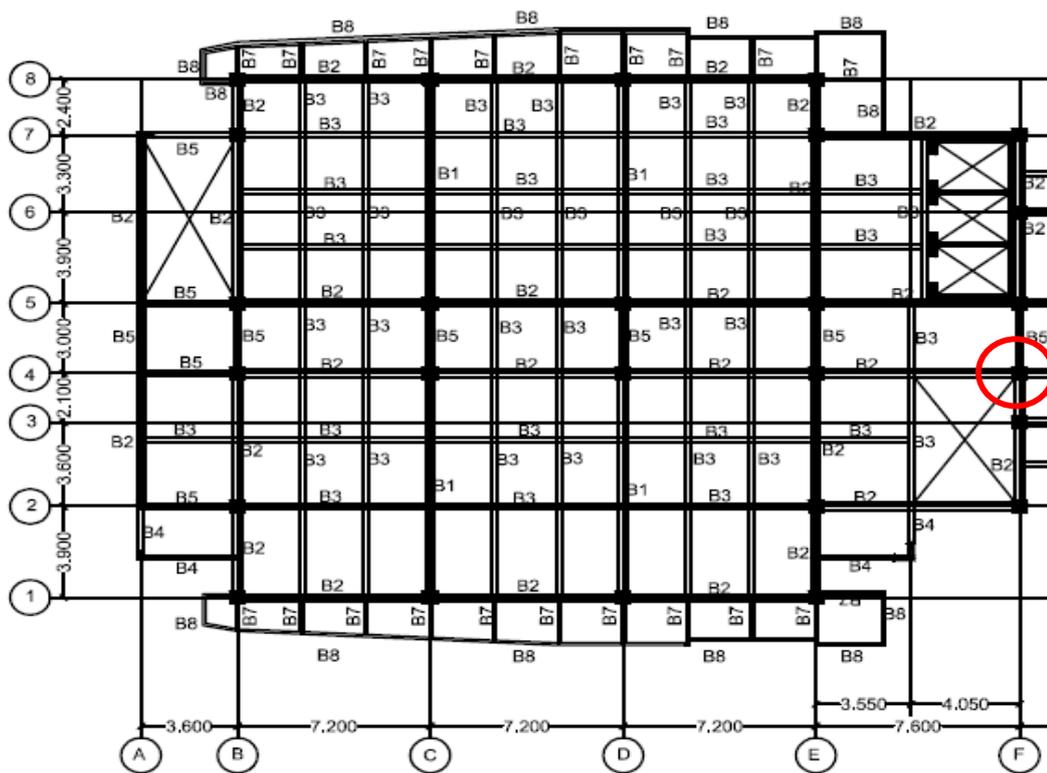


Gambar 5.3 Denah Lantai Semi *Basement* Zona 1

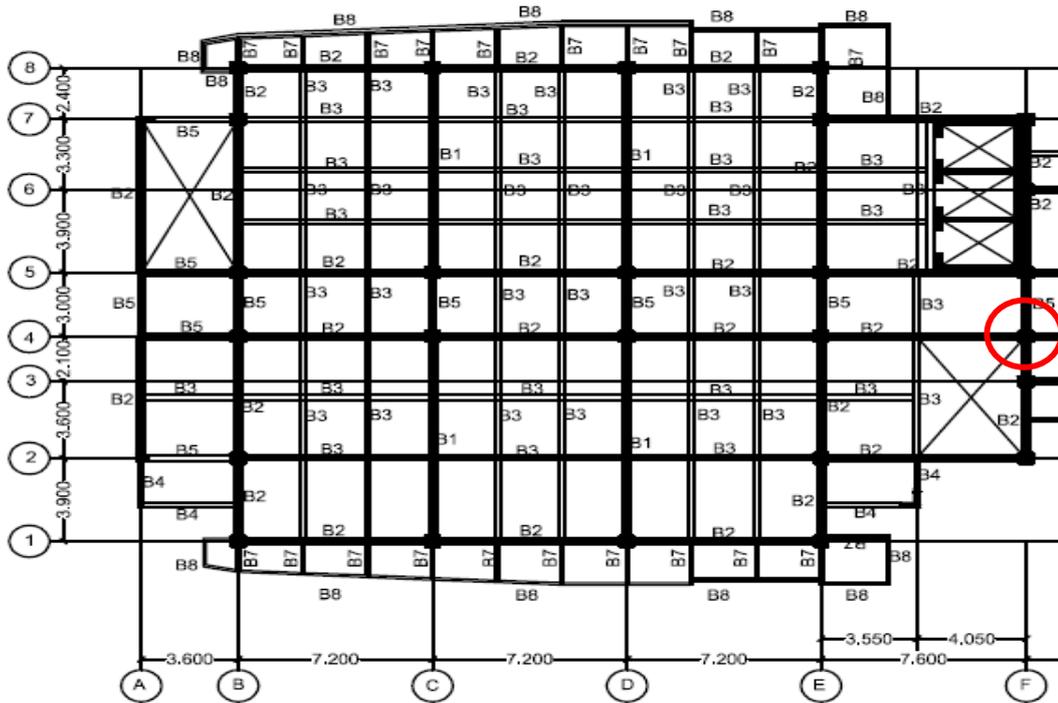
(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)



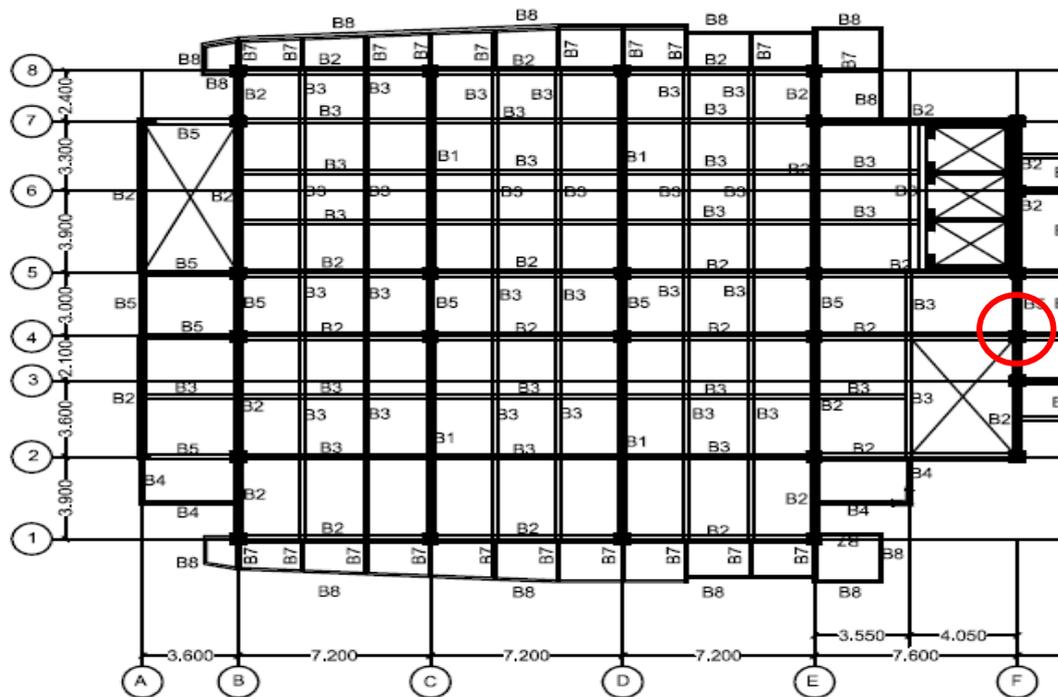
Gambar 5.4 Denah Lantai Dasar Zona 1
 (Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)



Gambar 5.5 Denah Lantai 1 Zona 1
 (Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)



Gambar 5.6 Denah Lantai 2-4 Zona 1
 (Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)



Gambar 5.7 Denah Lantai 5 (Atap) Zona 1
 (Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

5.1.4 Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas berupa struktur beton bertulang dan struktur bawah berupa *bores pile*. Struktur bawah tersebut yang akan peneliti analisis kapasitas dukung yang terdapat pada fondasi tersebut.

Struktur atas adalah struktur yang berada tegak lurus diatas fondasi atau diatas muka tanah. Struktur bagian atas pada proyek ini terdiri dari kolom, balok, pelat, dan atap.

1. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom berfungsi sebagai penerus beban seluruh bangunan ke fondasi. Pembangunan gedung Zona 1 digunakan kolom beton bertulang dengan mutu f_c' sebesar 25 Mpa. Tipe dan dimensi kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Kolom Gedung *Twin Building* UMY Zona 1

| Tipe | Dimensi (mm) | Tulangan | Sengkang | |
|------|-----------------|----------|-------------|-----------|
| | | | Tumpuan | Lapangan |
| K1 | 800 x 800 | 32 D 25 | 2 Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| K1.A | 800 x 800 | 32 D 25 | 2 Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| K2 | 800 x 800 | 32 D 25 | 2 Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| K3 | 800 x 800 | 24 D 25 | 2 Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| K4 | 400 x 800 | 20 D 25 | 2 Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| K5 | 400 x 800 | 12 D 25 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| K7 | 200 x 400 | 8 D 16 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |

(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

2. Balok

Balok adalah bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban yang diterima. Pembangunan gedung

Zona 1 digunakan balok dengan mutu beton f_c' sebesar 25 Mpa. Tipe dan dimensi balok yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Balok Gedung *Twin Building* UMY Zona 1

| Tipe | Dimensi (mm) | Tulangan | | | | Sengkang | |
|------|-----------------|----------|--------|----------|--------|-----------|-----------|
| | | Tumpuan | | Lapangan | | | |
| | | Atas | Bawah | Atas | Bawah | Tumpuan | Lapangan |
| B1 | 400 x 700 | 10 D 25 | 5 D 25 | 10 D 25 | 5 D 25 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| B2 | 400 x 700 | 7 D 25 | 3 D 25 | 3 D 25 | 6 D 25 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| B3 | 300 x 500 | 4 D 19 | 4 D 19 | 4 D 19 | 4 D 19 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| B4 | 200 x 500 | 4 D 16 | 4 D 16 | 4 D 16 | 4 D 16 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| B5 | 400 x 700 | 5 D 25 | 5 D 25 | 5 D 25 | 5 D 25 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |
| B5.A | 400 x 700 | 5 D 25 | 5 D 25 | 5 D 25 | 5 D 25 | Ø10 - 100 | Ø10 - 150 |

(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

3. Pelat

Pelat adalah bagian dari elemen gedung yang berfungsi sebagai pendukung beban vertikal dan sisi-sisinya disokong oleh balok. Tipe dan tebal pelat yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Tipe dan Tebal Pelat Gedung *Twin Building* UMY Zona 1

| Tipe | Tebal (mm) |
|------|------------|
| PL1 | 200 |
| PL2 | 120 |

(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

5.2 Pembebanan Struktur

Sub bab ini menjelaskan tentang pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa, yang kemudian dianalisis menggunakan program SAP 2000.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai patokan dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut ini.

1. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.
3. SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan digunakan dua jenis kombinasi pembebanan yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan berupa:

1. *Combo 1* = 1,4 D
2. *Combo 2* = 1,2 D + 1,6 L
3. *Combo 3* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{Sy}
4. *Combo 4* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{Sy}
5. *Combo 5* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{Sy}
6. *Combo 6* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{Sy}
7. *Combo 7* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{Sy}
8. *Combo 8* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,39 R_{SX} - 1,3 R_{Sy}
9. *Combo 9* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{Sy}
10. *Combo 10* = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,39 R_{SX} - 1,3 R_{Sy}
11. *Combo 11* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{Sy}
12. *Combo 12* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{Sy}
13. *Combo 13* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{Sy}
14. *Combo 14* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{Sy}
15. *Combo 15* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{Sy}
16. *Combo 16* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,39 R_{SX} - 1,3 R_{Sy}
17. *Combo 17* = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{Sy}

$$18. \text{ Combo } 18 = (0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$$

dengan :

D = Beban mati

L = Beban hidup

R_{sx} = Beban gempa dinamik arah x

R_{sy} = Beban gempa dinamik arah y

5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung diperhitungkan beban mati, beban hidup, dan beban gempa sebagai berikut :

1. Beban Mati

Guna menentukan beban pada gedung, maka perlu diketahui fungsi gedung tersebut. Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi sebagai berikut.

a. Lantai

Analisis beban mati pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4

Tabel 5.4 Analisis Beban Mati pada Lantai

| Komponen | Berat Volume | | Tebal/Tinggi (m) | Beban (t/m ²) | Keterangan |
|-----------------|--------------|-------------------|---------------------|------------------------------|-------------------|
| | Nilai | Satuan | | | |
| Beton bertulang | 2400 | Kg/m ³ | 0.125 | 0.3 | SKBI 1987 |
| Spesi | 21 | Kg/m ² | 0.025 | 0.021 | SKBI 1987 |
| Pasir | 1800 | Kg/m ³ | 0.04 | 0.072 | SKBI 1987 |
| Plafond | 24 | Kg/m ² | | 0.024 | SKBI 1987 |
| Keramik | 24 | Kg/m ² | | 0.024 | SKBI 1987 |
| Penggantung | 7 | Kg/m ² | | 0.007 | SKBI 1987 |
| Water Proofing | 1900 | Kg/m ³ | | 0.0475 | |
| Ducting Ac | 17.5 | Kg/m ² | | 0.0175 | |
| Qd Lantai | | | | 0.513 | t/m ² |
| | | | | 2.089 | kN/m ² |

b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Analisis Beban Mati pada Atap

| Komponen | Berat Volume | | Tebal/Tinggi (m) | Beban (t/m ²) | Keterangan |
|-----------------|--------------|-------------------|---------------------|------------------------------|-------------------|
| | Nilai | Satuan | | | |
| Beton bertulang | 2400 | Kg/m ³ | 0.11 | 0.264 | SKBI 1987 |
| Spesi | 21 | Kg/m ² | | 0.021 | SKBI 1987 |
| Water Proofing | 1900 | Kg/m ³ | 0.025 | 0.0475 | |
| Ducting Ac | 17.5 | Kg/m ² | | 0.0175 | |
| Qd Lantai | | | | 0.35 | t/m ² |
| | | | | 0.844 | kN/m ² |

c. Dinding

Analisis beban mati pada dinding dapat dilihat pada Tabel 5.6

Tabel 5.6 Analisis Beban Mati pada Dinding

| Komponen | H (m) | Berat Volume (kg/m ²) | Beban | Satuan |
|----------|----------|--------------------------------------|-------|--------|
| Dinding | 4.2 | 120 | 0.126 | t/m |
| | | | 1.236 | kN/m |

2. Beban Hidup

Berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, beban hidup untuk gedung yang difungsikan sebagai gedung pendidikan adalah sebesar 2,45 kN/m² untuk lantai dan 0,981 kN/m² untuk atap.

3. Berat Bangunan

Bangunan gedung beton bertulang yang berlantai banyak sangat rawan terhadap keruntuhan jika tidak direncanakan dengan baik. Oleh karena itu, beban-beban yang bekerja pada struktur seperti beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), dan beban gempa (*earthquake*) diperhitungkan dengan menggunakan aplikasi SAP 2000. Dari hasil perhitungan aplikasi SAP 2000 menghasilkan berat bangunan yang dapat dilihat seperti Gambar 5.8 berikut ini.

The screenshot shows the 'Base Reactions' window in SAP2000. The table below is a representation of the data shown in the image, with the 'GlobalFZ' column highlighted by a red box.

| | OutputCase Text | CaseType Text | GlobalFX KN | GlobalFY KN | GlobalFZ KN | GlobalMX KN-m | GlobalMY KN-m | GlobalMZ KN-m | GlobalK m |
|---|-----------------|---------------|--------------|--------------|-------------|---------------|---------------|---------------|-----------|
| ▶ | DEAD | LinStatic | 000000009595 | 000000000333 | 122862.84 | 637038.944 | -4485135.21 | 000000002373 | 0 |
| | LIVE | LinStatic | 000000001632 | 000000000684 | 21836.912 | 86461.8957 | -794246.54 | 0000000003718 | 0 |

Gambar 5.8 Hasil Berat Bangunan SAP2000

Maka dari hasil perhitungan SAP2000 menghasilkan berat mati sebesar 122862,84 kN, berat hidup sebesar 21836,912 kN, dan total dari berat bangunan seluruhnya sebesar 144699,752 kN atau 14750,23 ton.

4. Beban Gempa

Pembangunan gedung *Twin Building* UMY terletak pada provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta yang difungsikan sebagai gedung perkuliahan/ pendidikan dan tipe tanah termasuk dalam tipe tanah sedang.

a. Periode Struktur Bangunan (T)

Merupakan properti yang sangat penting untuk diketahui dalam proses perancangan struktur, khususnya dalam struktur bangunan tahan gempa. Periode struktur bangunan inilah yang menentukan besarnya beban gempa

yang akan diaplikasikan dalam perancangan struktur. Periode struktur bangunan ditentukan sebagai berikut.

1) Periode (T_a)

Berdasarkan SNI-03-1726-2012 bagian 7.8.2.1 periode fundamental pendekatan C_t dan x dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Berdasarkan tipe struktur bangunan, gedung UMY termasuk dalam tipe rangka beton pemikul momen dan memiliki tinggi bangunan sebesar 29,4 m yang memiliki persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_a &= 0,0466 \times H^{0,9} \\ &= 0,0466 \times 29,4^{0,9} \\ &= 0,9770089 \text{ detik} \end{aligned}$$

2) Periode *Computed* (T_c)

Periode ini dihitung dengan menggunakan aplikasi SAP2000 menghasilkan nilai T_c sebesar 1,620468 detik. Hasil nilai T_c dapat dilihat pada Gambar 5.9.

Modal Periods And Frequencies

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Periods And Frequencies

| | OutputCase Text | StepType Text | StepNum Unitless | Period Sec | Frequency Cyc/sec | CircFreq rad/sec | Eigenvalue rad2/sec2 |
|---|-----------------|---------------|------------------|------------|-------------------|------------------|----------------------|
| ▶ | MODAL | Mode | 1 | 1.620468 | 0.61711 | 3.8774 | 15.034 |
| | MODAL | Mode | 2 | 1.400278 | 0.71414 | 4.4871 | 20.134 |
| | MODAL | Mode | 3 | 1.352869 | 0.73917 | 4.6443 | 21.57 |
| | MODAL | Mode | 4 | 0.503723 | 1.9852 | 12.474 | 155.59 |
| | MODAL | Mode | 5 | 0.442345 | 2.2607 | 14.204 | 201.76 |
| | MODAL | Mode | 6 | 0.431228 | 2.319 | 14.57 | 212.3 |
| | MODAL | Mode | 7 | 0.402669 | 2.4834 | 15.604 | 243.48 |

Record: ◀◀ 1 ▶▶ of 21

Gambar 5.9 Hasil *Output* Nilai T_c dari SAP2000

3) Koefisien batas (C_u)

Berdasarkan SNI-03-1726-2012 bagian 7.8.2.1 perioda fundamental pendekatan koefisien untuk batas atas pada perioda dapat dilihat pada Tabel 3.2.

4) Perioda (T)

$$\begin{aligned} T &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,9770089 \\ &= 1,3678124 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan persyaratan antara lain :

- 1) jika $T_c > C_u T_a$ gunakan $T = C_u T_a$
- 2) jika $T_a < T_c < C_u T_a$ gunakan $T = T_c$, dan
- 3) jika $T_c < T_a$ gunakan $T = T_a$

Karena hasil $T_c > T$, maka T yang digunakan untuk perhitungan spektrum respon adalah 1,3678124 detik.

b. Faktor Keamanan (I) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung bagian 4.1.2, kategori resiko struktur bangunan untuk gedung perkuliahan berada pada ketegori resiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,5.

c. Nilai Spektrum Respons Gempa (C)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, agar diperoleh nilai spectrum respons gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada periode (S_s) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.

Untuk data F_a , F_v , S_s , dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03-1726-2012 dalam pasal berikut ini.

- 1) Koefisien situs untuk perioda pendek pada perioda 0,2 detik (F_a) dapat dilihat pada pasal 6.2,
- 2) Koefisien situs untuk perioda panjang (F_v) dapat dilihat pada pasal 6.2,
- 3) Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.1,
- 4) Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.

Berdasarkan uraian pasal-pasal diatas diperoleh hasil yang dapat dilihat pada Tabel 5.7 hingga Tabel 5.9 dan gambar kurva respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.10.

Tabel 5.7 Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek

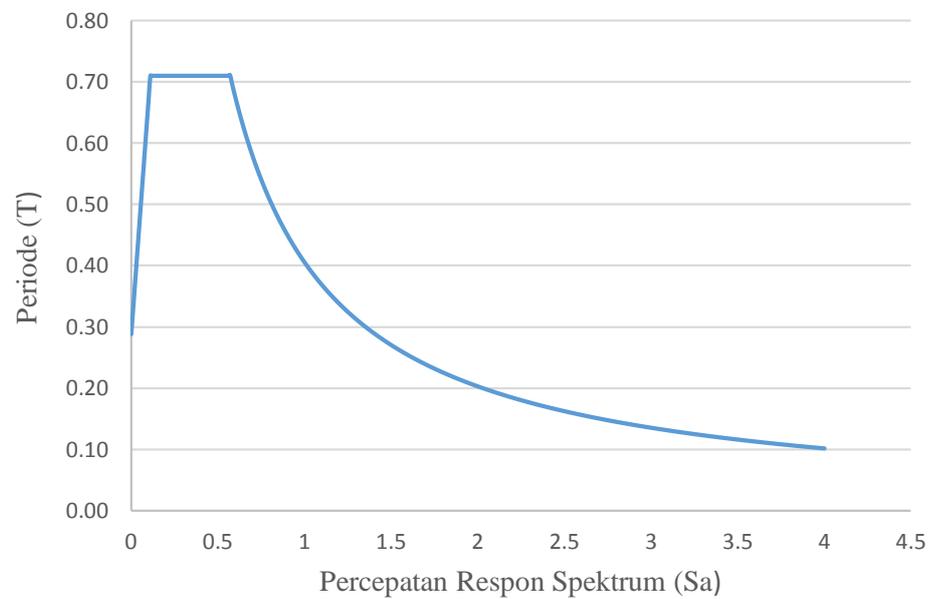
| Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek | |
|---|------|
| S_s | 1,2 |
| F_a | 1,0 |
| S_{MS} | 1,2 |
| S_1 | 0,4 |
| F_v | 1,6 |
| S_{M1} | 0,64 |

Tabel 5.8 Parameter Percepatan Spectrum Desain

| Parameter Percepatan Spectrum Desain | |
|--------------------------------------|------|
| S_{DS} | 0,72 |
| S_{D1} | 0,41 |

Tabel 5.9 Faktor Koreksi Kerentanan

| Faktor Koreksi Kerentanan | |
|---------------------------|------|
| C_{RS} | 0,9 |
| C_{R1} | 0,95 |
| S_{DSR} | 0,72 |
| S_{DIR} | 0,41 |

**Gambar 5.10 Hasil Respon Spektrum**

d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung, beban geser nominal adalah berikut ini.

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,06 \times 14750,23$$

$$= 819,57 \text{ ton}$$

e. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam pertama ($V_d > 0,85V_s$), maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung harus dikalikan dengan faktor skala yang dapat dilihat pada persamaan 3.2.

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 \times V_s}{V_d} \geq 1 \quad (\text{persamaan 3.2})$$

Pengecekan gaya geser tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Tabel 5.10 berikut ini.

The screenshot shows the 'Base Reactions' window in SAP2000. The table below is extracted from the screenshot, with the values for GlobalFX and GlobalFY in the RSX and RSY rows highlighted with red boxes.

| | OutputCase Text | CaseType Text | StepType Text | GlobalFX KN | GlobalFY KN | GlobalFZ KN | GlobalMX KN-m | GlobalMY KN-m | GlobalMZ KN-m |
|---|-----------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
| ▶ | RSX | LinRespSpec | Max | 5030,218 | 69.719 | 42,65 | 721,7999 | 44226,808 | 65100,3047 |
| | RSY | LinRespSpec | Max | 69,489 | 5681,755 | 59,636 | 51021,4307 | 3055,9503 | 209491,3886 |

Gambar 5.11 Hasil Output Gaya Geser Dinamik pada SAP2000

Tabel 5.10 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

| | RSx | RSy |
|-------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Dinamik (kN) | 5030,218 | 5681,755 |
| Simbol | < | < |
| Statik (kN) ($0,85 \cdot V_s$) | 6833,981 | 6833,981 |
| Keterangan ($V_d > 0,85V_s$) | <i>Change Scale factor</i> | <i>Change Scale factor</i> |
| Skala ($\frac{I \times 9,81}{R}$) | 1,839 | 1,839 |

Lanjutan Tabel 5.10 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen

| | | |
|--|-------|-------|
| Faktor skala ($\frac{0,85 \times Vs}{Vd}$) | 1,359 | 1,359 |
| Skala baru | 2,499 | 2,212 |

Setelah dicek dari tabel diatas, hasil $Vd < 0,85Vs$ maka perlu diubah dengan skala baru agar memenuhi persyaratan $Vd > 0,85Vs$. Hasil pengecekan terhadap skala baru dapat dilihat pada Gambar 5.12 dan Tabel 5.11 sebagai berikut.

Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

| | OutputCase Text | CaseType Text | StepType Text | GlobalFX KN | GlobalFY KN | GlobalFZ KN | GlobalMX KN-m | GlobalMY KN-m | GlobalMZ KN-m |
|--|-----------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
| | RSX | LinRespSpec | Max | 6834.031 | 94.72 | 57.943 | 980.6339 | 60086.3288 | 88444.9611 |
| | RSY | LinRespSpec | Max | 83.581 | 6834.014 | 71.731 | 61368.5699 | 3675.6966 | 251976.2138 |

Gambar 5.12 Hasil Output Gaya Geser Dinamik pada SAP2000 Setelah Dikoreksi

Tabel 5.11 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen

| | RSx | RSy |
|---------------------------------|----------|----------|
| Dinamik (kN) | 6834,031 | 6834,014 |
| Simbol | > | > |
| Statik (kN) ($0,85 \cdot Vs$) | 6833,981 | 6833,981 |
| Keterangan ($Vd > 0,85Vs$) | OKE | OKE |
| Skala baru | 2,499 | 2,212 |

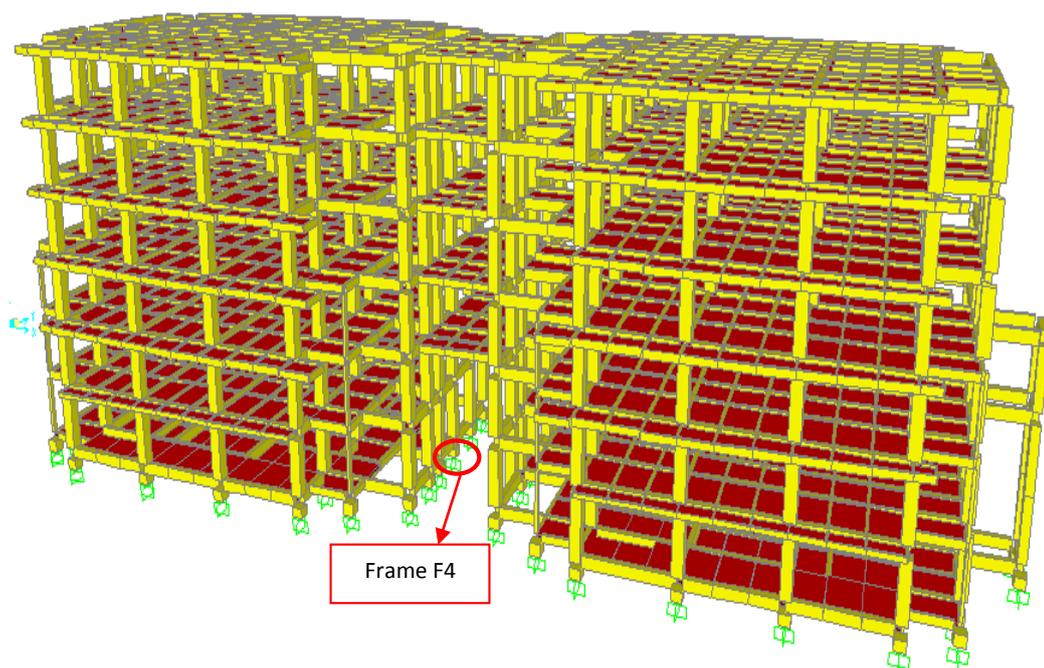
Setelah nilai $Vd > 0,85Vs$ telah memenuhi syarat maka nilai tersebut dapat diinput kedalam SAP2000 yang akan menghasilkan gaya-gaya maksimum terutama pada kolom dasar yang digunakan sebagai beban rencana.

5.3 *Input dan Output Program SAP 2000*

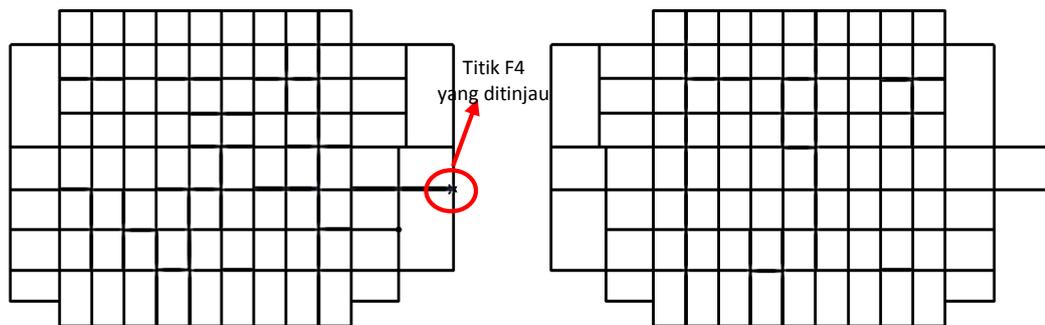
Penggunaan program SAP 2000 dalam analisis perhitungan gedung bertingkat secara 3 dimensi terlebih dahulu harus dihitung beban tetap dan beban gempa. Prosedur *input* data program SAP 2000 adalah sebagai berikut :

1. pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*,
2. pengidentifikasian karakteristik material dan *frame section*,
3. pengidentifikasian beban (*load*), berupa beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E), beban kombinasi (*load combination*), dan
4. jalankan program analisis (*run analisis*).

Pemodelan program SAP2000 struktur gedung kuliah *Twin Building* UMY secara tiga dimensi (3D) dapat dilihat pada Gambar 5.13 dan 5.14.



Gambar 5.13 Pemodelan SAP2000



Gambar 5.14 Tampak Atas Pemodelan SAP2000

Analisis struktur atas dilakukan dengan program SAP 2000 dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai semibasement - 5. Beban mati untuk lantai *semibasement* - 4 diperoleh sebesar $2,089 \text{ kN/m}^2$ dan untuk lantai 5 (Atap) sebesar $0,844 \text{ kN/m}^2$. Beban hidup untuk lantai *semibasement* - 4 sebesar $2,4525 \text{ kN/m}^2$ dan untuk lantai 5 (atap) sebesar $0,981 \text{ kN/m}^2$.

Beban gempa dihitung berdasarkan berat ketinggian masing-masing lantai yang kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Semakin tinggi lantai maka beban gempa tiap portalnya baik arah melintang ataupun arah memanjang akan semakin besar.

Dari hasil output SAP 2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban pada *frame* F4

| | | |
|--------------|-----|----------------|
| Beban aksial | (P) | = 2523,564 kN |
| Gaya geser | (V) | = 121,478 kN |
| Momen arah y | (M) | = 352,810 kN.m |

Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang digunakan sebagai beban rencana pada analisis fondasi *bored pile*. Hasil *output* dari analisis program SAP 2000 dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Output Analisis Program SAP 2000 pada Frame F4

| Frame | Combo | Aksial (P) (kN) | Gaya geser x (kN) | Gaya geser y (kN) | Momen x (kN) | Momen y (kN) |
|-------|--------|--------------------|----------------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| F4 | COMB1 | 1.967,102 | -68,324 | 20,871 | -13,5921 | -13,8318 |
| F4 | COMB2 | 2.003,997 | -67,411 | 21,548 | -13,8264 | -14,7044 |
| F4 | COMB3 | 2.281,792 | -20,763 | 76,662 | 77,4897 | 330,2823 |
| F4 | COMB3 | 1.892,431 | -121,478 | -32,017 | -106,3065 | -360,4 |
| F4 | COMB4 | 2.281,792 | -20,763 | 76,662 | 77,4897 | 330,2823 |
| F4 | COMB4 | 1.892,431 | -121,478 | -32,017 | -106,3065 | -360,4 |
| F4 | COMB5 | 2.281,792 | -20,763 | 76,662 | 77,4897 | 330,2823 |
| F4 | COMB5 | 1.892,431 | -121,478 | -32,017 | -106,3065 | -360,4 |
| F4 | COMB6 | 2.281,792 | -20,763 | 76,662 | 77,4897 | 330,2823 |
| F4 | COMB6 | 1.892,431 | -121,478 | -32,017 | -106,3065 | -360,4 |
| F4 | COMB7 | 2.523,564 | -51,76 | 190,764 | 285,9388 | 91,6034 |
| F4 | COMB7 | 1.650,658 | -90,481 | -146,118 | -314,7556 | -121,721 |
| F4 | COMB8 | 2.523,564 | -51,76 | 190,764 | 285,9388 | 91,6034 |
| F4 | COMB8 | 1.650,658 | -90,481 | -146,118 | -314,7556 | -121,721 |
| F4 | COMB9 | 2.523,564 | -51,76 | 190,764 | 285,9388 | 91,6034 |
| F4 | COMB9 | 1.650,658 | -90,481 | -146,118 | -314,7556 | -121,721 |
| F4 | COMB10 | 2.523,564 | -51,76 | 190,764 | 285,9388 | 91,6034 |
| F4 | COMB10 | 1.650,658 | -90,481 | -146,118 | -314,7556 | -121,721 |
| F4 | COMB11 | 1.256,915 | 13,462 | 65,61 | 84,5584 | 337,872 |
| F4 | COMB11 | 867,555 | -87,252 | -43,069 | -99,2379 | -352,8103 |
| F4 | COMB12 | 1.256,915 | 13,462 | 65,61 | 84,5584 | 337,872 |
| F4 | COMB12 | 867,555 | -87,252 | -43,069 | -99,2379 | -352,8103 |
| F4 | COMB13 | 1.256,915 | 13,462 | 65,61 | 84,5584 | 337,872 |
| F4 | COMB13 | 867,555 | -87,252 | -43,069 | -99,2379 | -352,8103 |
| F4 | COMB14 | 1.256,915 | 13,462 | 65,61 | 84,5584 | 337,872 |
| F4 | COMB14 | 867,555 | -87,252 | -43,069 | -99,2379 | -352,8103 |
| F4 | COMB15 | 1.498,688 | -17,534 | 179,711 | 293,0074 | 99,1931 |

Lanjutan Tabel 5.12 Output Analisis Program SAP 2000 pada Frame F4

| | | | | | | |
|----|--------|-----------|---------|----------|-----------|-----------|
| F4 | COMB15 | 625,782 | -56,256 | -157,171 | -307,6869 | -114,1313 |
| F4 | COMB16 | 1.498,688 | -17,534 | 179,711 | 293,0074 | 99,1931 |
| F4 | COMB16 | 625,782 | -56,256 | -157,171 | -307,6869 | -114,1313 |
| F4 | COMB17 | 1.498,688 | -17,534 | 179,711 | 293,0074 | 99,1931 |
| F4 | COMB17 | 625,782 | -56,256 | -157,171 | -307,6869 | -114,1313 |
| F4 | COMB18 | 1.498,688 | -17,534 | 179,711 | 293,0074 | 99,1931 |
| F4 | COMB18 | 625,782 | -56,256 | -157,171 | -307,6869 | -114,1313 |

5.4 Data Karakteristik Tanah

Berdasarkan hasil pengamatan bahwa lokasi Proyek Perencanaan Gedung *Twin Tower* UMY secara geologis daerah tersebut merupakan daerah endapan pasir dan lempung. Penyelidikan tanah dilakukan berdasarkan penyelidikan tanah dilapangan dan hasil pengujian *sample* tanah di laboratorium.

Penyelidikan tanah dilapangan dilakukan dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT). Pengujian dilakukan pada titik bor 2 (BM-2). Pengujian penetrasi dinamis ini dilakukan dengan interval kedalaman 2 meter. Berikut ini merupakan hasil pengujian di laboratorium dan hasil penyelidikan tanah dilapangan dengan metode SPT dapat dilihat pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BM2

| Kedalaman (m) | Densitas | | | Specific Gravity (Gs) | Angka Pori (e) | Porositas (n) | Sudut geser (Φ) | Kohesi (C) (kg/cm ²) |
|------------------|------------------------------------|------------------------------------|--|-----------------------------|----------------------|------------------|------------------------------|--|
| | γ_b (kN/m ³) | γ_d (kN/m ³) | γ_{sat} (kN/m ³) | | | | | |
| 2 | 17,933 | 15,343 | 19,112 | 2,540 | 0,624 | 38,426 | 40,7 | 0,08 |
| 4 | 17,933 | 15,343 | 19,112 | 2,540 | 0,624 | 38,426 | 40,7 | 0,08 |
| 6 | 17,933 | 15,343 | 19,112 | 2,540 | 0,624 | 38,426 | 40,7 | 0,08 |
| 8 | 17,933 | 15,343 | 19,112 | 2,540 | 0,624 | 38,426 | 40,7 | 0,08 |
| 10 | 17,658 | 14,823 | 19,012 | 2,637 | 0,745 | 41,326 | 28,7 | 0,22 |
| 12 | 17,658 | 14,823 | 19,012 | 2,637 | 0,745 | 41,326 | 28,7 | 0,22 |
| 14 | 17,658 | 14,823 | 18,604 | 2,637 | 0,745 | 41,326 | 28,7 | 0,22 |
| 16 | 18,521 | 14,166 | 18,604 | 2,637 | 0,826 | 45,248 | 31,5 | 0,25 |
| 18 | 18,521 | 14,166 | 18,682 | 2,637 | 0,826 | 45,248 | 31,5 | 0,25 |
| 20 | 18,589 | 14,146 | 18,682 | 2,682 | 0,860 | 45,248 | 31,5 | 0,30 |
| 22 | 18,589 | 14,146 | 18,682 | 2,682 | 0,860 | 45,248 | 31,5 | 0,30 |
| 24 | 18,589 | 14,146 | 19,175 | 2,682 | 0,860 | 45,248 | 31,5 | 0,30 |
| 26 | 18,453 | 14,999 | 19,175 | 2,662 | 0,741 | 45,248 | 45,9 | 0,26 |
| 28 | 18,453 | 14,999 | 19,175 | 2,662 | 0,741 | 45,248 | 45,9 | 0,26 |
| 30 | 18,453 | 14,999 | 19,175 | 2,662 | 0,741 | 45,248 | 45,9 | 0,26 |

(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

Dari hasil pengujian SPT dilapangan didapatkan data berupa nilai N_{SPT} . Hasil uji SPT yang diperoleh dari lapangan perlu dilakukan koreksi yaitu koreksi terhadap cara pengujian dan regangan overburden. Berikut ini merupakan hasil N' (N_{SPT} terkoreksi) titik BM2 dapat dilihat pada Tabel 5.14

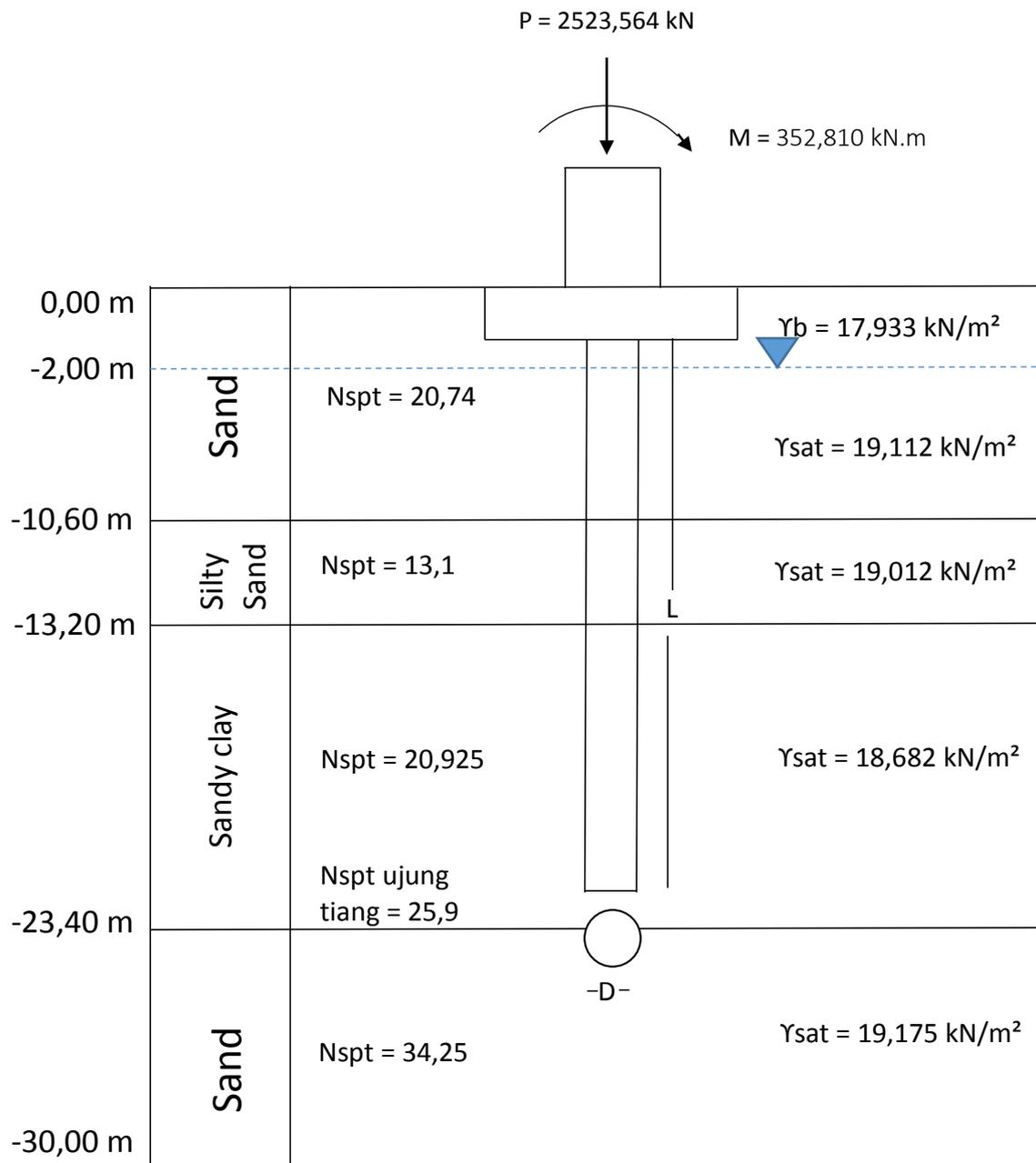
Tabel 5.14 Hasil N' (N_{SPT} terkoreksi) titik BM2

| Kedalaman | Nilai N | Penetrasi (cm) | NSPT | γ_b | γ_v | CN | Em | Cr | Cs | Cb | N' |
|-----------|------------|-------------------|-------------------|------------|------------|------|------|------|------|------|------|
| (m) | | | Pukulan/3 0 cm | g/cm^3 | Kg/cm^2 | | | | | | |
| 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 2 | 58 | 30 | 58 | 1,828 | 0,366 | 1,34 | 0,60 | 0,75 | 1,00 | 1,00 | 34,9 |
| 4 | 54 | 30 | 54 | 1,828 | 0,731 | 1,11 | 0,60 | 0,75 | 1,00 | 1,00 | 26,9 |
| 6 | 31 | 30 | 31 | 1,828 | 1,097 | 0,97 | 0,60 | 0,85 | 1,00 | 1,00 | 15,3 |
| 8 | 34 | 30 | 34 | 1,828 | 1,462 | 0,87 | 0,60 | 0,95 | 1,00 | 1,00 | 17 |
| 10 | 20 | 30 | 20 | 1,800 | 1,822 | 0,80 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 9,6 |
| 12 | 31 | 30 | 31 | 1,800 | 2,182 | 0,74 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 13,8 |
| 14 | 30 | 30 | 30 | 1,800 | 2,542 | 0,69 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 12,4 |
| 16 | 24 | 30 | 24 | 1,888 | 2,920 | 0,64 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 9,3 |
| 18 | 67 | 30 | 80 | 1,888 | 3,298 | 0,60 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 29,1 |
| 20 | 57 | 30 | 57 | 1,895 | 3,677 | 0,57 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 19,4 |
| 22 | 62 | 20 | 81 | 1,895 | 4,056 | 0,53 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 25,9 |
| 24 | 95 | 21 | 143 | 1,895 | 4,435 | 0,50 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 43,1 |
| 26 | 77 | 19 | 122 | 1,881 | 4,811 | 0,48 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 34,6 |
| 28 | 70 | 20 | 105 | 1,881 | 5,187 | 0,45 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 28,4 |
| 30 | 80 | 18 | 120 | 1,881 | 5,563 | 0,43 | 0,60 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 30,8 |

(Sumber : PT. Mentari Prima Karsa, 2016)

5.5 Pemodelan Fondasi *Bored Pile*

Dalam melakukan analisis fondasi *bored pile* digunakan beban aksial, geser, dan momen hasil SAP 2000 masing-masing sebesar 2.523,564 kN, 121,478 kN, 352,810 kN.m. Desain fondasi *bored pile* dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Pemodelan Beban pada Fondasi *Bored Pile*

5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal Berdasarkan Data Laboratorium

Pada metode ini pemodelan tanah per lapis juga dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan dihitung dengan cara sebagai berikut.

1. Tiang *Bor Pile* Diameter 70 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$Nq^* = 60 \text{ (dilihat pada Gambar 3.4)}$$

$$\Phi = 31,5^\circ$$

$$\sigma_r' = \Sigma \gamma \cdot h$$

$$= (2 \times 17,933) + (8,6 \times (19,112 - 9,81)) + (2,6 \times (19,012 - 9,81)) \\ + (8,8 \times (18,682 - 9,81))$$

$$= 217,861 \text{ kN/m}^2$$

$$qp = \sigma_r' \cdot Nq^* \leq 50 \cdot Nq^* \cdot \tan \phi$$

$$= 217,861 \cdot 60 \leq 50 \cdot 60 \cdot \tan(31,5)$$

$$= 13.071,652 \leq 1.838,402 \text{ kN/m}^2$$

$$Ap = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2$$

$$= 0,385 \text{ m}^2$$

$$Qp = qp \times Ap$$

$$= 1838,402 \times 0,385$$

$$= 707,500 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sesuai lapisan tanah sampai pada kedalaman 22,0 m. Berikut ini nilai tekanan *overburden* pada setiap lapisan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Nilai σ_r' terhadap Kedalaman pada Tanah Berlapis

| Kedalaman (m) | Tekanan <i>Overburden</i> efektif (σ_r') (kN/m ²) |
|------------------|---|
| 2,00 | $2,00 \times 17,933 = 35,866$ |
| 10,60 | $35,866 + (8,60 \times (19,112 - 9,81)) = 115,866$ |
| 13,20 | $115,866 + (2,6 \times (19,012 - 9,81)) = 139,791$ |
| 22,00 | $139,791 + (8,8 \times (18,682 - 9,81)) = 217,861$ |

1) Lapisan 1 (kedalaman 1,00 – 10,60)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 9,6 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\Phi) = 40,7^\circ$$

$$\text{Koef. Tekanan tanah (K)} = 1 \text{ (Tabel 3.5)}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan eff } (\sigma_r') = 115,866 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabel 5.15)}$$

$$\begin{aligned} \delta &= 0,75 \cdot \Phi \\ &= 0,75 \cdot 40,7^\circ \\ &= 30,53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= K \times \sigma_r' \times \tan \delta \\ &= 1 \times 115,87 \times \tan(30,53) \\ &= 68,32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s1} &= f_s \times p \times l \\ &= 68,32 \times 2,20 \times 9,6 \\ &= 1.442 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 10,60 – 13,20)

$$\text{Tinggi lapisan} = 2,6 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\Phi) = 28,7^\circ$$

$$\text{Koef. Tekanan tanah (K)} = 1 \text{ (Tabel 3.5)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,7 \\
 &= 2,20 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan eff } (\sigma_r') &= 139,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabel 5.15)} \\
 \delta &= 0,75 \cdot \Phi \\
 &= 0,75 \cdot 28,7^\circ \\
 &= 21,5 \\
 \text{Nilai fs} &= K \times \sigma'v \times \tan \delta \\
 &= 1 \times 115,87 \times \tan(21,5) \\
 &= 55,136 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s2} &= fs \times p \times l \\
 &= 55,136 \times 2,20 \times 2,6 \\
 &= 315,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Lapisan 3 (kedalaman 13,20 – 22,00)

$$\begin{aligned}
 \text{Jenis tanah} &= \text{Lempung berlanau} \\
 \text{Tinggi lapisan} &= 8,8 \text{ m} \\
 \text{Sudut geser dalam } (\Phi) &= 31,5^\circ \\
 \text{Koef. Tekanan tanah (K)} &= 1 \text{ (Tabel 3.5)} \\
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,7 \\
 &= 2,20 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan eff } (\sigma_r') &= 217,861 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabel 5.15)} \\
 \delta &= 0,75 \cdot \Phi \\
 &= 0,75 \cdot 31,5^\circ \\
 &= 23,6 \\
 \text{Nilai fs} &= K \times \sigma'v \times \tan \delta \\
 &= 1 \times 115,87 \times \tan(23,6) \\
 &= 95,294 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s3} &= fs \times p \times l
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 95,294 \times 2,20 \times 8,8 \\
 &= 1844,16 \text{ kN} \\
 4) \quad Q_s \text{ total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\
 &= 1442 + 315,25 + 1844,16 \\
 &= 3.601,711 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 707,500 + 3601,711 \\
 &= 4.309,211 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{4309,211}{2} \\
 &= 2.154,605 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{2523,564}{2154,605} \\
 &= 1,171 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan diatas, berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung metode *Meyerhoff* berdasarkan data laboratorium yang dapat dilihat pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof (Laboratorium)

| Diameter | 70 cm | 80 cm | 90 cm |
|------------------|--------------|--------------|--------------|
| Qp | 707,500 kN | 924,082 kN | 1.169,541 kN |
| Qs | 3.601,711 kN | 4.116,241 kN | 4.630,771 kN |
| Qu | 4.309,211 kN | 5.040,323 kN | 5.800,312 kN |
| Qall | 2.154,605 kN | 2.520,161 kN | 2.900,156 kN |
| Jumlah tiang (n) | 2 buah | 2 buah | 2 buah |

5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal Berdasarkan Data SPT

1. Tiang *Bored Pile* Diameter 70 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Qp)

Pada kedalaman 22,0 m (lokasi pengujian titik F4). Harga N_{SPT} yang digunakan dalam kapasitas dukung ujung tiang ini diambil nilai rata-rata 1D diatas dasar tiang dan 2D dibawah dasar tiang.

Tabel 5.17 Nilai N_{60}' Rata-rata

| Kedalaman (m) | N_{60}' (koreksi) | N_{60}' (rata-rata) |
|---------------|---------------------|-----------------------|
| 21,30 | 23,34 | 23,11 |
| 23,40 | 32,98 | |

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2$$

$$= 0,385 \text{ m}^2$$

$$f_p = 0,4 \times N_{60}' \times (L / d) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60}' \times \sigma_r$$

$$= 0,4 \times 23,11 \times (21 / 0,7) \times 100 \leq 3 \times 23,11 \times 100$$

$$= 27.732,98 \leq 6.933,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_p \text{ pakai} &= 6.933,25 \text{ kN} \\
 Q_p &= f_p \times A_p \\
 &= 6933,25 \times 2773298 \\
 &= 2.668,23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sesuai lapisan tanah sampai pada kedalaman 22,0 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 1,00 – 10,60)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan} &= 9,6 \text{ m} \\
 N_{60} \text{ lapisan 1} &= 39,4 \\
 \text{Luas Selimut tiang (} A_s \text{)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,7 \times 9,6 \\
 &= 21,11 \text{ m}^2 \\
 f_s &= \frac{1}{100} \times 39,4 \times 100 \\
 &= 39,4 \\
 Q_{s1} &= f_s \times A_s \\
 &= 39,4 \times 21,11 \\
 &= 831,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 10,60 – 13,20)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan} &= 2,6 \text{ m} \\
 N_{60} \text{ lapisan 2} &= 30,5 \\
 \text{Luas Selimut tiang (} A_s \text{)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,7 \times 2,6 \\
 &= 5,72 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{1}{100} \times 30,5 \times 100 \\
 &= 30,5 \\
 Q_{s2} &= f_s \times A_s \\
 &= 30,5 \times 5,72 \\
 &= 174,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Lapisan 3 (kedalaman 13,20 – 22,00)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan} &= 8,8 \text{ m} \\
 N_{60} \text{ lapisan 3} &= 61 \\
 \text{Luas Selimut tiang (} A_s \text{)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,7 \times 8,8 \\
 &= 19,35 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{1}{100} \times 61 \times 100 \\
 &= 61 \\
 Q_{s3} &= f_s \times A_s \\
 &= 61 \times 19,35 \\
 &= 1.180,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4) \text{ } Q_s \text{ total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\
 &= 831,79 + 174,39 + 1180,48 \\
 &= 2.186,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 2668,23 + 2186,67 \\
 &= 4.854,89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{4854,89}{2} \\
 &= 2.427,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{2523,564}{2427,45} \\
 &= 1,040 \text{ tiang} \approx 2 \text{ buah tiang}
 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan diatas, berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung metode *Meyerhoff* berdasarkan data lapangan (SPT) yang dapat dilihat pada Tabel 5.18.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Metode *Meyerhoff* (Lapangan)

| Diameter | 70 cm | 80 cm | 90 cm |
|------------------|-------------|-------------|-------------|
| Qp | 2.668,23 kN | 3.485,03 kN | 4.410,74 kN |
| Qs | 2.186,67 kN | 2.499,05 kN | 2.811,43 kN |
| Qu | 4.854,89 kN | 5.984,08 kN | 6.519,33 kN |
| Qall | 2.427,45 kN | 2.992,04 kN | 3.259,66 kN |
| Jumlah tiang (n) | 2 buah | 2 buah | 2 buah |

5.5.3 Metode Reese & Wright

1. Tiang *Bor Pile* Diameter 70 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Karena ujung tiang *bored pile* terletak pada tanah lempung kelanauan maka perhitungan kapasitas ujung tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$N_{\text{SPT}} = 25,9$$

$$\begin{aligned} q_p &= 16 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.5)} \\ &= 1.569,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\ &= 0,385 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 1569,6 \times 0,385 \\ &= 604,053 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sesuai lapisan tanah sampai pada kedalaman 22,0 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 1,00 – 10,60)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 9,6 \text{ m}$$

$$N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 1} = 20,74$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= 0,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dari Gambar 3.6)} \\ &= 58,86 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s1} &= f_s \times p \times l \\ &= 58,86 \times 2,20 \times 9,6 \\ &= 1.242,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 10,60 – 13,20)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan} &= 2,6 \text{ m} \\
 N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 2} &= 13,1 \\
 \text{Nilai } f_s &= 0,45 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dari Gambar 3.6)} \\
 &= 44,15 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,7 \\
 &= 2,20 \text{ m}^2 \\
 Q_{s2} &= f_s \times p \times l \\
 &= 44,15 \times 2,20 \times 9,6 \\
 &= 252,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Lapisan 3 (kedalaman 13,20 – 22,00)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan} &= 8,8 \text{ m} \\
 N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 2} &= 20,93 \\
 \text{Nilai } f_s &= 0,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dari Gambar 3.6)} \\
 &= 63,765 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,7 \\
 &= 2,20 \text{ m}^2 \\
 Q_{s3} &= f_s \times p \times l \\
 &= 63,765 \times 2,20 \times 9,6 \\
 &= 1.233,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4) \text{ } Q_s \text{ total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\
 &= 1242,62 + 252,41 + 1233,99 \\
 &= 2.729,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 604,053 + 2729,02 \\ &= 3.333,077 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{3333,077}{2} \\ &= 1.666,539 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{2523,564}{1666,539} \\ &= 1,514 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan diatas, berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung metode *Reese & Wright* yang dapat dilihat pada Tabel 5.19

Tabel 5.19 Rekapitulasi Perhitungan Metode *Reese & Wright*

| Diameter | 70 cm | 80 cm | 90 cm |
|----------------------|-------------|-------------|-------------|
| Q_p | 604,05 kN | 887,59 kN | 1.123,33 kN |
| Q_s | 2.729,02 kN | 3.118,89 kN | 3.508,75 kN |
| Q_u | 3.333,08 kN | 4.006,47 kN | 4.632,09 kN |
| Q_{all} | 1.666,54 kN | 2.003,24 kN | 2.316,05 kN |
| Jumlah tiang (n) | 2 buah | 2 buah | 2 buah |

5.5.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor

5.5.4.1 Kelompok Tiang Diameter 70 cm

Menurut *Brown*, dkk (2010), pada pondasi tiang bor nilai efisiensi (E_g) dianggap sebesar 1,0 dengan jarak antar tiang 2,5D – 3D (*Paulus*,2016).

1. Metode *Meyerhof* (berdasarkan uji Laboratorium)

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times n \times Q_a \\ &= 1 \times 2 \times 2154,605 \\ &= 4.309,211 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Reese & Wright*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times n \times Q_a \\ &= 1 \times 2 \times 1666,539 \\ &= 3.333,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode *Meyerhof* (berdasarkan uji SPT)

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times n \times Q_a \\ &= 1 \times 2 \times 2427,45 \\ &= 4.854,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan diatas, berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang bor yang dapat dilihat pada Tabel 5.20

Tabel 5.20 Hasil Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

| | Metode <i>Meyerhoff</i> (data Lab) | | | Metode <i>Meyerhoff</i> (data Lapangan) | | | Metode <i>Reese n wright</i> | | |
|------------------|---------------------------------------|----------|----------|--|----------|----------|------------------------------|----------|----------|
| | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 |
| Diameter (cm) | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 |
| Qg (kN) | 4.309,21 | 5.040,32 | 5.800,31 | 4.854,89 | 5.984,08 | 6.519,33 | 3.333,08 | 4.006,47 | 4.632,10 |

5.5.5 Kapasitas Dukung dari Blok Tiang Kelompok

5.5.5.1 Blok Tiang Kelompok Diameter 70 cm

Menurut *Tomlinson* (1994), kapasitas dukung tiang kelompok sebagai fondasi blok dapat dihitung berdasarkan persamaan 3. Sebagai berikut.

1. Metode *Meyerhof* (berdasarkan uji Lab)

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (Ap)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\ &= 0,385 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{707,500}{2} \\ &= 353,750 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{353,750}{0,385} \\ &= 919,201 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\ &= \frac{3601,711}{2} \\ &= 1.800,855 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{Q_s}{p \times L} \\
 &= \frac{11800,855}{2,20 \times 21} \\
 &= 38,995 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 3,15 \times 1,4 \times 919,201 + \Sigma[2 \times (3,15 \times 1,4) \times 21 \times 38,995] \\
 &= 11.276,38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{ug} \geq Q_g$$

$$11.276,38 \text{ kN} \geq 4.309,211 \text{ kN} \longrightarrow \text{OKE}$$

Perhitungan selanjutnya memiliki cara yang sama dengan cara diatas, maka hasil dari perhitungan selanjutnya ada di dalam Tabel 5.21 rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung blok tiang kelompok.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Blok Tiang Kelompok

| | Diameter (cm) | Ap (m ²) | Qp (kN) | qp (kN/m ²) | Qs (kN) | Fs (kN/m ²) | Qug (kN) | Qg (kN) | Qg pakai |
|---------------------------------|------------------|-------------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------------|-------------|------------|-------------|
| Metode Meyerhof (uji Lab) | 70 | 0,385 | 353,75 | 919,201 | 1.800,85 | 38,995 | 11.276,38 | 4.309,21 | 4.309,21 |
| | 80 | 0,503 | 462,04 | 919,201 | 2.058,12 | 38,995 | 14.728,33 | 5.040,32 | 5.040,32 |
| | 90 | 0,636 | 584,77 | 1.163,36 | 2.315,38 | 38,995 | 20.420,49 | 5.800,31 | 5.800,31 |
| Metode Meyerhof (uji SPT) | 70 | 0,385 | 1334,11 | 2.654,13 | 1.093,33 | 23,675 | 16.089,77 | 4.854,89 | 4.854,89 |
| | 80 | 0,503 | 1742,52 | 3.466,62 | 1.249,52 | 23,675 | 25.695,15 | 5.984,08 | 5.984,08 |
| | 90 | 0,636 | 2205,37 | 4.387,45 | 1.405,72 | 23,675 | 39.233,21 | 6.519,33 | 6.519,33 |

Lanjutan Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Blok Tiang Kelompok

| | | | | | | | | | |
|-----------------------------|----|-------|---------|--------|----------|--------|------------|----------|----------|
| Metode Reese & Wright | 70 | 0,385 | 302,026 | 784,80 | 1.364,51 | 29,547 | 9.107,358 | 3.333,08 | 3.333,08 |
| | 80 | 0,503 | 443,794 | 882,90 | 1.559,44 | 29,547 | 11.538,522 | 4.006,47 | 4.006,47 |
| | 90 | 0,636 | 561,677 | 882,90 | 1.754,37 | 29,547 | 13.695,98 | 4.632,09 | 4.632,09 |

5.5.6 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Dari analisis kelompok tiang digunakan diameter 70 cm dengan jumlah 2 tiang, beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan persamaan 3.23 berikut ini.

$$P_i = \frac{\sum P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

Beban-beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$\text{Beban aksial (P)} = 2.523,564 \text{ kN (hasil SAP 2000)}$$

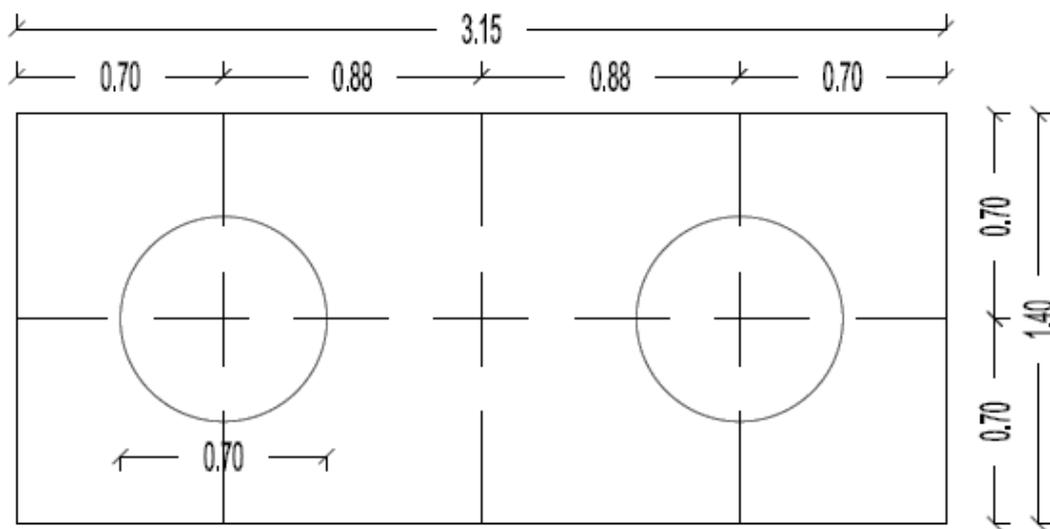
$$\begin{aligned} \text{Berat } \textit{pile cap} \text{ (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\ &= (3,15 \times 1,4 \times 1)2,4 \\ &= 105,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\ &= ((0,25 \times \pi \times 0,7^2) \times 2,4 \times 2 \times 21) \\ &= 387,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 2.523,564 + 105,84 + 387,92 \\ &= 3.017,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan $2,5D \leq S \leq 3D$. Digunakan jarak tiang tiang sebesar $2,5D$. Susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.16.

$$\begin{aligned} S &= 2,5 \times D \\ &= 2,5 \times 0,70 \text{ m} \\ &= 1,75 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.16 Susunan Tiang Bor Diameter 70 cm

n tiang = 2 buah

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 &= 2 \times (0,875)^2 \\ &= 1,53 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Sigma y^2 = 0 \text{ m}$$

$M_x = 314,756 \text{ kN.m}$ (hasil program SAP2000)

$M_y = 352,810 \text{ kN.m}$ (hasil program SAP2000)

$$P_i = \frac{\sum P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{3017,33}{2} + \frac{352,810.0,875}{1,53} - \frac{314,756.0}{0} \\
 &= 1.710,270 \text{ kN} \\
 P2 &= \frac{3017,33}{2} - \frac{352,810.0,875}{1,53} + \frac{314,756.0}{0} \\
 &= 1.307,058 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5.7 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan mutu beton K-300, diameter tiang 0,70 m, dan panjang tiang 21 m, kekuatan tiang bor dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$$

dengan :

$$P = 1710,270 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\
 &= 0,385 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{1710,270}{0,385} \\
 &= 4444,05 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 44,44 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ijin} &= \text{K-300} \\
 &= 300 \times 0,83 \\
 &= 249 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma = 44,44 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 249 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

5.5.8 Penurunan Fondasi Tiang Bor

5.5.8.1 Penurunan Tiang Tunggal

Menurut Poulos dan Davis (1980) penurunan jangka panjang untuk pondasi tiang tunggal tidak perlu ditinjau karena penurunan tiang akibat konsolidasi dari tanah relatif kecil. Ini dikarenakan pondasi tiang direncanakan terhadap kuat dukung ujung dan kuat dukung friksinya atau penjumlahan dari keduanya (Hardiyatmo, 2002).

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Maka untuk perhitungan penurunan tiang tunggal diperhitungkan dengan cara sebagai berikut.

5.5.8.1.1 Perkiraan Penurunan Tiang Tunggal Diameter 70 cm

1. Perkiraan penurunan tiang apung atau friksi

$$\text{Beban yang bekerja (Q)} = 2.523,564 \text{ kN (hasil SAP)}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas tanah (Es)} &= 500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tabel 3.8)} \\ &= 49.033,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas tanah didasar tiang (Eb)} &= 5 \cdot Es \\ &= 5 \cdot 49.033,25 \\ &= 245.166,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas bahan tiang (Ep)} &= 4700 \cdot \sqrt{fc'} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ Mpa} \\ &= 23.500.000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } \frac{db}{d} = \frac{0,7}{0,7} = 1, \text{ diameter ujung dan atas sama besarnya}$$

$$\text{Untuk } \frac{L}{d} = \frac{21}{0,7} = 30$$

Dari masing-masing grafik diperoleh :

$$I_0 = 0,07 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 30, \frac{db}{d} = 1) \text{ (Gambar 3.11)}$$

$$R\mu = 0,94 \text{ (untuk } \mu_s = 0,3, K = 5492,39) \text{ (Gambar 3.14)}$$

$$R_k = 1,1 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 30, K = 5492,39) \text{ (Gambar 3.12)}$$

$$R_h = 0,83 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 30, \frac{L}{h} = 2,625) \text{ (Gambar 3.13)}$$

$$R_b = 0,87 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 30, \frac{Eb}{Es} = 5, K = 5492,39) \text{ (Gambar 3.15)}$$

Maka diperoleh penurunan tiang apung atau friksi

$$\begin{aligned} I &= I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R\mu \\ &= 0,07 \cdot 1,1 \cdot 0,83 \cdot 0,94 \\ &= 0,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot D} \\ &= \frac{2523,564 \cdot 0,06}{49033,25 \cdot 0,7} \\ &= 0,0044 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Perkiraan penurunan tiang dukung ujung

$$\begin{aligned} I &= I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R\mu \\ &= 0,07 \cdot 1,1 \cdot 0,87 \cdot 0,94 \\ &= 0,063 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot D} \\ &= \frac{2523,564 \cdot 0,063}{49033,25 \cdot 0,7} \\ &= 0,0046 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Penurunan Total

$$\begin{aligned} S &= S_{frikasi} + S_{ujungtiang} \\ &= 0,0044 + 0,0046 \\ &= 0,0090 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya memiliki cara yang sama dengan cara diatas, maka hasil dari perhitungan untuk diameter selanjutnya ada di dalam Tabel 5.22 rekapitulasi perhitungan penurunan tiang tunggal sebagai berikut.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

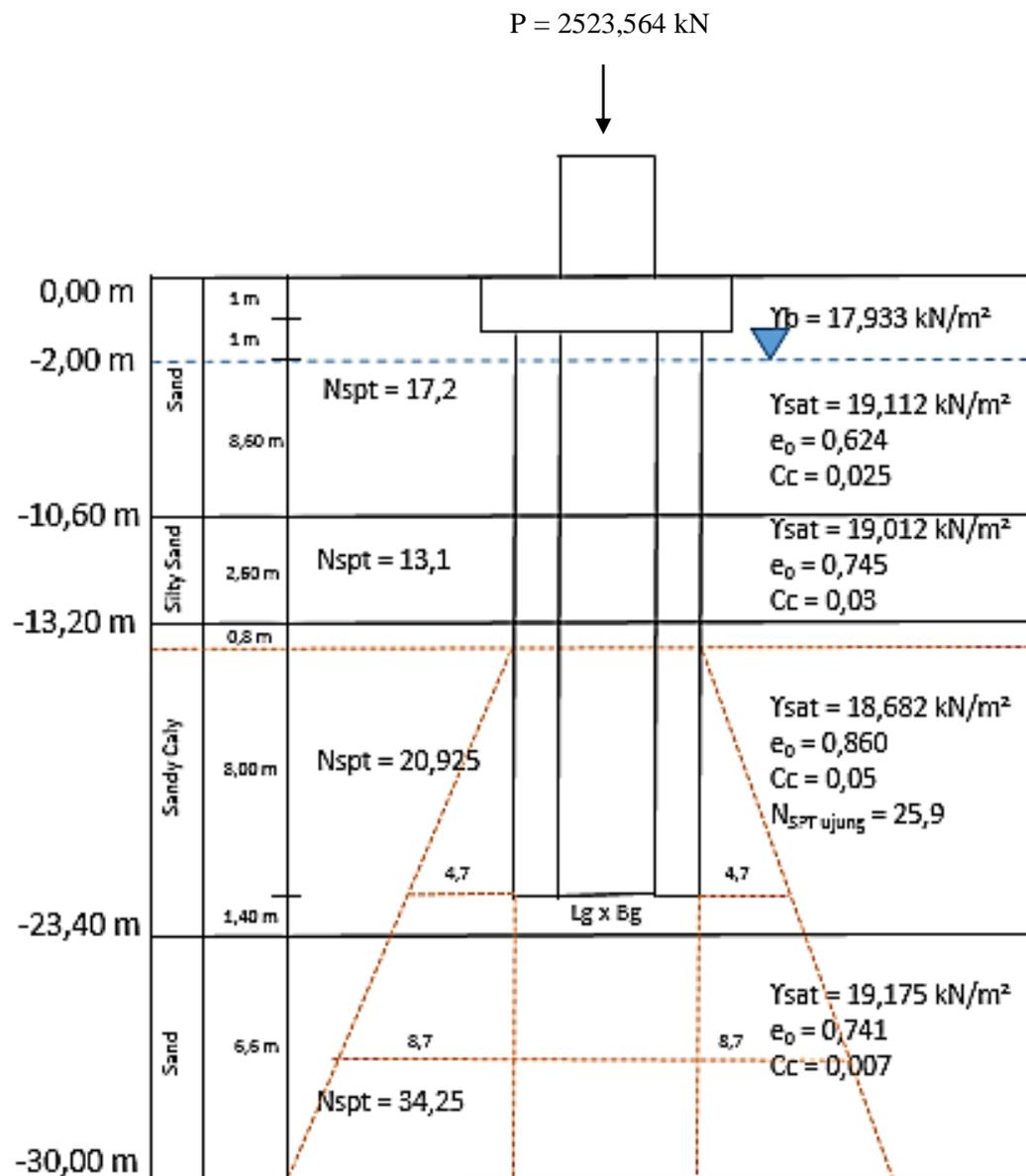
| | Diameter | | |
|---|------------|------------|------------|
| | 70 cm | 80 cm | 90 cm |
| Beban yang bekerja (Q) (kN) | 2.523,564 | 2.523,564 | 2.523,564 |
| Modulus elastisitas tanah (Es) (kN/m ²) | 49.033,25 | 49.033,25 | 49.033,25 |
| Modulus elastisitas tanah didasar tiang (Eb) (kN/m ²) | 245.166,25 | 245.166,25 | 245.166,25 |
| Modulus elastisitas bahan tiang (Ep) (kN/m ²) | 23.500.000 | 23.500.000 | 23.500.000 |
| Faktor penurunan (Io) | 0,07 | 0,079 | 0,085 |
| Faktor koreksi kompresi (Rk) | 1,1 | 1,075 | 1,025 |
| Faktor koreksi angka <i>poisson</i> R μ | 0,93 | 0,93 | 0,93 |
| Faktor koreksi kedalaman Rh | 0,92 | 0,89 | 0,87 |
| Faktor koreksi kekakuan lapisan pendukung Rb | 0,9 | 0,9 | 0,9 |
| I untuk tiang friksi | 0,06 | 0,07 | 0,07 |
| Penurunan tiang apung atau friksi (S) (m) | 0,0044 | 0,0045 | 0,0040 |

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

| | | | |
|-------------------------------|--------|--------|--------|
| I untuk ujung tiang | 0,063 | 0,071 | 0,073 |
| Penurunan ujung tiang (S) (m) | 0,0046 | 0,0042 | 0,0038 |
| Penurunan Total (S) | 0,0090 | 0,0087 | 0,0078 |

5.5.8.2 Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar dari pada penurunan tiang tunggal karena dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Berdasarkan Gambar 5.21 Distribusi Tegangan pada Pondasi Kelompok Tiang, karena pengalihan beban kerja pada kedalaman $2/3L$ dibawah *pilecap* itu berada pada lapisan tanah lempung kelanauan dan pasir, maka perlu diperhitungkan penurunan konsolidasinya untuk tanah lempung dan perhitungan penurunan segera (*Immediate settlement*) untuk tanah pasirnya. Berikut ini merupakan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.17.



Gambar 5.17 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang

5.5.8.2.1 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 70 cm

Dengan distribusi pembebanan pada kelompok tiang, maka perhitungan penurunan pada kelompok tiang dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Beban Aksial (P)} &= 2.523,564 \text{ kN} \\ &= 257,333 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar pile cap (Bg)} = 1,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ (Lg)} &= 3,15 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 21 \text{ m} \\
\text{Luas Penampang 1 (A1)} &= (1,4 + 4,7) \times (3,15 + 4,7) \\
&= 47,89 \text{ m}^2 \\
\text{Luas Penampang 2 (A2)} &= (1,4 + 8,7) \times (3,15 + 8,7) \\
&= 119,69 \text{ m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (17,933 \times 2) + ((19,112 - 9,81) \times 8,6) + \\
&\quad ((19,012 - 9,81) \times 2,6) + ((18,682 - 9,81) \times 5,5) \\
&= 188,58 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (17,933 \times 2) + ((19,112 - 9,81) \times 8,6) + \\
&\quad ((19,012 - 9,81) \times 2,6) + ((18,682 - 9,81) \times 10,2) \\
&\quad + ((19,175 - 9,81) \times 3,3) \\
&= 261,18 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\
&= \frac{2523,564}{47,89} \\
&= 52,70 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\
&= \frac{2523,564}{119,69} \\
&= 21,085 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 14,00 m (jenis tanah lempung kelanauan)

$$\begin{aligned}
S_c &= \frac{C_c}{1 + \ell_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_{o1} + \Delta P1}{P_{o1}} \\
&= \frac{0,05}{1 + 0,978} \cdot 9,4 \cdot \log \frac{188,58 + 52,70}{1188,58} \\
&= 0,027 \text{ m}
\end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 23,40 m (jenis tanah pasir kasar)

$$\text{Tekanan netto pondasi } q = \frac{P}{A} = \frac{2523,564}{3,15 \times 1,4} = 572,237 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar luasan kelompok tiang (B)} = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Modulus elatisitas tanah (Es)} = 500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dari Tabel 3.7)}$$

$$= 49033,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_o = 0,93 \text{ (dari Gambar 3.16)}$$

$$\mu_i = 1,15 \text{ (dari Gambar 3.16)}$$

$$\begin{aligned} S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\ &= 1,15 \cdot 0,93 \cdot \frac{572,237 \cdot 3,15}{49033,25} \\ &= 0,025 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_c \\ &= 0,025 + 0,027 \\ &= 0,052 \text{ m} \\ &= 5,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

5.5.8.2.2 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 80 cm

Dengan cara perhitungan dan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti pada Gambar 5.21, maka rekapitulasi perhitungan penurunan kelompok tiang dapat dilihat pada Tabel 5.23.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang

| | | | | |
|------------------|---------|-----------|----------------|--|
| Beban Aksial | P | 2523,564 | kN | |
| dimensi pile cap | Bg x Lg | 3,6 x 1,6 | m | |
| Panjang tiang | L | 21 | m | |
| Luas Penampang | A1 | 52,29 | m ² | |
| | A2 | 126,69 | m ² | |

**Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Kelompok
Tiang**

| | | | | |
|---------------------------------------|--|-----------|-------------------|-------------|
| tegangan efektif dilapis-i | Po' 1 | 188,58 | kN/m ² | |
| | Po' 2 | 261,18 | kN/m ² | |
| distribusi beban di tengah lapis-i | $\Delta P1$ | 48,26 | kN/m ² | |
| | $\Delta P2$ | 19,92 | kN/m ² | |
| Penurunan | Pada kedalaman 14,00 (lempung kelanauan) | | | |
| | Sg 1 | 0,025 | m | |
| | Pada kedalaman 23,40 (tanah pasir) | | | |
| | q | 438,118 | kN/m ² | |
| | A | 5,76 | m ² | |
| | B | 3,6 | m | |
| | Es | 49.033,25 | kPa | Tabel 3.8 |
| | μ_o | 0,74 | | Grafik 3.20 |
| | μ_i | 0,85 | | Grafik 3.20 |
| | Ss | 0,020 | m | |
| | Total penurunan tiang kelompok | | | |
| | ΣSg | 0,045 | m | |
| | | 4,5 | cm | |

5.5.8.2.3 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 90 cm

Dengan cara perhitungan dan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti pada Gambar 5.21, maka rekapitulasi perhitungan penurunan kelompok tiang dapat dilihat pada Tabel 5.24.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang

| | | | | |
|------------------------------------|--|------------|-------------------|-------------|
| Beban Aksial | P | 2.523.564 | kN | |
| dimensi pile cap | Bg x Lg | 4,05 x 1,8 | m | |
| Panjang tiang | L | 21 | m | |
| Luas Penampang | A1 | 56,88 | m ² | |
| | A2 | 133,88 | m ² | |
| tegangan efektif dilapis-i | Po' 1 | 188,58 | kN/m ² | |
| | Po' 2 | 261,18 | kN/m ² | |
| distribusi beban di tengah lapis-i | $\Delta P1$ | 44,37 | kN/m ² | |
| | $\Delta P2$ | 18,850 | kN/m ² | |
| Penurunan | Pada kedalaman 14,00 (lempung kelanauan) | | | |
| | Sg 1 | 0,023 | m | |
| | Pada kedalaman 23,40 (tanah pasir) | | | |
| | q | 346,168 | kN/m ² | |
| | A | 7,29 | m ² | |
| | B | 4,05 | m | |
| | Es | 49.033,25 | kPa | Tabel 3.8 |
| | μ_o | 0,73 | | Grafik 3.20 |
| | μ_i | 0,87 | | Grafik 3.20 |
| | Ss | 0,0182 | m | |
| | Total penurunan tiang kelompok | | | |
| | ΣSg | 0,0413 | m | |

5.5.8.3 Penurunan yang Diizinkan

Penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum. *Reese & Wright* (1997) mengusulkan nilai *displacement* ijin sebesar 10% dari diameter tiang.

Dimana syarat perbandingan penurunan yang aman yaitu $S_{\text{Total}} \leq S_{\text{Izin}}$ untuk penurunan ijin pada kelompok tiang seperti pada persamaan 3.33.

$$S_{\text{izin}} = \frac{L}{250}$$

$$S_{\text{izin}} = \frac{21}{250}$$

$$S_{\text{izin}} = 0,084 \text{ m}$$

5.6 Analisis Fondasi Tiang dengan Program *PLAXIS* versi 8.5

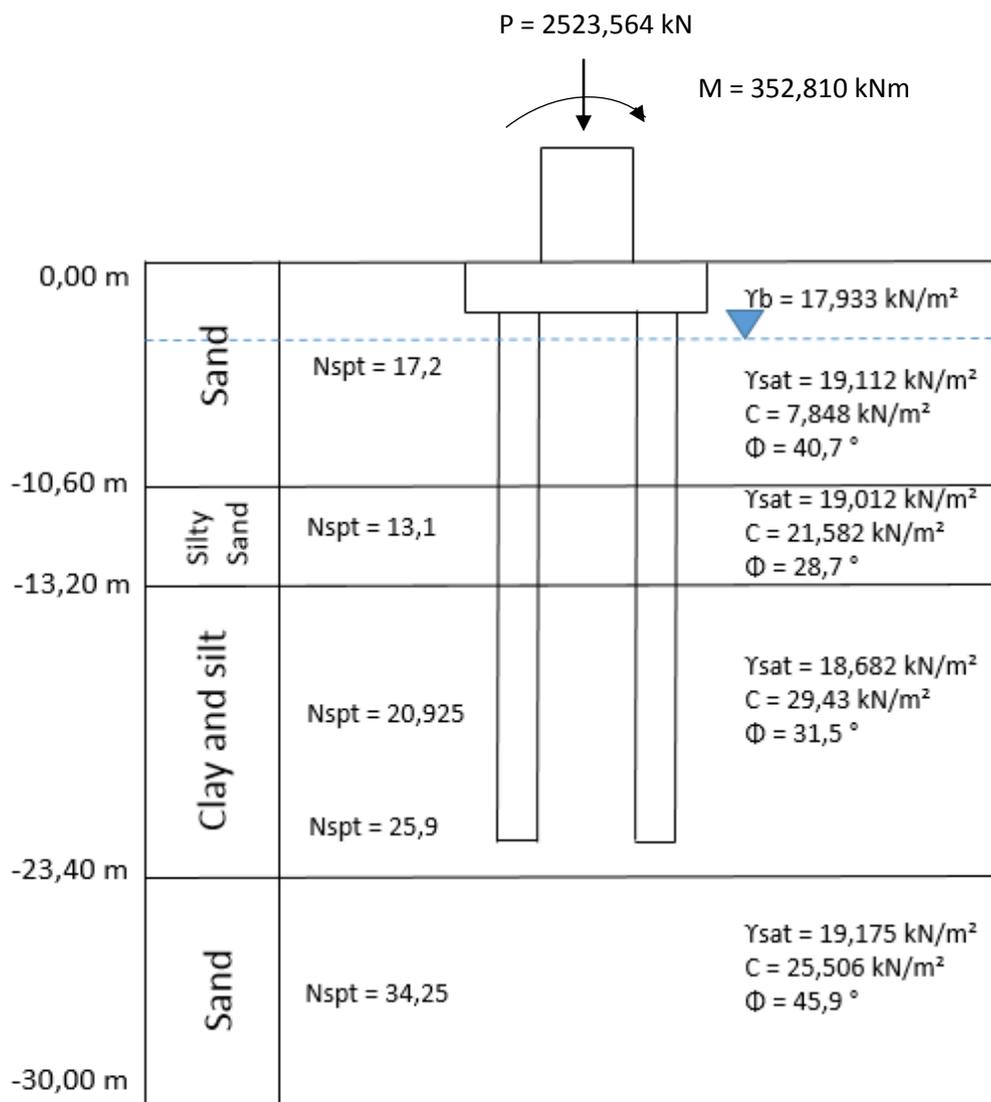
Analisis menggunakan *PLAXIS* V8.5 merupakan simulasi pembebanan fondasi tiang sesuai dengan keadaan dilapangan. Pada proyek gedung *Twin Building* UMY ini analisis *PLAXIS* V8.5 didesain pada fondasi tiang bor dengan diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm dengan panjang tiang 21 m yang dibebani oleh kolom portal utama di atasnya sebesar 2523,564 kN (hasil SAP2000).

Berikut ini merupakan langkah-langkah untuk menganalisis *PLAXIS* V8.5 sebagai berikut ini.

1. Pemodelan geometri struktur

Adapun pemodelan struktur pada pondasi ini berupa konfigurasi tiang, dan jarak antar tiang. Data geometri tanah yang digunakan untuk pemodelan struktur merupakan pengujian bor mesin 2 (BM2) sama seperti perhitungan dengan metode manual yang dapat dilihat pada Lampiran 3. Untuk pemodelan struktur pondasi dan *pilecap* digunakan model material pelat, kemudian digambarkan pada *node* yang telah ditentukan, penggambaran pondasi pada studi kasus ini sampai dengan kedalaman 22 m. Sedangkan untuk *input* pembebanan digunakan beban terpusat. Beban tersebut diletakkan tepat di atas

pilecap pada bagian tengah bidang. Berikut adalah contoh model struktur dengan muka air tanah kedalaman 2 m pada variasi dimensi tiang 0,7 m yang dapat dilihat pada Gambar 5.18. Untuk gambar model struktur dengan muka air tanah kedalaman 2 m pada variasi dimensi 0,8 m dan 0,9 m dapat dilihat pada Lampiran 5.



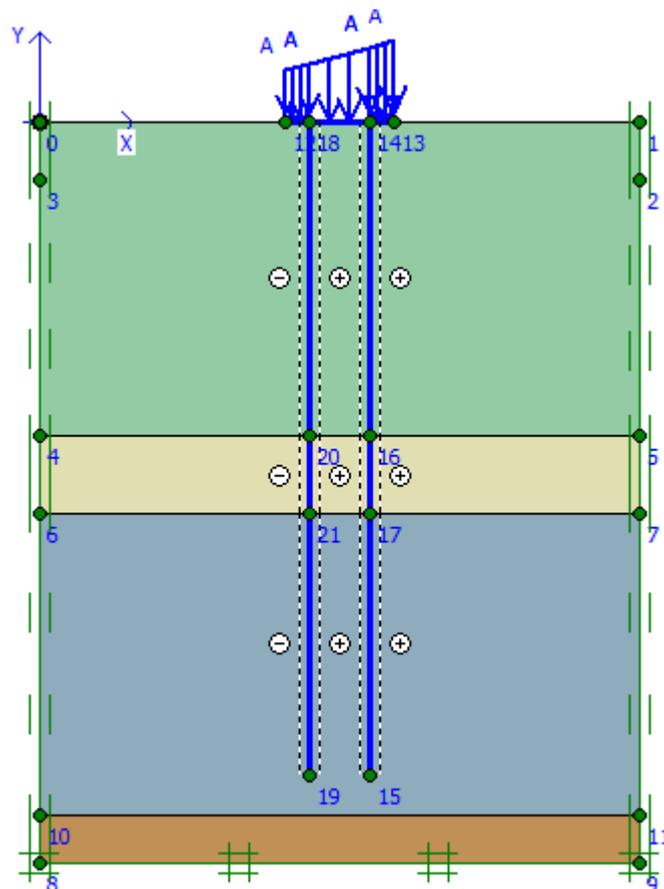
Gambar 5.18 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah pada BM-2

Jenis material yang digunakan pada analisis ini adalah model *Mohr-Coulomb*, dan parameter-parameter tanah yang akan digunakan pada program ini adalah berat isi jenuh dan tak jenuh (γ_{sat} dan γ_{unsat}), permeabilitas (k_x dan k_y), modulus elastisitas (*modulus young*), angka *poisson* (ν), besar kohesi (c), dan sudut geser (Φ). Untuk nilai *modulus young* dan *poisson ratio* didapatkan dari buku Mekanika Tanah II (Hardiyatmo) yang ditampilkan pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

2. *Input* data material yang digunakan adalah sebagai berikut.

a. Model geometri

Analisa pondasi dapat dilakukan dengan menggunakan model regangan bidang dengan 15 titik nodal. Regangan bidang digunakan untuk penampang geometri dengan penampang melintang yang kurang lebih seragam dengan kondisi tegangan dan kondisi pembebanan yang cukup panjang dalam arah tegak lurus terhadap penampang tersebut (arah z). Satuan dasar yang digunakan untuk panjang, gaya, dan waktu adalah m, kN, dan hari. Pada pemodelan studi kasus ini geometri struktur serta tanah tiap variasi memiliki perbedaan pada dimensi tiang bor yang digunakan. Sebelum dilakukan pemodelan dengan menggunakan *software* PLAXIS 2D terlebih dahulu dilakukan konversi bentuk pondasi eksisting dilapangan kedalam bentuk 2 dimensi. Konversi dilakukan dengan mencari nilai diameter dan luasan pondasi baru. Kemudian setelah proses konversi selesai dilakukan barulah pemodelan pondasi eksisting dilapangan dengan menggunakan *software* PLAXIS 2D dapat dilakukan. Contoh tampilan dari pemodelan geometri pondasi yang telah dikonversi kedalam bentuk dua dimensi pada PLAXIS 2D dapat dilihat pada Gambar 5.19. Untuk tampilan model geometri lainnya dapat dilihat pada Lampiran 5.



Gambar 5.19 Geometri Struktur dan Letak Muka Air tanah Pada Kedalaman 2 m dengan Variasi Dimensi *Bored Pile*

b. Kondisi Batas

Selanjutnya untuk membentuk kondisi batas, PLAXIS memiliki pengaturan pra-pilih yang mudah digunakan untuk membentuk kondisi batas standar untuk beban normal dan beban gempa dengan menggunakan berkas SMC (*Strong Motion CD-ROM*) atau batas gempa standar. Pilihan ini dapat digunakan dengan memilihnya dari menu *Load*. Dengan cara ini kondisi batas seperti ditentukan diatas akan dibentuk secara otomatis.

c. Material tanah yang digunakan

Data parameter tanah yang digunakan untuk *input* material tanah dan juga material struktur pondasi pada PLAXIS dapat dilihat pada Tabel 5.25 dan Tabel 5.26, *Input* material tanah dan struktur dilakukan dengan cara *drag and drop*, atau cukup hanya dilakukan dengan menarik material tanah atau struktur yang diinginkan sampai ke profil struktur atau kluster.

Tabel 5.25 Data Input Soil Properties

| Layer 1 (Tanah Pasir) | | |
|---------------------------------|---|----------------------------|
| No. | Data <i>input</i> untuk soil properties | Nilai |
| 1. | γ_{sat} (Berat Jenis Tanah Sat.) | 19,112 kN/m ³ |
| 2. | γ_{unsat} (Berat Jenis Tanah Unsat.) | 17,933 kN/m ³ |
| 3. | k_x (Permeabilitas) | 1,00 m/day |
| 4. | k_y (Permeabilitas) | 1,00 m/day |
| 5. | E_{ref} (Modulus Elastisitas) | 23500000 kN/m ² |
| 6. | ν (<i>Poisson ratio</i>) | 0,3 |
| 7. | C (Kohesi Tanah) | 7,848 kN/m ² |
| 8. | Φ (Sudut geser dalam) | 40,7 ° |
| 9. | Ψ (Sudut dilatansi) | 0,00 |
| Layer 2 (Tanah Lanau kepasiran) | | |
| No. | Data <i>input</i> untuk soil properties | Nilai |
| 1. | γ_{sat} (Berat Jenis Tanah Sat.) | 19,012 kN/m ³ |
| 2. | γ_{unsat} (Berat Jenis Tanah Unsat.) | 17,658 kN/m ³ |
| 3. | k_x (Permeabilitas) | 1x10 ⁻³ m/day |
| 4. | k_y (Permeabilitas) | 1x10 ⁻³ m/day |
| 5. | E_{ref} (Modulus Elastisitas) | 23500000 kN/m ² |
| 6. | ν (<i>Poisson ratio</i>) | 0,3 |
| 7. | C (Kohesi Tanah) | 21,582 kN/m ² |

Lanjutan Tabel 5.25 Data Input Soil Properties

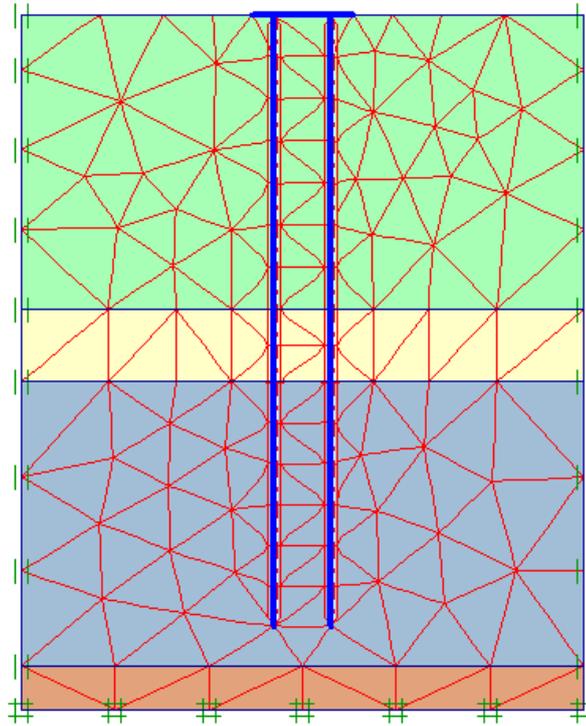
| 8. | Φ (Sudut geser dalam) | 28,7 ° |
|-----------------------------------|---|----------------------------|
| 9. | Ψ (Sudut dilatasi) | 0,00 ° |
| Layer 3 (Tanah Lempung kelanauan) | | |
| No. | Data input untuk soil properties | Nilai |
| 1. | γ_{sat} (Berat Jenis Tanah Sat.) | 18,682 kN/m ³ |
| 2. | γ_{unsat} (Berat Jenis Tanah Unsat.) | 18,589 kN/m ³ |
| 3. | k_x (Permeabilitas) | 1x10 ⁻³ m/day |
| 4. | k_y (Permeabilitas) | 1x10 ⁻³ m/day |
| 5. | E_{ref} (Modulus Elastisitas) | 23500000 kN/m ² |
| 6. | ν (<i>Poisson ratio</i>) | 0,3 |
| 7. | C (Kohesi Tanah) | 29,43 kN/m ² |
| 8. | Φ (Sudut geser dalam) | 31,5 ° |
| 9. | Ψ (Sudut dilatasi) | 0,00 ° |
| Layer 4 (Tanah Pasir) | | |
| No. | Data input untuk soil properties | Nilai |
| 1. | γ_{sat} (Berat Jenis Tanah Sat.) | 19,175 kN/m ³ |
| 2. | γ_{unsat} (Berat Jenis Tanah Unsat.) | 18,452 kN/m ³ |
| 3. | k_x (Permeabilitas) | 1,00 m/day |
| 4. | k_y (Permeabilitas) | 1,00 m/day |
| 5. | E_{ref} (Modulus Elastisitas) | 23500000 kN/m ² |
| 6. | ν (<i>Poisson ratio</i>) | 0,3 |
| 7. | C (Kohesi Tanah) | 25,51 kN/m ² |
| 8. | Φ (Sudut geser dalam) | 45,9 ° |
| 9. | Ψ (Sudut dilatasi) | 0,00 ° |

Tabel 5.26 Data Input Pile Properties/Material Properties

| No. | Data input untuk <i>pile properties</i> | Nilai |
|-----|---|----------------------------|
| 1. | γ_{unsat} (Berat jenis beton bertulang) | 24 kN/m ³ |
| 2. | E_{ref} (Modulus Elastisitas Beton) | 23500000 kN/m ² |
| 3. | ν_{nu} (<i>Poisson ratio</i>) | 0,3 |

d. Penyusun jaring elemen

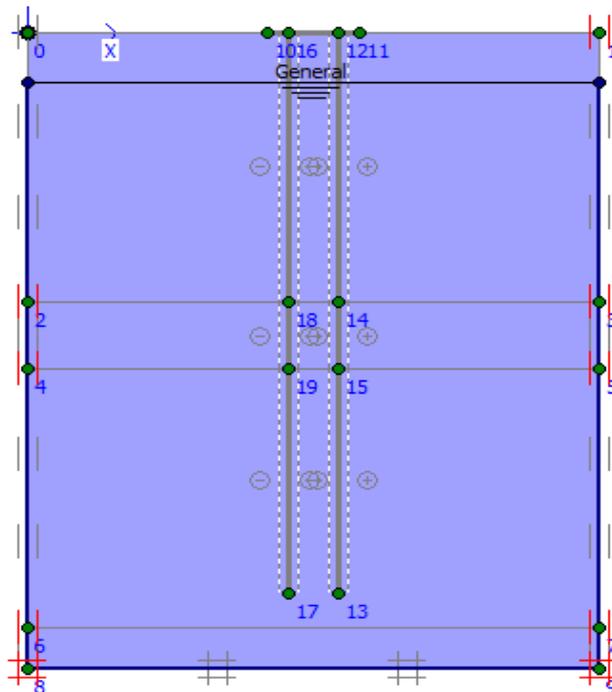
Setelah model geometri telah didefinisikan secara lengkap dan sifat material telah diaplikasikan keseluruhan kluster dan objek struktural, maka geometri harus dibagi-bagi menjadi elemen-elemen untuk melakukan perhitungan elemen hingga. Penyusunan jaringan elemen dapat dilakukan dengan mengklik *generate mesh* pada *toolbar*, kemudian PLAXIS akan secara otomatis membentuk jaring elemen dan antarmuka yang secara otomatis ditentukan agar tetap kompatibel dengan jenis elemen tanah. Contoh gambar hasil penyusunan jaring elemen pada variasi dimensi *bored pile* dengan kedalaman muka air tanah 2 m dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut ini. Untuk tampilan hasil penyusunan jaringan elemen dengan model geometri lainnya dapat dilihat pada Lampiran 5.



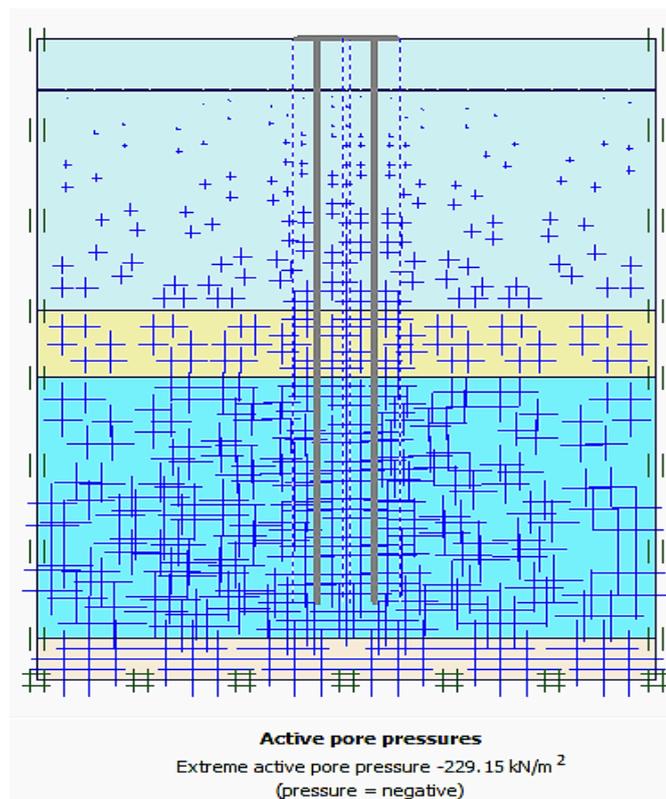
**Gambar 5.20 Hasil Penyusunan Jaring Elemen Pada Variasi Dimensi
Bored Pile dengan Kedalaman Muka Air Tanah 2m**

e. Kondisi awal

Dalam kondisi awal (*Initial Condition*) ditetapkan berat isi air sebesar 10 kN/m^3 . Tekanan air sepenuhnya adalah tekanan hidrostatis berdasarkan garis *phreatic global*. Kemudian menentukan posisi muka air, yang pada umumnya PLAXIS digunakan untuk analisis tegangan efektif dimana ada perbedaan yang jelas antara tekanan air pori aktif dan tegangan efektif. Kemudian klik tombol hitung tekanan air (*generate water pressure*). Contoh gambar penentuan posisi muka air tanah serta perhitungan tekanan air tanah pada variasi diameter tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan 5.22.



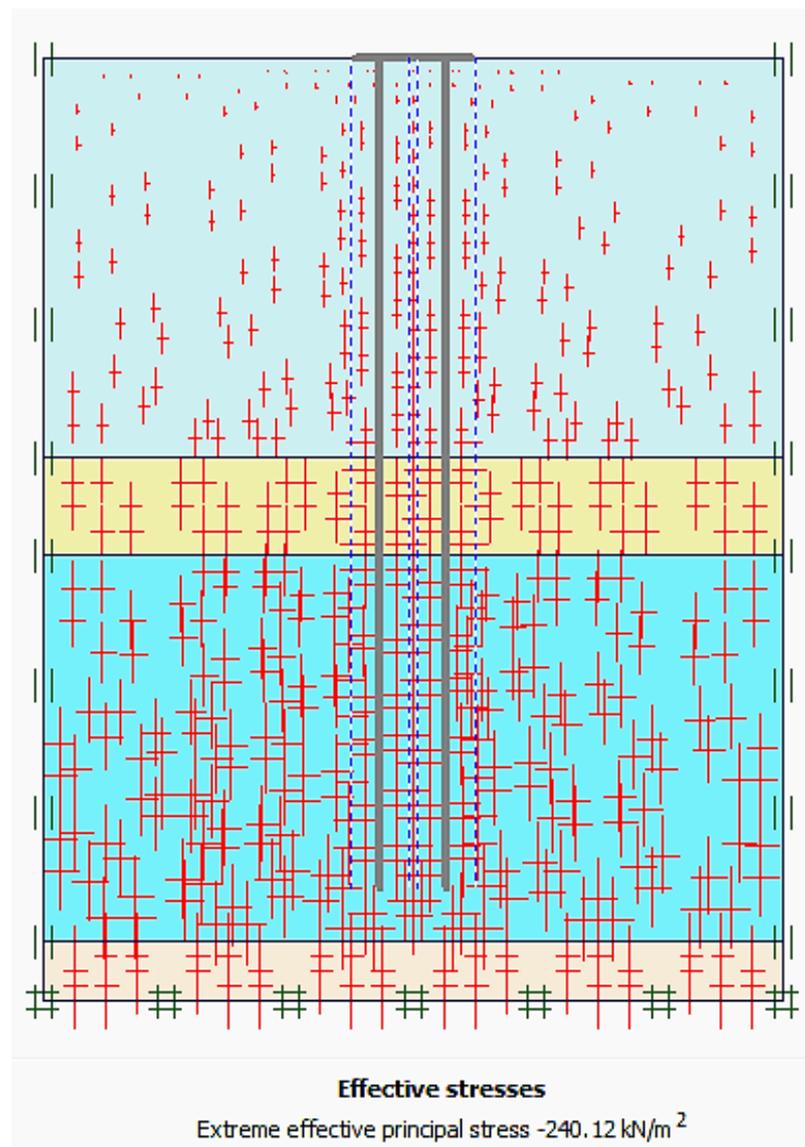
Gambar 5.21 Kondisi Awal dan Letak Muka Air Tanah dengan Kedalaman 2m Pada Variasi Dimensi *Bored Pile*



Gambar 5.22 Tekanan Air Pori Pada Variasi Dimensi *Bored Pile*

f. Tegangan awal

Setelah tekanan pori aktif, selanjutnya klik menu *initial pore pressure* pada *toolbar* untuk mengetahui tegangan efektif awal yang terjadi. Dengan perhitungan tegangan awal, perhitungan kondisi awal dari model elemen hingga telah lengkap. Contoh gambar tegangan awal pada variasi dimensi pondasi *bored pile* dapat dilihat pada Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Tegangan Awal dengan Kedalaman Muka Air Tanah 2m Pada Variasi Dimensi *Bored Pile*

3. Melakukan perhitungan

Kalkulasi yang akan dilakukan terdiri dari empat tahap, yaitu tahap pemasangan pondasi, pemasangan *pilecap*, tahap pembebanan dan mencari nilai angka keamanan. Berikut akan didefinisikan parameter tahapan perhitungan.

a. Pemasangan pondasi

Tahap pertama adalah pemasangan pondasi, pada *tab general, loading input* yang digunakan adalah *stage construction* dengan jenis kalkulasi *plastic analysis*. Dalam lembar *tab parameter* dilakukan pengaktifan pondasi dengan cara mengklik *define* kemudian mengklik satu kali pada profil struktur pondasi hingga warna profil struktur berubah menjadi biru.

b. Pemasangan *pilecap*

Tahapan kedua adalah pemasangan *pilecap*, pada *tab general, loading input* yang digunakan adalah *stage contraction* dengan jenis kalkulasi *plastic analysis*. Dalam lembar *tab parameter* dilakukan pengaktifan *pilecap* dengan cara mengklik *define* kemudian mengklik satu kali pada profil struktur *pilecap* hingga warna profil struktur berubah menjadi biru.

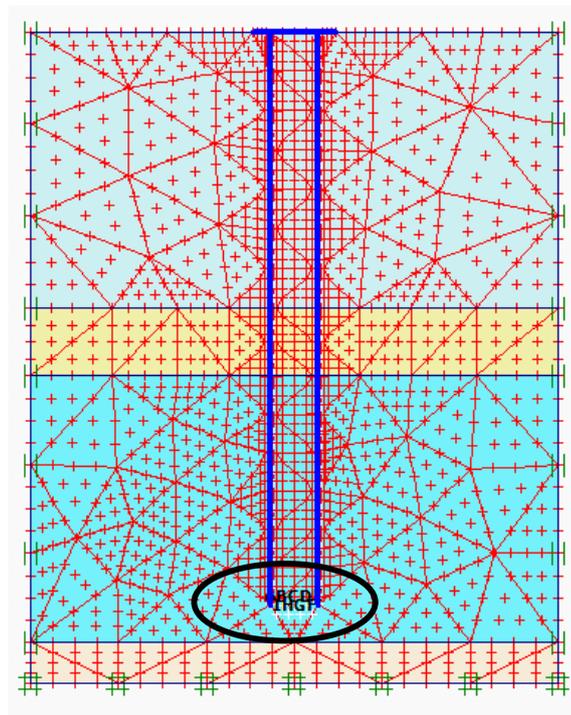
c. Pembebanan

Tahapan ketiga adalah pemasangan *pilecap*, pada *tab general, loading input* yang digunakan adalah *stage contraction* dengan jenis kalkulasi *plastic analysis*. Dalam lembar *tab parameter* dilakukan pengaktifan serta *input* nilai beban yang diterima pada masing-masing dimensi *bored pile* dengan cara mengklik *define* kemudian mengklik dua kali pada profil struktur beban untuk input beban, dan mengklik satu kali pada profil beban untuk pengaktifan beban.

d. Angka Keamanan

Tahap kelima adalah mulai dari pemasangan pondasi, pemasangan *pilecap*, input beban, dan dinamik analisis. Pada *tab general, loading input* yang digunakan adalah *phi/c reduction* dengan jenis kalkulasi *incremental multipliers*.

Sebelum melakukan perhitungan, terlebih dahulu dilakukan pemilihan titik kurva yang berguna untuk mengetahui penurunan serta pembebanan yang terjadi. Untuk penempatan titik kurva dapat dilihat pada Gambar 5.24.

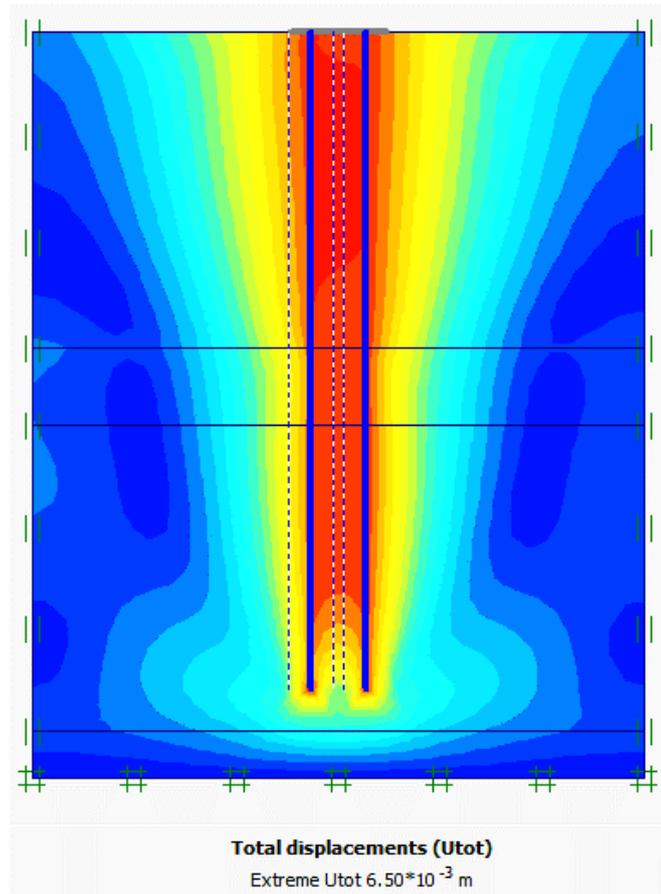


Gambar 5.24 Titik Kurva

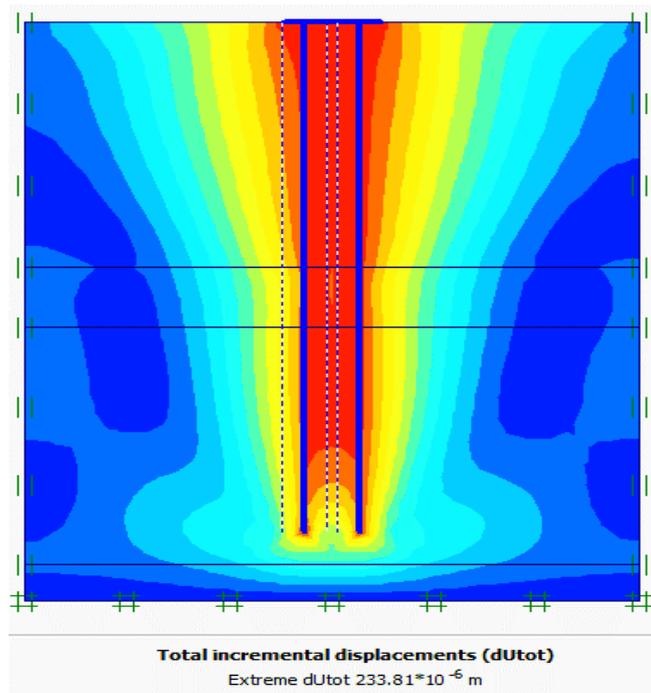
4. *Output Data*

Setelah perhitungan selesai, hasil keluaran dapat dilihat pada program keluaran. Jendela keluaran akan menampilkan jaring elemen ter deformasi pada kondisi setelah pemasangan pondasi, pemasangan *pilecap*, pembebanan, dan memasukan beban gempa dilakukan. Contoh gambar jaring elemen terdeformasi vertikal setelah pemasangan pondasi, *pilecap*, pembebanan, dan memasukan beban gempa untuk model geometri muka air tanah dengan kedalaman 2m pada variasi dimensi *bored pile* dapat dilihat pada Gambar 5.25 hingga 5.27. Untuk gambar jaring elemen ter deformasi model geometri muka air tanah dengan kedalaman 2m pada variasi dimensi *bored pile* lainnya dapat dilihat pada Lampiran 5.

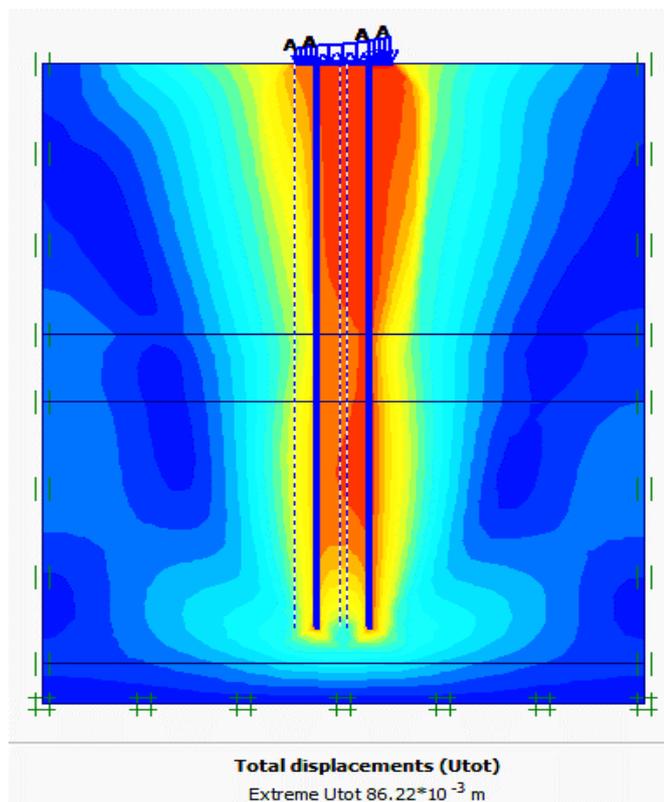
Untuk melihat besarnya penurunan terhadap beban yang terjadi dapat dilihat pada program kurva. Contoh kurva penurunan dan beban pada model geometri PLAXIS 2D dengan kedalaman muka air tanah 2 m pada variasi dimensi *bored pile* lainnya dapat dilihat pada Gambar 5.28.



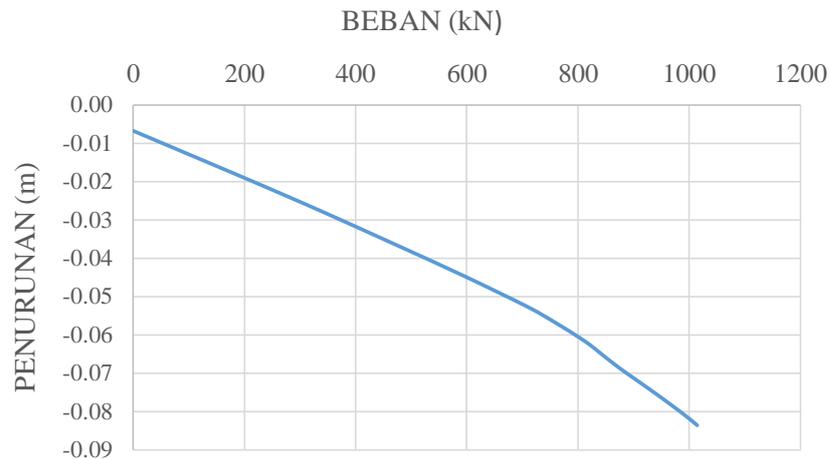
Gambar 5.25 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pemasangan Pondasi



**Gambar 5.26 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pemasangan
*Pilecap***



Gambar 5.27 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pembebanan



Gambar 5.28 Kurva *Displacement vs Loading* PLAXIS 2D

Berdasarkan grafik beban dan penurunan pada PLAXIS 2D didapatkan hasil total penurunan sebesar 0,087 m. Grafik beban dan penurunan hasil analisis yang dilakukan dengan menggunakan PLAXIS 2D untuk variasi dimensi *bored pile* yang lain dapat dilihat pada Lampiran 5. Rekapitulasi besar nilai penurunan pada tiap-tiap variasi dimensi *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.27.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi PLAXIS 2D

| VARIASI DIMENSI <i>BORED PILE</i> | PENURUNAN PLAXIS 2D |
|-----------------------------------|---------------------|
| 0,7 m | 0,087 m |
| 0,8 m | 0,084 m |
| 0,9 m | 0,081 m |

Berdasarkan hasil rekapitulasi besar nilai penurunan yang terjadi dengan menggunakan program PLAXIS dapat dilihat bahwa semakin besar diameter dan jarak antar tiang yang digunakan maka penurunan yang terjadi semakin kecil. Hal ini disebabkan karena adanya eksentrisitas pembebanan yang terjadi pada pondasi yang menerima momen selain beban vertikal. Selain itu dalam pembebanan eksentris dimensi pada pondasi tiang kelompok juga berpengaruh

dalam pendistribusian tegangan tanah akibat tegangan vertikal dan momen. Pada dasarnya tegangan vertikal itu terjadi karena tekanan berbading terbalik dengan luas bidang tekan. Apabila luas area pondasi tiang kelompok memiliki nilai semakin besar, maka tekanan atau beban yang ditimbulkan akan semakin kecil dan penurunan yang terjadi juga akan semakin kecil.

Selain menghasilkan penurunan yang terjadi pada suatu kelompok fondasi tiang, metode elemen hingga dengan program *PLAXIS 2D v8.5* menghasilkan perhitungan daya dukung pondasi sebagai perbandingan lain berdasarkan analisis program. Hasil analisis program *PLAXIS 2D v8.5* yang diperoleh dari pemasukan data *input* berdasarkan data tanah dilapangan dan data spesifikasi tiang diperoleh angka aman seperti pada Gambar 5.29 berikut.

| Calculation information | | | | |
|---------------------------|------------|-------------------------|--------------------|-------------------|
| Multipliers | | Additional Info | | Step Info |
| Step Info | | | | |
| Step | 129 of 129 | Extrapolation factor | 1.000 | |
| Plastic STEP | | Relative stiffness | 0.000 | |
| Multipliers | | | | |
| | | Incremental multipliers | | Total multipliers |
| Prescribed displacements | Mdisp: | 0.000 | Σ -Mdisp: | 0.000 |
| Load system A | MloadA: | 0.000 | Σ -MloadA: | 1.000 |
| Load system B | MloadB: | 0.000 | Σ -MloadB: | 1.000 |
| Soil weight | Mweight: | 0.000 | Σ -Mweight: | 1.000 |
| Acceleration | Maccel: | 0.000 | Σ -Maccel: | 0.000 |
| Strength reduction factor | Msf: | 0.003 | Σ -Msf: | 2.717 |
| Time | Increment: | 0.000 | End time: | 0.000 |
| Dynamic time | Increment: | 0.000 | End time: | 0.000 |

Gambar 5.29 Hasil Kalkulasi dari Fase-Fase (Nilai Σ -Msf)

Besarnya nilai $\Sigma - Msf = 2,717$, menghasilkan nilai daya dukung ultimit tiang bor (Q_u) dengan program *PLAXIS 2D v8.5* seperti persamaan berikut.

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_u}{\Sigma - Msf}$$

$$Q_u = P_{all} \times \Sigma - Msf$$

$$Q_u = 2523,564 \times 2,717$$

$$Q_u = 6856,523 \text{ kN}$$

dengan :

$Q_{all} = P_{all}$ = daya dukung ijin tiang = 2523,564 kN

Q_u = daya dukung ultimit (kN)

$\Sigma - Msf$ = hasil bagi dari parameter kekuatan sebenarnya terhadap parameter kekuatan yang telah direduksi.

Berikut ini hasil rekapiulasi kapasitas dukung tiang bor dengan variasi diameter menggunakan program *PLAXIS 2D v8.5* yang dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan Program *PLAXIS*

| Diameter (m) | $\Sigma - Msf$ | Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u) (kN) |
|-----------------|----------------|--|
| 0,7 | 2,717 | 6856,523 |
| 0,8 | 2,851 | 7194,681 |
| 0,9 | 2,955 | 7457,132 |

5.7 Pembahasan

Perencanaan pada suatu bangunan umumnya tidak akan lepas dari perencanaan pondasi. Pondasi adalah struktur bawah dari konstruksi bangunan yang berfungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke tanah dasar pondasi yang cukup kuat menahannya tanpa terjadi kerusakan tanah dan penurunan bangunan diluar batas toleransinya. Pondasi dirancang agar mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi.

Gedung Kuliah *Twin Building UMY* melakukan penyelidikan tanah guna menentukan stratigrafi dan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan atau pemeliharaan pondasi dan menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT) menggunakan bor mesin sebanyak dua titik dan dilakukan dengan interval kedalaman 2 meter.

Dalam perencanaan suatu bangunan gedung tidak lepas dari perencanaan fondasi. Setiap fondasi dituntut mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah direncanakan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Analisis kapasitas dukung fondasi dilakukan dengan memperhatikan data penyelidikan tanah, beban yang dipikul oleh fondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton, dan kedalaman fondasi. Analisis kapasitas dukung tiang *bored pile* menggunakan metode statik. sedangkan penurunan yang merupakan mekanisme pengalihan beban dihitung menggunakan formula pendekatan.

5.7.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000

Suatu fondasi dapat dikatakan aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas bangunan ke tanah dasar. beban tersebut berupa gaya-gaya dari suatu struktur, yakni beban aksial, gaya gesr, dan momen. berdasarkan hasil *output* SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban pada *frame* F4 sebesar :

Berdasarkan Tabel 5.30 diatas hasil analisis kapasitas dukung ultimite (Q_u) tiang bor metode *Meyerhoff* (uji Laboratorium) dengan diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, 5.800,312 kN, metode *Meyerhoff* (uji lapangan) diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, 6.519,33 kN, serta metode *Reese & Wright* diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, 4.632,09 kN.

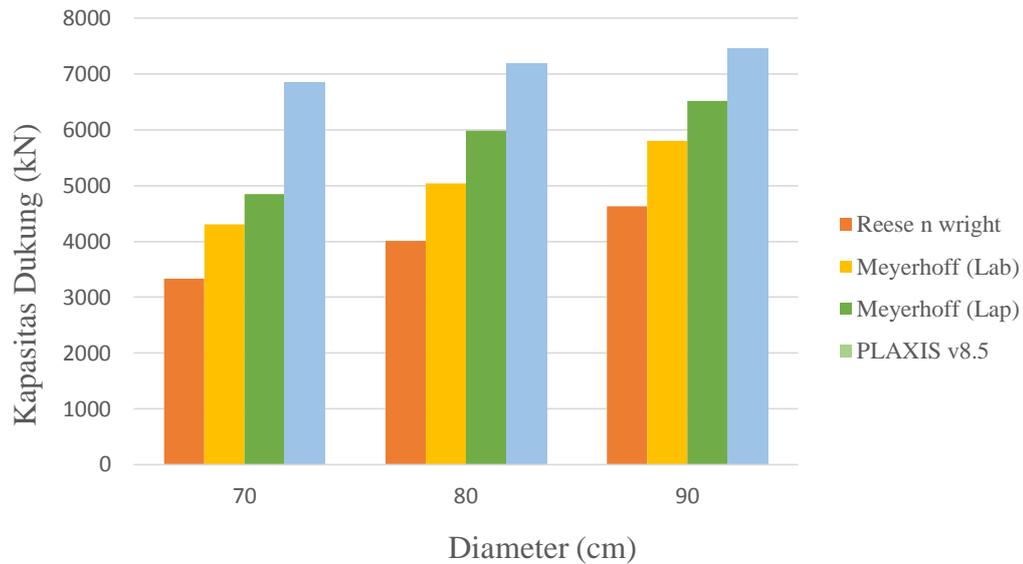
Hasil kapsitas dukung ultimite pada metode *Meyerhoff* (SPT) diameter 90 cm lebih besar dibandingkan dengan hasil metode *Meyerhoff* (laboratorium) dan *Reese & Wright*. Kapasitas dukung ultimite pada metode *Reese & Wright* dengan diameter 70 cm lebih rendah dibandingkan dengan metode *Meyerhoff* (Lapangan) dan *Meyerhoff* (laboratorium).

5.7.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Analisis kapasitas dukung kelompok tiang dilakukan dengan beberapa metode yaitu metode *Meyerhoff* berdasarkan data lapangan (SPT), metode *Meyerhoff* berdasarkan data laboratorium, metode *Reese & Wright*, dan Metode Metode elemen hingga dengan program *PLAXIS 2D*. Berdasarkan hasil kapasitas dukung kelompok tiang, metode *Meyerhoff* berdasarkan data lapangan dan laboratorium dihasilkan kapsitas dukung pondasi kelompok tiang yang hampir sama. Hasil kapasitas dukung pondasi tiang kelompok dengan *PLAXIS* lebih besar dari pada ketiga metode yang lainnya. Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal diperoleh jumlah tiang sebanyak 2 buah, sehingga dihasilkan kapasitas dukung kelompok tiang yang berbeda-beda. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok pondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut dan Gambar 5.30.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Fondasi

| Diameter (cm) | Metode <i>Meyerhoff</i> (Uji Laboratorium) | | | Metode <i>Meyerhoff</i> (Uji Lapangan) | | | Metode <i>Reese & wright</i> | | | Program <i>PLAXIS 2D</i> | | |
|------------------|---|----------|----------|---|----------|----------|----------------------------------|----------|----------|--------------------------|----------|----------|
| | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 | 70 | 80 | 90 |
| P (kN) | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 | 2.523,56 |
| Pt (kN) | 3.017,33 | 3.168,48 | 3.436,99 | 3.017,33 | 3.168,48 | 3.436,99 | 3.017,33 | 3.168,48 | 3.436,99 | 3.017,33 | 3.168,48 | 3.436,99 |
| Qu (kN) | 4.309,21 | 5.040,32 | 5.800,31 | 4.854,89 | 5.984,08 | 6.519,33 | 3.333,08 | 4.006,47 | 4.632,09 | 6.856,52 | 7.194,68 | 7.457,13 |
| SF | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Qa (kN) | 2.154,61 | 2.520,16 | 2.900,16 | 2.427,45 | 2.992,04 | 3.259,66 | 1.666,54 | 2.003,24 | 2.316,05 | 3.428,26 | 3.597,34 | 3.728,56 |
| n (tiang) | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Eg | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Qg (kN) | 4.309,21 | 5.040,32 | 5.800,31 | 4.854,89 | 5.984,08 | 6.519,33 | 3.333,08 | 4.006,47 | 4.632,09 | 6.856,52 | 7.194,68 | 7.457,13 |
| Cek | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman |



Gambar 5.30 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok

Pondasi dikatakan aman apabila hasil dari kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi. Berdasarkan Tabel 5.30 kapasitas dukung kelompok tiang bor metode *Meyerhoff* (laboratorium) diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, dan 5.800,312 kN lebih besar dari nilai $P = 2.523,56$ kN, metode *Meyerhoff* (lapangan) diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN lebih besar dari nilai $P = 2.523,56$ kN, serta metode *Reese & Wright* diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil masing-masing sebesar 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, dan 4.632,09 kN, sehingga pondasi *bored pile* dengan diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm aman digunakan dalam pembangunan gedung *Twin Building* UMY Yogyakarta.

5.7.4 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan kondisi diameter eksisting dilapangan sebesar 80 cm, dari berbagai alternatif, yakni diameter 70 cm dan 90 cm diambil alternatif pertama diameter 70 cm Metode *Reese & Wright* dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Hal ini didasarkan karena diameter 70 cm sudah aman dari kondisi diameter eksisting dilapangan, sehingga dapat menghemat biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Kapasitas dukung pondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang sebesar $44,440 \text{ kg/cm}^2$ lebih kecil dari tegangan ijin dengan mutu K-300 sebesar 249 kg/cm^2 , sehingga pondasi aman digunakan.

Selain itu, kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari pada beban aksial (P) dan beban aksial total (P_t) yang diterima, yakni sebesar $4.309,211 \text{ kN} > 2.523,56 \text{ kN}$ dan $4.309,211 \text{ kN} > 3.017,33 \text{ kN}$, sehingga beban struktur gedung diatas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.

5.7.5 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Bor

Besarnya penurunan pondasi tiang tergantung pada nilai beban-beban yang bekerja, dimensi *pile cap*, dan tekanan *netto* pondasi. Selain itu penurunan dipengaruhi juga oleh diameter tiang, jumlah tiang, formasi kelompok tiang, jenis material tiang, dan jenis material tanah.

Penurunan konsolidasi atau penurunan jangka panjang adalah penurunan yang terjadi secara berangsur-angsur bersamaan dengan *dissipasi* tekanan air pori. Oleh karena itu, penurunan konsolidasi hanya terjadi pada tanah lempung. Sedangkan untuk tanah pasir hanya terjadi penurunan seketika (*immediate*).

Berikut ini merupakan hasil analisis penurunan pondasi tiang kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.31 berikut ini.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang Bor

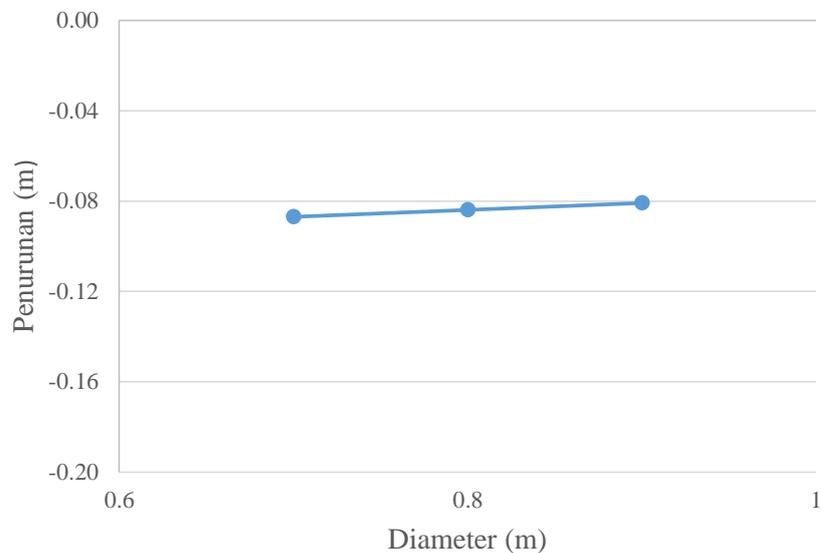
| Diameter (m) | Penurunan Kelompok Tiang (m) |
|-----------------|---------------------------------|
| 0,7 | 0,0519 |
| 0,8 | 0,0452 |
| 0,9 | 0,0413 |

Dari Tabel 5.31 didapatkan bahwa perhitungan penurunan pondasi kelompok tiang dengan perhitungan konsolidasi dan perhitungan penurunan segera didapatkan total penurunan pada diameter 70 cm sebesar 0,0519 m, diameter 80 cm sebesar 0,0452 m, dan diameter 90 cm sebesar 0,0413 m. Dilihat dari hasil penurunan yang terjadi semakin besar diameter yang digunakan semakin kecil penurunan yang terjadi pada pondasi kelompok tiang tersebut. Penurunan tersebut dipengaruhi oleh luasan kelompok tiang semakin luas kelompok tiang semakin kecil penurunan yang terjadi.

Penurunan yang terjadi pada pondasi tiang harus memenuhi kriteria persyaratan pondasi yang aman agar penurunan yang terjadi tidak mengakibatkan kerusakan struktur yang parah. Berdasarkan hasil analisis penurunan yang terjadi seharusnya lebih kecil dari penurunan yang diizinkan ($S_{Total} \leq S_{Izin}$). Penurunan yang terjadi pada diameter 70 cm sebesar 0,0519 m, diameter 80 cm sebesar 0,0452 m, dan diameter 90 cm sebesar 0,0413 m. Semua diameter tersebut memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sebesar 0,084 m, sehingga struktur gedung dan pondasi tersebut aman digunakan.

5.7.6 Hasil Analisis dengan *Software* PLAXIS v8.5

Hasil analisis penurunan kelompok tiang bor menggunakan *software* PLAXIS dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut ini.

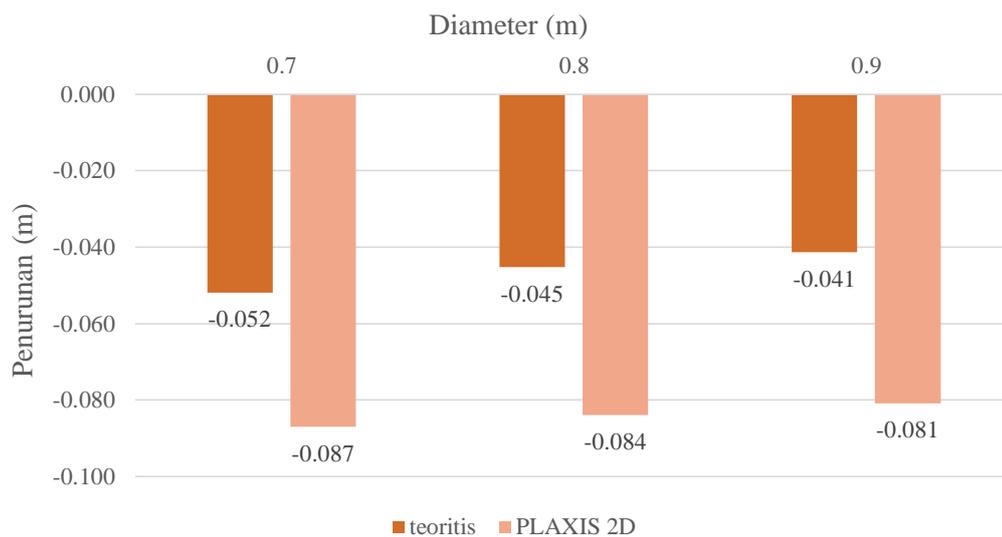


Gambar 5.31 Penurunan Kelompok Tiang Bor Menggunakan *Software* PLAXIS V8.5

Dari Gambar 5.31 dapat dilihat penurunan kelompok tiang pada variasi diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm masing-masing sebesar 0,087 m, 0,084 m, dan 0,081 m. Berdasarkan grafik tersebut terlihat bahwa pergerakan tanah yang terjadi akibat variasi diameter tiang (atau luasan fondasi) yang semakin besar, maka semakin kecil penurunan yang terjadi. Pada diameter 70 cm hasil penurunan yang terjadi melebihi 0,3 cm dari syarat yang diizinkan. Namun menurut *Bowles* (1999) menyatakan bahwa untuk struktur bangunan memiliki penurunan toleransi sebesar 2 *inchi* (5,08 cm). Dari hasil tersebut penurunan yang terjadi pada semua variasi diameter memenuhi syarat penurunan yang diizinkan sehingga untuk pergerakan masih aman untuk struktur fondasi tersebut.

5.7.7 Perbandingan Penurunan Pondasi Tiang Secara Teoritis dengan Program *PLAXIS v8.5*

Hasil perhitungan program *PLAXIS* sebaiknya dibandingkan dengan hasil perbandingan dengan rumus teoritis untuk dapat mengambil kesimpulan dari hasil analitis secara numerik maupun teoritis. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut ini.



Gambar 5.32 Perbandingan Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Pada penurunan kelompok tiang berdasarkan metode teoritis dan *PLAXIS* pada variasi diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm diperoleh nilai penurunan yang paling maksimal. Dari Gambar 5.32 tersebut dapat dilihat bahwa hasil penurunan berdasarkan analisis *PLAXIS v8.5* memiliki nilai yang lebih besar dari pada nilai penurunan berdasarkan metode teoritis. Akan tetapi hasil penurunan berdasarkan metode teoritis dan analisis *PLAXIS v8.5* dalam kondisi tanah normal masih aman dari penurunan yang diijinkan. Untuk itu penurunan perlu diperhitungkan. Tujuannya agar apabila ada penurunan yang terjadi bisa diatasi sehingga struktur bangunan dan fondasi tetap aman berdiri diatas tanah.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis mengenai kapasitas dukung dan penurunan tiang bor pada Gedung *Twin Building* UMY dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan metode *Meyerhof* (data laboratorium), metode *Meyerhof* (data SPT), metode *Reese & Wright*, dan metode elemen hingga (*PLAXIS*) dapat diambil kesimpulan.
 - a. Dari variasi diameter yang digunakan yaitu sebesar 70 cm, 80 cm, dan 90 cm dihasilkan nilai kapasitas dukung yang semakin besar.
 - b. Berdasarkan persyaratan ($Q_u > P_t$) hasil kapasitas dukung dengan keempat metode yang digunakan nilainya memenuhi syarat aman yang diijinkan.
 - c. Berdasarkan kekuatan material tiang yang digunakan dalam analisis ini semua variasi diameter yang digunakan memenuhi syarat aman yaitu ($\sigma < \sigma_{ijin}$), sehingga beban struktur gedung diatas pondasi tersebut mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang tersebut.

2. Hasil Penurunan kelompok tiang dengan menggunakan metode teoritis dan metode elemen hingga (*PLAXIS*) menghasilkan kesimpulan.
 - a. Dari variasi diameter yang digunakan dalam penelitian ini terlihat bahwa semakin besar diameter yang digunakan menghasilkan penurunan yang semakin kecil.
 - b. Berdasarkan metode yang digunakan dari grafik penurunan bahwa hasil penurunan dengan metode elemen hingga (*PLAXIS*) memiliki nilai penurunan yang lebih besar dibandingkan dengan metode teoritis.
 - c. Berdasarkan syarat penurunan yang diijinkan dan ditoleransikan, penurunan dengan kedua metode masih memenuhi persyaratan yang diijinkan.

6.2 Saran

Untuk mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam perencanaan pondasi tiang maka perlu dilakukan analisis-analisis lebih lanjut sebagai berikut.

1. Melakukan analisa yang sama dengan menggunakan program *finite element* yang berbeda, seperti Geo Studio, L-Pile dan program geoteknik lainnya.
2. Penurunan *pile group* sangat tergantung pada beban dan dimensi *pile cap*, sehingga perlu dilakukan analisis lebih lanjut dengan variasi pembebanan dan dimensi *pile cap*.
3. Perlu dilakukan analisis lebih lanjut mengenai penurunan tiang terhadap analisis dinamik dengan menggunakan metode elemen hingga.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim., 2017, BUKU PEDOMAN TUGAS AKHIR DAN PRAKTEK KERJA, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2012, SNI-1726-2012: *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Dstruktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- Bowles, J. E., 1988, *Analisa Dan Desain Pondasi 1*, Edisi Keempat Jilid 1, Jakarta.
- Bowles, J. E., 1988, *Analisa Dan Desain Pondasi 2*, Edisi Keempat Jilid 2, Jakarta.
- Candra, 2014, *Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Gedung Hotel Abadi Yogyakarta, Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Das, B. M., 1995, *Mekanika Tanah 1 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Das, B. M., 1995, *Mekanika Tanah 2 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Gultom, E., 2010, *Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal pada Proyek Pembangunan PLTU 2 Sumatra Utara*, (www.academia.edu), Diakses 12 Januari 2016.
- Gunawan, R., 1983, *Pengantar Teknik Pondasi*, Kansius, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2002, *Mekanika Tanah 1*. Edisi Ketiga, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2002, *Mekanika Tanah 2*. Edisi Ketiga, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2008, *Teknik Pondasi*. Edisi Keempat, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hariska, 2005, *Perbandingan Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor pada Proyek Pembangunan Balai Pelatihan Kesehatan Batam, Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

- Kulhawy, F.H (1991). *Foundation Engineering Handbook*, 2nd ed., Van Nostrand Reinhold, New York.
- Kurniasari, 2002, *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Bored Pile, Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Marbun, B., 2009, *Analisi Penurunan Elastisitas Pondasi Tiang Pancang*, (<https://www.scribd.com/doc/255271114/Analisa-Penurunan-Elastis-Pondasi-Tiang-Pancang-Proyek-Pembangunan-Rusunawa-Medan-Area>), Diakses 10 Februari 2015.
- Mayerhof, G.G., 1951. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundation*. Geotechnique, vol. 2, 1951.
- Mayerhof G.G.,1965. *Shallow Foundation*. Journal ASCE, Soil Mechanic Foundation Div, vol. 91. No. SM2.
- Oktaviana, 2004, *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor, Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Paulus, P.R, 2016, *Manual Pondasi Tiang*, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Poulos, H.G., dan Davis, E.H., 1980, *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, New York, USA.
- Plaxis 2D, *Material Models Manual version 8.6*.
- Rahardjo, P., 2005, *Manual Pondasi Tiang*, Program Pasca Sarjana Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Rizaldy, 2012, *Efisiensi Kelompok Tiang Pancang*, (<http://rizaldyberbagidata.blogspot.co.id/2012/05/efisiensi-kelompoktiang-pancang.html>), Diakses 20 Oktober 2016.
- Rizaldy, 2012, *Efisiensi Kelompok Tiang Pancang (Pile Foundation)*, (<http://rizaldyberbagidata.blogspot.co.id/2012/05/efisiensi-kelompoktiang-pancang.html>), Diakses 20 Oktober 2016.
- Sardjono, HS, 1988, *Fondasi Tiang Pancang*, Sinar Wijaya, Surabaya.
- Subhan, 2005, *Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Gedung Plaza Dedy Jaya Mall Tegal, Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

- Sudarmo, Djatmiko dan Purnomo, Edy, 1993, *Mekanika Tanah 1*, Yogyakarta : Kanisius.
- Suyono, 2000, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Pradnya Paramitha, Jakarta.
- Sosrodarsono, S & Nakazawa K, 2000, *Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi*, Penerbit PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Terzaghi, K., dan Peck, R., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. John Willey & Sons, New York.
- Tomlinson, P.B. 1986. *The Botany of Mangroves*. Cambridge University Press, Cambridge, U.K.

PENUTUP

Assalamu 'alaikum Wr. Wb.

Puji syukur berkat do'a, usaha, dan kerja keras penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tidak lupa pula saya panjatkan kepada Allah SWT, karena berkat rahmat, hidayah, serta inayah-Nya Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik dan lancar. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat berguna dan bermanfaat bagi penulis dan pembaca yang memerlukan referensi dengan kasus yang hampir sama. Dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini, penulis menyadari masih banyak kesalahan dan kekurangan.

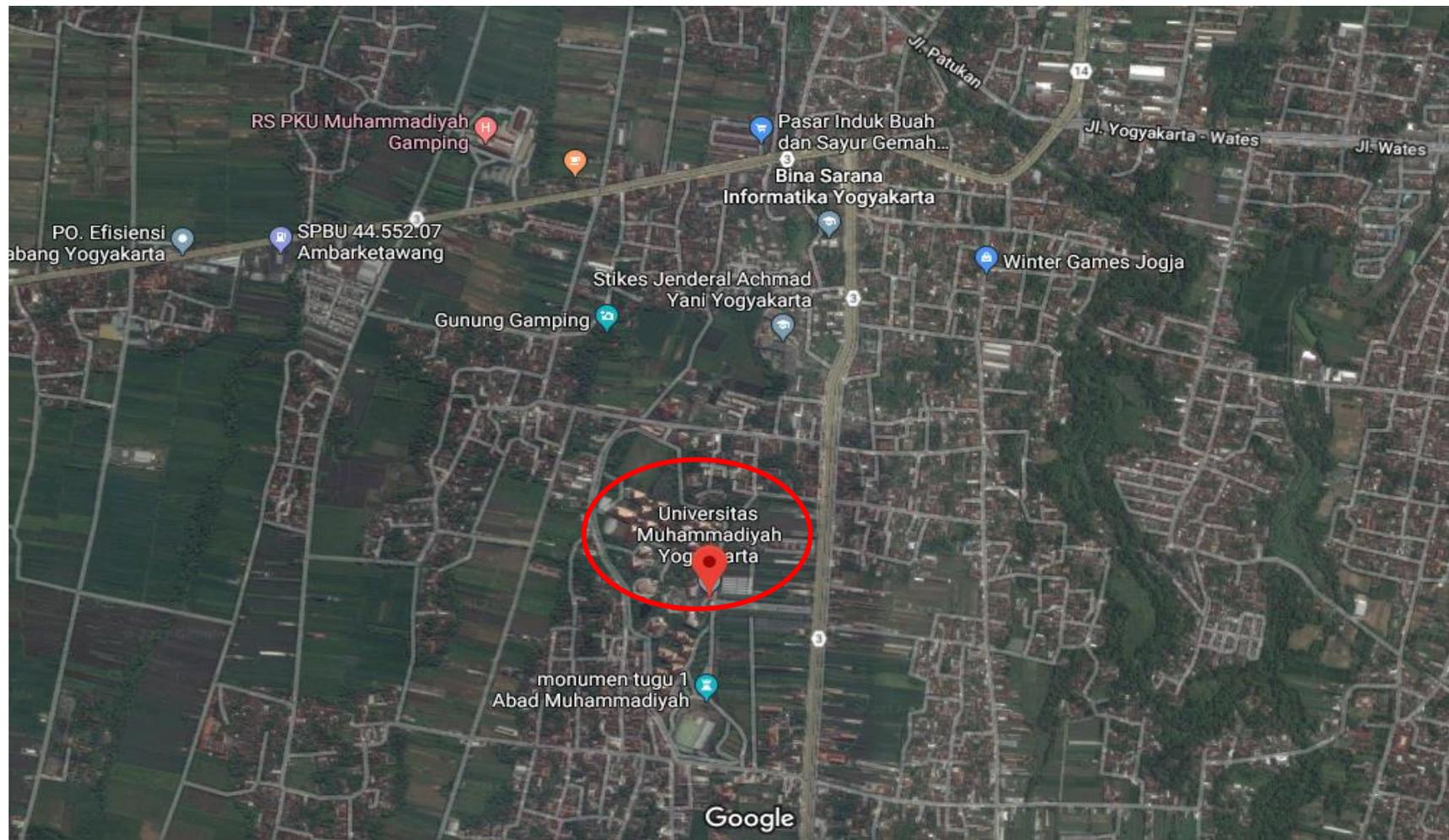
Akhir kata saya ucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini baik secara moril maupun spiritual. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi para pembaca pada umumnya dan bagi rekan-rekan mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan pada khususnya.

Wassalamu 'alaikum Wr.Wb.

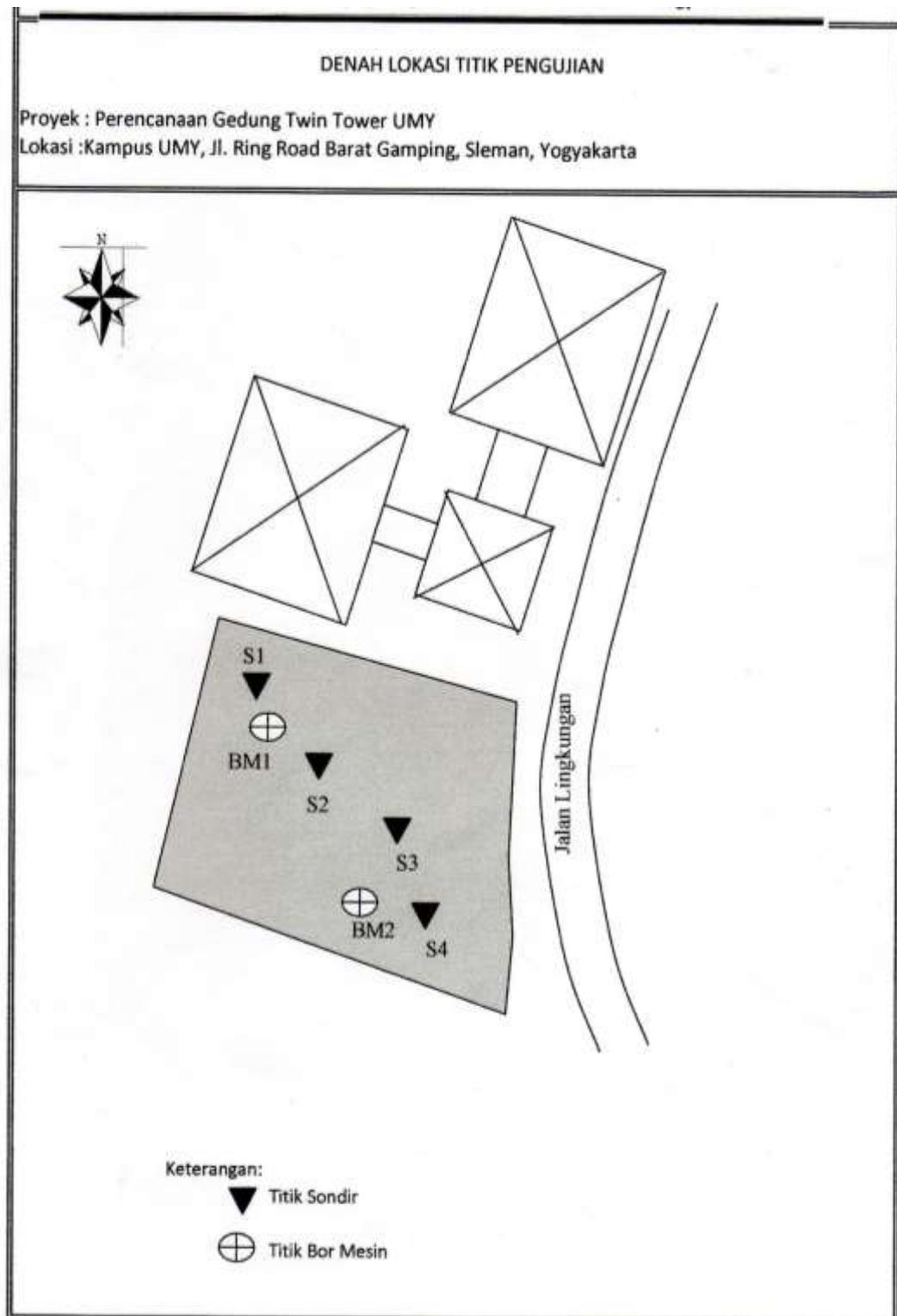
LAMPIRAN

TUGAS AKHIR

LAMPIRAN 1 PETA LOKASI STUDI KASUS



LAMPIRAN 3 : DATA TANAH



Hasil Uji Penetrasi Standar (SPT) Pada Titik BM2

| NO | Kedalaman (m) | BM 2 | |
|----|---------------|----------------|------------------------|
| | | Penetrasi (cm) | Nilai N _{SPT} |
| 1 | 0.00 | 0 | 0 |
| 2 | 2.00 | 30 | 58 |
| 3 | 4.00 | 30 | 54 |
| 4 | 6.00 | 30 | 31 |
| 5 | 8.00 | 30 | 34 |
| 6 | 10.00 | 30 | 20 |
| 7 | 12.00 | 30 | 31 |
| 8 | 14.00 | 30 | 30 |
| 9 | 16.00 | 30 | 24 |
| 10 | 18.00 | 25 | 67 |
| 11 | 20.00 | 30 | 57 |
| 12 | 22.00 | 23 | 62 |
| 13 | 24.00 | 20 | 95 |
| 14 | 25.00 | 19 | 77 |
| 15 | 28.00 | 20 | 70 |
| 16 | 30.00 | 20 | 80 |

Tabel : 3.5 Hasil Pengujian Bor Mesin Titik BM 2

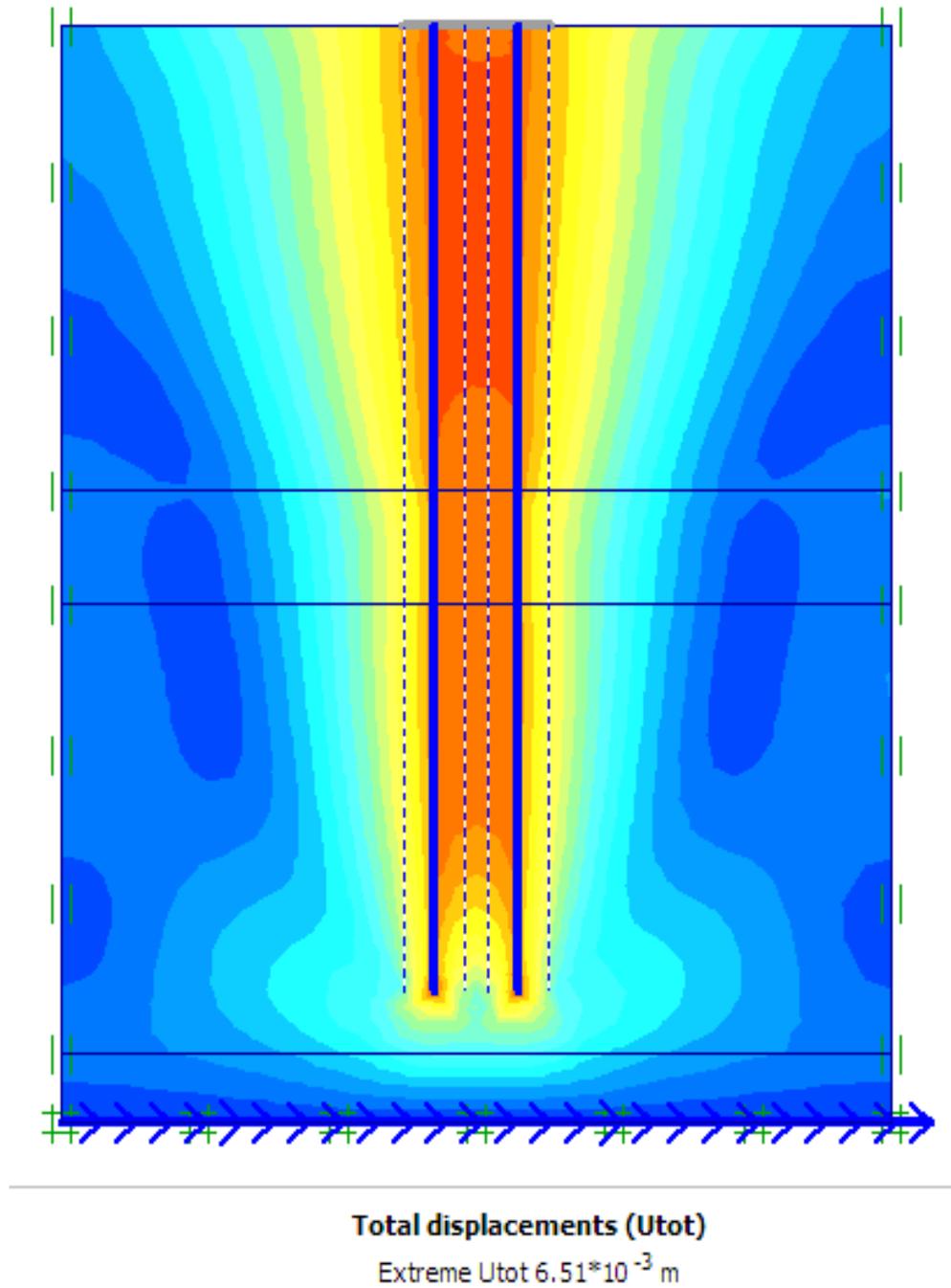
| Kedalaman (m) | Jenis Tanah/ Batuan |
|---------------|---|
| 0.00 – 0.60 | Pasir sedang hingga kasar berlanau, warna abu-abu kecoklatan, kepadatan sedang |
| 0.60 – 8.80 | Pasir kasar berkerikil terdapat sisipan boulder andesit, warna abu-abu kehitaman, kepadatan sedang |
| 8.80 – 10.60 | Pasir halus berlanau, warna coklat muda kekuningan, kepadatan sedang. |
| 10.60 – 13.20 | Lanau berpasir halus, warna coklat muda, konsistensi sangat kenyal (very stiff) |
| 13.20 – 17.60 | lempung berlanau, warna abu-abu kehijauan, konsistensi sangat kenyal (very stiff) |
| 17.60 – 20.80 | lempung berlanau, warna coklat kekuningan konsistensi sangat kenyal (very stiff) |
| 20.80 – 23.40 | lempung berlanau terdapat sisipan batu boulder andesit, warna abu-abu hitam, konsistensi sangat keras |
| 23.40 – 30.00 | Pasir kasar berkerikil sertai boulder, warna abu-abu kehitaman, kepadatan padat hingga keras |

Tabel 3.8 Resume Hasil Uji Laboratorium

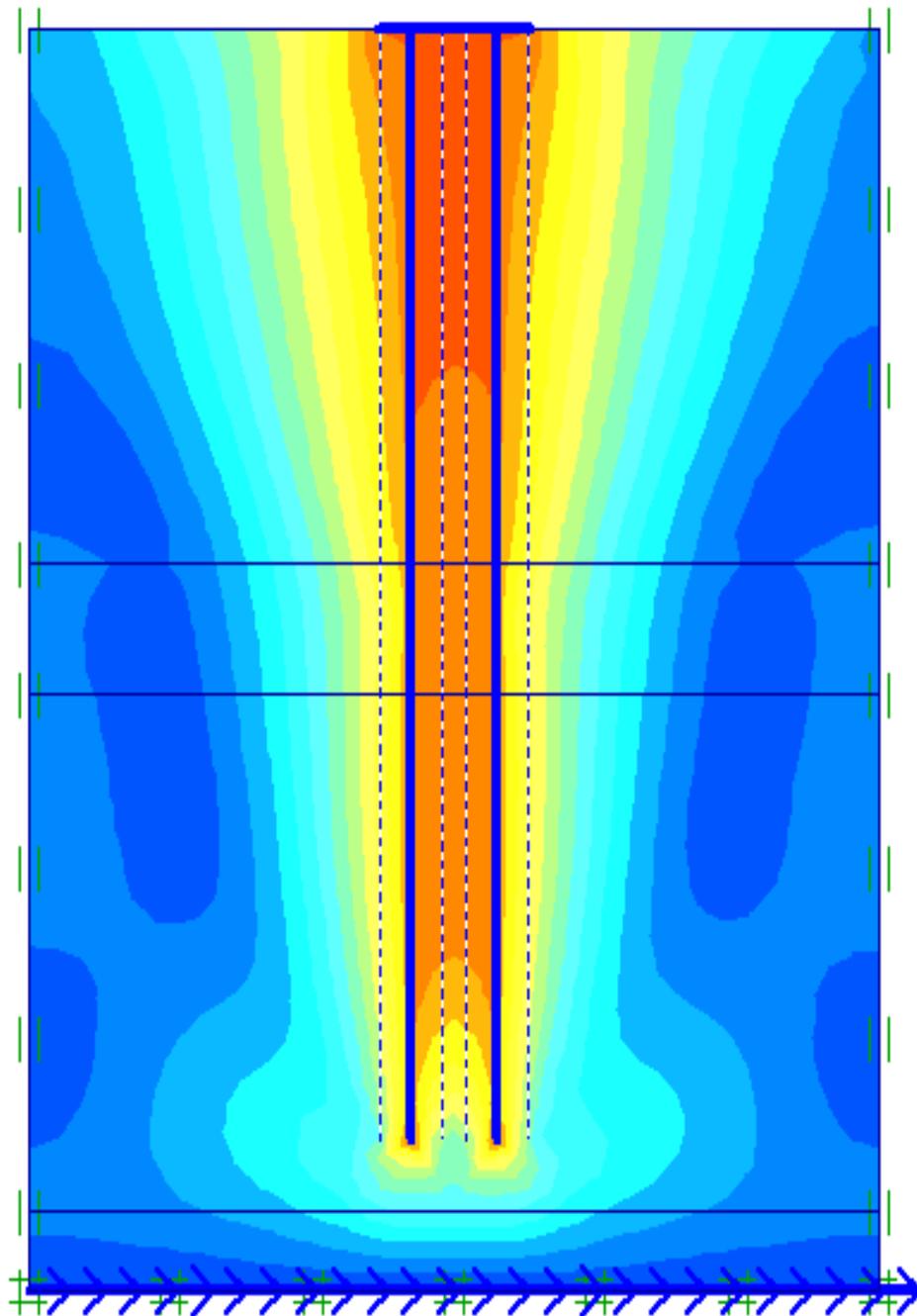
| No | Kode sampel | Kadar air | Densitas | | Specific Gravity | Sr | n | e | Sudur geser dalam | Kohesi |
|----|-----------------------|-----------|----------------------------------|----------------------------------|------------------|-----|--------|--------|-------------------|--------------------------|
| | | w, (%) | γ_n (gr/cm ³) | γ_d (gr/cm ³) | Gs | % | | | σ | c, (gr/cm ²) |
| 1 | : BM1 (5,00-5,50 m) | 21.56 | 1.865 | 1.535 | 2.585 | 81% | 40.643 | 40.643 | 45.10 | 0.07 |
| 2 | : BM1 (9,50-10,00 m) | 19.86 | 1.852 | 1.545 | 2.657 | 73% | 41.829 | 41.829 | 45.30 | 0.15 |
| 3 | : BM1 (15,00-15,50 m) | 26.81 | 1.883 | 1.485 | 2.657 | 91% | 43.596 | 43.596 | 31.20 | 0.24 |
| 4 | : BM1 (19,50-20,00 m) | 33.55 | 1.877 | 1.405 | 2.657 | 99% | 47.588 | 47.588 | 32.60 | 0.29 |
| 5 | : BM1 (25,00-25,50 m) | 18.95 | 1.866 | 1.569 | 2.657 | 73% | 40.983 | 40.983 | 44.70 | 0.23 |
| 6 | : BM2 (5,00-5,50 m) | 16.84 | 1.828 | 1.564 | 2.540 | 69% | 38.426 | 38.426 | 40.70 | 0.08 |
| 7 | : BM2 (9,50-10,00 m) | 19.16 | 1.800 | 1.511 | 2.637 | 70% | 41.326 | 41.326 | 28.70 | 0.22 |
| 8 | : BM2 (15,00-15,50 m) | 30.76 | 1.888 | 1.444 | 2.637 | 98% | 45.248 | 45.248 | 31.50 | 0.25 |
| 9 | : BM2 (19,50-20,00 m) | 31.38 | 1.895 | 1.442 | 2.682 | 98% | 45.248 | 46.211 | 31.50 | 0.30 |
| 10 | : BM2 (25,00-25,50 m) | 22.97 | 1.881 | 1.529 | 2.662 | 98% | 45.248 | 42.555 | 45.90 | 0.26 |

LAMPIRAN 5 : GAMBAR HASIL PERHITUNGAN PLAXIS 2D V8.5

1. DIAMETER TIANG 80 CM



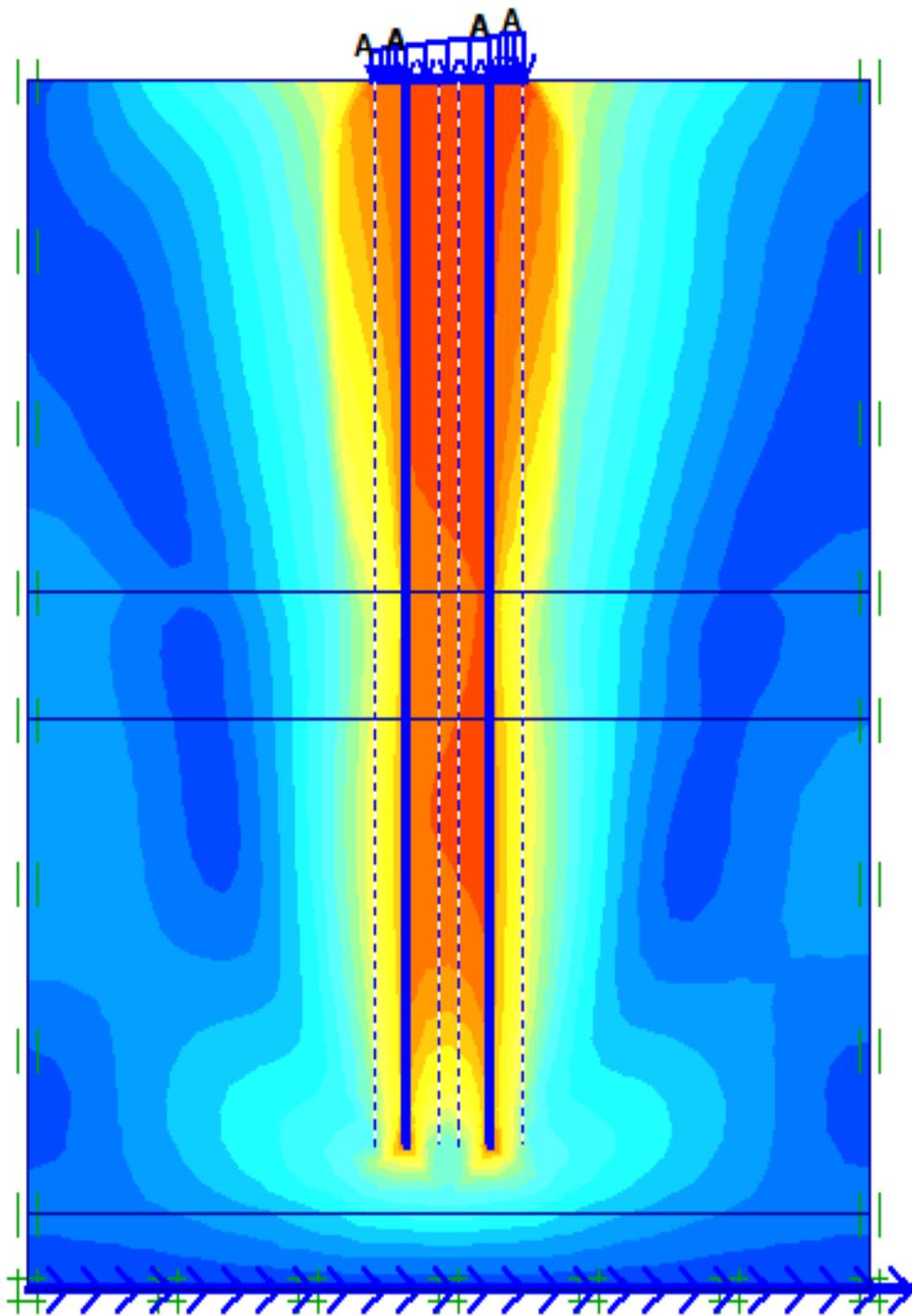
Gambar 1 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pemasangan Pondasi



Total incremental displacements (dUtot)

Extreme dUtot $262.51 \cdot 10^{-6}$ m

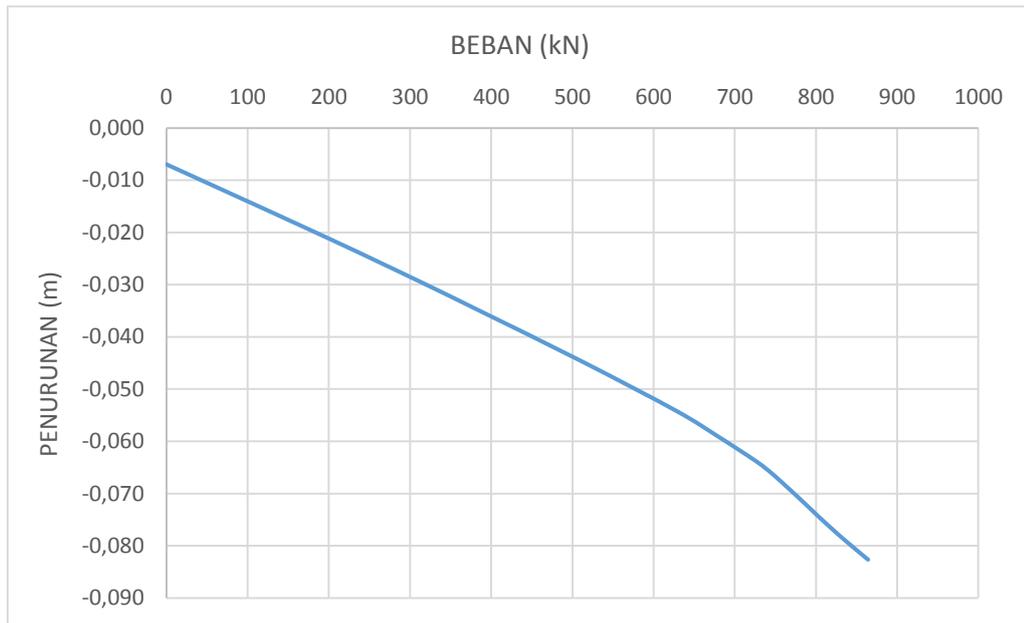
Gambar 2 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pemasangan *Pilecap*



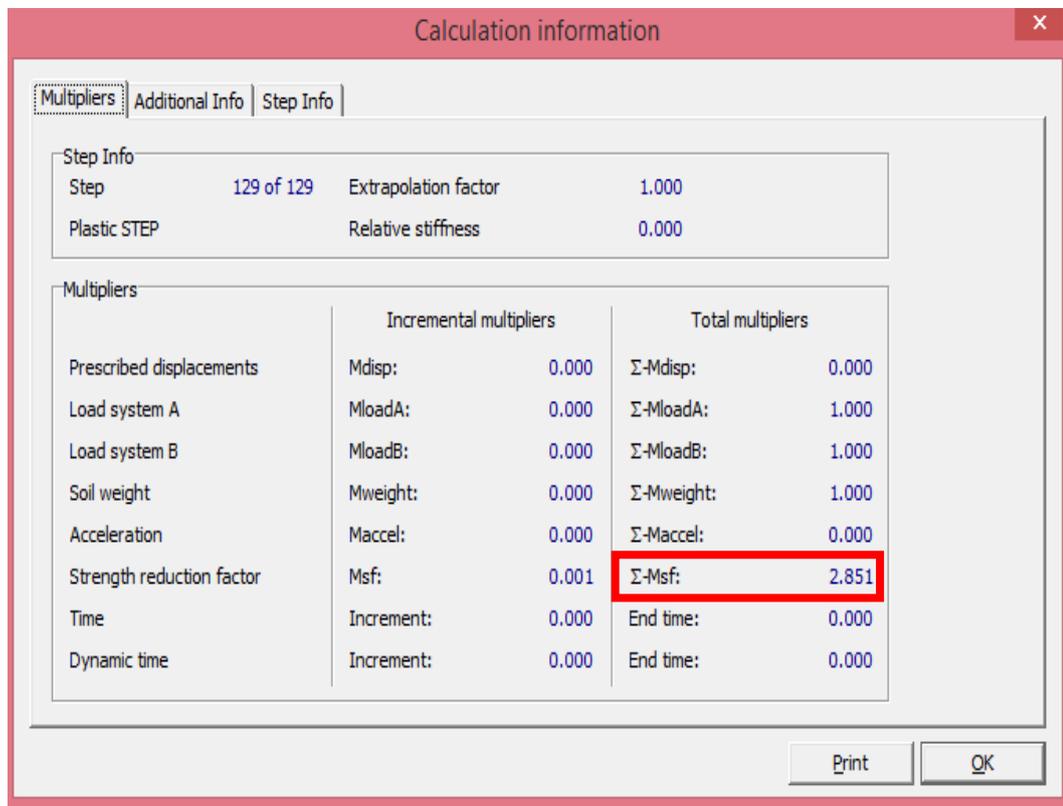
Total displacements (Utot)

Extreme Utot $83.90 \cdot 10^{-3}$ m

Gambar 3 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pembebanan

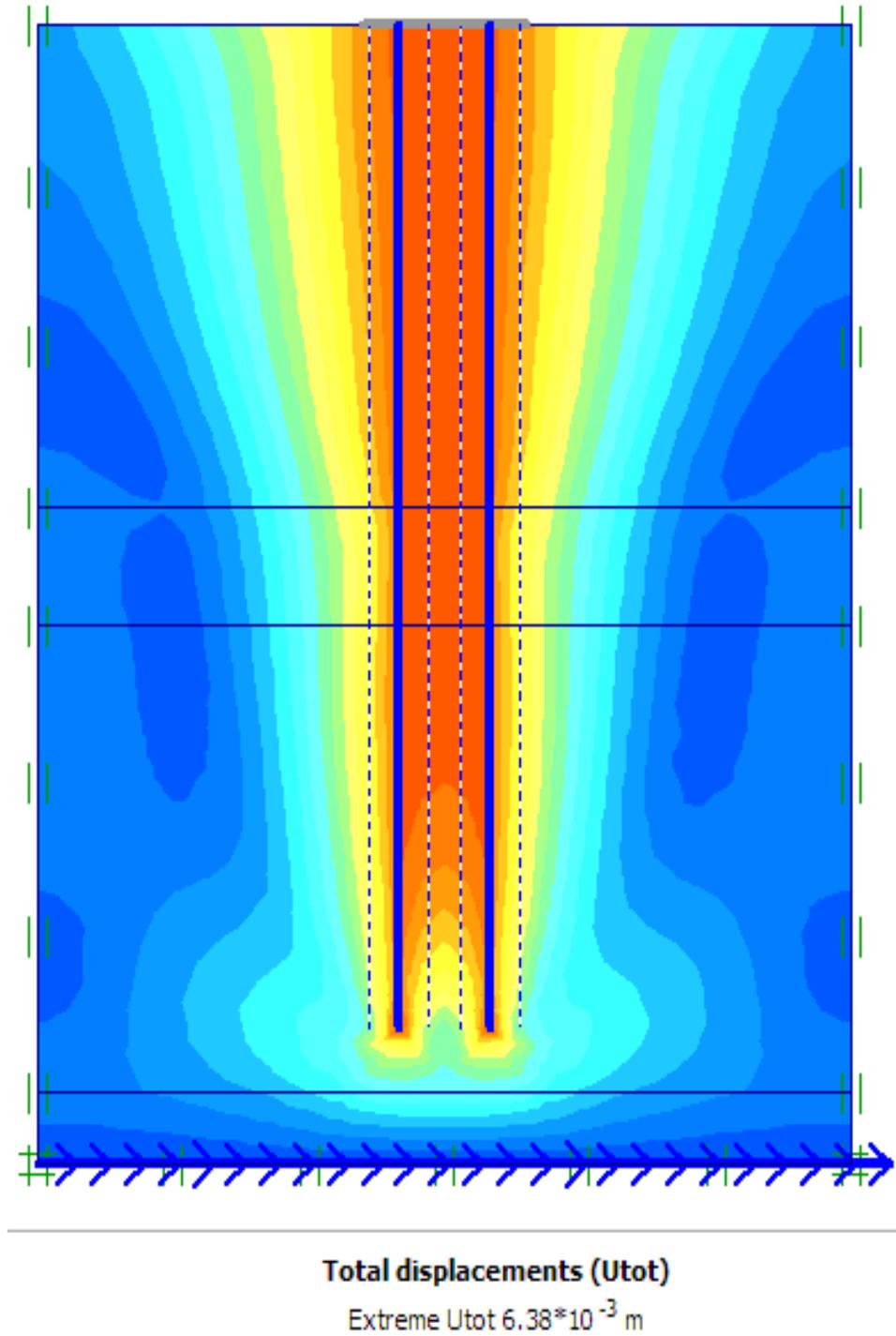


Gambar 4 Kurva *Displacement vs Loading* PLAXIS 2D

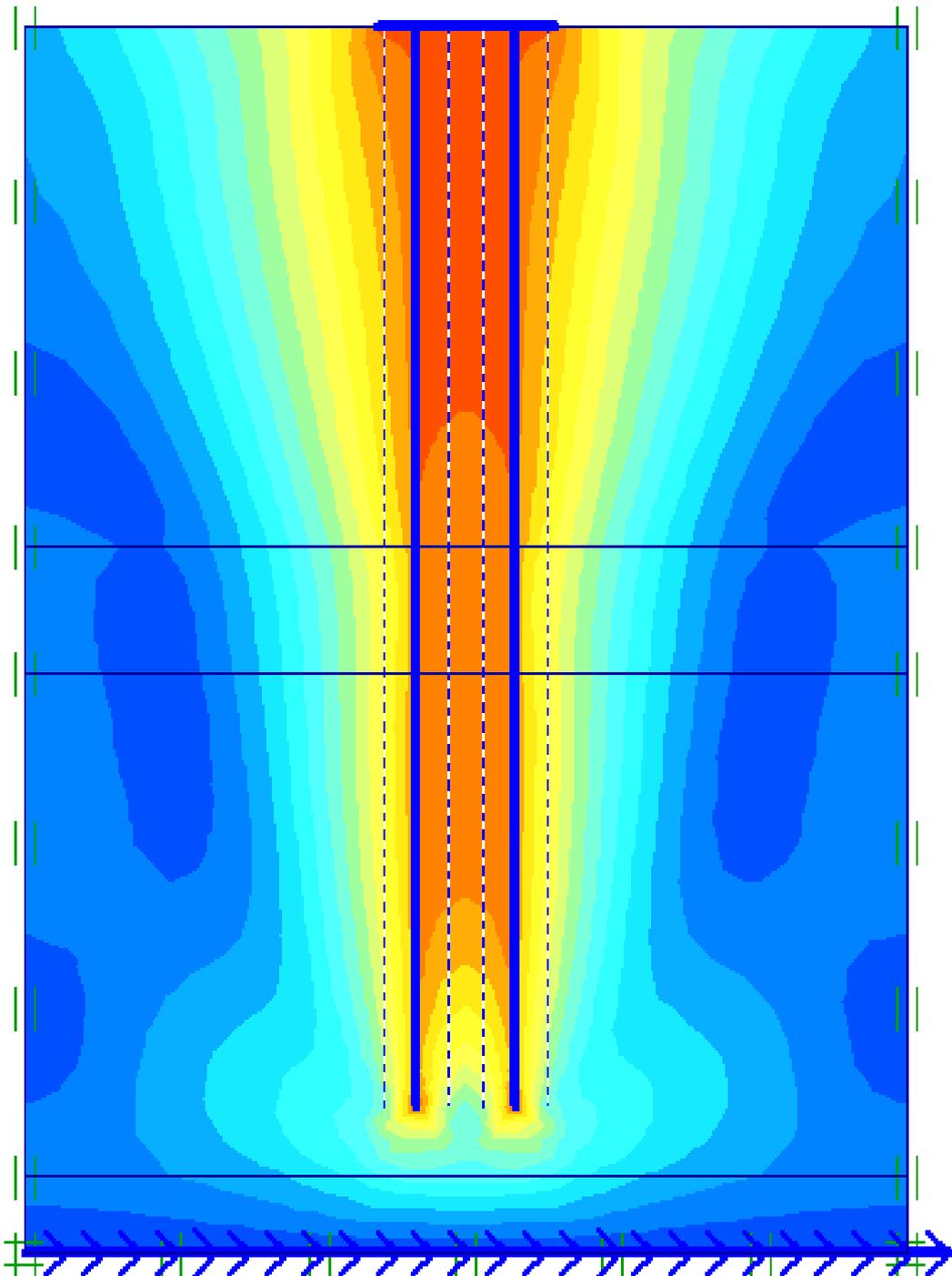


Gambar 5 Nilai $\Sigma M-Sf$

2. DIAMETER TIANG 90 CM



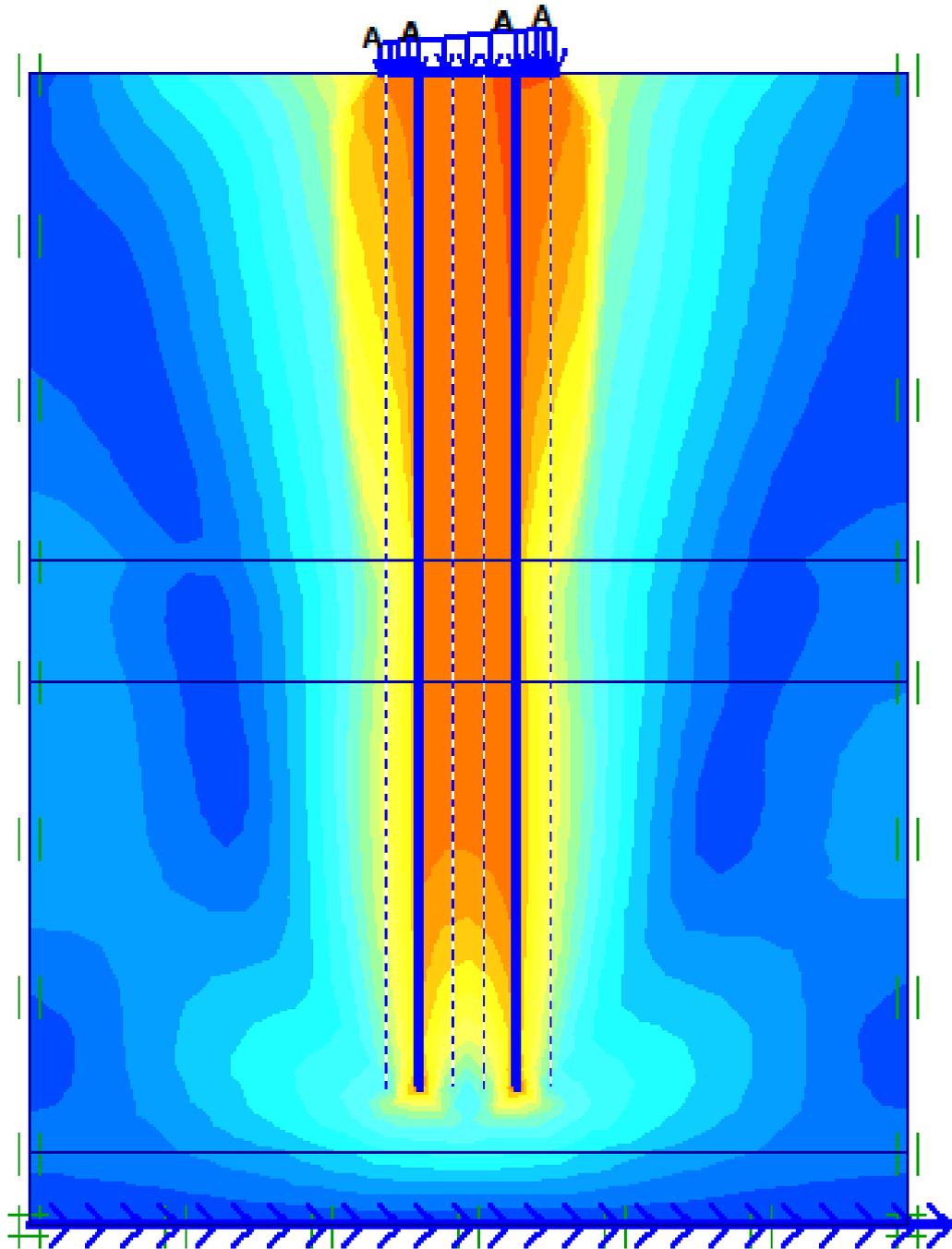
Gambar 1 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pemasangan Pondasi



Total incremental displacements (dUtot)

Extreme dUtot $284,56 \cdot 10^{-6}$ m

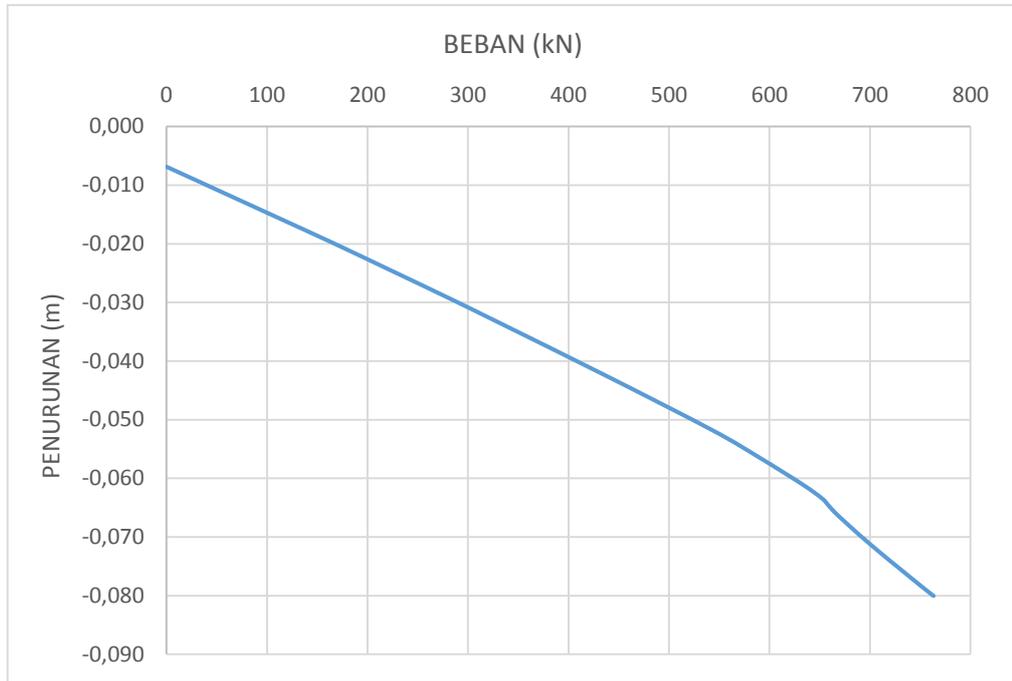
Gambar 2 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pemasangan *Pilecap*



Total displacements (Utot)

Extreme Utot 80.84×10^{-3} m

Gambar 3 Jaringan Elemen Ter deformasi Pada Tahap Pembebanan Pada Kondisi Tanah Normal



Gambar 5.34 Kurva Displacement vs Loading PLAXIS 2D



Gambar 5 Nilai $\Sigma M-Sf$