

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN ULANG STRUKTUR BAWAH
GEDUNG B RUMAH SAKIT MUHAMMDIYAH
SEMARANG DENGAN PONDASI TIANG PANCANG
MENGUNAKAN METODE MAYERHOFF DAN
METODE LUCIANO DECOURT
*(REDESIGN OF THE LOWER STRUCTURE OF
BUILDING B OF MUHAMMDIYAH HOSPITAL
SEMARANG WITH PILE FOUNDATION USING
MAYERHOFF METHOD AND LUCIANO DECOURT
METHOD)***

(Studi Kasus Gedung Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang, Jawa Tengah)

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



Muhammad Taufiqurrohman

19511145

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2023**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG STRUKTUR BAWAH GEDUNG B RUMAH SAKIT MUHAMMADIYAH SEMARANG DENGAN PONDASI TIANG PANCANG MENGUNAKAN METODE MAYERHOFF DAN METODE LUCIANO DECOURT (*REDESIGN OF THE LOWER STRUCTURE OF BUILDING B OF MUHAMMADIYAH HOSPITAL SEMARANG WITH PILE FOUNDATION USING MAYERHOFF METHOD AND LUCIANO DECOURT METHOD*)

(Studi Kasus Gedung Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang, Jawa Tengah)

Disusun oleh
Muhammad Taufiqurrohman
19511145

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

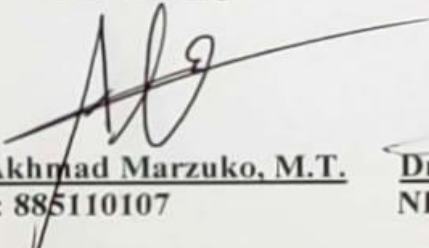
Diuji pada tanggal 24 Juli 2023

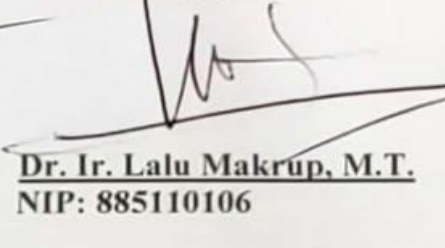
Oleh Dewan Penguji:

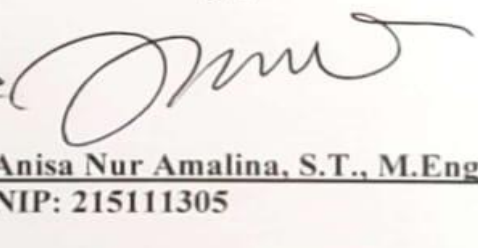
Pembimbing

Penguji I

Penguji II


Ir. Akhmad Marzuko, M.T.
NIP: 885110107

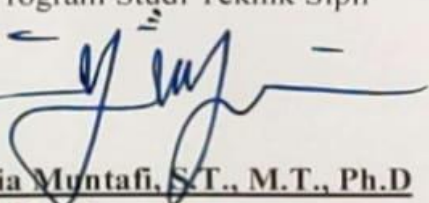

Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T.
NIP: 885110106


Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIP: 215111305

Mengesahkan,



Ketua Program Studi Teknik Sipil


Yonalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D
NIP: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya Muhammad Taufiqurrohman menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun untuk penyelesaian Sarjana di Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya sendiri. Adapun bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil orang lain telah dituliskan sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila 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, 24 Juli 2023
Yang membuat pernyataan



Muhammad Taufiqurrohman
(19511145)

LEMBAR DEDIKASI

Pertama-tama saya panjatkan rasa syukur kehadirat Allah SWT serta salam kepada Rasulullah SAW atas rahmat dan karunia yang telah diberikan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir. Penulis mendedikasikan Tugas Akhir ini dan mengucapkan terimakasih sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Muhammad Rizal Zainal Abidin dan Ibu Lisa Angrraini sebagai orangtua yang selalu mendo'akan, memberi dukungan serta memfasilitasi saya selama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Abang Wafi dan Fajri sebagai kakak dan adik yang selalu mendo'akan dan memberi dukungan kepada saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ridho, Jaisa, Bakti, Romi, Irkham, Ahsani, Naim, Syahid, Halim, Althof yang menemani dan menghibur saya selama kuliah dan mengerjakan Tugas Akhir ini.
4. Teman-teman Bro Fillah yang selalu mendukung dan menghibur saya selama mengerjakan Tugas Akhir ini.
5. Diri saya sendiri, terimakasih karena telah berjuang sampai akhir.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur Penulis panjatkan kepada Allah SWT sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang Dengan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Mayerhoff dan Metode Luciano Decourt*. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak halangan yang dihadapi penulis, namun berkat nasihat, kritik, bimbingan, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah membagikan ilmu, nasihat serta dorongan selama penulis menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T. selaku Dosen Penguji 1.
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji 2.
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T, M.T., Ph.D. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
5. Seluruh dosen dan pengajar Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah.
6. Bapak Muhammad Rizal Zainal Abidin dan Ibu Lisa Anggraini sebagai kedua orangtua saya, Abang Wafi dan Fajri sebagai kakak dan adik saya dan Keluarga Besar Abdul Munir yang selalu memberikan dukungan, nasihat serta doa yang terus-menerus untuk saya.

7. Keluarga Teknik Sipil 2019 yang telah menemani dan memberi semangat hingga selesainya Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, semoga penelitian yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk laporan Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil dan dapat bermanfaat untuk pengembangan penelitian-penelitian selanjutnya.

Wasssalamu'alaikum wr.wb.

Yogyakarta, 24 Juli 2023



Muhammad Taufiqurrohman

19511145

DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
LEMBAR DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiv
ABSTRAK	xvi
ABSTRACT	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Penelitian	4
1.5 Manfaat penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Tinjauan Umum	6
2.2 Analisis Pondasi Tiang Pancang	7
2.3 Perbedaan dengan Penelitian yang Pernah Ada	10
BAB III LANDASAN TEORI	13
3.1 Tanah	13
3.2 Penyelidikan Tanah	14
3.3 Pondasi Tiang	16
3.3.1 Pondasi <i>Bored Pile</i> (Tiang Bor)	17
3.3.2 Pondasi Tiang Pancang	19
3.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	22
3.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data <i>Standard Penetration Test</i> Metode Mayerhoff	23
3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Luciano Decourt	25

3.4.3 Kapasitas Ultimit Tiang <i>Existing</i>	28
3.4.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	30
3.5 Penurunan Pondasi Tiang Pancang	33
3.5.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	33
3.5.2 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Kelompok	34
3.5.3 Penurunan Yang Diizinkan	38
3.6 Analisis Distribusi Beban Gempa	39
3.7 SAP 2000	39
BAB IV METODE PENELITIAN	41
4.1 Metode Penelitian	41
4.2 Studi Pustaka	41
4.3 Pengumpulan Data	41
4.4 Analisis Pembebanan	42
4.5 Analisis Pondasi Tiang Pancang	42
4.6 Bagan Alir	42
BAB V ANALISIS PONDASI TIANG	45
5.1 Data Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang	45
5.1.1 Data Umum Proyek	46
5.1.2 Spesifikasi Material	46
5.1.3 Denah Konstruksi	46
5.1.4 Data Struktur	47
5.2 Pembebanan Struktur	48
5.2.1 Peraturan Pembebanan	48
5.2.2 Kombinasi Pembebanan	48
5.2.3 Pembebanan	49
5.3 Input dan Output Program SAP 2000	56
5.4 Data Karakteristik Tanah	59
5.5 Desain Pondasi Tiang Pancang	61
5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor Kondisi <i>existing</i>	61

5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Mayerhoff Dengan Data SPT	64
5.5.3 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Luciano Decourt Dengan Data SPT	74
5.5.4 Analisis Distribusi Beban ke Tiap – Tiap Tiang Pancang	84
5.5.5 Analisis Kekuatan Tiang Pancang	85
5.5.6 Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok	86
5.6 Pembahasan	102
5.6.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP 2000	102
5.6.2 Hasil Analisis Pondasi Tiang Pancang	103
5.6.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	104
5.6.4 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang	106
5.6.5 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Pancang	107
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	108
6.1 Kesimpulan	108
6.2 Saran	108
DAFTAR PUSTAKA	110
LAMPIRAN	112

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	11
Tabel 3.1 Nilai n , e , w , γd dan γb	14
Tabel 3.2 Nilai Koefisien Tergantung dari Jenis Tanah (Decourt.L, 1987)	26
Tabel 3.3 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma, 1978;Decourt, 1996)	28
Tabel 3.4 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma, 1978;Decourt, 1996)	28
Tabel 3.5 Perkiraan Nilai <i>Poisson's Ratio</i>	34
Tabel 3.6 Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	37
Tabel 3.7 Nilai Indeks Kompresi (C_c)	38
Tabel 3.8 Nilai Angka Pori (e_o)	38
Tabel 5.1 Beban Hidup (Q_L) pada Pelat Lantai	50
Tabel 5.2 Analisis Beban Mati pada Lantai	50
Tabel 5.3 Analisis Beban Mati pada Atap	51
Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	54
Tabel 5.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain	54
Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan	55
Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen	56
Tabel 5.8 Simpulan Hasil Pemboran di Titik Bor BH3	60
Tabel 5.9 Data Hasil Uji <i>SPT</i>	60
Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi	103
Tabel 5.11 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi	105
Tabel 5.12 Rekapitulasi Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok	106

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Skema Pengujian <i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	16
Gambar 3.2 Uji <i>SPT</i> secara manual	16
Gambar 3.3 Nilai <i>N-SPT</i> yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung Tiang Metode Mayerhoff	24
Gambar 3.4 Nilai <i>N-SPT</i> yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung Tiang Metode Luciano Decourt	26
Gambar 3.5 Kelompok Tiang	30
Gambar 3.6 Penurunan Tiang Dengan Metode Penyebaran 2 : 1	35
Gambar 4.1 Bagan Alir Perhitungan Struktur dengan SAP 2000	43
Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	44
Gambar 5.1 Lokasi Proyek	45
Gambar 5.2 Denah Lantai 1	47
Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (<i>Ss</i>)	53
Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 1 detik (<i>S1</i>)	53
Gambar 5.5 Grafik Respon Spektrum	55
Gambar 5.6 Permodelan Struktur Bangunan 3D	57
Gambar 5.7 Tampak Atas Permodelan SAP 2000	58
Gambar 5.8 Sketsa Desain Pondasi Tiang Pancang	61
Gambar 5.9 Letak <i>N1</i> dan <i>N2</i> pada Tiang Diameter 0,6 m	62
Gambar 5.10 Letak <i>N1</i> dan <i>N2</i> pada Tiang dengan Diameter 0,4 m	65
Gambar 5.11 Susunan Tiang Pancang $D = 0,4$ m dengan Jumlah 3 Tiang	67
Gambar 5.12 Letak <i>N1</i> dan <i>N2</i> pada Tiang dengan Diameter 0,5 m	68
Gambar 5.13 Susunan Tiang Pancang $D = 0,5$ m dengan Jumlah 2 Tiang	70
Gambar 5.14 Letak <i>N1</i> dan <i>N2</i> pada Tiang dengan Diameter 0,6 m	71
Gambar 5.15 Susunan Tiang Pancang $D = 0,6$ m dengan Jumlah 2 Tiang	73

Gambar 5.16 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,4 m	74
Gambar 5.17 Susunan Tiang Pancang $D = 0,4$ m dengan Jumlah 3 Tiang	77
Gambar 5.18 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,5 m	78
Gambar 5.19 Susunan Tiang Pancang $D = 0,5$ m dengan Jumlah 2 Tiang	80
Gambar 5.20 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,6 m	81
Gambar 5.21 Susunan Tiang Pancang $D = 0,6$ m dengan Jumlah 2 Tiang	83
Gambar 5.22 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang	87
Gambar 5.23 Perbandingan Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi Tiang Tunggal	104
Gambar 5.24 Gambar Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	105

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah	113
Lampiran 2 Hasil Analisis Program SAP 2000	115

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Notasi:

- Δ_p = Tegangan efektif tanah pada lapisan (ton)
- A_p = Luas penampang tiang (m^2)
- A_s = Luas selimut tiang (m^2)
- C_c = Indeks kompresi
- E_g = Efisiensi kelompok tiang
- e_o = Angka pori
- E_p = Modulus elastisitas tiang (N/mm^2)
- F_a = Koefisien situs untuk perioda pendek
- F_v = Koefisien situs untuk perioda panjang
- N_b = Nilai SPT rata – rata pada elevasi tiang pancang
- N_p = Nilai rata -rata SPT dimulai 4D dibawah ujung tiang sampai 4D diatas tiang
- N_s = Nilai SPT rata – rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau
- Q_{all} = Kapasitas dukung ultimit tiang yang diizinkan (ton)
- Q_g = Beban maksimum kelompok tiang (ton)
- Q_{ijin} = Kapasitas dukung ijin tiang (ton)
- Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (ton)
- Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (ton)
- Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (ton)
- S_1 = Parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik
- S_{ds} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek
- S_{ms} = Parameter spektrum respon desain dalam rentang periode pendek
- S_s = Parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek

ΔH	= Tebal lapisan (m)
μ	= Poisson's ratio tanah
Bg	= lebar tiang grup (m)
D	= Diameter tiang (m)
DL	= beban mati (ton/m^2)
K	= Keliling tiang
K	= Koefisien yang tergantung dari jenis tanah
L	= Panjang tiang (m)
LL	= beban hidup (ton/m^2)
m	= jumlah tiang arah y atau kolom
Mx	= Momen arah x (ton)
My	= Momen arah y (ton)
n	= jumlah tiang arah x atau baris
<i>N-SPT</i>	= nilai rata – rata <i>SPT</i> sepanjang tiang
P	= Beban yang bekerja (ton)
Po'	= Tegangan efektif tanah (ton)
QL	= beban hidup (ton/m^2)
Rsx	= Beban gempa dinamik arah x (ton)
Rsy	= Beban gempa dinamik arah y (m)
s	= Jarak pusat ke pusat tiang (m)
S	= Penurunan total kepala tiang (m)
SF	= <i>Safety factor</i>
SP	= Penurunan dari ujung tiang (m)
SPS	= Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m)
Wp	= Berat jenis beton bertulang (ton/m^2)
α	= Koefisien dasar tiang
β	= Koefisien selimut tiang
θ	= arc tg (D/s)

ABSTRAK

Pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang direncanakan menggunakan pondasi tiang bor ukuran 60 cm dengan kedalaman tiang 16 m di bawah muka tanah. Pondasi adalah salah satu elemen penting dalam sebuah bangunan, pondasi berfungsi untuk meneruskan beban struktur yang ada di atasnya ke lapisan tanah di bawahnya. Setiap pondasi dituntut mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah direncanakan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Peneliti merencanakan ulang pondasi tiang bor di lapangan diganti menggunakan pondasi tiang pancang. Peneliti memiliki tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur di atasnya.

Pondasi tiang pancang direncanakan menggunakan 3 variasi dimensi, yaitu diameter 40 cm, 50 cm, dan 60 cm dengan kedalaman 14 meter. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode Mayerhoff dan Luciano Decourt berdasarkan data N-SPT.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang metode Mayerhoff diameter 40 cm, 50 cm, dan 60 cm, diperoleh masing – masing sebesar 410,979 ton, 397,838 ton, dan 543, 288 ton. Metode Luciano Decourt masing – masing sebesar 415,154 ton, 383,074 ton, dan 500,152 ton. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang metode Mayerhoff dengan diameter 40 cm, 50 cm, dan 60 cm diperoleh masing – masing 0,033 m, 0,040 m, dan 0,046 m. Metode Luciano Decourt masing – masing sebesar 0,036 m, 0,037 m, dan 0,041 m. Berdasarkan data yang diperoleh maka dipilih variasi tiang pancang diameter 60 cm dengan jumlah 2 tiang dalam 1 kelompok tiang. Pemilihan alternatif ini berdasarkan nilai kapasitas dukung dalam batas aman dan nilai penurunan masih termasuk dalam batas izin sesuai SNI 8460 – 2017.

Kata kunci : pondasi tiang pancang, kapasitas dukung, penurunan.

ABSTRACT

The construction of Building B of Muhammadiyah Semarang Hospital is planned to use a 60 cm drill pile foundation with a pile depth of 16 m below ground level. The foundation is one of the important elements in a building, the foundation serves to forward the load of the structure above it to the soil layer below. Each foundation is required to be able to support the load to the planned safety limit, including supporting the maximum load that may occur. Researchers re-planned the bored pile foundation in the field to be replaced using a pile foundation. Researchers aim to determine the bearing capacity and settlement of piles in holding the structure above.

The pile foundation is planned using 3 dimensional variations, namely 40 cm, 50 cm, and 60 cm in diameter with a depth of 14 meters. Calculation of bearing capacity of piles using Mayerhoff and Luciano Decourt methods based on N-SPT data.

The results of the analysis of the bearing capacity of the pile group using the Mayerhoff method with diameters of 40 cm, 50 cm, and 60 cm, obtained 410.979 tons, 397.838 tons, and 543.288 tons, respectively. Luciano Decourt method is 415.154 tons, 383.074 tons, and 500.152 tons, respectively. The results of the pile group settlement analysis of the Mayerhoff method with diameters of 40 cm, 50 cm, and 60 cm were 0.033 m, 0.040 m, and 0.046 m, respectively. Luciano Decourt method is 0.036 m, 0.037 m, and 0.041 m, respectively. Based on the data obtained, a variation of 60 cm diameter piles with a total of 2 piles in 1 pile group was selected. The selection of this alternative is based on the bearing capacity value within safe limits and the settlement value is still included in the permit limit according to SNI 8460 - 2017.

Keywords: *pile foundation, bearing capacity, settlement.*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Universitas Muhammadiyah Semarang (UNIMUS) merupakan salah satu dari banyak perguruan tinggi Muhammadiyah yang berada di Provinsi Jawa Tengah. Letaknya yang berada di ibu kota Provinsi Jawa Tengah menjadikan Universitas Muhammadiyah Semarang banyak diminati para penuntut ilmu untuk melanjutkan pendidikannya di jenjang perguruan tinggi. Tidak hanya letaknya strategis, Universitas Muhammadiyah Semarang juga memiliki kualitas Pendidikan yang tidak kalah dengan perguruan tinggi lainnya.

Banyaknya peminat di Fakultas Kedokteran UNIMUS menjadikannya terus berkembang dan meningkatkan kualitasnya. Upaya Fakultas Kedokteran untuk meningkatkan kualitas pendidikannya yaitu dengan membangun sarana dan prasarana pendukung seperti gedung rumah sakit Pendidikan guna nantinya membantu proses belajar mengajar sehingga mahasiswa dapat praktik dan terjun langsung menambah pengalaman dan pengetahuan sebagai bekal setelah lulus nanti. Proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Universitas Muhammadiyah Semarang berada di Jalan Kedungmundu Raya No.18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang.

Dalam proses pembangunan proyek konstruksi, penting sekali untuk memahami bahwa pondasi memiliki peran yang sangat krusial. Pondasi bertanggung jawab dalam menopang dan menahan semua beban struktural yang berada di atasnya, serta mentransfer beban tersebut ke lapisan tanah di bawahnya.

Perencanaan pondasi harus mempertimbangkan kemampuan untuk mendukung beban hingga batas keamanan yang ditentukan. Hal ini termasuk kemampuan untuk menopang beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan pondasi sebagai dasar bangunan diterapkan ketika tanah memiliki daya dukung

yang memadai untuk menahan berat bangunan dan semua beban yang bekerja pada lapisan yang sangat dalam di bawah permukaan tanah, dengan kedalaman ≥ 8 meter (Bowles, 1997). Pemilihan tipe pondasi tiang didasarkan pada beberapa faktor, termasuk fungsi bangunan atas yang akan didukung oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan berat bangunan atas, kondisi tanah di lokasi pembangunan, serta perbandingan biaya antara pondasi dan bangunan atas (Sardjono, 1988). Semua faktor ini harus diperhitungkan secara cermat untuk memastikan bahwa pondasi yang dipilih sesuai dengan kebutuhan, aman, dan efisien dari segi biaya.

Dalam pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang, dilakukan penyelidikan tanah dengan tujuan untuk memperoleh informasi mengenai beberapa hal, seperti tingkat kepadatan tanah, struktur pelapisan tanah, jenis tanah, serta sifat – sifat atau parameter fisik dan mekanis tanah. Data – data ini diperlukan untuk melakukan analisis dalam penentuan jenis dan kedalaman pondasi yang tepat, serta untuk mengevaluasi kapasitas dukung tanah pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang. Penyelidikan tanah ini penting untuk memahami karakteristik tanah di area tersebut, karena kepadatan tanah akan membantu menentukan jenis pondasi yang sesuai untuk memastikan kestabilan bangunan. Pengetahuan tentang struktur pelapisan tanah dan jenis tanah akan mempengaruhi desain dan konstruksi pondasi yang tepat. Selain itu, sifat – sifat dan parameter fisik serta mekanis tanah akan memberikan informasi tentang kemampuan tanah dalam menahan beban struktural. Dengan memiliki data yang lengkap dan akurat dari penyelidikan tanah ini, kita dapat melakukan analisis yang komprehensif dalam menentukan desain pondasi yang aman dan efektif untuk Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.

Dengan mengetahui karakteristik tanah yang ditemukan melalui pengujian lapangan, kita dapat melakukan analisis lebih lanjut untuk menentukan jenis pondasi yang sesuai dan kedalaman yang optimal guna memastikan keamanan dan kinerja pondasi pada Pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.

Pada penelitian ini, penulis akan menganalisis perhitungan kapasitas dukung pondasi dan penurunan pondasi dari struktur bawah Gedung B Rumah Sakit

Muhammadiyah Semarang dengan menggunakan pondasi tiang pancang dengan 2 metode yaitu metode Mayerhoff dan metode Luciano Decourt. Penulis meneliti dengan merencanakan ulang struktur bawah dengan tiang pancang guna mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang dengan pondasi eksisting (tiang bor). Alasan memilih pondasi tiang pancang antara lain adalah kualitas atau mutu beton yang lebih baik karena digunakan tiang pancang *precast* yang dibuat sesuai standar pabrik sehingga dapat mudah dikontrol kualitas atau mutu betonnya, biaya yang digunakan dalam pemasangan tiang pancang cenderung lebih ekonomis serta metode pelaksanaan menggunakan tiang pancang lebih efisien.

Berdasarkan tinjauan latar belakang diatas penulis mengambil judul penelitian dalam Tugas Akhir ini adalah “Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang Dengan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Mayerhoff Dan Metode Luciano Decourt”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, dapat dirumuskan beberapa masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan pondasi *existing* (*bored pile* yang terpasang di proyek) dengan alternatif desain pondasi?
2. Berapa nilai kapasitas dukung dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang?
3. Berapa nilai penurunan pondasi dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah diatas, maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan pondasi dari pondasi *existing* (*bored pile* yang terpasang di proyek) dengan alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.
2. Mengetahui nilai kapasitas dukung dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.
3. Mengetahui nilai penurunan pondasi dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.

1.4 Batasan Penelitian

Batasan penelitian yang akan diteliti oleh penulis dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Lokasi penelitian adalah pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.
2. Struktur bawah yang digunakan pada desain alternatif adalah pondasi tiang pancang.
3. Data tanah yang dipakai pada penelitian adalah hasil penyelidikan tanah N-*Standart Penetration Test* (*SPT*) pada wilayah pembangunan gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.
4. Analisis kekuatan daya dukung pondasi untuk pondasi *existing* menggunakan metode Mayerhoff berdasarkan data penyelidikan tanah N-*SPT*.
5. Diameter pondasi tiang pancang yang digunakan 0,4, 0,5, 0,6 m, dan Panjang tiang 14 m, sedangkan diameter pondasi *existing* 0,6 m dengan panjang tiang 16 m.
6. Beban gempa yang diperhitungkan adalah wilayah Semarang, Jawa Tengah.
7. Perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan peraturan SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
8. Perencanaan tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.

9. Analisis daya dukung desain pondasi alternatif dengan menggunakan metode Mayerhoff dan Luciano Decourt berdasarkan hasil penyelidikan tanah N-SPT.
10. Analisis penurunan tiang pancang menggunakan metode empiris dan metode penyebaran 2V : 1H.
11. *Software* yang digunakan untuk analisis pembebanan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang adalah SAP 2000 v.22.
12. Angka aman (*safety factor*) yang digunakan sebesar 3.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. memberikan bahan referensi bagi pembaca untuk merancang ulang suatu konstruksi pondasi.
2. menambah pengetahuan bagi pembaca mengenai kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Pondasi tiang pancang adalah komponen struktur yang dirancang untuk menerima dan mentransfer beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah yang mendukung di kedalaman tertentu. Tiang pancang memiliki bentuk panjang, ramping, dan ujung yang runcing. Bahan yang umum digunakan dalam pembuatan pondasi tiang pancang adalah kayu, baja, dan beton. Tiang pancang dibuat dengan cara dipukul, dibor, atau didorong ke dalam tanah dan dihubungkan dengan pile cap (poer). Tiang pancang digunakan untuk memperkuat pondasi dan meningkatkan daya dukung struktur di atasnya. Ketika tiang pancang ditanam ke dalam tanah, ujungnya akan menemui lapisan tanah yang memiliki kapasitas daya dukung yang memadai. Hal ini memungkinkan beban dari struktur atas untuk ditransfer secara efektif ke tanah yang lebih kuat. Bahan-bahan yang digunakan untuk membuat tiang pancang memiliki kelebihan dan kelemahan masing-masing. Kayu biasanya digunakan untuk konstruksi sementara atau struktur ringan karena kekuatannya yang terbatas. Baja adalah pilihan yang umum karena kekuatannya yang tinggi dan daya tahan terhadap korosi. Tiang pancang beton digunakan untuk struktur yang membutuhkan kekuatan dan daya tahan jangka panjang. Setelah tiang pancang ditanam, mereka dihubungkan dengan pile cap (poer) yang berfungsi sebagai struktur penghubung antara tiang pancang dan struktur atas. Pile cap secara efektif menyalurkan beban dari struktur atas ke tiang pancang yang mendasarinya, sehingga memastikan distribusi beban yang merata.

Penggunaan pondasi tiang pancang dapat memberikan kekuatan dan stabilitas tambahan pada struktur. Pemilihan bahan dan metode konstruksi yang tepat sangat penting untuk memastikan bahwa pondasi tiang pancang dapat memenuhi kebutuhan beban dan kondisi tanah yang spesifik.

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi untuk suatu bangunan apabila tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*), yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono,1988). Fondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas terutama pada bangunan – bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya – gaya penggulingan akibat beban angin (Hardiyatmo, 2010).

2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Penelitian yang dilakukan oleh Setiyono (2012) bertujuan untuk merencanakan ulang pondasi tiang pancang gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional Veteran Jawa Timur. Penelitian ini melibatkan uji sondir di lapangan dan mengidentifikasi bahwa tanah di lokasi tersebut termasuk dalam kategori tanah kohesif. Berdasarkan penelitian ini, ditemukan bahwa kedalaman tanah keras yang dapat menahan beban struktur atas berada pada kedalaman 16 meter. Oleh karena itu, penggunaan pondasi tiang pancang direkomendasikan. Dalam penelitian tersebut, dilakukan analisis terhadap tiga jenis variasi tiang pancang, yaitu bentuk lingkaran, persegi, dan segienam. Setiap variasi tiang memiliki tiga ukuran garis tengah yang berbeda, yaitu 30 cm, 35 cm, dan 40 cm. Analisis dilakukan untuk mengevaluasi kemampuan tiang pancang dalam memenuhi kriteria yang ditetapkan. Hasil analisis menunjukkan bahwa tiang dengan dimensi 40 cm memiliki kinerja yang paling memenuhi kriteria yang ditetapkan. Oleh karena itu, tiang dengan dimensi tersebut direkomendasikan untuk digunakan sebagai pondasi tiang yang baru untuk gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional Veteran Jawa Timur. Penelitian ini memberikan rekomendasi penting dalam merencanakan ulang pondasi tiang pancang, dengan mempertimbangkan karakteristik tanah, kekuatan, dan kemampuan tiang pancang dalam menahan beban struktur. Hasil penelitian ini dapat digunakan sebagai panduan dalam desain dan

konstruksi pondasi tiang pancang yang optimal dan aman untuk gedung Rusunawa tersebut.

Penelitian yang dilakukan oleh Erni (2009) fokus pada daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang pada gedung Rumah Sakit Mitra Keluarga Depok. Penelitian ini memiliki beberapa tujuan, antara lain: menghitung pembebanan pada gedung, menentukan dimensi dan kedalaman pondasi, menghitung daya dukung dan penurunan pondasi, serta menghitung biaya pondasi tiang pancang dengan variasi bentuk dan diameter tiang. Dalam penelitiannya, Erni menggunakan metode Mayerhoff dan Janbu untuk menghitung daya dukung tiang dan menganalisis struktur dengan menggunakan perangkat lunak SAP 2000. Penelitian ini juga mempertimbangkan variasi bentuk tiang pancang, yaitu tiang bulat, segitiga, dan persegi dengan diameter 30 cm, 40 cm, 50 cm, dan 60 cm. Berdasarkan hasil penelitian, ditemukan bahwa pondasi tiang pancang dengan bentuk tiang bulat dan diameter 60 cm memberikan hasil yang paling efektif dan efisien. Daya dukung ultimate tiang tersebut adalah sebesar 2476,283 kN, dengan nilai penurunan sebesar 0,0226 m. Meskipun penurunan ini lebih besar dibandingkan dengan penurunan pada diameter lainnya, namun masih berada dalam batas aman. Hal ini disebabkan oleh dimensi yang lebih besar yang digunakan pada tiang tersebut. Penelitian ini memberikan rekomendasi tentang dimensi dan bentuk tiang pancang yang optimal untuk pondasi gedung Rumah Sakit Mitra Keluarga Depok. Hasil penelitian ini dapat digunakan sebagai panduan dalam perencanaan dan perhitungan pondasi tiang pancang yang sesuai dengan kebutuhan struktural dan kemampuan tanah di lokasi proyek.

Penelitian yang dilakukan Fairuz Giri Akbar (2023) memiliki tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur di atasnya. Peneliti merencanakan ulang pondasi tiang bor di lapangan diganti dengan tiang pancang. Pondasi tiang pancang direncanakan menggunakan 3 variasi dimensi, yaitu diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm dengan kedalaman 12 meter. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode Mayerhoff berdasarkan data N-SPT. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok

tiang dengan diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm diperoleh masing – masing sebesar 744,24 ton, 688 ton dan 879,02 ton. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm diperoleh masing – masing sebesar 0,034 m, 0,028 m dan 0,024 m. berdasarkan data yang diperoleh maka dipilih variasi tiang diameter 70 cm dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Pemilihan alternatif ini berdasarkan hasil nilai kapasitas dukung dalam batas aman dan nilai penurunan masih masuk batas izin sehingga pondasi aman digunakan.

Penelitian yang dilakukan oleh Arifta (2016) bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas dukung pondasi menggunakan tiang pancang, serta menentukan diameter dan jumlah tiang yang dibutuhkan berdasarkan metode statis berdasarkan data sondir. Analisis dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP 2000. Dari analisis tersebut, diperoleh beban struktur bangunan (P) sebesar 526,4488 Ton. Berdasarkan analisis metode statis menggunakan data sondir, dengan diameter tiang 40 cm, diperoleh kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Q_a) sebesar 343,977 Ton, dan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) sebesar 683,826 Ton. Untuk diameter tiang 30 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Q_a) adalah 275,452 Ton, dan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) adalah 547,598 Ton. Sedangkan untuk diameter 20 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Q_a) adalah 227,292 Ton, dan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) adalah 679,148 Ton. Dari ketiga variasi diameter tersebut, nilai kapasitas dukung tiang kelompok lebih besar daripada beban struktur (P), yang menunjukkan bahwa pondasi menggunakan tiang pancang dapat aman untuk mendukung beban struktur bangunan. Dalam hal ini, tiang pancang dengan diameter 40 cm memberikan kapasitas dukung yang paling tinggi, diikuti oleh diameter 30 cm dan 20 cm. Penelitian ini memberikan informasi penting mengenai kapasitas dukung dan jumlah tiang yang dibutuhkan dalam perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang. Hasil penelitian ini dapat menjadi panduan dalam menentukan dimensi dan jumlah tiang pancang yang sesuai dengan kebutuhan struktural dan kondisi tanah pada proyek pembangunan.

Penelitian yang dilakukan oleh Muthmainnah (2021) bertujuan untuk merencanakan ulang pondasi tiang pancang pada Proyek Gedung *Dental Learning Centre* Fakultas Kedokteran Gigi Universitas Gadjah Mada. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur di atasnya. Dalam penelitian ini, variasi dimensi yang direncanakan mencakup empat alternatif dengan diameter tiang 0.5m, 0.6m, 0.7m, dan 0.8m, dengan panjang tiang 15m. Perhitungan kapasitas dukung tiang dilakukan menggunakan metode statis berdasarkan data laboratorium. Hasil perhitungan kapasitas dukung tiang untuk masing-masing diameter adalah sebagai berikut: 0.5m sebesar 607.48 Ton, 0.6m sebesar 664.152 Ton, 0.7m sebesar 641.576 Ton, dan 0.8m sebesar 526.473 Ton. Selain itu, dilakukan analisis kapasitas dukung kelompok berdasarkan data N-SPT. Hasil analisis menunjukkan kapasitas dukung kelompok untuk masing-masing diameter adalah sebagai berikut: 0.5m sebesar 675.045 Ton, 0.6m sebesar 602.192 Ton, 0.7m sebesar 785.562 Ton, dan 0.8m sebesar 992.036 Ton. Dari segi penurunan pondasi, variasi dengan diameter 0.8m memiliki nilai penurunan yang paling rendah. Oleh karena itu, variasi ini dipilih sebagai alternatif terbaik berdasarkan kombinasi nilai kapasitas dukung terbesar dan nilai penurunan terendah. Selain itu, dengan menggunakan jumlah tiang dalam satu kelompok sebanyak 2 tiang, pondasi menjadi lebih aman dan efisien. Penelitian ini memberikan rekomendasi penting dalam merencanakan ulang pondasi tiang pancang untuk Proyek Gedung *Dental Learning Centre*. Hasil penelitian ini dapat digunakan sebagai panduan dalam menentukan dimensi dan jumlah tiang pancang yang optimal, dengan mempertimbangkan kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang untuk menjaga keamanan dan efisiensi pondasi.

2.3 Perbedaan dengan Penelitian yang Pernah Ada

Perbedaan penelitian yang terdahulu dengan penelitian yang penulis lakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

PENELITI	Setiyono (2012)	Erni (2009)	Fairuz (2023)	Arifita (2016)	Muthmainnah, M. (2021)	Muhammad Taufiqurrohman (2023)
Judul	Perencanaan pondasi tiang pancang gedung rusunawa Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang dalam berbagai bentuk pada Gedung Rumah Sakit Mitra Keluarga Depok	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Tiang Pancang	Redesain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung B Fakultas Biologi UGM	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan Gedung Bertingkat dengan Variasi Dimensi	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang Dengan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Mayerhoff Dan Metode Luciano De Court
Metode	Cara Statis dengan metode Bagemenn	Mayerhoff dan Janbu	Mayerhoff,	Mayerhoff	Metode Statis	Mayerhoff dan Luciano De Court

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

PENELITI	Setiyono (2012)	Erni (2009)	Fairuz (2023)	Arifta (2016)	Muthmainnah, M. (2021)	Muhammad Taufiqurrohman (2023)
Hasil	Ukuran pondasi dengan diameter 40 cm yang memenuhi kriteria ekonomis, yaitu daya dukung yang kuat dan membutuhkan jumlah yang sedikit	Variasi yang digunakan berupa tiang pancang bulat dengan diameter 60 cm dengan Q ultimate sebesar 247,283 kN dan penurunan diperoleh sebesar 0,0226 kN.	Hasil Analisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm diperoleh masing-masing sebesar 744,24 ton, 688 ton dan 879,02 ton. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan diameter 60 cm, 70 cm, 80 cm diperoleh masing-masing 0,034 m, 0,028 m dan 0,024 m.	Beban struktur bangunan (aksial) diperoleh 526,4488 Ton, D = 40 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Qa) diperoleh sebesar 343 ,997 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang (Qg) diperoleh sebesar 683,286 ton.	Diambil alternatif diameter 0.8 m dengan metode perhitungan dengan data NSPT dengan kapasitas dukung 934.279 Ton dengan jumlah 3 tiang dalam satu kelompok. $Q_g > P$ dan $P_t 903.296 > 730.533$ dan $903.296 > 773.805$.	Diambil alternatif diameter 0,6 m dengan metode Mayerhoff memakai data NSPT dengan kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 543,288 ton dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok. $Q_g > P$ dan $P_t 543,288 > 367,02$ dan $543,288 > 396,378$ ton.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam pandangan teknik sipil, tanah dianggap sebagai himpunan mineral, bahan organik, dan endapan yang relatif lepas, yang terletak di atas batuan dasar. Tanah terbentuk melalui proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi. Pembentukan tanah dapat melibatkan proses fisik dan kimia. Proses fisik melibatkan perubahan fisik batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, yang dapat terjadi melalui erosi, pengaruh angin, air, es, aktivitas manusia, atau perubahan suhu dan cuaca. Partikel-partikel tanah dapat memiliki berbagai bentuk, baik bulat, bergerigi, atau bentuk lainnya. Proses pelapukan kimia terjadi melalui pengaruh faktor-faktor seperti oksigen, karbon dioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali), dan proses kimia lainnya. Hasil pelapukan dapat berupa tanah residual jika tetap berada di tempat asalnya, atau tanah terangkat jika berpindah dari tempat asalnya. Pemahaman tentang karakteristik tanah sangat penting dalam bidang teknik sipil, karena tanah merupakan salah satu elemen penting dalam desain dan konstruksi struktur. Sifat fisik dan mekanik tanah, seperti daya dukung, konsolidasi, permeabilitas, dan penurunan, harus dipertimbangkan dalam perencanaan dan pembangunan pondasi dan struktur lainnya. (Hardiyatmo, 1992)

Tanah merupakan peranan penting pada suatu pekerjaan konstruksi. Semua bangunan umumnya dibuat di atas dan di bawah permukaan tanah, maka dari itu perlu adanya perencanaan pondasi yang mampu menyalurkan beban dari bangunan atas ke tanah. Menurut Braja M. Das Tanah merupakan material yang tersusun dari agregat (butiran) mineral – mineral padat yang tidak terikat secara kimia satu sama

lain dan dari bahan organik yang sudah melapuk (berpartikel padat) serta zat cair dan gas yang mengisi ruang kosong diantara partikel – partikel padat tersebut.

Setiap tanah memiliki parameter sesuai jenisnya antara lain nilai-nilai porositas, angka pori dan berat volume pada keadaan asli di alam dari berbagai jenis yang disarankan oleh Terzaghi (1947). Nilai porositas, angka pori dan berat volume dalam keadaan asli di lapangan dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Nilai n , e , w , γ_d dan γ_b

Macam Tanah	n (%)	e	w (%)	γ_d (kN/m^3)	γ_b (kN/m^3)
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organik	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organik	75	3,00	110	-	14,3

3.2 Penyelidikan Tanah

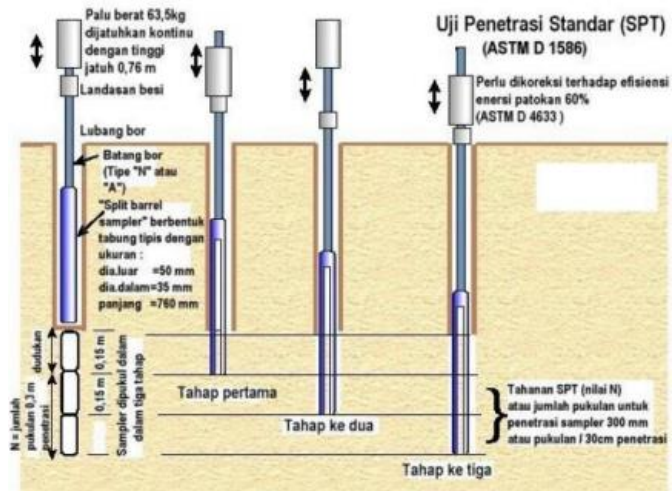
Penyelidikan tanah ialah metode untuk mengetahui karakteristik dan daya dukung tanah yang akan dipakai sebagai dasar dari sebuah bangunan konstruksi. Penyelidikan tanah merupakan Langkah penting dalam perencanaan dan perancangan pondasi, melalui penyelidikan tanah diperoleh data karakteristik, sifat fisik dan mekanik tanah. Penyelidikan tanah dilakukan dengan beberapa tujuan, antara lain :

1. mengetahui kedalaman tanah keras di lokasi sehingga dapat menentukan perletakan pondasi yang tepat dan sesuai,
2. mengetahui kedalaman muka air tanah,

3. mengetahui karakteristik tanah pada setiap lapisan,
4. menentukan daya dukung tanah,
5. menentukan metode konstruksi yang tepat,
6. mengetahui karakteristik tanah melalui tes laboratorium, dan
7. menentukan tipe pondasi yang tepat.

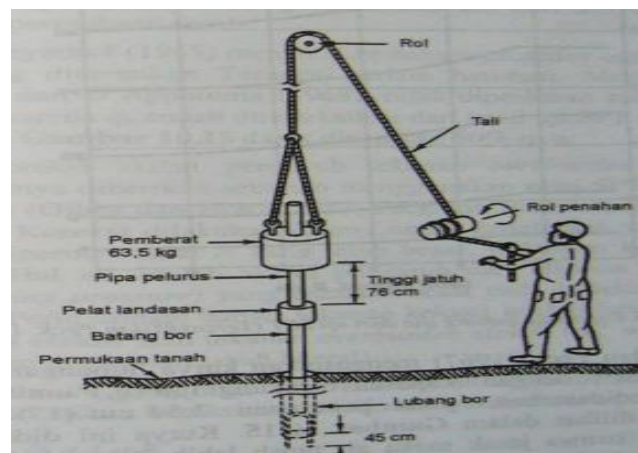
Penyelidikan tanah dilakukan dengan 3 tahapan, yaitu pengeboran, pengambilan *sample* tanah, pengambilan *sample* tanah di lapangan, dan terakhir pengujian *sample* tanah di laboratorium. Penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan (*in situ field test*) umumnya dilakukan di Indonesia adalah Uji Sondir atau *Cone Penetration Test* (CPT) dan Uji *Standart Penetration Test* (SPT). Pada penelitian kali ini data yang digunakan adalah hasil dari uji *SPT*.

Pengujian *Standar Penetration Test* (SPT) digunakan untuk memperoleh data tentang kekuatan dan jenis tanah dari suatu lapisan tanah. Uji SPT dilakukan dengan memukul tabung sedalam 0,45 m menggunakan palu berat 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 0,76 m. Proses uji SPT dilakukan pada setiap kedalaman 2 m setelah dilakukan pengeboran dan pengambilan sampel tanah. Setelah tabung penetrometer dimasukkan ke dalam tanah pada kedalaman yang diinginkan, palu dijatuhkan untuk menghasilkan tumbukan yang mendorong tabung lebih lanjut ke dalam tanah. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk melakukan penetrasi sejauh 0,15 m dicatat sebagai *N-value* atau Nilai Standar Penetration. Nilai *N* dari uji SPT merupakan indikator penting untuk menggambarkan karakteristik tanah di lokasi tersebut. Nilai *N* dapat digunakan untuk mengklasifikasikan jenis tanah, menentukan kepadatan relatif, dan memperkirakan kekuatan tanah. Selain itu, nilai *N* juga digunakan dalam perhitungan daya dukung dan perancangan pondasi. Pengujian SPT adalah salah satu metode yang umum digunakan dalam penyelidikan tanah karena relatif cepat, sederhana, dan memberikan informasi yang berguna dalam perencanaan konstruksi.. Skema pengujian *SPT* dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan 3.2 berikut.



Gambar 3.1 Skema Pengujian *Standard Penetration Test (SPT)*

(Sumber : SNI 4153:2008)



Gambar 3.2 Uji *SPT* secara manual

(Sumber: Hardiyatmo (1994))

3.3 Pondasi Tiang

Pondasi tiang merupakan salah satu jenis pondasi yang digunakan dalam konstruksi bangunan. Pondasi ini terdiri dari tiang – tiang yang ditanam ke dalam tanah untuk menyalurkan dan mendistribusikan beban struktur bangunan ke lapisan

tanah yang memiliki daya dukung yang memadai. Ada beberapa jenis pondasi tiang, seperti pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor (*bored pile*). Perbedaan antara 2 jenis tiang tersebut adalah dari segi metode pelaksanaan salah satunya yaitu jika pada pondasi *bored pile* dengan cara mengebor dahulu kemudian dimasukkan tulangan *spiral* lalu selanjutnya di cor sedangkan pada pelaksanaan pondasi tiang pancang menggunakan alat pancang sampai ujung tiang menemui tanah keras.

3.3.1 Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Tiang Bor (*Bored Pile*) ialah jenis pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah dahulu, setelah itu baru dilakukan dengan memasukkan tulangan yang telah dirangkai ke dalam lubang bor dan kemudian dicor beton (Hardiyatmo, 2002).

Pondasi tiang bor adalah jenis pondasi yang dilakukan dengan cara dibor dahulu lalu dimasukkan tulangan dan dicor dengan cairan beton. Tiang biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan setelah pengecoran selesai pipanya ditarik ke atas. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dibesarkan untuk menahan tahanan dukung ujung tiang.

Pemilihan pondasi *bored pile* didasarkan pada kapasitas per unit yang tinggi dan kondisi lingkungan pekerjaan yang tidak memungkinkan menggunakan pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang lebih praktis dari tiang bor dalam pelaksanaan dan kekuatan tiang yang seragam tidak bisa dilakukan disembarang tempat dikarenakan faktor lingkungan yang terkadang tidak mendukung, seperti getaran tanah yang terjadi di sekitar lingkungan pekerjaan.

Berikut adalah keunggulan *bored pile* dibanding tiang pancang, antara lain :

1. kepastian kedalaman pondasi,
2. dapat membandingkan tanah di lapangan dengan hasil lab,

3. pengaplikasian dapat dilakukan pada semua jenis tanah, bahkan tanah yang berbatu – batu,
4. volume suara dan getaran lebih sedikit,
5. kemudahan dalam merubah dimensi dan panjang tiang bor apabila sewaktu – waktu diperlukan,
6. daya dukung yang tinggi memungkinkan melakukan perancangan satu buah kolom dengan tumpuan satu buah tiang bor sehingga dapat menghemat kebutuhan *pile cap*,
7. ujung tiang bisa dimodifikasi sesuai kebutuhan.

Disamping memiliki keuntungan, *bored pile* juga memiliki kekurangan, antara lain :

1. diperlukan pelaksanaan yang terampil,
2. pemasangan sangat tergantung dengan cuaca,
3. keadaan tanah diujung tiang yang rusak akibat proses pengeboran dan sedimentasi mengakibatkan daya dukung ujung tiang tidak dapat diandalkan,
4. mutu beton hasil pengecoran tidak dijamin keseragamannya di sepanjang badan tiang bor.

Kemudian, hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengendalian mutu pondasi tiang bor adalah sebagai berikut :

1. Kondisi Tanah

Pengendalian mutu pondasi *bored pile* harus dimulai dengan pengetahuan mengenai tanah dimana konstruksi hendak dilakukan. Kondisi tanah yang mudah longsor yang mengharuskan kontraktor untuk memobilisasi peralatan lain seperti casing. Penyelidikan tanah harus memberikan informasi yang akurat karena masalah yang muncul dapat bervariasi. Selain itu juga inspeksi dari jenis tanah yang dijumpai selama proses pekerjaan pengeboran juga perlu dilakukan. Penyimpangan

yang jauh dari kondisi tanah dapat diharapkan harus segera dilaporkan karena mempengaruhi kinerja dari pondasi.

2. Inspeksi Lubang Bor

Pengawasan mutu yang diperlukan untuk tiang *bored pile* adalah pemeriksaan alignment yang terakhir, jenis tanah yang diperoleh dan pembersihan dasar lubang bor.

3. Tulangan dan Cara Penulangan

Pemeriksaan tulangan meliputi jumlah tulangan diameter. Pentingnya untuk memeriksa selimut yang disediakan untuk beton serta kekokohan tulangan, karena saat pengangkatan tulangan dapat mengalami deformasi secara berlebihan, dan dapat mengakibatkan kerusakan pada dinding lubang.

Tiang bor (*bored pile*) umumnya berbentuk bulat. Tiang – tiang dicetak di lokasi proyek. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang diantara 0,5 m sampai 1 m. Panjang tiang bor (*bored pile*) biasanya berkisar diantara 20 m sampai 40 m. Untuk tiang beton bertulang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar diantara 300 sampai 800 kN (Hardiyatmo, 2002)

3.3.2 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu. Tiang pancang bentuknya panjang dan langsing yang menyalurkan beban ke tanah yang lebih dalam. Bahan utama dari tiang adalah kayu, baja, dan beton. Tiang pancang yang terbuat dari bahan ini adalah dipukul, dibor atau didongkrak ke dalam tanah dan dihubungkan dengan *Pile Cap* (*poer*). Karakteristik penyebaran beban tiang pancang diklasifikasikan berbeda-beda tergantung dari tipe tanah.

Tiang pancang umumnya digunakan untuk beberapa maksud antara lain sebagai berikut :

1. Meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah pendukung yang kuat,
2. Meneruskan beban struktur atas ke tanah yang relative kuat untuk sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah disekitarnya,
3. Menahan bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas yang diakibatkan tekanan hidrostatis atau momen penggulingan,
4. Untuk menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring,
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah, dan
6. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Menurut cara pemindahan beban, pondasi tiang pancang dibagi menjadi 2 yaitu :

1. Point bearing pile (end bearing pile). Merupakan tiang pancang dengan tahanan ujung. Tiang ini meneruskan beban melalui tahanan ujung ke lapisan tanah keras
2. Friction pile Jenis tiang pancang ini dibagi menjadi 2 jenis berdasarkan jenis tanah tempat perletakannya.
 - a. *Friction pile* pada tanah dengan butir – butir tanah kasar dan sangat mudah menyalurkan air. Tiang ini meneruskan beban ke tanah melalui geseran kulit. Pada proses pemancangannya, tiang ini akan menyebabkan berkurangnya pori – pori tanah dan membuat tanah di sekitarnya menjadi *compact*.
 - b. *Friction pile* pada tanah dengan butir – butir tanah yang sangat halus dan sulit menyalurkan air. Tiang ini juga meneruskan beban ke tanah melalui kulit namun pada proses pemancangannya tidak menyebabkan tanah diantara tiang menjadi *compact*.

Ada 2 metode yang umum digunakan dalam pemasangan pondasi tiang pancang. Metode ini dibedakan berdasarkan alat yang digunakan yaitu *drop hammer* dan *hydraulic jack*. Pada pemasangan dengan menggunakan *drop hammer*, tiang pancang dipukul dengan palu (*drop hammer*) agar menancap pada titik pada tanah yang telah ditentukan. Alat ini berbentuk seperti palu yang diletakkan pada bagian atas tiang yang akan dipancang. Pada bagian kepala tiang diberikan topi atau cap yang bertujuan agar tiang tidak mengalami kerusakan pada saat dipukul dengan hammer. Alat lainnya yaitu *hydraulic jack*. Alat ini ditempatkan secara paralel dengan tiang yang akan dipancang. Untuk menekan tiang diletakkan plat penekan pada puncak tiang kemudian tiang ditekan ke dalam tanah. Sistem ini akan menyebabkan tiang tertekan secara terus menerus ke dalam tanah tanpa menimbulkan suara dan getaran.

Menurut penggunaannya, tiang pancang memiliki beberapa keuntungan dan kerugian. Adapun keuntungan pada penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut :

1. Tiang pancang diproduksi di pabrik, sehingga dapat dilakukan pemeriksaan kualitas dengan ketat agar tiang pancang yang dihasilkan memiliki kualitas yang maksimal,
2. Pada pekerjaan pemancangan dengan skala kecil, tidak membutuhkan biaya yang besar,
3. Prosedur pemancangan tidak dipengaruhi oleh air tanah,
4. Memiliki ketersediaan tiang yang cukup banyak karena dibuat di pabrik,
5. Pekerjaan konstruksi mudah diawasi karena daya dukung dari tiang pancang dapat diperkirakan dengan menggunakan dial, dan
6. Tiang dapat dipancang sampai pada kedalaman yang diinginkan.

Adapun kerugian pada penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut :

1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan permasalahan,

2. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat merusak bangunan disekitarnya.
3. Apabila diameter tiang besar maka dibutuhkan alat pemancang yang besar pula,
4. Pemancangan dilakukan dengan berhati – hati agar tidak terjadi kerusakan pada kepala tiang, dan
5. Apabila panjang tiang pancang kurang, maka dibutuhkan penyambungan dengan alat penyambung khusus.

3.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas tiang (*pile capacity*) adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2002). Dalam menentukan kapasitas dukung tiang diperlukan klasifikasi tiang untuk mendukung beban yang bekerja. Menurut Terzaghi, klasifikasi tiang didasarkan pada pondasi tiang sebagai berikut :

1. Tiang gesek (*friction pile*), bila tiang pancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah disekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran pada waktu tiang pancang menjadi berkurang dan angka gesekan antara butir – butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah,
2. Tiang lekat, bila tiang dipancang pada tanah lunak atau tanah mempunyai kohesi yang tinggi,
3. Tiang mendukung dibagian ujung tiang, bila tiang dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipukul oleh tiang diteruskan ke tanah keras melalui ujung tiang.
4. Tiang tekan, bila tiang telah menumpu pada tanah keras dan mendapatkan tekanan vertical dari beban mati maupun beban hidup, dan
5. Tiang tarik, bila tiang pancang pada tanah berbutir mendapat gaya yang bekerja dari lendutan momen yang mengakibatkan tiang mengalami gaya tarik.

Pada kenyataan di lapangan, tanah sangat heterogeny dan pada umumnya merupakan kombinasi dari kelima hal diatas. Pada umumnya metode yang

digunakan dibedakan dalam dua kategori yaitu untuk tiang tunggal dan kelompok tiang.

3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data *Standard Penetration Test* Metode Mayerhoff

Perhitungan kapasitas daya dukung dari data SPT memakai Metode Mayerhoff terbagi menjadi dua yaitu persamaan untuk tanah kohesif dan persamaan untuk tanah non-kohesif, oleh karena itu perlu pengecekan terhadap kohesifitas tanah sebelum dilakukan perhitungan. Pengelompokkan tanah berdasarkan sifat lekatannya adalah sebagai berikut :

1. Tanah kohesif adalah tanah yang mempunyai sifat lekatan antara butir – butirnya. (misalnya tanah lempungan = mengandung lempung cukup banyak), dan
2. Tanah non kohesif adalah tanah yang tidak mempunyai atau sedikit sekali lekatan antara butir – butirnya. (hampir tidak mengandung lempung misalnya pasir).

Maka, persamaan Mayerhoff untuk tanah non kohesif dapat dilihat pada Persamaan 3.1.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \quad (3.1)$$

Keterangan :

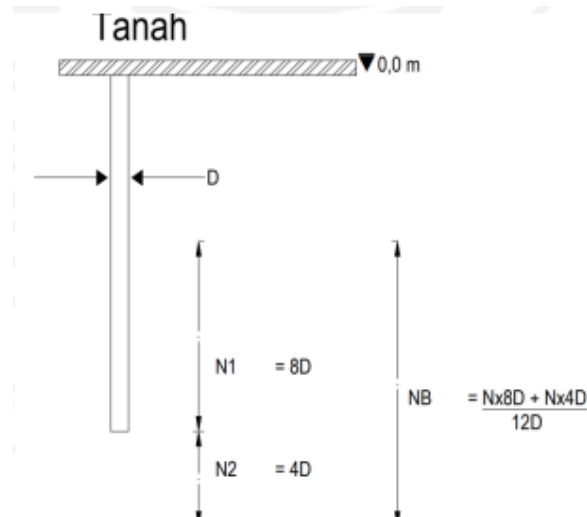
Q_p : Kapasitas dukung ujung tiang (ton)

N_b : Nilai SPT rata- rata pada elevasi tiang pancang

N_1 : Nilai SPT pada kedalaman 8D dari ujung tiang ke atas

N_2 : Nilai SPT pada kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah

A_p : Luas penampang dasar tiang (m^2)



Gambar 3.3 Nilai N -SPT yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung Tiang Metode Mayerhoff

Mayerhoff menganjurkan nilai untuk koefisien perlawanan gesek tiang pada tanah lempung kepasiran adalah 0,2 dapat dilihat pada Persamaan 3.2 berikut.

$$Q_s = 0.2 N\text{-SPT} \cdot A_s \quad (3.2)$$

Keterangan :

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang

N -SPT : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

A_s : Luas selimut tiang (m^2)

Daya dukung pondasi pada tanah kohesif diperoleh dari Persamaan 3.3 berikut ini.

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_b \quad (3.3)$$

Keterangan :

Q_p : Kapasitas tahanan di ujung tiang

A_b : Luas panampang tiang (m^2)

C_u : Kohesi *undrain*

3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Luciano Decourt

Salah satu metode yang dapat berlaku umum untuk jenis tanah apapun adalah Luciano Decourt (1982). Metode ini merupakan penyempurnaan dari metode sebelumnya yaitu Mayerhoff, dimana metode Luciano Decourt mempunyai nilai yang lebih akurat. Besarnya daya dukung ultimit (Q_u) dapat ditinjau dari Persamaan 3.4.

Pada metode Luciano Decourt dibutuhkan nilai koefisien yang tergantung dari jenis tanah yang akan dipakai, nilai koefisien tersebut dapat dilihat seperti pada Tabel 3.2

$$Q_u = (A_p) \times N_p \times K + (A_s \times (\frac{N_s}{3} + 1)) \quad (3.4)$$

Keterangan :

Q_u : Kapasitas dukung ultimit

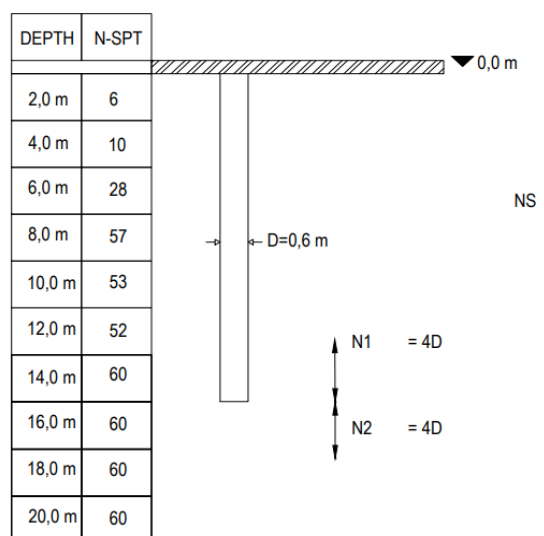
A_p : Luas ujung tiang

- N_p : Nilai rata – rata dari SPT mulai 4D dibawah ujung tiang hingga 4D diatas ujung tiang
- K : Koefisien yang tergantung dari jenis tanah
- A_s : Luas selimut tiang
- N_s : Nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau

Tabel 3.2 Nilai Koefisien Tergantung dari Jenis Tanah (Decourt & Quaresma, 1978;Decourt dkk,1996)

Jenis Tanah	$K (t/m^2)$
Lempung	12
Lanau berlempung	20
Lanau berpasir	25
Pasir	40

Gambar 3.4 Nilai N -SPT yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung Tiang Metode Luciano Decourt



(Sumber : Décourt, l. 2021)

Dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung selimut tiang pada metode Luciano Decourt menggunakan Persamaan 3.5 dan 3.6. Pada metode Luciano Decourt dibutuhkan nilai koefisien yang tergantung dari jenis tanah yang akan dipakai yaitu nilai koefisien selimut tiang β dan koefisien dasar tiang α , nilai koefisien tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan 3.4.

$$Q_p = [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p] \quad (3.5)$$

$$Q_s = [\beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s] \quad (3.6)$$

Keterangan :

Q_p : Tahanan ujung di dasar tiang (ton)

α : Koefisien dasar tiang

β : Koefisien selimut tiang

K : Koefisien yang tergantung dari jenis tanah

N_s : Nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau

N_p : Nilai rata – rata dari SPT mulai 4D dibawah ujung tiang hingga 4D diatas ujung tiang

A_s : Luas selimut tiang (m^2)

A_p : Luas penampang dasar tiang (m^2)

Tabel 3.3 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma, 1978;Decourt dkk,1996)

<i>Soil/Pile</i>	<i>Driven Pile</i>	<i>Bored Pile</i>	<i>Bored Pile (Bentonite)</i>	<i>Continous hollow auger</i>	<i>Root Pile's</i>	<i>Injected Pile (High Pressure)</i>
<i>Clay</i>	1	0,8	0,9	1	1,5	3
<i>Intermediate Soils</i>	1	0,65	0,75	1	1,5	3
<i>Sands</i>	1	0,5	0,65	1	1,5	3

Tabel 3.4 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma, 1978;Decourt dkk,1996)

<i>Soil/Pile</i>	<i>Driven Pile</i>	<i>Bored Pile</i>	<i>Bored Pile (Bentonite)</i>	<i>Continous hollow auger</i>	<i>Root Pile's</i>	<i>Injected Pile (High Pressure)</i>
<i>Clay</i>	1	0,85	0,85	0,3	0,85	1
<i>Intermediate Soils</i>	1	0,6	0,6	0,3	0,6	1
<i>Sands</i>	1	0,5	0,5	0,3	0,5	1

3.4.3 Kapasitas Ultimit Tiang *Existing*

Kondisi tiang *existing* yang digunakan merupakan tiang jenis bor. Perhitungan kapasitas ultimit tiang bor dilakukan berdasarkan data NSPT yang didapat dari uji lapangan. Kapasitas dukung pondasi tiang bor menggunakan persamaan 3.7 dan 3.8 dibawah ini.

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + (0.2) \times N_s \times A_s \quad (3.7)$$

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor maka daya dukung selimut menggunakan separuh formula diatas menjadi

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + (0.1) \times N_s \times A_s \quad (3.8)$$

Untuk Kapasitas daya dukung izin dapat dicari dengan persamaan 3.9 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} - W_p \quad (3.9)$$

Keterangan :

Q_u : Kapasitas dukung ultimit tiang

N_b : Nilai N - SPT rata – rata pada elevasi dasar tiang pancang ($\frac{N_1+N_2}{2}$)

N_1 : Nilai SPT pada kedalaman 4D pada ujung tiang ke bawah.

N_2 : Nilai SPT pada kedalaman 8D pada ujung tiang keatas

A_p : Luas penampang dasar tiang pancang (m^2)

$NSPT$: Nilai rata – rata SPT sepanjang tiang.

A_s : Luas Selimut tiang pancang (m^2)

0.2 : Sebagai angka koefisien perlawanan gesek pada tanah berpasir (Mayerhoff)

Q_u : Kapasitas dukung ultimit (ton)

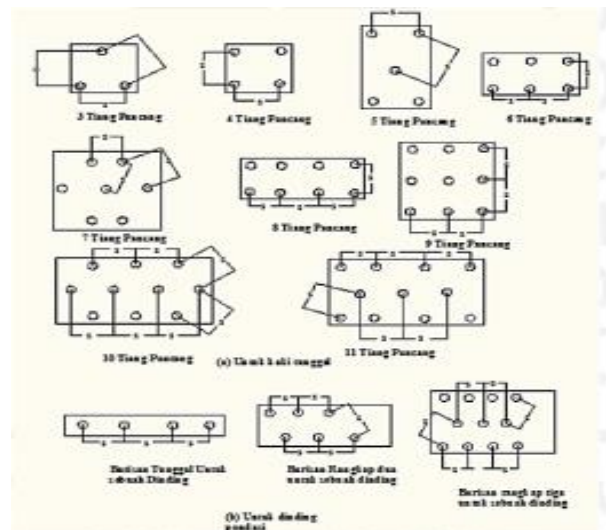
Q_{all} : Kapasitas dukung ultimit tiang yang diizinkan (ton)

SF : Angka keamanan (*safety factor*)

W_p : Berat tiang yang dipakai (ton)

3.4.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Pada umumnya pondasi tiang pancang dipasang secara berkelompok. Disebut berkelompok karena tiang pancang tersebut dipasang relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu bagian dengan menggunakan *pile cap*. Untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, ada beberapa hal yang harus diperhatikan terlebih dahulu, yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, susunan tiang, jarak tiang dan efisiensi kelompok tiang. Kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.5 Kelompok Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

1. Jumlah tiang

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan didasarkan beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ujung ijin tiang, maka rumus yang digunakan dapat dilihat pada Persamaan 3.10

$$n = \frac{P}{Q_{ijin}} \quad (3.10)$$

keterangan :

P : Beban yang bekerja

Q_{ijin} : Kapasitas dukung ijin tunggal

2. Jarak tiang

Jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. diisyaratkan dengan persamaan 3.11 dan persamaan 3.12 (Gultom, 2010).

$$S \geq 2,5D \quad (3.11)$$

$$S \leq 3D \quad (3.12)$$

dengan :

S : Jarak pusat ke pusat tiang.

D : Diameter tiang.

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

1. Bila $S < 2,5 D$

a. Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang – tiang yang dipancang terlalu berdekatan.

b. Terangkatnya tiang – tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.

2. Bila $S > 3D$

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

3. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah pasir

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus pada persamaan (3.13)

$$Q_g = n \times Q_{ijin} \times E_g \quad (3.13)$$

Keterangan :

Q_g : beban maksimum kelompok tiang

n : jumlah tiang dalam kelompok

Q_{ijin} : kapasitas dukung ijin

E_g : efisiensi kelompok tiang

4. Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang didapatkan dari *Uniform Building Code AASHTO* pada rumus *Converse – Labbare* yang dapat dilihat pada persamaan 3.14 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.14)$$

Keterangan :

E_g : Efisiensi kelompok tiang

m : Jumlah tiang dalam 1 kolom

n : Jumlah tiang dalam 1 baris

θ : Arc tg d/s, dalam derajat

Pada pondasi tiang pancang baik pada tahanan gesek maupun ujung dengan nilai $S \geq 3D$ maka digunakan nilai efisiensi 1 ($E_g = 1$).

3.5 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Pada waktu pondasi tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah disekitarnya akan mengalami penurunan (Hardiyatmo, 2015). Perhitungan penurunan pondasi perlu dilakukan untuk pencegahan terhadap penurunan pondasi berlebihan sehingga terjadi kegagalan struktur bangunan.

3.5.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Penurunan pondasi tiang tunggal dapat dihitung dengan metode empiris dan semi-empiris. Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal empiris dapat dilihat pada Persamaan 3.15 berikut.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.15)$$

dengan :

S = Penurunan total di kepala tiang (m)

D = diameter tiang

Q = beban yang bekerja (kN)

A_p = luas penampang tiang (m^2)

L = panjang tiang (m)

E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)

Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dengan metode semi – empiris dapat dilihat pada Persamaan 3.16 dibawah ini.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.16)$$

dengan :

S : Penurunan total pondasi tiang tunggal (m)

S_s : Penurunan tiang akibat deformasi aksial tiang tunggal (m)

S_p : Penurunan dari ujung tiang (m)

S_{ps} : Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)

Nilai *poisson's ratio* dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Perkiraan Nilai *Poisson's Ratio*

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0.4 – 0.5
Lempung tak jenuh	0.1 – 0.3
Lempung berpasir	0.2 – 0.3
Lanau	0.3 – 0.35
Pasir padat	0.2 – 0.4
Pasir kasar	0.15
Pasir halus	0.25

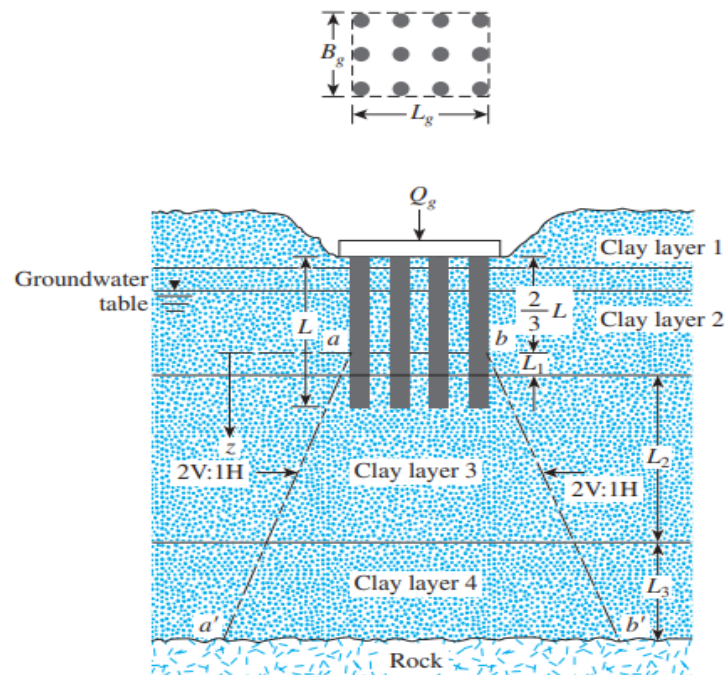
Sumber : Bowles (1968)

3.5.2 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Pada kondisi tertentu, kapasitas dukung ijin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil. Sebaliknya, bila beban per tiang sangat melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Pada tiang yang dipancang dalam lapisan pendukung yang relative keras dan tidak mudah mampat, penurunan yang terjadi adalah akibat pemendekan badan tiang sendiri ditambah penurunan tanah yang berbeda di bawah dasar tiang. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang akan kurang lebih sama dengan penurunan tunggal. Penurunan kelompok tiang untuk tanah lempung dapat dihitung dengan metode distribusi tegangan $2V : 1H$.

Penurunan Konsolidasi Pada Tiang Grup untuk tanah lempung terjadi secara berangsur – angsur dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Penurunan Tiang Dengan Metode Penyebaran $2V:1H$

(Sumber : Braja M. Das, 2016)

Penurunan kelompok tiang dengan metode distribusi ttegangan $2V : 1H$ menggunakan prosedur sebagai berikut :

1. misalkan panjang tiang L . Tiang grup dibebani dengan beban total Q_g . Jika pile cap dibawah permukaan tanah maka Q_g sama dengan beban total struktur atas

yang berada diatas tiang dikurangi berat efektif tanah di atas tiang grup yang digali.

2. asumsikan beban Qg disalurkan ke tanah dimulai pada kedalaman $2/3L$ dari puncak tiang, maka beban Qg menyebar sepanjang dua garis vertikal dan satu garis horizontal. Garis aa' dan bb' adalah dua batas garis 2 : 1.
3. hitung peningkatan tegangan akibat beban Qg dengan rumus :

$$\Delta P = \frac{Qg}{(Bg + z1) \times (Lg + z1)} \quad (3.18)$$

dengan :

Qg = kapasitas dukung kelompok tiang (ton)

ΔP = peningkatan tekanan efektif pada tengah lapisan ke i (ton/m^2)

Lg = panjang kelompok tiang (m)

Bg = lebar tiang grup, dihitung dari pinggir tiang – tiang (m)

Zi = kedalaman pada tengah lapisan ke i (m)

4. tanah dibagi atas lapis – lapis dengan masing – masing lapis ditentukan parameter kompresibelnya dan tegangan efektif awal (Po') . Hitung penurunan konsolidasi masing – masing lapisan karena peningkatan tegangan yang terjadi. Perhitungan penurunan pada masing – masing lapis dihitung menggunakan Persamaan 3.19 berikut ini.

$$\Delta S_{c(i)} = \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Po' \times \Delta P}{Po'} \right] \quad (3.19)$$

dengan :

$\Delta S_{c(i)}$ = penurunan kelompok tiang (m)

C_c = indeks kompresi (lihat tabel 3.6)

ΔH = tebal lapisan (m)

e_o = angka pori (lihat tabel 3.8)

Po' = tegangan efektif tanah (ton/m^2)

ΔP = tegangan efektif tanah pada lapisan ke-1 (ton/m^2)

5. total penurunan konsolidasi pada kelompok tiang grup dihitung menggunakan Persamaan 3.20 berikut ini.

$$\Delta S_{c(g)} = \sum \Delta S_{c(i)} \quad (3.20)$$

dengan :

$\Delta S_{c(g)}$ = Total penurunan tiang grup (m)

$\sum \Delta S_{c(i)}$ = Jumlah penurunan kelompok tiang tiap lapisan i (m)

Tabel 3.6 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

Tabel 3.7 Nilai Indeks Kompresi (C_c)

Jenis Tanah	Nilai C_c
Gambut	1,00 – 4,50
Lembut plastis	0,15 – 1,00
Lempung kaku	0,06 – 0,15
Lempung setengah kaku	0,003 – 0,06
Pasir lepas	0,025 – 0,05
Pasir padat	0,005 – 0,01

(Sumber : Soedarmo dan Purnomo 1993)

Tabel 3.8 Nilai Angka Pori (e_o)

Jenis Tanah	Angka Pori
Pasir seragam tidak padat	0,85
Pasir seragam padat	0,51
Pasir berbutir campuran tidak padat	0,67
Pasir berbutir campuran padat	0,43
Lempung lunak sedikit organik	1,90
Lempung lunak sangat organik	3,00

(Sumber : Hardiyatmo 2010)

3.5.3 Penurunan Yang Diizinkan

Menurut SNI 8640-2017 besarnya penurunan total dan penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan disekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing – masing kasus tersendiri dengan mengacu integritas, stabilitas, dan fungsi dari struktur di atasnya.

Penurunan maksimum dapat diketahui dengan ketetapan yang memadai, dimana pada umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan yang diizinkan dengan penurunan total. Syarat perbandingan penurunan yang aman adalah $S_{total} \leq S_{izin}$ dapat dirumuskan pada Persamaan 3.21 berikut ini

$$S_{izin} = 15 \text{ cm} + B/600 \quad (3.21)$$

dengan :

S_{izin} = penurunan yang diizinkan (cm)

B = diameter tiang (cm)

3.6 Analisis Distribusi Beban Gempa

Analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang dan perhitungan pembebanan analisis struktur atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa dilakukan dengan menggunakan *SAP 2000* v.22. Sedangkan peraturan menggunakan SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Nongedung.

3.7 *SAP 2000*

SAP 2000 adalah program analisis struktur yang berdasarkan elemen hingga yang dapat menyelesaikan problem yang dapat dimodelkan dengan elemen hingga. Problem yang dapat diselesaikan dalam bidang ketekniksipilan berupa analisis struktur truss 2D & 3D, grid, frame 2D & 3D. Untuk bidang geoteknik dengan kemampuan permodelan material (*linier elastic constitutive equation*) sederhana, dapat menyelesaikan distribusi tegangan dalam timbunan, distribusi tegangan dalam timbunan, distribusi tegangan di dekat galian tanah, permodelan tiang pancang, turap dan lain – lain. *Output* yang dihasilkan dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan baik berupa model struktur, grafik, maupun spreadsheet. Semuanya dapat disesuaikan dengan kebutuhan untuk penyusunan laporan analisis dan desain.

Langkah – Langkah permodelan dan analisis struktur dengan memakai *SAP 2000* sebagai berikut.

1. Pendefenisian geometri struktur dan jenis tumpuan

Gambar struktur yang dihendaki dengan sistem template atau grid system dalam proses ini turut ditentukan kondisi batas (*Boundry condition*) dari struktur yakni kondisi tumpuan, melalui menu restrain.

2. Penentuan Material

Jika struktur telah tergambar, lakukan definisi material dengan membuat nama-nama material yang dikehendaki. Penamaan material hendaknya ikut menantumkan keterangan tentang karakteristik material, misalnya kuat tekan beton, mutu baja, dan karakteristik lain yang dapat membedakan dengan material lain yang didefinisikan.

3. Penentuan tampang

Setelah tahap kedua selesai, maka dilanjutkan dengan penentuan tampang. Apakah tampang dari *frame* desain kita IWF, persegi, pipa dan lain – lain. Dalam penentuan tampang akan dilakukan pemberian material apa yang digunakan dalam tampang tersebut. Dalam tahap ini tampang – tampang yang telah terdefinisi harus ditetapkan untuk tiap batang dan kombinasi beban.

4. Pemberian nama beban dan kombinasi beban

Beban – beban yang diterima struktur dapat dibagi menjadi berbagai macam yang bekerja, misalnya beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. Beban yang bekerja dalam struktur dapat bekerja bersamaan dengan proporsi tertentu menurut faktor beban yang ada. Sehingga kombinasi beban yang terjadi juga harus diperhitungkan. Kombinasi yang terjadi nantinya dipilih sesuai dengan kriteria.

5. Kombinasi geometri struktur dan tumpuan

Menggambar *frame* yang menghubungkan antar *modal* yang membentuk portal struktur yang direncanakan.

6. Pemberian beban kepada struktur

Pemberian beban dilakukan setelah pemberian nama pada beban.

7. Analisa struktur

Proses *run* dilaukan setelah model struktur telah siap untuk diketahui gaya – gaya dalam.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara untuk memecahkan masalah ataupun cara mengembangkan ilmu pengetahuan dengan menggunakan metode ilmiah. Secara lebih luas lagi dijelaskan bahwa metode penelitian adalah cara – cara ilmiah untuk mendapatkan data yang valid, dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan dan dibuktikan, suatu pengetahuan tertentu sehingga pada gilirannya dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, dan mengantisipasi masalah.

4.2 Studi Pustaka

Studi Pustaka adalah segala usaha yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan atau sedang diteliti. Informasi itu dapat diperoleh dari buku – buku ilmiah, laporan penelitian, karangan – karangan ilmiah, tesis dan disertasi, peraturan – peraturan, ketetapan – ketetapan, buku tahunan, ensiklopedia, dan sumber – sumber tertulis baik tercetak maupun elektronik lain. Studi kepustakaan merupakan suatu kegiatan yang tidak dapat dipisahkan dari suatu penelitian.

4.3 Pengumpulan Data

Dalam penelitian ini, data yang diperoleh dari proyek Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang. Adapun data yang dipakai sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian adalah sebagai berikut :

1. Gambar teknis Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang,
2. Data beban pada Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang,
3. Data hasil penyelidikan tanah dengan metode *standard penetration test*.

Pada proyek pembangunan gedung Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang, penyelidikan yang dilakukan adalah penyelidikan lapangan yaitu SPT.

4.4 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan digunakan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima oleh pondasi. Penulis melakukan analisis pembebanan menggunakan aplikasi *SAP 2000*. Aplikasi ini dilakukan untuk memasukkan data struktur gedung yang meliputi data kolom, balok, dan pelat, serta beban yang bekerja yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dari data tersebut kemudian diperoleh gaya-gaya yang bekerja pada kolom, meliputi gaya aksial, geser, dan momen yang akan digunakan untuk analisis selanjutnya.

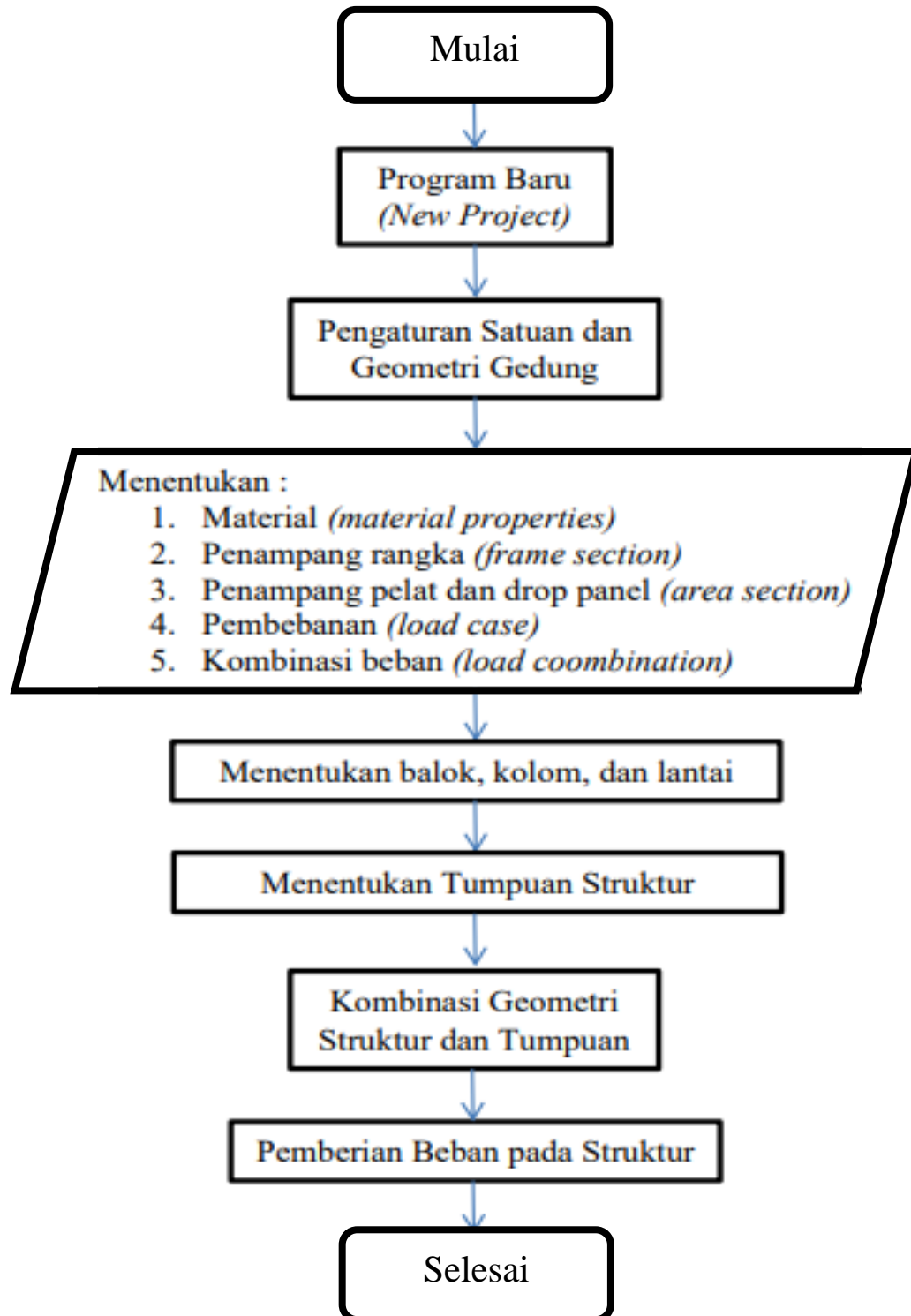
4.5 Analisis Pondasi Tiang Pancang

Hasil dari program *SAP 2000* digunakan untuk analisis pondasi tiang pancang. Analisis dilakukan dengan metode Mayerhoff dan Luciano Decourt meliputi :

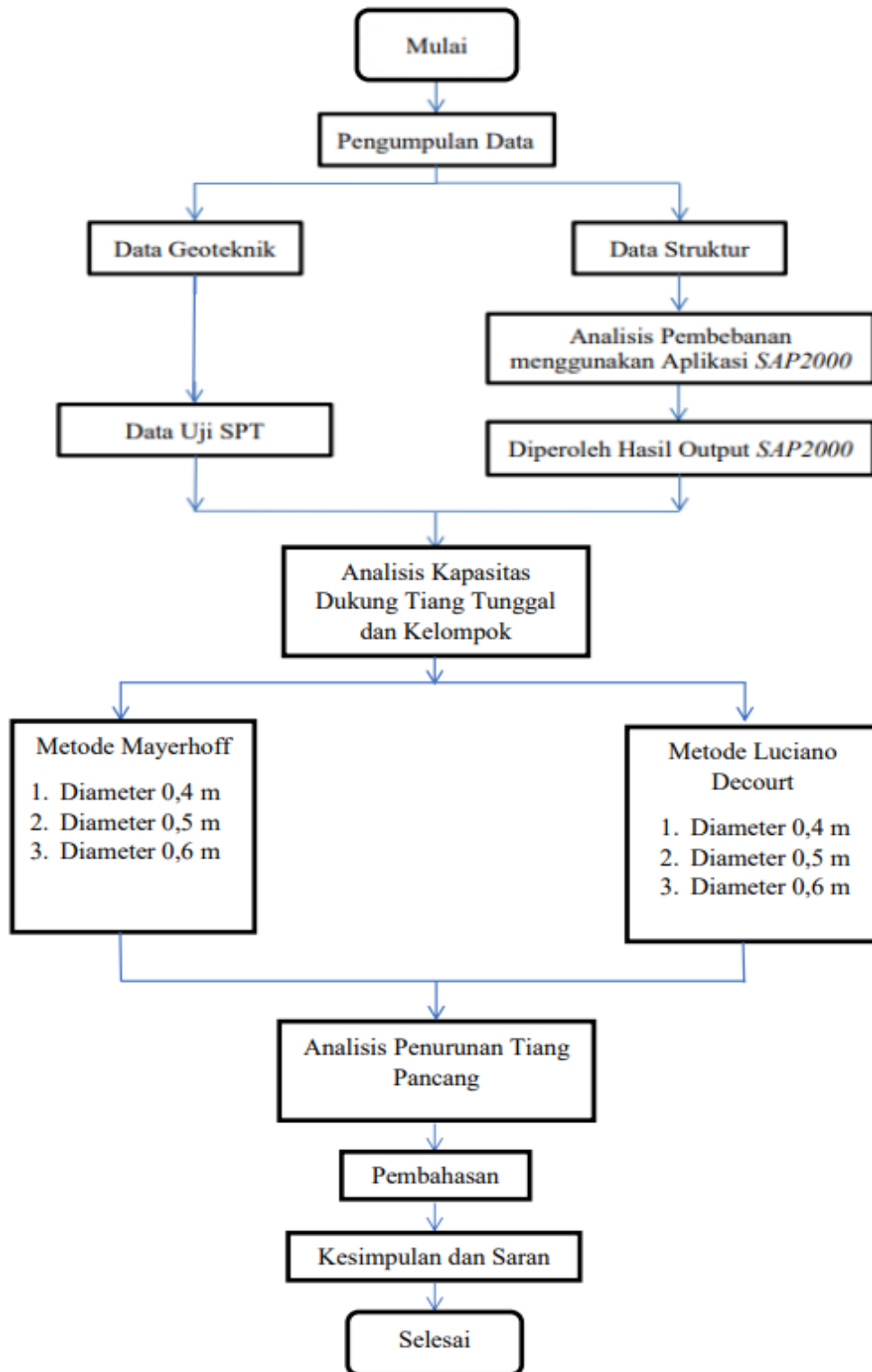
1. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal,
2. Analisis kapasitas dukung tiang kelompok, dan
3. Penurunan pondasi tiang pancang.

4.6 Bagan Alir

Merupakan sebuah diagram dengan symbol – symbol grafis yang menyatakan aliran atau proses yang menampilkan langkah - langkah yang disimbolkan dalam bentuk kotak, serta urutannya dengan menghubungkan masing – masing Langkah tersebut menggunakan tanda panah. Diagram ini bisa memberi solusi selangkah demi selangkah untuk penyelesaian masalah yang ada di dalam proses penelitian. Bagan alir perhitungan struktur dengan *SAP 2000* dapat dilihat pada gambar 4.1 dan bagan alir metode penelitian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.1 Bagan Alir Perhitungan Struktur dengan SAP 2000



Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG

5.1 Data Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang

Gedung Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang merupakan gedung yang dibangun untuk menambah sarana dan prasarana dalam proses perkuliahan mahasiswa dalam proses perkuliahan mahasiswa FK UNIMUS. Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah memiliki 8 lantai dengan struktur beton bertulang. Gedung ini berada di Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang, Jawa Tengah. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Lokasi Proyek

(Sumber: Google Maps)

5.1.1. Data Umum Proyek

Data proyek Pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang adalah sebagai berikut.

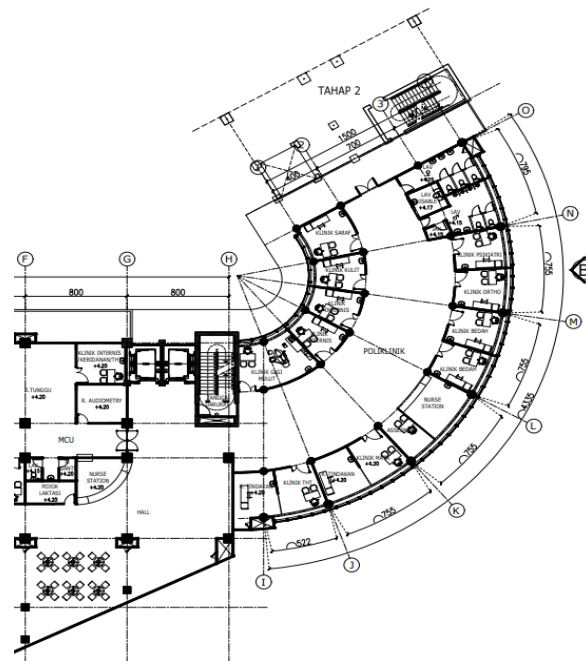
1. Nama Proyek : Pembangunan Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.
2. Pemilik Proyek : Universitas Muhammadiyah Semarang
3. Kontraktor : Tim Swakelola Universitas Muhammadiyah Semarang
4. Perencana : PT. Medisain Dadi Sempurna
5. Konsultan Pengawas : PT. Muhindo
6. Lokasi Proyek : Jalan Kedungmundu Raya 18, Semarang, Jawa Tengah
7. Kons. Bagian Atas : Struktur Beton Bertulang
8. Kons. Bagian Bawah : Pondasi Beton Bertulang
9. Biaya Proyek : ± Rp. 200.000.000.000,-
10. Waktu Penyelesaian : ± 24 Bulan

5.1.2. Spesifikasi Material

Material yang dipakai pada proyek Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang adalah beton dengan mutu f_c' sebesar 25 Mpa dan baja dengan mutu f_y sebesar 240 Mpa dan f_u sebesar 420 Mpa.

5.1.3. Denah Konstruksi

Denah Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Denah Lantai 1

(Sumber : PT. Medisain Dadi Sempurna)

5.1.4. Data Struktur

Struktur utama gedung Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Konstruksi struktur atas gedung yang digunakan adalah beton bertulang sedangkan konstruksi struktur bawah yang digunakan adalah pondasi *bored pile*. Penulis akan melakukan desain ulang struktur bawah bangunan dengan pondasi tiang pancang lalu dihitung daya dukung tiang serta penurunan pondasi yang terjadi pada pondasi yang didesain tersebut.

Struktur atas adalah seluruh bagian struktur yang berada diatas permukaan tanah. Struktur atas pada bangunan gedung ini antara lain adalah kolom, balok, pelat, dan atap.

1. Kolom

Pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang dirancang memakai kolom beton bertulang berbentuk segi empat dengan mutu beton $f'c$ 25 MPa.

2. Balok

Balok merupakan bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan terhadap beban yang diterima. Proyek Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang menggunakan balok dengan mutu beton $f'c$ 25 MPa.

3. Pelat

Pelat adalah salah satu bagian dari struktur bangunan yang berfungsi mendukung beban vertical dan sisi-sisinya didukung oleh balok.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur yang akan dibahas adalah struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa. Beban – beban tersebut kemudian akan dianalisis dengan menggunakan program SAP 2000.

5.2.1. Peraturan pembebanan yang digunakan penulis dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut:

1. SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung
- 3, SNI 1727-2020 tentang Tata Cara Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

5.2.2. Kombinasi Pembebanan

Suatu struktur dikatakan aman secara konstruksi jika memenuhi spesifikasi dari peraturan yang berlaku. Struktur bangunan harus mampu menahan beban yang bekerja pada bangunan yang direncanakan. Di dalam SNI 1727-2020 dijelaskan beban structural terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban gempa. Kombinasi pembebanan yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)
3. 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (LL atau 0,5 W)
4. 1,2 DL + 1,0 W + LL + 0,5 (L_r atau R)
5. 0,9 DL + 1,0 W
6. 0,9 DL + E_v + E_h [Envelope min]
7. 1,2 DL + E_v + E_h + LL [Envelope max]

dengan :

DL = Beban Mati

LL = Beban Hidup

5.2.3 Pembebanan

Pembebanan beban hidup, beban mati dan beban gempa perlu diperhitungkan agar bangunan dapat dikategorikan aman dan stabil. Berikut adalah pembebanan yang digunakan dalam proyek Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.

1. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung disesuaikan dengan fungsi gedung dan ruangan. Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang termasuk pada gedung rumah sakit. Beban hidup (Q_L) yang dipakai pada proyek ini dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Beban Hidup (Q_L) pada Pelat Lantai

Fungsi Ruang	Beban (kN/m^2)
Ruang Rawat Inap	1,92
Koridor	3,83
Kantor / Ruang Management	2,4
Atap	0,96

(Sumber : SNI 1726-2019)

2. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727-2020 Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung Dan Struktur Lain, Beban mati ialah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi sebagai berikut :

a. Lantai

Analisis beban mati pada struktur lantai dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Analisis Beban Mati pada Lantai

No	Material	Dimensi	Berat Volume	Beban
		m	kN/m^3	kN/m^2
1	Berat sendiri plat lantai	0,13	24,0	3,12
2	Berat <i>finishing</i> lantai	0,05	22,0	1,10
3	Berat plafon dan rangka	-	-	0,20
4	Berat instalasi ME	-	-	0,50
Total beban mati (Q_D)				4,92

b. Atap

Analisis beban mati pada struktur atap dapat dilihat pada Tabel 5.3 dibawah ini.

Tabel 5.3 Analisis Beban Mati pada Atap

No	Material	Dimensi	Berat Volume	Beban
		m	kN/m^3	kN/m^2
1	Berat sendiri plat lantai	0,12	5,0	0,60
2	Berat <i>finishing</i> lantai	0,05	3,0	0,15
3	Berat plafon dan rangka	-	-	0,21
Total beban mati (Q_D)				0,96

3. Beban Gempa

Pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang terletak pada provinsi Jawa Tengah yang difungsikan sebagai rumah sakit dan memiliki periode struktur bangunan ditentukan sebagai berikut.

a. Periode Struktur Bangunan (T)

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 periode struktur bangunan menentukan besar beban gempa yang akan dioperasikan pada gedung. Berdasarkan SNI 1726-2019 periode struktur bangunan ditentukan sebagai berikut.

1) Periode pendekatan (T_a)

Periode ini dihitung berdasarkan tipe struktur yang digunakan. Gedung Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang termasuk dalam kategori struktur rangka beton pemikul momen dengan tinggi bangunan setinggi 29 m untuk Gedung B. nilai koefisien pendekatan C_t dan α dapat dilihat pada Tabel 18 SNI 1726-2019, sehingga persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \times h_n^x \\
 &= 0,0466 \times 29^{0,9} \\
 &= 0,965 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

2) Periodea *Computed* (T_c)

Periodea ini didapatkan dari aplikasi SAP 2000 yang menghasilkan nilai T_c sebesar 0,0466 detik.

3) Periodea (T)

Periodea fundamental diperoleh dengan memakai pendekatan koefisien/nilai batas atas sesuai pada Tabel 3.2 di SNI 03-1726-2019 diperoleh nilai batas atas (C_u) sebesar 1,4 maka persamaan yang dipakai adalah sebagai berikut.

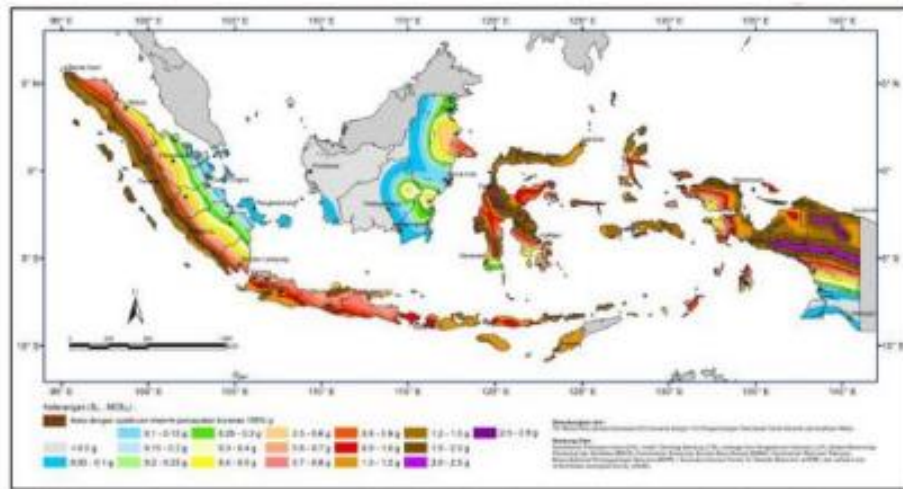
$$\begin{aligned}
 T &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 0,965 \\
 &= 1,35 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

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

Menurut SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung pada bagian 4.1.2, kategori risiko bangunan untuk gedung Pendidikan termasuk pada kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,5.

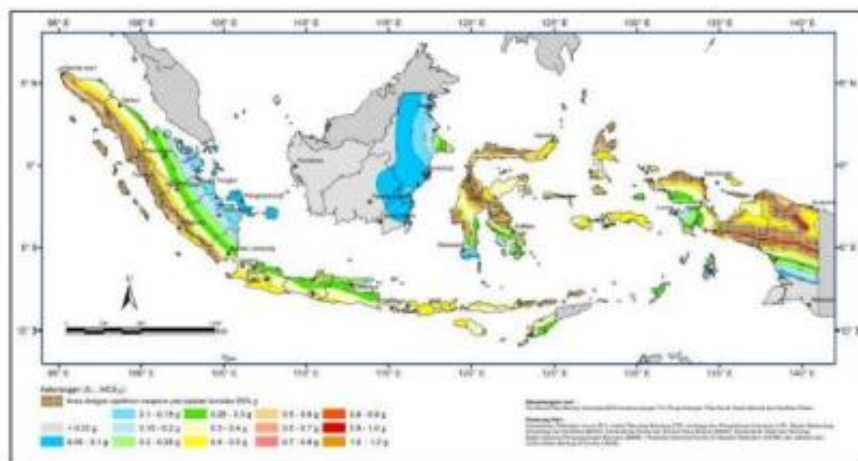
c. Nilai Respon Spektrum Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, nilai respon spektrum gempa dapat diketahui dengan mencari parameter percepatan terpetakan. Parameter ini terdiri dari percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Gambar 5.4 dibawah ini.



**Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek
(Ss)**

(Sumber : SNI 1726-2019)



**Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 1 detik
(S1)**

(Sumber : SNI 1726-2019)

Data F_a , F_v , S_s , dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03=1726-2019 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 periode panjang (F_v) dapat dilihat pada pasal 6.2.
3. Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode pendek redaman 5 persen (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.
4. Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik redaman 5 persen (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.

Berdasarkan uraian pasal diatas diperoleh hasil yang dapat diketahui pada Tabel 5.4 hingga Tabel 5.6 dan kurva respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.5.

Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

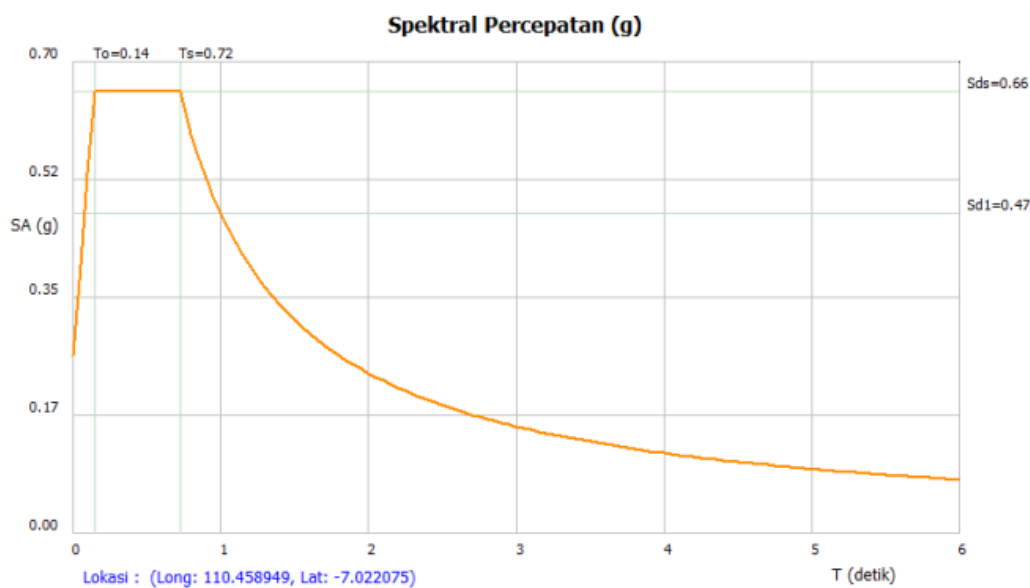
Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	0,848793
F_a	1,160483
S_{MS}	0,985009
S_1	0,368555
F_v	1,931445
S_{M1}	0,711844

Tabel 5.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
S_{DS}	0,656673
S_{D1}	0,474562

Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
C_{RS}	0,0
C_{R1}	0,0
S_{DSr}	0,0
S_{D1r}	0,0

**Gambar 5.5 Grafik Respon Spektrum**

(Sumber : Desain Spektra Indonesia, 2020)

d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, beban geser nominal adalah sebagai berikut.

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,079 \times 3.578.688,23 \text{ kg}$$

$$V = 283.051,86 \text{ kg}$$

$$V = 283,05 \text{ ton}$$

e. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

Nilai gaya geser gempa dinamik tidak boleh < 85% dari nilai gempa statik. Jika nilai gempa dinamik < 85% dari nilai gempa statik maka harus dikalikan dengan faktor skala berikut persamaannya

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 \times V_s}{v_d} \geq 1$$

Untuk mengecek gaya geser pada analisis pembebanan gedung, dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

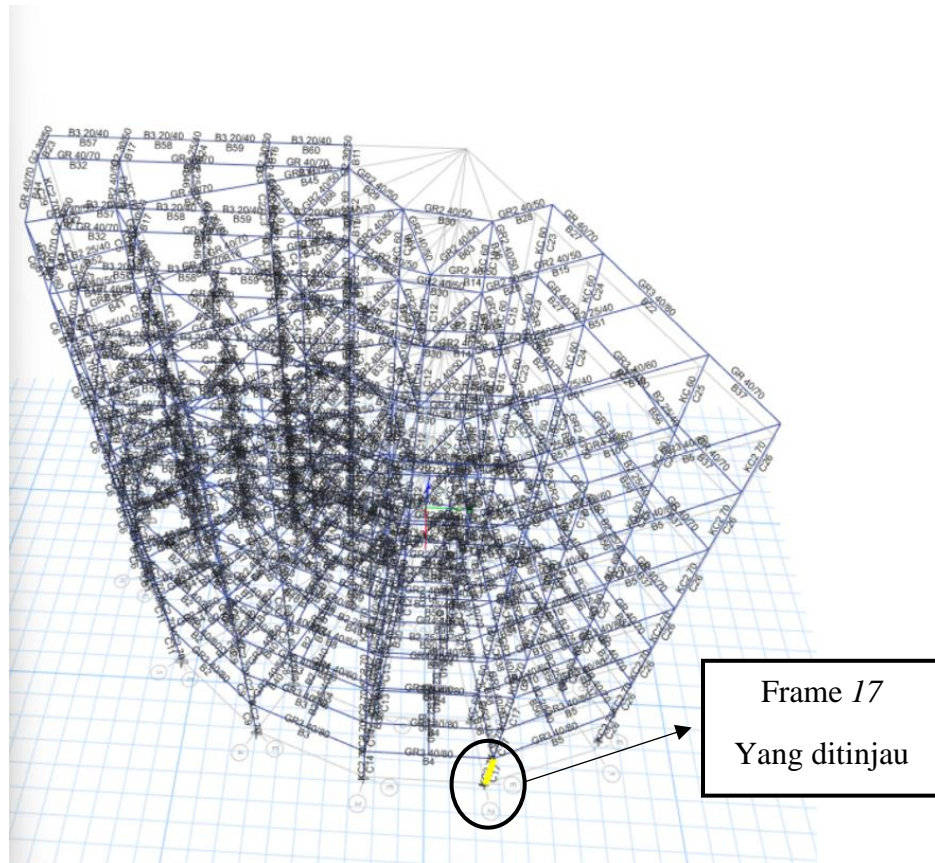
	VRSx	VRSy
Dinamik (kN)	2498,81	2782,41
Simbol	>	>
Statik 0,85 Vs (kN)	2120,80	2360,22
Keterangan	OK	OK

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:

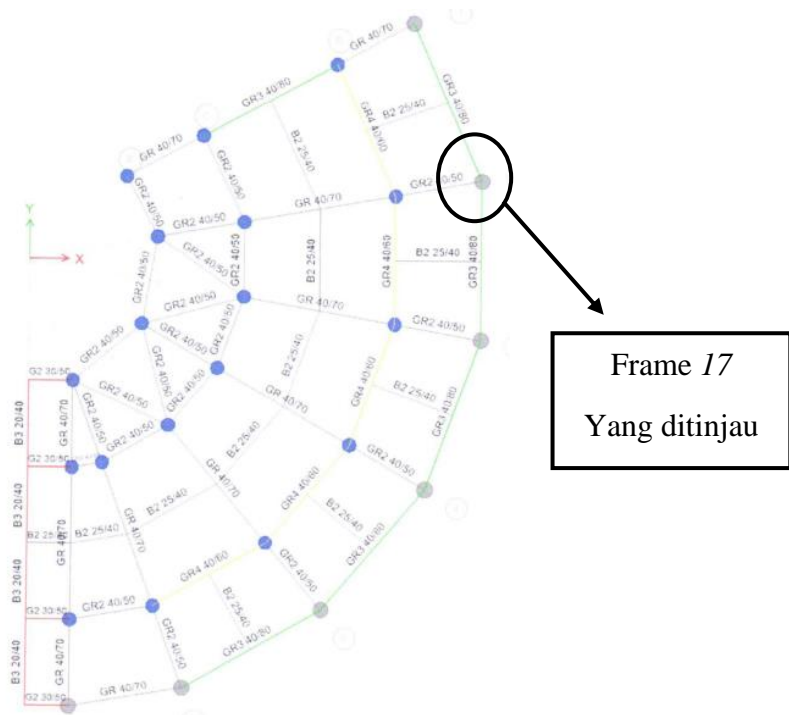
1. pengidentifikasikan *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*
2. pengidentifikasian karakteristik material dan *frame section*.
3. pengidentifikasian beban (*load*), yaitu beban mati (Wd), beban hidup (Wl) dan beban gempa (E) serta kombinasinya (*combo*), dan
4. menjalankan program analisis.

Pembuatan model struktur bangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang secara 3 dimensi dan tampak atas pada aplikasi SAP 2000 dapat dilihat pada gambar 5.6 dan 5.7 berikut.



Gambar 5.6 Permodelan Struktur Bangunan 3D

(Sumber : Program SAP 2000)



Gambar 5.7 Tampak Atas Permodelan SAP 2000

(Sumber : Program SAP 2000)

Analisis struktur diatas dilakukan dengan aplikasi SAP 2000 dengan asumsi perletakan *joint* jepit-jepit, hal ini dilakukan agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap plat lantai 1-8 (atap).

Beban gempa pada bangunan dihitung berdasarkan ketinggian masing – masing lantai. Beban tersebut dimasukkan pada setiap portal di masing – masing lantai. Input beban gempa dilakukan secara dua arah, yaitu arah horizontal (sumbu x) dan arah vertikal (sumbu y). Tinggi lantai memengaruhi besarnya beban gempa. Semakin tinggi lantai maka beban gempa pada setiap portalnya baik arah horizontal maupun vertikal akan semakin besar.

Hasil *output* dari program SAP 2000 diperoleh gaya – gaya dalam *frame 17* akibat kombinasi beban yaitu :

Beban aksial (P) = 367,02 ton

Gaya Geser (H) = 19,60 ton

Momen arah x (Mx) = 41,87 tm

Momen arah y (My) = 38,11 tm

Gaya – gaya maksimum pada kolom dasar yang digunakan sebagai beban rencana pada analisis tiang pancang. Hasil dari perhitungan program SAP 2000 dapat dilihat pada Lampiran.

5.4 Data Karakteristik Tanah

Berdasarkan hasil pengujian di lapangan pada lokasi proyek Pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang, ditemukan beberapa jenis tanah yang memengaruhi desain pondasi. Pada dasar pondasi, jenis tanah yang dominan adalah tanah lempung kelanauan dengan butiran sedang hingga kasar. Pada kedalaman 1,3 - 13,2 meter, ditemukan tanah lanau kelempungan, kepasiran, dengan warna coklat keabuan hingga kekuningan yang memiliki konsistensi sangat kaku (*very stiff consistency*). Di bawahnya, terdapat lapisan pasir berkerikil yang disertai boulder andesit, dengan kepadatan yang sangat tinggi. Lapisan ini memiliki kekerasan yang signifikan, dengan nilai N_{spt} (Standard Penetration Test) lebih besar dari 60 pukulan/*feet*. Lapisan tanah keras ini terletak pada kedalaman lebih dari 13 meter. Pengujian dilakukan dengan metode *Standard Penetration Test (SPT)*. Pengujian dilakukan pada titik bor BH3. Simpulan hasil pemboran pada titik BH3 dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Simpulan Hasil Pemboran di Titik Bor BH3

Bore Hole	Kedalaman (m)	Keterangan
BH3	0,00 – 1,30	Lempung Kelanauan : warna coklat kehitaman, kepadatan sedang.
	1,30 – 13,20	Lanau Kelempungan Kepasiran : warna coklat keabuan kekuningan, kepadatan sedang.
	13,20 – 30,00	Pasir : warna abu – abu gelap, pelapukan sedang, sangat padat.

(Sumber : PT.Medisain Dadi Sempurna)

Hasil uji SPT di lapangan pada titik Bor BH4 dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

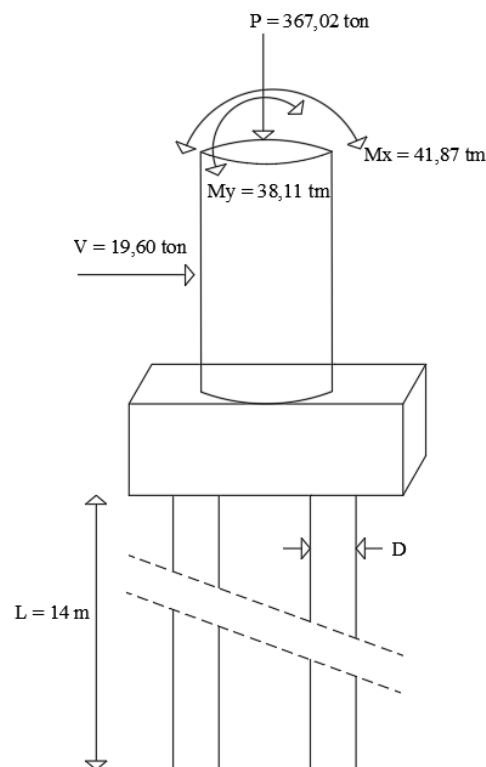
Tabel 5.9 Data Hasil Uji SPT

Kedalaman (m)	<i>N-SPT</i>
0 – 2	6
2 – 4	10
4 – 6	28
6 – 8	57
8 – 10	53
10 – 12	52
12 - 14	60
14 - 16	60

(Sumber : PT. Medisain Dadi Sempurna)

5.5 Desain Pondasi Tiang Pancang

Hasil *output* dari analisis pembebanan SAP 2000 *frame* 17 berupa beban aksial, geser, momen x dan momen y masing – masing sebesar 367,02 ton, 19,60 ton, 41,87 ton, 38,11 ton. Beban tersebut berada pada *frame* 17 yang memiliki beban aksial terbesar. Desain pondasi tiang pancang dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Sketsa Desain Pondasi Tiang Pancang

5.5.1. Kapasitas Dukung Tiang Bor kondisi *existing*

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang membutuhkan nilai N-SPT rata – rata (Tabel 5.9). Nilai N-SPT yang dihitung adalah sampai kedalaman 16m. perhitungan nilai N-SPT rata – rata adalah sebagai berikut.

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{\sum(h.NSPT)}{\sum h}$$

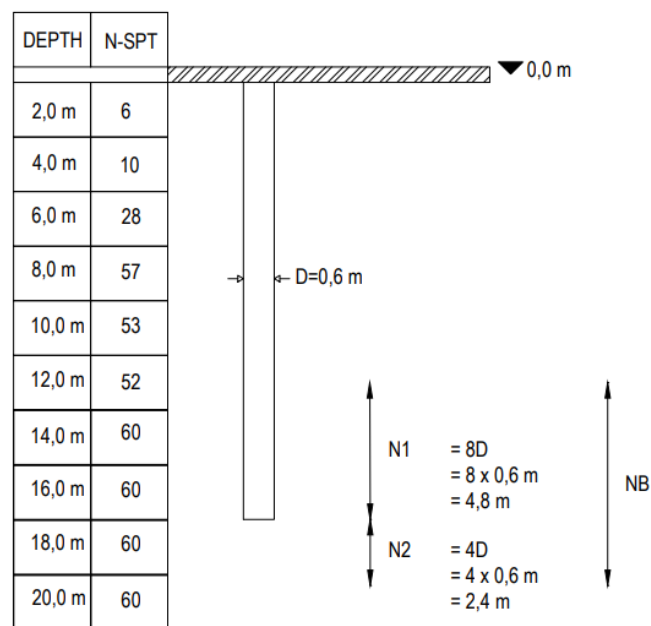
$$NSPT_{rata-rata} = \frac{(2 \times 6) + (2 \times 10) + (2 \times 28) + (2 \times 57) + (2 \times 53) + (2 \times 52) + (2 \times 60) + (2 \times 60)}{(2+2+2+2+2+2+2+2)}$$

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{652}{16}$$

$$NSPT_{rata-rata} = 40,75$$

Berdasarkan hasil bor yang telah dilakukan pada titik lapangan, didapatkan hasil data lapisan tanah dan nilai NSPT. Perhitungan daya dukung tanah untuk pondasi tiang bor dihitung berdasarkan nilai NSPT menggunakan diameter tiang 0,6 m dengan kedalaman tiang 16 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang bor kondisi *existing* adalah sebagai berikut.

Nilai NSPT, N1 dan N2 yang akan digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,6 m

$$N_b = \frac{\sum(h \times NSPT)}{\sum h}$$

$$= \frac{(0,8 \times 52) + (2 \times 60) + (2 \times 60) + (2 \times 60) + (0,4 \times 60)}{4,8 + 2,4}$$

$$= \frac{425,6}{7,2}$$

$$= 59,1$$

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$Q_p = 40 N_b \times A_p$$

$$= 40(59,1) \times 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 2364 \times 0,25 \times \pi \times 0,6^2$$

$$= 668,066 \text{ ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = 0,2 \times N_{rata-rata} \times p \times L$$

$$= 0,2 \times 40,75 \times \pi \times 0,6 \times 16$$

$$= 245,673 \text{ ton}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 668,066 + 245,673$$

$$= 913,739 \text{ Ton}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang}$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 16 \times 2,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \times 16 \times 2,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$= 10,857 \text{ Ton}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p$$

$$= \frac{913,739}{3} - 10,857$$

$$= 304,579 - 10,857 \text{ ton}$$

$$= 293,722 \text{ ton}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{367,02}{293,722} \\
 &= 1,249 = 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \times D \\
 &= 3 \times 0,6 \\
 &= 1,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{ijin} \times E_g \\
 &= 2 \times 293,722 \times 1 \\
 &= 587,444 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Desain pondasi aman digunakan.

5.5.2. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Mayeroff Dengan Data SPT

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang membutuhkan nilai N-SPT rata – rata (Tabel 5.9). Nilai N-SPT yang dihitung adalah sampai kedalaman 14 m. Perhitungan nilai N-SPT rata – rata adalah sebagai berikut.

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{\sum(h.NSPT)}{\sum h}$$

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{(2 \times 6) + (2 \times 10) + (2 \times 28) + (2 \times 57) + (2 \times 53) + (2 \times 52) + (2 \times 60)}{(2 + 2 + 2 + 2 + 2 + 2)}$$

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{532}{14}$$

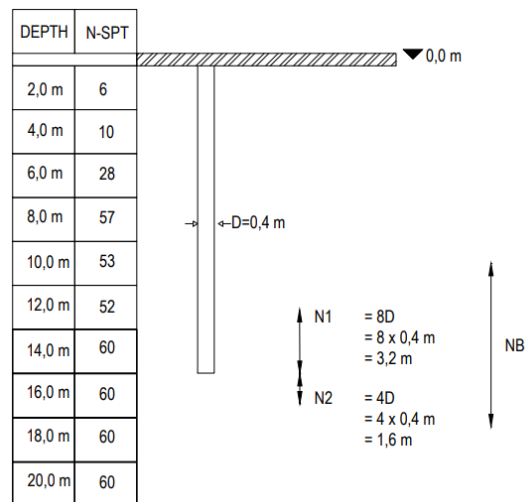
$$NSPT_{rata-rata} = 38$$

Berikut adalah perhitungan kapasitas dukung Tiang Pancang.

1. Tiang Pancang Diameter 0,4 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang dengan diameter 0,4 m dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Letak N1 dan N2 pada Tiang dengan Diameter 0,4 m

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \\
 &= 0,125 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 8D &= 8 \times 0,4 \\
 &= 3,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4D &= 4 \times 0,4
 \end{aligned}$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Nb &= \frac{(1,2 \times 52) + (2 \times 60) + (1,6 \times 60)}{1,2 + 2 + 1,6} \\ &= \frac{278,4}{4,8} \\ &= 58 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qp &= 40 \times Nb \times Ap \\ &= 40 \times 58 \times 0,125 \\ &= 290 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} Qs &= 0,2 \times NSPT \times A_s \\ &= 0,2 \times 38 \times (\pi \times D \times L) \\ &= 0,2 \times 38 \times (\pi \times 0,4 \times 14) \\ &= 133,638 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Qu &= Qp + Qs \\ &= 290 + 133,638 \text{ ton} \\ &= 423,638 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Qijin &= \frac{Qu}{SF} - Wp \\ &= \frac{423,638}{3} - 4,220 \\ &= 136,993 \text{ ton} \end{aligned}$$

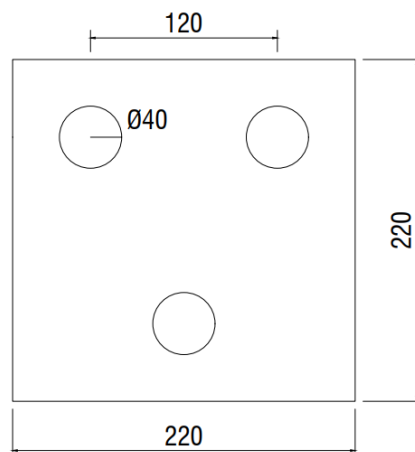
e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{367,02}{136,993} \\
 &= 2,679 = 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \times D \\
 &= 3 \times 0,4 \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,4 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Susunan Tiang Pancang $D = 0,4 \text{ m}$ dengan Jumlah 3 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = n \times Q_{ijin} \times E_g$$

$$= 3 \times 136,993 \times 1$$

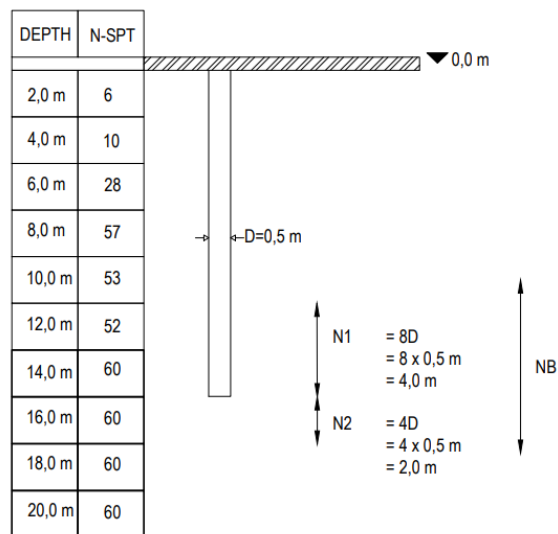
$$= 410,979 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton}$$

Desain pondasi aman digunakan.

2. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang dengan diameter 0,5 m dapat dilihat pada Gambar 5.12



Gambar 5.12 Letak N1 dan N2 pada Tiang dengan Diameter 0,5 m

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2$$

$$= 0,196 \text{ m}^2$$

$$8D = 8 \times 0,5$$

$$= 4,0 \text{ m}$$

$$4D = 4 \times 0,5$$

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

$$Nb = \frac{(2 \times 52) + (2 \times 60) + (2 \times 60)}{2 + 2 + 2}$$

$$= \frac{344}{6}$$

$$= 57,333$$

$$Qp = 40 \times Nb \times Ap$$

$$= 40 \times 57,333 \times 0,196$$

$$= 449,491 \text{ ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Qs = 0,2 \times NSPT \times A_s$$

$$= 0,2 \times 38 \times (\pi \times D \times L)$$

$$= 0,2 \times 38 \times (\pi \times 0,5 \times 14)$$

$$= 167,048 \text{ ton}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Qu = Qp + Qs$$

$$= 449,491 + 167,048 \text{ ton}$$

$$= 616,539 \text{ ton}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Qu}{SF} - Wp$$

$$= \frac{616,539}{3} - 6,594$$

$$= 198,919 \text{ ton}$$

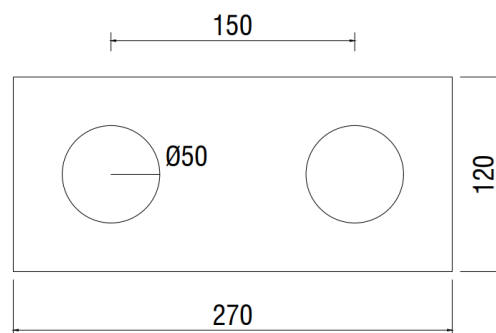
e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\ &= \frac{367,02}{198,919} \\ &= 1,845 = 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned} S &= 3 \times D \\ &= 3 \times 0,5 \\ &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,5 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.13.



Gambar 5.13 Susunan Tiang Pancang $D = 0,5\text{m}$ dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = n \times Q_{ijin} \times E_g$$

$$= 2 \times 198,919 \times 1$$

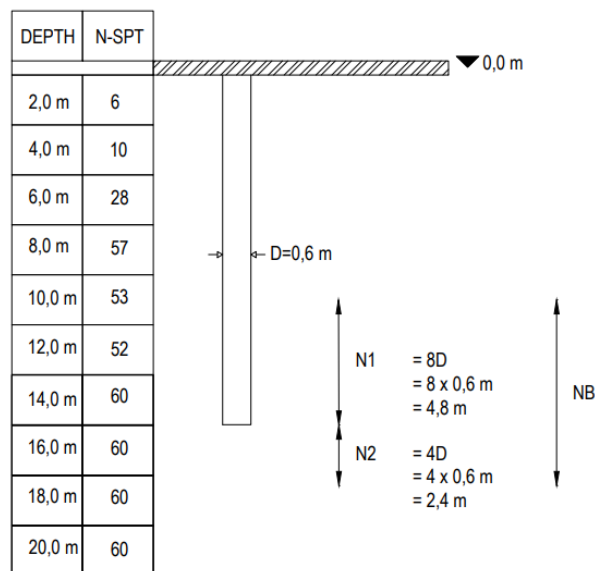
$$= 397,838 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton}$$

Desain pondasi aman digunakan.

3. Tiang Pancang Diameter 0,6 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang dengan diameter 0,6 m dapat dilihat pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Letak N1 dan N2 pada Tiang dengan Diameter 0,6 m

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2$$

$$= 0,282 \text{ m}^2$$

$$8D = 8 \times 0,6$$

$$= 4,8 \text{ m}$$

$$4D = 4 \times 0,6$$

$$= 2,4 \text{ m}$$

$$Nb = \frac{(0,8 \times 53) + (2 \times 52) + (2 \times 60) + (2 \times 60) + (0,4 \times 60)}{0,8 + 2 + 2 + 2 + 0,4}$$

$$= \frac{410,4}{7,2}$$

$$= 57$$

$$Qp = 40 \times Nb \times Ap$$

$$= 40 \times 57 \times 0,282$$

$$= 642,96 \text{ ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Qs = 0,2 \times NSPT \times A_s$$

$$= 0,2 \times 38 \times (\pi \times D \times L)$$

$$= 0,2 \times 38 \times (\pi \times 0,6 \times 14)$$

$$= 200,458 \text{ ton}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Qu = Qp + Qs$$

$$= 642,96 + 200,458 \text{ ton}$$

$$= 843,418 \text{ ton}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Qu}{SF} - Wp$$

$$= \frac{843,418}{3} - 9,495$$

$$= 271,644 \text{ ton}$$

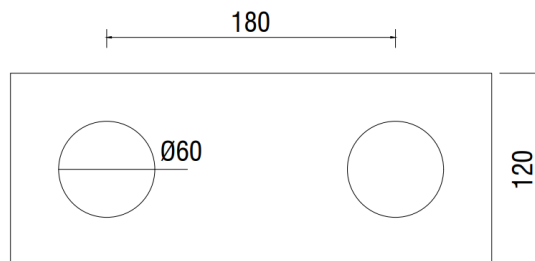
e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\ &= \frac{367,02}{271,644} \\ &= 1,351 = 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned} S &= 3 \times D \\ &= 3 \times 0,6 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,6 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Susunan Tiang Pancang $D = 0,6 \text{ m}$ dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{ijin} \times E_g \\ &= 2 \times 271,644 \times 1 \end{aligned}$$

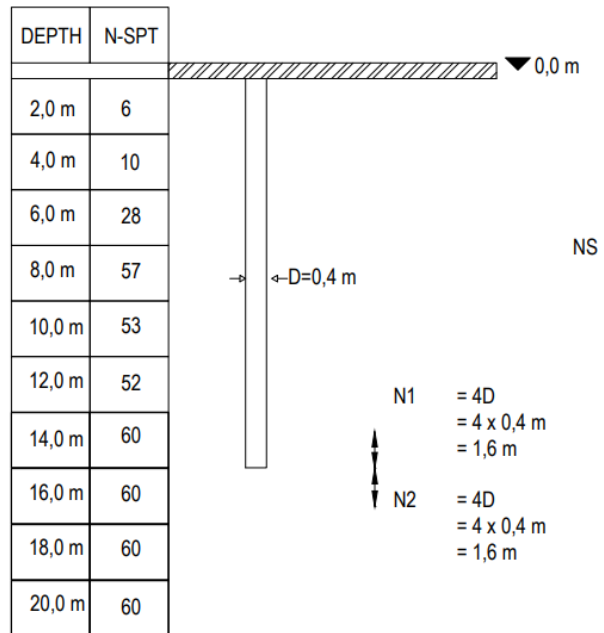
$$= 543,288 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton}$$

Desain pondasi aman digunakan.

5.5.3. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Luciano Decourt Dengan Data SPT

1. Tiang Pancang Diameter 0,4 m

Letak 4D atas dan 4D bawah pada tiang dengan diameter 0,4 m metode Luciano Decourt dapat dilihat pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,4 m

$$\text{Atas} = 4 \times D$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Bawah} = 4 \times D$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$N_p = \frac{(1,6 \times 60) + (1,6 \times 60)}{3,2}$$

$$= \frac{192}{3,2}$$

$$= 60$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (lanau berpasir)}$$

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

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

$$= 0,125 \text{ m}^2$$

$$N_s = \left(\frac{6+10+28+57+53+52+60}{7} \right)$$

$$= 38$$

$$A_s = \pi \times D \times L$$

$$= \pi \times 0,4 \times 14$$

$$= 17,584 \text{ m}^2$$

a. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times \left(\frac{N_s}{3} + 1\right))$$

$$= (0,125 \times 60 \times 25) + (17,584 \times \left(\frac{38}{3} + 1\right))$$

$$= 427,814 \text{ ton/m}^2$$

b. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$Q_p = [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p]$$

$$= [1 \times (60 \times 25) \times 0,125]$$

$$= 187,5 \text{ ton/m}^2$$

c. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_s &= [\beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s] \\
 &= [1 \times (38/3 + 1) \times 17,592] \\
 &= 240,424 \text{ ton}/m^2
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{427,814}{3} - \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \times 2,4 \times 14 \\
 &= 138,384 \text{ ton}/m^2
 \end{aligned}$$

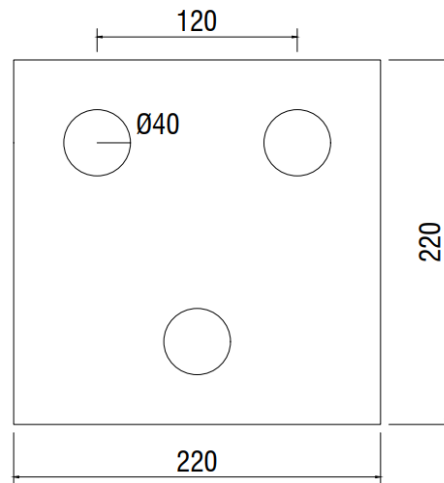
e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{367,02}{138,384} \\
 &= 2,652 = 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \times D \\
 &= 3 \times 0,4 \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,4 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.17.



Gambar 5.17 Susunan Tiang Pancang D = 0,4 m dengan Jumlah 3 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

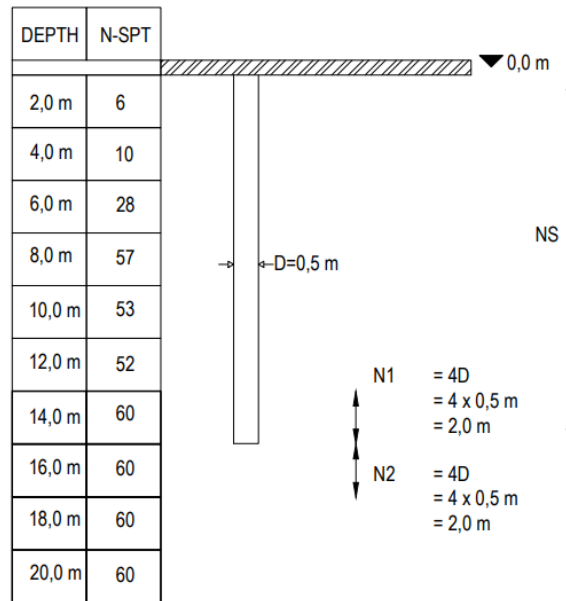
g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times n \times Q_{ijin} \\ &= 1 \times 3 \times 138,384 \\ &= 415,154 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton} \end{aligned}$$

Desain pondasi aman digunakan.

2. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

Letak 4D atas dan 4D bawah pada tiang dengan diameter 0,5 m metode Luciano Decourt dapat dilihat pada Gambar 5.18.



Gambar 5.18 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,5 m

$$\begin{aligned} \text{Atas} &= 4 \times D \\ &= 2,0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bawah} &= 4 \times D \\ &= 2,0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_p &= \frac{(2 \times 60) + (2 \times 60)}{4} \\ &= \frac{240}{4} \\ &= 60 \end{aligned}$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (lanau berpasir)}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \end{aligned}$$

$$= 0,196 \text{ m}^2$$

$$N_s = \left(\frac{6+10+28+57+53+52+60}{7} \right)$$

$$= 38$$

$$A_s = \pi \times D \times L$$

$$= \pi \times 0,5 \times 14$$

$$= 21,98 \text{ m}^2$$

a. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times \left(\frac{N_s}{3} + 1\right))$$

$$= (0,196 \times 60 \times 25) + (21,98 \times \left(\frac{38}{3} + 1\right))$$

$$= 594,393 \text{ ton/m}^2$$

b. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$Q_p = [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p]$$

$$= [1 \times (60 \times 25) \times 0,196]$$

$$= 294 \text{ ton/m}^2$$

c. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = [\beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s]$$

$$= [1 \times (38/3 + 1) \times 21,991]$$

$$= 300,543 \text{ ton/m}^2$$

d. Kapasitas Dukung ijin Tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p$$

$$= \frac{594,393}{3} - \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \times 2,4 \times 14$$

$$= 191,537 \text{ ton/m}^2$$

e. Jumlah Tiang

$$n = \frac{P}{Q_{ijin}}$$

$$= \frac{367,02}{191,537}$$

$$= 1,916 = 2 \text{ buah}$$

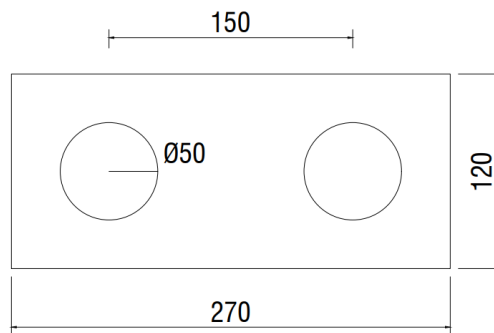
Jarak antar tiang

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 0,5$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,5 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.19.



Gambar 5.19 Susunan Tiang Pancang $D = 0,5\text{m}$ dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{ijin}$$

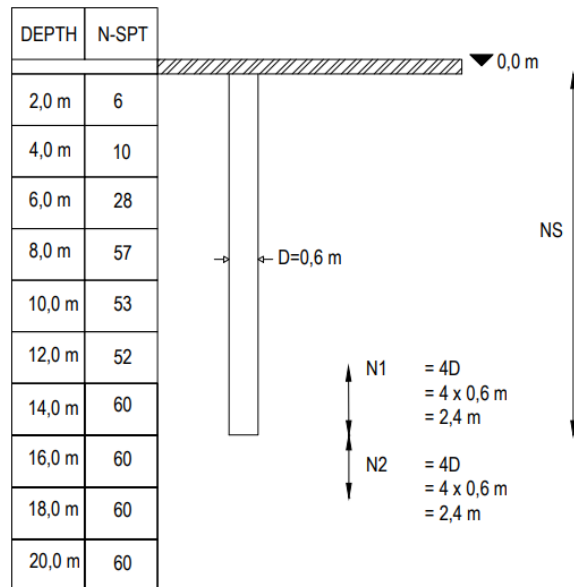
$$= 1 \times 2 \times 191,537$$

$$= 383,074 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton}$$

Desain pondasi aman digunakan.

3. Tiang Pancang Diameter 0,6 m

Letak 4D atas dan 4D bawah pada tiang dengan diameter 0,6 m metode Luciano Decourt dapat dilihat pada Gambar 5.20.



Gambar 5.20 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,6 m

$$\text{Atas} = 4 \times D$$

$$= 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Bawah} = 4 \times D$$

$$= 2,4 \text{ m}$$

$$N_p = \frac{(0,4 \times 52) + (2 \times 60) + (0,4 \times 60) + (2 \times 60)}{4,8}$$

$$= \frac{284,8}{4,8}$$

$$= 59,3$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (lanau berpasir)}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \\ &= 0,282 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_s &= \left(\frac{6+10+28+57+53+52+60}{7} \right) \\ &= 38 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L \\ &= \pi \times 0,6 \times 14 \\ &= 26,376 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times \left(\frac{N_s}{3} + 1\right)) \\ &= (0,282 \times 59,3 \times 25) + (26,389 \times \left(\frac{38}{3} + 1\right)) \\ &= 778,714 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p] \\ &= [1 \times (59,3 \times 25) \times 0,282] \\ &= 418,065 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= [\beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s] \\ &= [1 \times (38/3 + 1) \times 26,389] \\ &= 360,649 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung ijin Tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p$$

$$= \frac{778,714}{3} - \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \times 2,4 \times 14$$

$$= 250,076 \text{ ton/m}^2$$

e. Jumlah Tiang

$$n = \frac{P}{Q_{ijin}}$$

$$= \frac{367,02}{250,076}$$

$$= 1,467 = 2 \text{ buah}$$

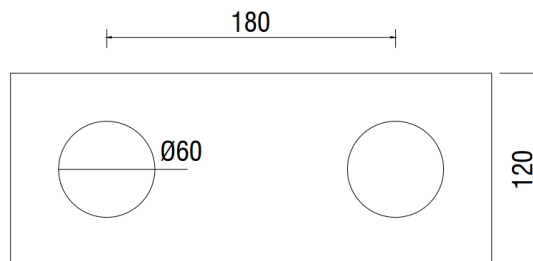
Jarak antar tiang

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 0,6$$

$$= 1,8 \text{ m}$$

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,6 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.21.



Gambar 5.21 Susunan Tiang Pancang $D = 0,6 \text{ m}$ dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{ijin}$$

$$= 1 \times 2 \times 250,076$$

$$= 500,152 \text{ ton} > 367,02 \text{ ton}$$

Desain pondasi aman digunakan.

5.5.4. Analisis Distribusi Beban ke Tiap – Tiap Tiang Pancang

Dari analisis kelompok tiang digunakan diameter 0,6 m dengan jumlah 2 tiang, beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan rumus berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y x_{xi}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

Beban – beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut :

$$\text{Beban aksial (P)} = 367,02 \text{ ton (hasil SAP 2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Pile Cap} &= \gamma \times t \times B \times H \\ &= 2,4 \times 1,2 \times 3 \times 1,2 \\ &= 10,368 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang} &= A_p \times \gamma \times n \times L \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \times 2,4 \times 2 \times 14 \\ &= 18,990 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= 367,02 + 10,368 + 18,990 \\ &= 396,378 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 2 \text{ buah}$$

Absis tiang terhadap pusat *Pile Cap*

$$\sum x^2 = (0,75^2) + (0,75^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,125 \text{ m} \\
 M_x &= 41,87 \text{ tm (hasil program SAP 2000)} \\
 M_y &= 38,11 \text{ tm (hasil program SAP 2000)} \\
 P_i &= \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum y^2} \\
 P_1 &= \frac{396,378}{2} + \frac{38,11 \times 0,75}{1,125} + \frac{41,87 \times 0,75}{1,125} \\
 &= 252,175 \text{ ton} \\
 P_2 &= \frac{396,378}{2} - \frac{38,11 \times 0,75}{1,125} - \frac{41,87 \times 0,75}{1,125} \\
 &= 144,202 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5.5.5. Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Dengan beton rencana $f'c = 30 \text{ Mpa}$, diameter tiang $0,6 \text{ m}$, dan panjang tiang 14 m , kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 252,175 \text{ ton (beban maksimum diterima 1 tiang)}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \\
 &= 0,282 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ijin} &= \frac{Q_{all}}{A_p} \\
 &= \frac{543,288 \text{ ton}}{0,282 \text{ m}^2} \\
 &= 1926,55 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{252,175}{0,282}$$

$$= 894,237 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 894,237 \text{ ton/m}^2 < 1926,55 \text{ ton/m}^2$$

Berdasarkan perhitungan diatas didapatkan nilai $\sigma < \sigma_{ijin}$ maka tiang pancang tersebut aman digunakan.

5.5.6. Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok

Penurunan pondasi tiang tunggal dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban. Oleh karena itu, perhitungannya hanya bersifat pendekatan dengan menggunakan metode empiris. Penurunan pondasi tiang kelompok lebih besar daripada penurunan pondasi tiang tunggal. Hal ini dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Perhitungan penurunan tiang tunggal menggunakan metode Vesic (1977) sedangkan perhitungan penurunan tiang kelompok menggunakan metode distribusi tegangan 2 : 1.

1. Penurunan Tiang Diameter 0,4 m

a. Metode Mayerhoff

1) Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + W_p \\ &= 367,02 + 4,220 \\ &= 371,24 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 = 0,125 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton}$$

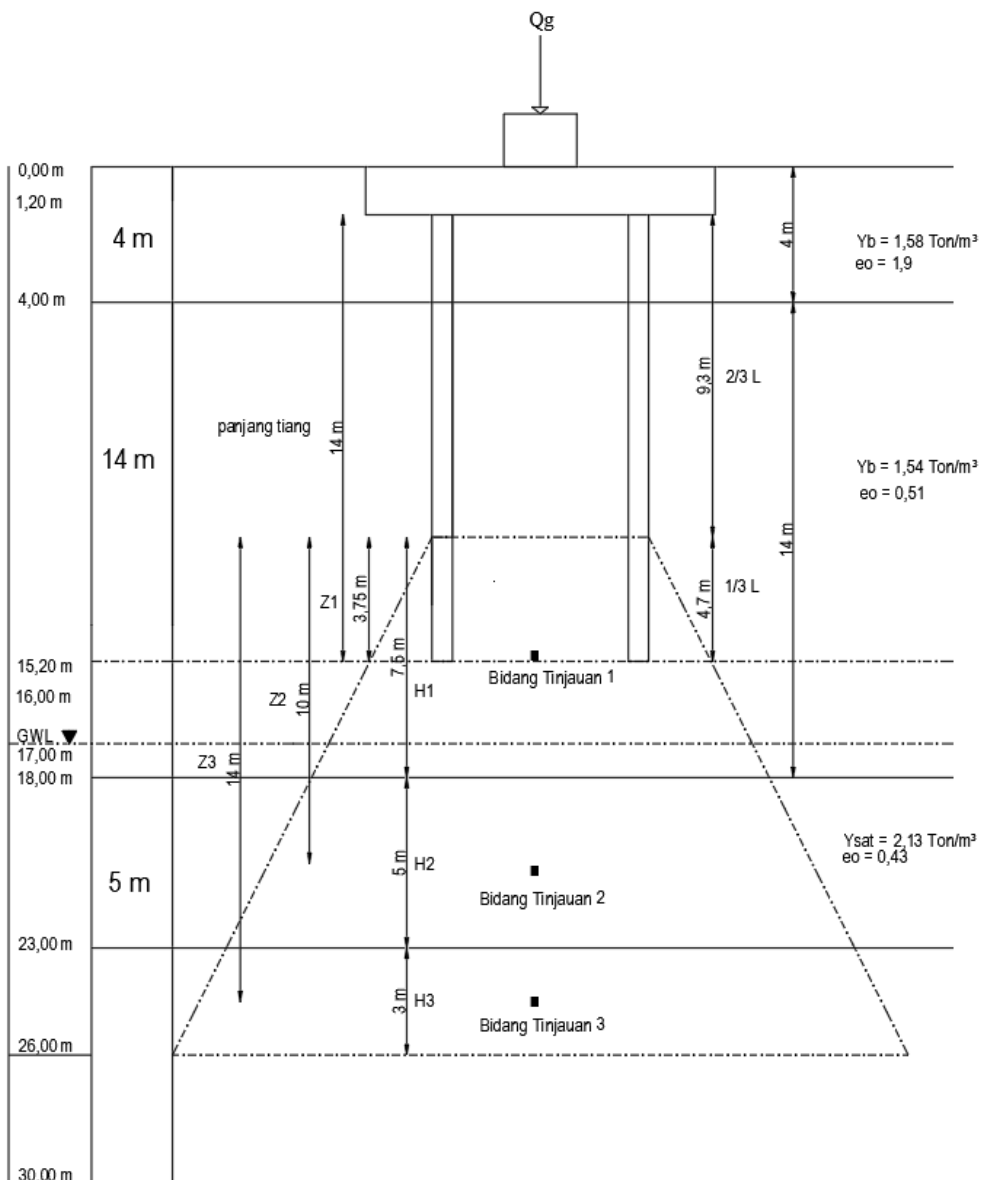
$$S = \frac{D}{100} + \frac{QxL}{A_p \times E_p}$$

$$S = \frac{0,4}{100} + \frac{371,24 \times 14}{0,125 \times 2574296,02 \text{ ton}}$$

$$= 0,020 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang (Sg)

Mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5.22 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
\text{Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (Qg)} &= 391,134 \text{ ton} \\
\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (Bg)} &= 1,6 \text{ m} \\
\text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ (Lg)} &= 1,6 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 14 \text{ m} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{Qg}{(Lg + z1)(Bg+z1)} \\
&= \frac{391,134}{(1,6 + 3,75)(1,6+3,75)} \\
&= 13,665 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'1)} &= (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54) \\
&= 22,10 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{Qg}{(Lg + z2)(Bg+z2)} \\
&= \frac{391,134}{(1,6 + 10)(1,6+10)} \\
&= 2,906 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'2)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5 \\
&\quad \times (2,13-0,981) \\
&= 30,752 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P3) &= \frac{Qg}{(Lg + z3)(Bg+z3)} \\
&= \frac{391,134}{(1,6 + 14)(1,6+14)} \\
&= 1,607 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'3)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5 \\
&\quad \times (2,13-0,981) + 1,5(2,13 - \\
&\quad 0,981) \\
&= 35,348 \text{ ton} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 (S}_{c(1)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(1) + \Delta P(1)}{Por(1)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 13,665}{22,10} \right] \\
&= 0,030 \text{ m} \\
&= 30 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 (S}_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(2) + \Delta P(2)}{Por(2)} \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 2,906}{30,752} \right] \\
&= 0,001 \text{ m} \\
&= 1 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 1,607}{35,348} \right] \\
&= 0,002 \text{ m} \\
&= 2 \text{ mm} \\
\text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)}) &= \sum \Delta S_{c(i)} \\
&= 0,030 \text{ m} + 0,001 \text{ m} + 0,002 \\
&\quad \text{m} \\
&= 0,033 \text{ m} \\
&= 33,0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Metode Luciano Decourt

1) Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$\begin{aligned}
D &= 0,4 \text{ m} \\
Q &= P + W_p \\
&= 367,02 + 4,220 \\
&= 371,24 \text{ ton} \\
L &= 14 \text{ m} \\
A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 = 0,125 \text{ m}^2 \\
E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \times = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton} \\
S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
S &= \frac{0,4}{100} + \frac{371,24 \times 14}{0,125 \times 2574296,02 \text{ ton}} \\
&= 0,020 \text{ m}
\end{aligned}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang (Sg)

$$\begin{aligned}
\text{Kapasitas Dukung Kelompok Tiang } (Q_g) &= 414,633 \text{ ton} \\
\text{Lebar } pile \text{ cap } (B_g) &= 1,6 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Panjang } \textit{pile cap} (L_g) &= 1,6 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 14 \text{ m} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_1) &= \frac{Qg}{(Lg + z_1)(Bg + z_1)} \\
&= \frac{414,633}{(1,6 + 3,75)(1,6 + 3,75)} \\
&= 14,486 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'1)} &= (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54) \\
&= 22,10 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_2) &= \frac{Qg}{(Lg + z_2)(Bg + z_2)} \\
&= \frac{414,633}{(1,6 + 10)(1,6 + 10)} \\
&= 3,081 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'2)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5 \\
&\quad \times (2,13 - 0,981) \\
&= 30,752 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_3) &= \frac{Qg}{(Lg + z_3)(Bg + z_3)} \\
&= \frac{414,633}{(1,6 + 14)(1,6 + 14)} \\
&= 1,703 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'3)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5 \\
&\quad \times (2,13 - 0,981) + 1,5(2,13 - 0,981) \\
&= 35,348 \text{ ton} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 } (S_{c(1)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{P_{or(1)} + \Delta P(1)}{P_{or(1)}} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 14,486}{22,10} \right] \\
&= 0,032 \text{ m} \\
&= 32 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 } (S_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{P_{or(2)} + \Delta P(2)}{P_{or(2)}} \right] \\
&= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 3,081}{30,752} \right] \\
&= 0,001 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 1,703}{35,348} \right] \\
&= 0,003 \text{ m} \\
&= 3 \text{ mm} \\
\text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)}) &= \sum \Delta S_{c(i)} \\
&= 0,032 \text{ m} + 0,001 \text{ m} + 0,003 \\
&\quad \text{m} \\
&= 0,036 \text{ m} \\
&= 36,0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

2. Penurunan Tiang Diameter 0,5 m

a. Metode Mayerhoff

1) Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$D = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
Q &= P + W_p \\
&= 367,02 + 6,594 \\
&= 373,614 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 = 0,196 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} \times = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton}$$

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$\begin{aligned}
S &= \frac{0,5}{100} + \frac{373,614 \times 14}{0,196 \times 2574296,02 \text{ ton}} \\
&= 0,015 \text{ m}
\end{aligned}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang (Sg)

$$\text{Kapasitas Dukung Kelompok Tiang } (Q_g) = 420,506 \text{ ton}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (B}_g) = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ (L}_g) = 2,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang tiang (L)} &= 14 \text{ m} \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{Qg}{(Lg + z1)(Bg+z1)} \\
 &= \frac{420,506}{(2,0 + 3,75)(0,5+3,75)} \\
 &= 17,207 \text{ ton/m}^2 \\
 \text{Tegangan Efektif (Po'1)} &= (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54) \\
 &= 22,10 \text{ ton} \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{Qg}{(Lg + z2)(Bg+z2)} \\
 &= \frac{420,506}{(2,0 + 10)(0,5+10)} \\
 &= 3,337 \text{ ton/m}^2 \\
 \text{Tegangan Efektif (Po'2)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5 \\
 &\quad \times (2,13-0,981) \\
 &= 30,752 \text{ ton} \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P3) &= \frac{Qg}{(Lg + z3)(Bg+z3)} \\
 &= \frac{420,506}{(2,0 + 14)(0,5+14)} \\
 &= 1,812 \text{ ton/m}^2 \\
 \text{Tegangan Efektif (Po'3)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5 \\
 &\quad \times (2,13-0,981) + 1,5(2,13 - \\
 &\quad 0,981) \\
 &= 35,348 \text{ ton} \\
 \text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 } (S_{c(1)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(1) + \Delta P(1)}{Por(1)} \right] \\
 &= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 17,207}{22,10} \right] \\
 &= 0,036 \text{ m} \\
 &= 34 \text{ mm} \\
 \text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 } (S_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(2) + \Delta P(2)}{Por(2)} \right]
 \end{aligned}$$

$$= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 3,337}{30,752} \right]$$

$$= 0,001 \text{ m}$$

$$= 1 \text{ mm}$$

$$\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) = \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right]$$

$$= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 1,812}{35,348} \right]$$

$$= 0,003 \text{ m}$$

$$= 3 \text{ mm}$$

$$\text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)})$$

$$= \sum \Delta S_{c(i)}$$

$$= 0,036 \text{ m} + 0,001 \text{ m} + 0,003$$

$$\text{m}$$

$$= 0,040 \text{ m}$$

$$= 40,0 \text{ mm}$$

b. Metode Luciano Decourt

1) Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$D = 0,5 \text{ m}$$

$$Q = P + Wp$$

$$= 367,02 + 6,594$$

$$= 373,614 \text{ ton}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 = 0,196 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} \times = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton}$$

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$S = \frac{0,5}{100} + \frac{373,614 \times 14}{0,196 \times 2574296,02 \text{ ton}}$$

$$= 0,015 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang (Sg)

$$\text{Kapabilitas Dukung Kelompok Tiang } (Qg) = 383,174 \text{ ton}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap } (Bg) = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Panjang } pile \text{ cap (Lg)} &= 2,0 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 14 \text{ m} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{Qg}{(Lg + z1)(Bg+z1)} \\
&= \frac{383,174}{(2,0 + 3,75)(0,5+3,75)} \\
&= 15,679 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'1)} &= (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54) \\
&= 22,10 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{Qg}{(Lg + z2)(Bg+z2)} \\
&= \frac{383,174}{(2,0 + 10)(0,5+10)} \\
&= 3,041 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'2)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5 \\
&\quad \times (2,13-0,981) \\
&= 30,752 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P3) &= \frac{Qg}{(Lg + z3)(Bg+z3)} \\
&= \frac{383,174}{(2,0 + 14)(0,5+14)} \\
&= 1,651 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'3)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5 \\
&\quad \times (2,13-0,981) + 1,5(2,13 - \\
&\quad 0,981) \\
&= 35,348 \text{ ton} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 } (S_{c(1)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(1) + \Delta P(1)}{Por(1)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 15,679}{22,10} \right] \\
&= 0,034 \text{ m} \\
&= 34 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 } (S_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(2) + \Delta P(2)}{Por(2)} \right] \\
 &= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 3,041}{30,752} \right] \\
 &= 0,001 \text{ m} \\
 &= 1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right] \\
 &= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 1,651}{35,348} \right] \\
 &= 0,002 \text{ m} \\
 &= 2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)}) &= \sum \Delta S_{c(i)} \\
 &= 0,034 \text{ m} + 0,001 \text{ m} + 0,002 \\
 &\quad \text{m} \\
 &= 0,037 \text{ m} \\
 &= 37,0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan Tiang Diameter 0,6 m

a. Metode Mayerhoff

1) Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= P + W_p \\
 &= 367,02 + 9,495 \\
 &= 376,515 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 = 0,282 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} \times = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton}$$

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,6}{100} + \frac{376,515 \times 14}{0,282 \times 2574296,02 \text{ ton}} \\
 &= 0,013 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang (Sg)

$$\begin{aligned}
\text{Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (Qg)} &= 543,356 \text{ ton} \\
\text{Lebar pile cap (Bg)} &= 0,6 \text{ m} \\
\text{Panjang pile cap (Lg)} &= 2,4 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 14 \text{ m} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{Qg}{(Lg + z1)(Bg+z1)} \\
&= \frac{543,356}{(2,4 + 3,75)(0,6+3,75)} \\
&= 20,310 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'1)} &= (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54) \\
&= 22,10 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{Qg}{(Lg + z2)(Bg+z2)} \\
&= \frac{543,356}{(2,4 + 10)(0,6+10)} \\
&= 4,133 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'2)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5 \\
&\quad \times (2,13-0,981) \\
&= 30,752 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P3) &= \frac{Qg}{(Lg + z3)(Bg+z3)} \\
&= \frac{543,356}{(2,4 + 14)(0,6+14)} \\
&= 2,269 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (Po'3)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5 \\
&\quad \times (2,13-0,981) + 1,5(2,13 - \\
&\quad 0,981) \\
&= 35,348 \text{ ton} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 } (S_{c(1)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(1) + \Delta P(1)}{Por(1)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 20,310}{22,10} \right] \\
&= 0,041 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 41 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 } (S_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(2) + \Delta P(2)}{Por(2)} \right] \\
&= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 4,133}{30,752} \right] \\
&= 0,002 \text{ m} \\
&= 2 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 2,269}{35,348} \right] \\
&= 0,003 \text{ m} \\
&= 3 \text{ mm} \\
\text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)}) &= \sum \Delta S_{c(i)} \\
&= 0,041 \text{ m} + 0,002 \text{ m} + 0,003 \\
&\quad \text{m} \\
&= 0,046 \text{ m} \\
&= 46,0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Metode Luciano Decourt

1) Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$Q = P + Wp$$

$$= 367,02 + 9,495$$

$$= 376,515 \text{ ton}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 = 0,282 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} \times = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton}$$

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \times E_p}$$

$$S = \frac{0,6}{100} + \frac{376,515 \times 14}{0,282 \times 2574296,02 \text{ ton}}$$

$$= 0,013 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang (Sg)

$$\begin{aligned}
\text{Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (} Q_g \text{)} &= 465,043 \text{ ton} \\
\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (} B_g \text{)} &= 0,6 \text{ m} \\
\text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ (} L_g \text{)} &= 2,4 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (} L \text{)} &= 14 \text{ m} \\
\text{Distribusi beban (} \Delta P_1 \text{)} &= \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} \\
&= \frac{465,043}{(2,4 + 3,75)(0,6 + 3,75)} \\
&= 17,383 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (} P_o'1 \text{)} &= (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54) \\
&= 22,10 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban (} \Delta P_2 \text{)} &= \frac{Q_g}{(L_g + z_2)(B_g + z_2)} \\
&= \frac{465,043}{(2,4 + 10)(0,6 + 10)} \\
&= 3,538 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (} P_o'2 \text{)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5 \\
&\quad \times (2,13 - 0,981) \\
&= 30,752 \text{ ton} \\
\text{Distribusi beban (} \Delta P_3 \text{)} &= \frac{Q_g}{(L_g + z_3)(B_g + z_3)} \\
&= \frac{465,043}{(2,4 + 14)(0,6 + 14)} \\
&= 1,942 \text{ ton/m}^2 \\
\text{Tegangan Efektif (} P_o'3 \text{)} &= (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5 \\
&\quad \times (2,13 - 0,981) + 1,5(2,13 - 0,981) \\
&= 35,348 \text{ ton} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 (} S_{c(1)} \text{)} &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{P_o'(1) + \Delta P(1)}{P_o'(1)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 17,383}{22,10} \right] \\
&= 0,036 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 36 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 } (S_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(2) + \Delta P(2)}{Por(2)} \right] \\
&= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 3,538}{30,752} \right] \\
&= 0,002 \text{ m} \\
&= 2 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 1,942}{35,348} \right] \\
&= 0,003 \text{ m} \\
&= 3 \text{ mm} \\
\text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)}) &= \sum \Delta S_{c(i)} \\
&= 0,036 \text{ m} + 0,002 \text{ m} + 0,003 \\
&\quad \text{m} \\
&= 0,041 \text{ m} \\
&= 41,0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

4. Penurunan Tiang Bor *Existing* Diameter 0,6 m

Perhitungan penurunan tiang pada tiang bor *existing* diameter 0,6 m adalah sebagai berikut.

a. Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$Q = P + W_p$$

$$= 367,02 + 10,857$$

$$= 377,877 \text{ ton}$$

$$L = 16 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 = 0,282 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} \times = 4700 \times \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ ton}$$

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QxL}{A_p x E_p}$$

$$S = \frac{0,6}{100} + \frac{377,877 x 16}{0,282 x 2574296,02 \text{ ton}}$$

$$= 0,014 \text{ m}$$

b. Penurunan Tiang Kelompok (Sg)

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (Qg) = 576,477 ton

Lebar *pile cap* (Bg) = 0,6 m

Panjang *pile cap* (Lg) = 2,4 m

Panjang tiang (L) = 16 m

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P1) = \frac{Qg}{(Lg + z1)(Bg+z1)}$$

$$= \frac{576,477}{(2,4 + 3,75)(0,6+3,75)}$$

$$= 21,548 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tegangan Efektif (Po'1)} = (4 \times 1,58) + (10,25 \times 1,54)$$

$$= 22,10 \text{ ton}$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P2) = \frac{Qg}{(Lg + z2)(Bg+z2)}$$

$$= \frac{576,477}{(2,4 + 10)(0,6+10)}$$

$$= 4,385 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tegangan Efektif (Po'2)} = (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 2,5$$

$$\times (2,13-0,981)$$

$$= 30,752 \text{ ton}$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P3) = \frac{Qg}{(Lg + z3)(Bg+z3)}$$

$$= \frac{576,477}{(2,4 + 14)(0,6+14)}$$

$$= 2,407 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tegangan Efektif (Po'3)} = (4 \times 1,58) + (14 \times 1,54) + 5$$

$$\times (2,13-0,981) + 1,5(2,13 - 0,981)$$

$$\begin{aligned}
&= 35,348 \text{ ton} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 1 } (S_{c(1)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(1) + \Delta P(1)}{Por(1)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 7}{1 + 1,9} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{22,10 + 21,548}{22,10} \right] \\
&= 0,043 \text{ m} \\
&= 43 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 2 } (S_{c(2)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(2) + \Delta P(2)}{Por(2)} \right] \\
&= \left[\frac{0,01 \times 5}{1 + 0,51} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{30,752 + 4,385}{30,752} \right] \\
&= 0,002 \text{ m} \\
&= 2 \text{ mm} \\
\text{Penurunan tiang kelompok lapisan 3 } (S_{c(3)}) &= \left[\frac{Cc \times \Delta H}{1 + e_o} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{Por(3) + \Delta P(3)}{Por(3)} \right] \\
&= \left[\frac{0,06 \times 3}{1 + 0,43} \right] \cdot \text{Log} \left[\frac{35,348 + 2,407}{35,348} \right] \\
&= 0,004 \text{ m} \\
&= 4 \text{ mm} \\
\text{Penurunan Total } (\Delta S_{c(g)}) &= \sum \Delta S_{c(i)} \\
&= 0,043 \text{ m} + 0,002 \text{ m} + 0,004 \\
&\quad \text{m} \\
&= 0,048 \text{ m} \\
&= 48,0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

5. Penurunan Yang Diizinkan

Penurunan maksimum pada umumnya diprediksi dengan mengadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan total. Syarat perbandingan penurunan yaitu $S_{total} \leq S_{izin}$. Sehingga berikut ini merupakan perhitungan penurunan izin mengacu pada SNI 8460-2017 menggunakan Persamaan 3.21.

$$\begin{aligned}
S_{izin} &= 15 \text{ cm} + \frac{B}{600} \\
&= 15 \text{ cm} + \frac{60}{600} \\
&= 15,1 \text{ cm}
\end{aligned}$$

5.6 Pembahasan

Perencanaan pondasi merupakan salah satu Langkah penting dalam perencanaan suatu bangunan. Pondasi merupakan bagian dari struktur bawah bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas ke tanah yang ada di bawah pondasi. Tanah tersebut harus cukup kuat dalam menahan beban bangunan tanpa terjadi kerusakan dan penurunan bangunan hingga batas yang diperbolehkan. Pondasi dirancang agar dapat menahan beban maksimum yang sudah direncanakan sebelumnya.

Pada proyek pembangunan gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang telah dilakukan penyelidikan tanah untuk mengetahui karakteristik tanah pada setiap lapisannya. Hasil penyelidikan tanah itu digunakan untuk perencanaan pondasi agar mendapatkan nilai daya dukung akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *SPT (Standart Penetration Test)* yang menggunakan *excavator drill machine* dan dilakukan pada 4 titik dengan interval kedalaman sebesar 2 meter.

Perencanaan pondasi juga meliputi perencanaan daya dukung dari pondasi yang akan digunakan. Hal ini dikarenakan pondasi harus dapat menahan beban maksimum yang telah direncanakan. Kapasitas atau daya dukung pondasi dapat direncanakan dengan mengacu pada data penyelidikan tanah, beban bangunan, dimensi tiang, jarak antar tiang, kedalaman tiang dan data pendukung lain seperti mutu beton yang digunakan. Pada penelitian ini analisis daya dukung pondasi menggunakan metode Mayerhoff dan Luciano Decourt dan untuk analisis penurunan tiang menggunakan metode empiris.

5.6.1. Hasil Analisis Struktur Program SAP 2000

Suatu pondasi dapat dikatakan aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas ke tanah dasar tanpa terjadi kerusakan pada tanah tersebut. Beban tersebut berupa gaya yang ditimbulkan dari suatu struktur bangunan, yaitu beban aksial, gaya geser dan momen. Hasil *output* dari program SAP 2000 didapatkan gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban pada *frame 17* sebagai berikut.

Beban aksial (P) = 367,02 ton

Gaya Geser (H) = 19,60 ton

Momen arah x (Mx) = 41,87 tm

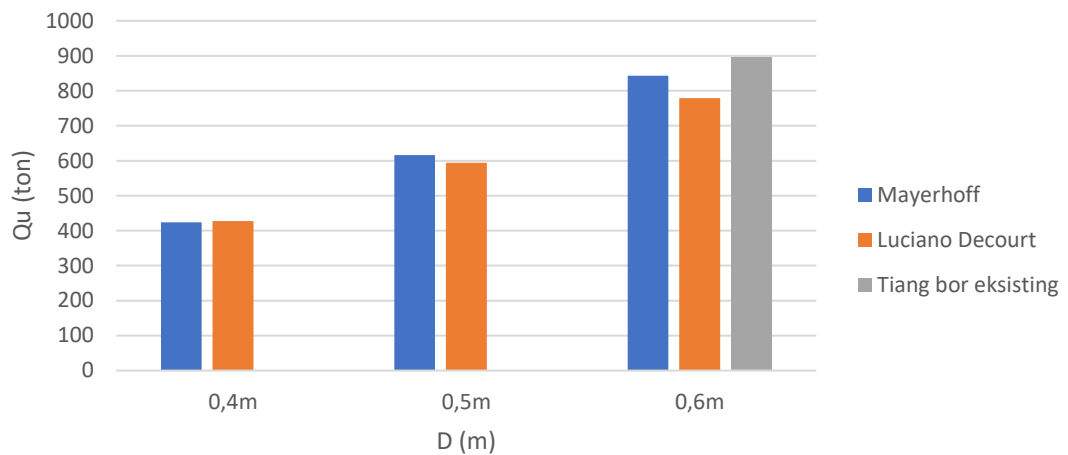
Momen arah y (My) = 38,11 tm

5.6.2. Hasil Analisis Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang dianalisis pada penelitian ini memakai diameter tiang 0,4 m, 0,5 m, dan 0,6 m dengan kedalaman tiang 14 m. Pondasi tiang *existing* yang digunakan di lapangan adalah pondasi tiang bor dengan diameter 0,6 m dengan kedalaman tiang 16 m. Analisis kapasitas dukung tiang pancang menggunakan data hasil uji *SPT*. Kapasitas dukung pondasi didapatkan dari kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung selimut tiang. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung tiang pancang dan *existing* dapat diketahui pada Tabel 5.10 dan Gambar 5.19

Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi

	tiang bor <i>existing</i>	Tiang Pancang					
		Mayerhoff			Luciano Decourt		
D	0,6m	0,4m	0,5	0,6	0,4m	0,5	0,6
Qp (ton)	668,066	290	449,491	642,96	187,5	294	365,401
Qs (ton)	245,673	133,638	167,048	200,458	240,424	300,543	360,649
Qu (ton)	913,739	423,638	616,539	843,418	427,814	594,393	778,714



Gambar 5.23 Perbandingan Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi Tiang Tunggal

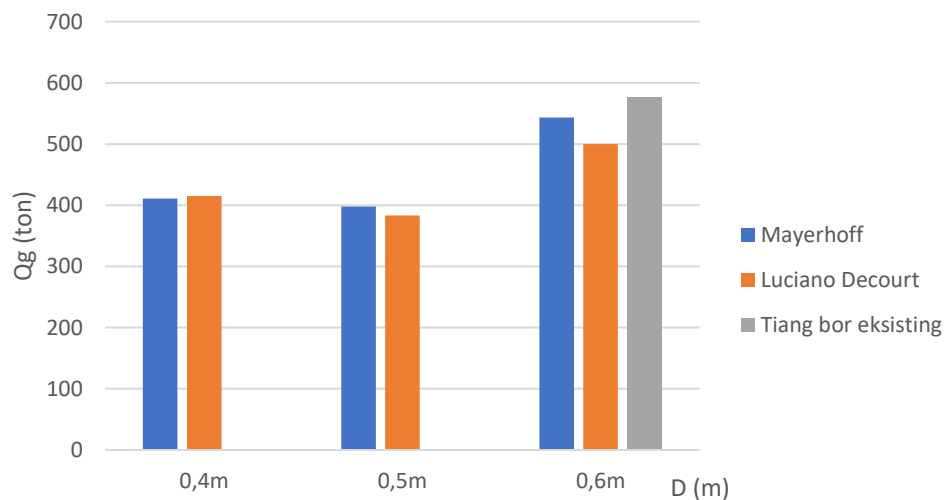
Berdasarkan Tabel 5.10 diatas analisis tiang *existing* diameter 0,6 m diperoleh kapasitas dukung ultimit (Q_u) sebesar 913,739 ton. Kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang pancang metode *Mayerhoff* diameter 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m, diperoleh masing – masing sebesar 423,638 ton, 616,539 ton, 843,418 ton, serta metode *Luciano Decourt* diameter 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m, diperoleh masing – masing 427,814 ton, 594,393 ton, 778,714 ton. Nilai kapasitas dukung ultimit (Q_u) pada tiang bor kondisi *existing* lebih besar daripada tiang pancang.

5.6.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal diperoleh jumlah tiang yang bervariasi, sehingga dihasilkan kapasitas dukung kelompok tiang yang berbeda – beda. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok pondasi tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan Gambar 5.24 berikut.

Tabel 5.11 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi

	tiang bor <i>existing</i>	Tiang Pancang					
		Mayerhoff			Luciano Decourt		
D	0,6m	0,4m	0,5	0,6	0,4m	0,5	0,6
Qu (ton)	913,739	423,638	616,539	843,418	427,814	594,393	778,714
SF	3	3	3	3	3	3	3
Qall (ton)	293,722	136,993	198,919	271,644	138,384	191,537	250,076
n (jumlah tiang)	2	3	2	2	3	2	2
Eg	1	1	1	1	1	1	1
Qg (ton)	587,444	410,979	397,838	543,288	415,154	383,074	500,152
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

**Gambar 5.24 Gambar Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok**

Berdasarkan rekapitulasi analisis kapasitas dukung kelompok (Q_g) tiang pancang dengan data NSPT metode *Mayerhoff* diameter 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m diperoleh masing – masing sebesar 410,979 ton, 397,838 ton, 543,288 ton, Metode *Luciano Decourt* diameter 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m, diperoleh masing -masing 415,154 ton, 383,074 ton, 500,152 ton, serta kapasitas dukung kelompok (Q_g) tiang bor *existing* diperoleh sebesar 587,444 ton. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok

tiang dapat dikategorikan aman apabila nilai daya dukung kelompok tiang pancang lebih besar daripada beban yang diterima pondasi (P) yaitu 367,02 ton. Berdasarkan perbandingan tersebut maka desain pondasi tiang pancang dengan diameter 0,4 m, 0,5 m, dan 0,6 m aman digunakan pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.

5.6.4 Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Penurunan pondasi tiang dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti beban pada bangunan, jumlah tiang, dimensi *pile cap*, diameter tiang, formasi kelompok tiang, jenis material tiang, dan kondisi tanah. Besarnya penurunan tiang dipengaruhi oleh nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang, semakin besar daya dukung tiang maka semakin besar juga penurunannya. Penurunan yang terjadi pada pondasi kelompok tiang biasanya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena dipengaruhi oleh tegangan pada daerah cakupan yang lebih luas.

Hasil rekapitulasi analisis penurunan tiang pancang tunggal dan kelompok tiang dapat diketahui pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Rekapitulasi Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok

	tiang bor <i>existing</i>	Tiang Pancang					
		Mayerhoff			Luciano Decourt		
D	0,6m	0,4m	0,5	0,6	0,4m	0,5	0,6
n (jumlah tiang)	2	3	2	2	3	2	2
Tiang Tunggal s(m)	0,014	0,020	0,015	0,013	0,020	0,015	0,013
Tiang Kelompok sg(m)	0,048	0,033	0,040	0,046	0,036	0,037	0,041

Berdasarkan rekapitulasi analisis penurunan tiang pancang tunggal dan kelompok dengan data NSPT metode *Mayerhoff* diameter 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m diperoleh nilai penurunan tiang kelompok masing – masing sebesar 0,033 m, 0,040

m, dan 0,046, Metode *Luciano Decourt* diameter 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m, diperoleh nilai penurunan tiang kelompok masing -masing 0,036m, 0,037 m, dan 0,041. Pada kondisi *existing* didapatkan nilai penurunan tiang kelompok pada diameter 0,6 m sebesar 0,048 m. Berdasarkan SNI 8460 – 2017 pondasi dikatakan aman dari penurunan berlebih apabila $S < S_{ijin}$ yaitu sebesar 15,1 cm. Dari perhitungan yang sudah dilakukan menunjukkan nilai penurunan tiang tunggal maupun kelompok telah memenuhi syarat.

5.6.5 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Dengan berbagai alternatif yakni diameter 0,4 m, 0,5 m, dan 0,6 m, diambil alternatif ke-3 diameter 0,6 m dengan metode *Mayerhoff* dengan jumlah 2 tiang dalam 1 kelompok tiang. Pertimbangan dalam pemilihan variasi ini adalah nilai kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) yang mendapatkan nilai kapasitas dukung tinggi dibanding variasi alternatif lainnya, nilai ini juga lebih besar dari beban aksial (P) dan beban aksial total yang diterima (P_t) sebesar 543,288 ton $>$ 367,02 ton, dan 543,288 ton $>$ 396,378 ton yang berarti pondasi mampu menahan beban struktur bangunan yang ada di atasnya. Hal ini dapat menghemat waktu pengerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Hasil analisis tiang pancang untuk diameter 0,6 m, kedalaman tiang 14 m dan jumlah tiang 2 buah menghasilkan nilai tegangan yang terjadi pada tiang sebesar 894,237 ton/ m^2 . Nilai tegangan ini lebih kecil dari tegangan izin yang dipengaruhi oleh mutu beton $f'_c = 30$ Mpa sebesar 1926,55 ton/ m^2 . Hal ini dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang pancang dengan diameter 0,6 m dengan jumlah 2 tiang aman digunakan pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. alternatif yang digunakan adalah alternatif pertama diameter 0,6 m metode Mayerhoff menggunakan data SPT dengan jumlah 2 tiang dalam 1 kelompok tiang. Hal ini berdasarkan hasil kapasitas dukung kelompok (Qg) lebih besar dari beban aksial (P) dan beban aksial total yang diterima (Pt) sebesar 543,288 ton > 367,02 ton, dan 543,288 ton > 396,378 ton,
2. kapasitas dukung pada tiang bor *existing* dengan diameter 0,6 m sebesar 587,444 ton sedangkan kapasitas dukung pada desain alternatif yang digunakan adalah sebesar 543,288 ton. Penurunan yang terjadi pada tiang bor *existing* pada diameter 0,6 m sebesar 0,014 m pada tiang tunggal, sedangkan penurunan kelompok tiang yang terjadi sebesar 0,048 m, dan
3. penurunan tiang tunggal yang terjadi pada alternatif yang digunakan sebesar 0,013 m, sedangkan penurunan kelompok tiang yang terjadi sebesar 0,046 m.

6.2 Saran

Saran yang dapat penulis berikan adalah agar dapat diperoleh hasil yang lebih baik dalam merencanakan pondasi tiang pancang, perlu dilakukan analisis – analisis lebih lanjut sebagai berikut :

1. melakukan analisis kapasitas dukung tiang pancang dengan menggunakan metode lainnya (data sondir, *Vesic, Poulos and Davis, Tomlinson*) agar mendapatkan nilai kapasitas dukung yang lebih akurat.

2. melakukan perbandingan analisis kapasitas dukung dengan menggunakan program geoteknik lainnya seperti *Plaxis*, *Geo Studio*, *GEO5*, atau *Soil Vision*.
3. melakukan analisis perbandingan biaya dan waktu pelaksanaan dalam menentukan alternatif tiang pancang.

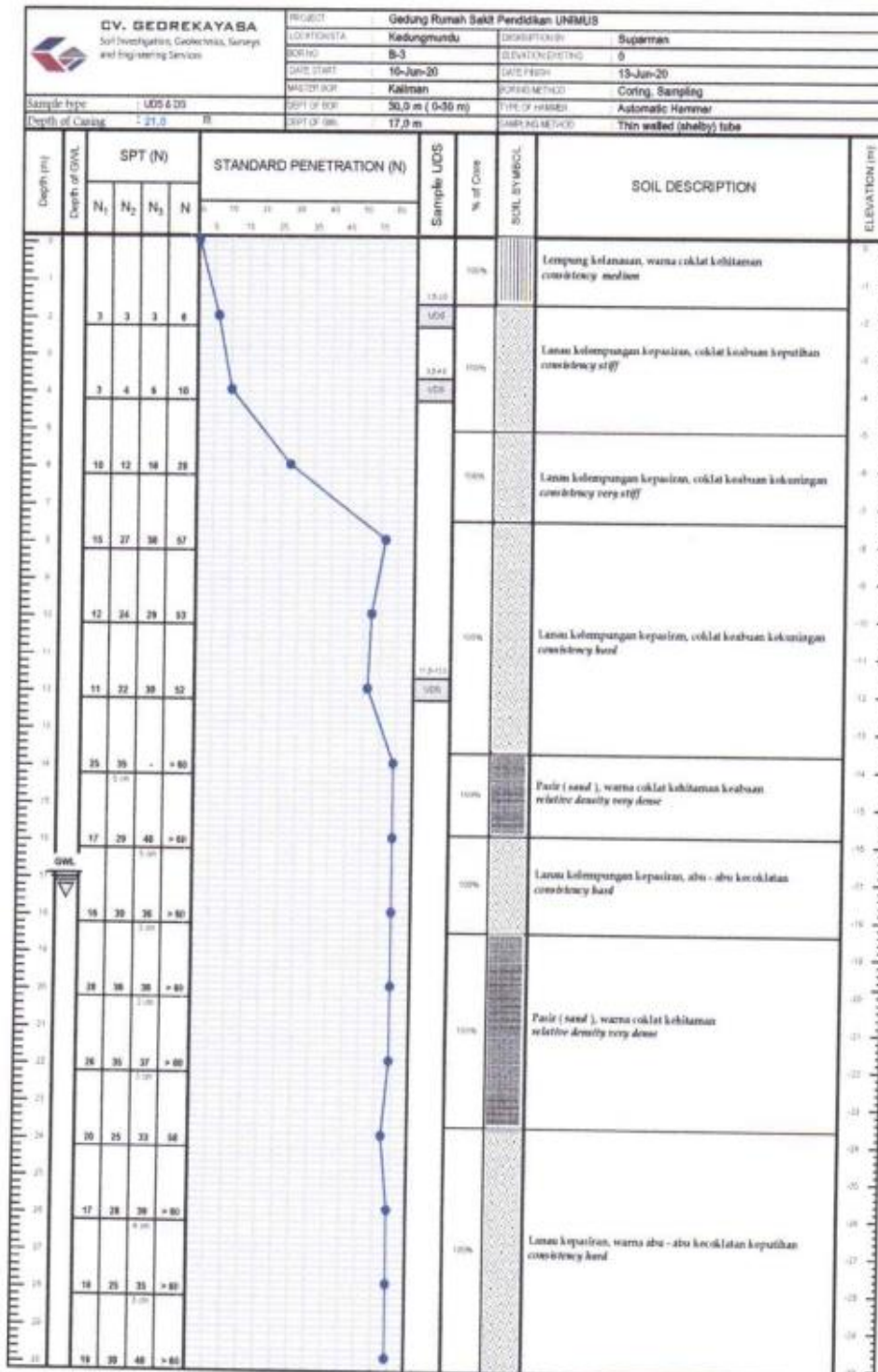
DAFTAR PUSTAKA

- 1726:2019, S. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. In *Badan Standarisasi Nasional Indonesia*.
- 2847:2019, S. (2019). *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung*. In *Badan Standarisasi Nasional*.
- 8640:2017, S. (2017). *Persyaratan Perancangan Geoteknik*. In *Badan Standarisasi Nasional*.
- Akbar F.G, 2023. *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Tiang Pancang. Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia.
- Arifata A, 2016. *Redisain Fondasi Tiang Pancang pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM. Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Bowles, J. E., 1997, *Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*, Washinton D.C:
- Das, Braja M. 2016. *Principle of Foundation Engineering, Eight Edition*. Global Engineering, Boston.
- Décourt, I. (2021). *Prediction of The Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N-Values of The SPT. In penetration testing* (pp. 29-34). Routledge.
- Erni, 2009. *Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dalam Berbagai Bentuk pada Gedung Rumah Sakit Mitra Keluarga Depok. Tugas Akhir*. Universitas Gunadarma.
- Gultom, E., 2010, *Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal pada Proyek Pembangunan PLTU 2 Sumatera Utara*, (www.academia.edu).
- Hardiyatmo, H.C, 1992. *Mekanika Tanah 1*. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

- Hardiyatmo, H.C, 1994. *Mekanika Tanah 2*. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2010). *Mekanika Tanah 1*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Bagian II. Yogyakarta
- L. DeCourt and A. Quaresma. 1978. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. Congr. Bras. MECÂNICA DOS SOLOS E Eng. FUNDAÇÕES*, vol. 1, no. 6, pp. 45–53
- MJ. Tomlinson. (1977). *Pile Design and Construction Practice*, The Garden City Press.
- Mulyono, Agustina, D.H. 2022. *Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Dan Kelompok (Studi Kasus Proyek Hangar Lion Air Batam)*. *Sigma Teknika*. Vol.5, No.2 :372-382. Kepulauan Riau.
- Muthmaninnah, M. (2021). Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Paulus, P.R., 2016, *Manual Pondasi Tiang* , Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Sardjono, H.S., 1988, *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid 1, Surabaya: Sinar Jaya Wijaya.
- Setiyono A.T, 2012. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur. *Tugas Akhir*. Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur.
- Vesic, A.S. 1977. *Design of Pile Foundations*. NCRHP Synthesis of Practice No.42. Washington D.C : Transportation Research Board, 68.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah



Gambar L-1.1 Data Boring Log Titik BH-03

(Sumber : PT. Medisain Dadi Sempurna)

Tabel L-1.1 Lanjutan Hasil Pemboran di Titik Bor BH3

Bore Hole	Kedalaman (m)	Keterangan
BH3	0,00 – 1,30	Lempung Kelanauan : warna coklat kehitaman, kepadatan sedang.
	1,30 – 13,20	Lanau Kelempungan Kepasiran : warna coklat keabuan kekuningan, kepadatan sedang.
	13,20 – 30,00	Pasir : warna abu – abu gelap, pelapukan sedang, sangat padat.

(Sumber : PT. Medisain Dadi Sempurna)

Tabel L-1.2 Data Hasil Pengujian *Standart Penetration Test (SPT)*

Kedalaman (m)	<i>N-SPT</i>
0 – 2	6
2 – 4	10
4 – 6	28
6 – 8	57
8 – 10	53
10 – 12	52
12 - 14	60
14 - 16	60
16 – 18	60
18 – 20	60
20 – 22	60
22 – 24	60
24 – 26	60
26 – 28	60
28 - 30	60

(Sumber : Laporan Penyelidikan Tanah Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang)

Lampiran 2 Hasil Analisis Program SAP 2000

Tabel L-2.1 Data Hasil Analisis Program SAP 2000

TABLE: Element Forces - Columns									
Frames	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	M2	M3
				m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
17	Nominal 1-1	Combination	Min	0	-3599,1905	-192,272	-157,7679	-410,6674	-373,7769
17	Nominal 1-2	Combination	Min	0	-3599,1905	-192,272	-157,7679	-410,6674	-373,7769
17	Nominal 1-3	Combination	Min	0	-3599,1905	-192,272	-157,7679	-410,6674	-373,7769
17	Nominal 1-4	Combination	Min	0	-3599,1905	-192,272	-157,7679	-410,6674	-373,7769
17	Erve Nominal	Combination	Min	0	-3599,1905	-287,4728	-172,1895	-428,5818	-567,4314
17	Nominal 1-1	Combination	Min	1,6	-3579,7484	-192,272	-157,7679	-159,3459	-68,5089
17	Nominal 1-2	Combination	Min	1,6	-3579,7484	-192,272	-157,7679	-159,3459	-68,5089
17	Nominal 1-3	Combination	Min	1,6	-3579,7484	-192,272	-157,7679	-159,3459	-68,5089
17	Nominal 1-4	Combination	Min	1,6	-3579,7484	-192,272	-157,7679	-159,3459	-68,5089
17	Erve Nominal	Combination	Min	1,6	-3579,7484	-287,4728	-172,1895	-159,3459	-108,451
17	Nominal 1-1	Combination	Min	3,2	-3560,3063	-192,272	-157,7679	-196,824	-259,1807
17	Nominal 1-2	Combination	Min	3,2	-3560,3063	-192,272	-157,7679	-196,824	-259,1807
17	Nominal 1-3	Combination	Min	3,2	-3560,3063	-192,272	-157,7679	-196,824	-259,1807
17	Nominal 1-4	Combination	Min	3,2	-3560,3063	-192,272	-157,7679	-196,824	-259,1807
17	Erve Nominal	Combination	Min	3,2	-3560,3063	-287,4728	-172,1895	-196,824	-363,6541
17	Nominal 1-5	Combination	Min	0	-3320,3726	-283,8114	-93,0743	-258,4947	-561,5745
17	Nominal 1-6	Combination	Min	0	-3320,3726	-283,8114	-93,0743	-258,4947	-561,5745
17	Nominal 1-7	Combination	Min	0	-3320,3726	-283,8114	-93,0743	-258,4947	-561,5745
17	Nominal 1-8	Combination	Min	0	-3320,3726	-283,8114	-93,0743	-258,4947	-561,5745
17	Nominal 1-5	Combination	Min	1,6	-3300,9305	-283,8114	-93,0743	-112,3096	-108,451
17	Nominal 1-6	Combination	Min	1,6	-3300,9305	-283,8114	-93,0743	-112,3096	-108,451
17	Nominal 1-7	Combination	Min	1,6	-3300,9305	-283,8114	-93,0743	-112,3096	-108,451
17	Nominal 1-8	Combination	Min	1,6	-3300,9305	-283,8114	-93,0743	-112,3096	-108,451
17	Nominal 1-5	Combination	Min	3,2	-3281,4884	-283,8114	-93,0743	-145,8197	-363,6541
17	Nominal 1-6	Combination	Min	3,2	-3281,4884	-283,8114	-93,0743	-145,8197	-363,6541
17	Nominal 1-7	Combination	Min	3,2	-3281,4884	-283,8114	-93,0743	-145,8197	-363,6541
17	Nominal 1-8	Combination	Min	3,2	-3281,4884	-283,8114	-93,0743	-145,8197	-363,6541
17	1.2DL+1.6LL+0.5LLR	Combination		0	-2420,5998	6,5306	26,9648	33,4272	10,6165
17	1.2DL+1.6LL+0.5LLR	Combination		1,6	-2403,1889	6,5306	26,9648	-9,7165	0,1674
17	1.2DL+1.6LL+0.5LLR	Combination		3,2	-2385,7781	6,5306	26,9648	-52,8601	-10,2816
17	Nominal 2-1	Combination	Min	0	-2334,1042	-195,9333	-172,1895	-428,5818	-379,6338
17	Nominal 2-2	Combination	Min	0	-2334,1042	-195,9333	-172,1895	-428,5818	-379,6338
17	Nominal 2-3	Combination	Min	0	-2334,1042	-195,9333	-172,1895	-428,5818	-379,6338
17	Nominal 2-4	Combination	Min	0	-2334,1042	-195,9333	-172,1895	-428,5818	-379,6338
17	Nominal 2-1	Combination	Min	1,6	-2323,0774	-195,9333	-172,1895	-154,1858	-68,5076
17	Nominal 2-2	Combination	Min	1,6	-2323,0774	-195,9333	-172,1895	-154,1858	-68,5076
17	Nominal 2-3	Combination	Min	1,6	-2323,0774	-195,9333	-172,1895	-154,1858	-68,5076
17	Nominal 2-4	Combination	Min	1,6	-2323,0774	-195,9333	-172,1895	-154,1858	-68,5076
17	Nominal 2-1	Combination	Min	3,2	-2312,0505	-195,9333	-172,1895	-168,5893	-253,3212
17	Nominal 2-2	Combination	Min	3,2	-2312,0505	-195,9333	-172,1895	-168,5893	-253,3212
17	Nominal 2-3	Combination	Min	3,2	-2312,0505	-195,9333	-172,1895	-168,5893	-253,3212
17	Nominal 2-4	Combination	Min	3,2	-2312,0505	-195,9333	-172,1895	-168,5893	-253,3212
17	1.4DL	Combination		0	-2164,0397	3,3475	20,3927	25,0172	6,2963
17	1.4DL	Combination		1,6	-2143,727	3,3475	20,3927	-7,6112	0,9403
17	1.4DL	Combination		3,2	-2123,4144	3,3475	20,3927	-40,2395	-4,4157
17	Nominal 2-5	Combination	Min	0	-2055,2863	-287,4728	-107,4959	-276,4092	-567,4314
17	Nominal 2-6	Combination	Min	0	-2055,2863	-287,4728	-107,4959	-276,4092	-567,4314
17	Nominal 2-7	Combination	Min	0	-2055,2863	-287,4728	-107,4959	-276,4092	-567,4314
17	Nominal 2-8	Combination	Min	0	-2055,2863	-287,4728	-107,4959	-276,4092	-567,4314
17	Nominal 2-5	Combination	Min	1,6	-2044,2594	-287,4728	-107,4959	-107,1495	-108,4497
17	Nominal 2-6	Combination	Min	1,6	-2044,2594	-287,4728	-107,4959	-107,1495	-108,4497
17	Nominal 2-7	Combination	Min	1,6	-2044,2594	-287,4728	-107,4959	-107,1495	-108,4497
17	Nominal 2-8	Combination	Min	1,6	-2044,2594	-287,4728	-107,4959	-107,1495	-108,4497
17	Nominal 2-5	Combination	Min	3,2	-2033,2326	-287,4728	-107,4959	-117,585	-357,7946
17	Nominal 2-6	Combination	Min	3,2	-2033,2326	-287,4728	-107,4959	-117,585	-357,7946

Lanjutan Tabel L-2.1 Data Hasil Analisis Program SAP 2000

17	Nominal 2-7	Combination	Min	3,2	-2033,2326	-287,4728	-107,4959	-117,585	-357,7946
17	Nominal 2-8	Combination	Min	3,2	-2033,2326	-287,4728	-107,4959	-117,585	-357,7946
17	VG1.2DL+0.5LL	Combination		0	-1978,8683	4,0637	20,2962	24,9897	7,0794
17	VG1.2DL+0.5LL	Combination		1,6	-1961,4574	4,0637	20,2962	-7,4842	0,5774
17	VG1.2DL+0.5LL	Combination		3,2	-1944,0466	4,0637	20,2962	-39,958	-5,9246
17	P delta	Combination		0	-1790,3211	3,4712	17,7227	21,8732	6,0632
17	P delta	Combination		1,6	-1775,812	3,4712	17,7227	-6,4831	0,5093
17	P delta	Combination		3,2	-1761,303	3,4712	17,7227	-34,8395	-5,0446
17	Nominal 1-5	Combination	Max	0	-1559,3288	294,7687	144,0582	321,4852	580,1243
17	Nominal 1-6	Combination	Max	0	-1559,3288	294,7687	144,0582	321,4852	580,1243
17	Nominal 1-7	Combination	Max	0	-1559,3288	294,7687	144,0582	321,4852	580,1243
17	Nominal 1-8	Combination	Max	0	-1559,3288	294,7687	144,0582	321,4852	580,1243
17	Nominal 1-5	Combination	Max	1,6	-1539,8867	294,7687	144,0582	93,7258	109,4693
17	Nominal 1-6	Combination	Max	1,6	-1539,8867	294,7687	144,0582	93,7258	109,4693
17	Nominal 1-7	Combination	Max	1,6	-1539,8867	294,7687	144,0582	93,7258	109,4693
17	Nominal 1-8	Combination	Max	1,6	-1539,8867	294,7687	144,0582	93,7258	109,4693
17	Nominal 1-5	Combination	Max	3,2	-1520,4445	294,7687	144,0582	45,6618	347,1409
17	Nominal 1-6	Combination	Max	3,2	-1520,4445	294,7687	144,0582	45,6618	347,1409
17	Nominal 1-7	Combination	Max	3,2	-1520,4445	294,7687	144,0582	45,6618	347,1409
17	Nominal 1-8	Combination	Max	3,2	-1520,4445	294,7687	144,0582	45,6618	347,1409
17	1.2DL+LL	Combination		0	-1495,1596	3,8664	17,2454	21,1689	6,5903
17	1.2DL+LL	Combination		1,6	-1477,7488	3,8664	17,2454	-6,4237	0,4041
17	1.2DL+LL	Combination		3,2	-1460,3379	3,8664	17,2454	-34,0163	-5,7821
17	Nominal 1-1	Combination	Max	0	-1280,5108	203,2292	208,7518	473,6578	392,3267
17	Nominal 1-2	Combination	Max	0	-1280,5108	203,2292	208,7518	473,6578	392,3267
17	Nominal 1-3	Combination	Max	0	-1280,5108	203,2292	208,7518	473,6578	392,3267
17	Nominal 1-4	Combination	Max	0	-1280,5108	203,2292	208,7518	473,6578	392,3267
17	Nominal 1-1	Combination	Max	1,6	-1261,0687	203,2292	208,7518	140,7622	69,5271
17	Nominal 1-2	Combination	Max	1,6	-1261,0687	203,2292	208,7518	140,7622	69,5271
17	Nominal 1-3	Combination	Max	1,6	-1261,0687	203,2292	208,7518	140,7622	69,5271
17	Nominal 1-4	Combination	Max	1,6	-1261,0687	203,2292	208,7518	140,7622	69,5271
17	Nominal 1-1	Combination	Max	3,2	-1241,6266	203,2292	208,7518	96,6661	242,6674
17	Nominal 1-2	Combination	Max	3,2	-1241,6266	203,2292	208,7518	96,6661	242,6674
17	Nominal 1-3	Combination	Max	3,2	-1241,6266	203,2292	208,7518	96,6661	242,6674
17	Nominal 1-4	Combination	Max	3,2	-1241,6266	203,2292	208,7518	96,6661	242,6674
17	DL	LinStatic		0	-1039,3378	1,2312	9,6766	11,7301	2,6877
17	DL	LinStatic		1,6	-1024,8288	1,2312	9,6766	-3,7525	0,7177
17	DL	LinStatic		3,2	-1010,3197	1,2312	9,6766	-19,2352	-1,2523
17	EQX	LinStatic		0	-794,5049	63,2523	164,9203	388,3519	107,5416
17	EQX	LinStatic		1,6	-794,5049	63,2523	164,9203	124,4794	6,3379
17	EQX	LinStatic		3,2	-794,5049	63,2523	164,9203	-139,3932	-94,8657
17	SIDL	LinStatic		0	-506,4048	1,1598	4,8896	6,1393	1,8097
17	SIDL	LinStatic		1,6	-506,4048	1,1598	4,8896	-1,684	-0,046
17	SIDL	LinStatic		3,2	-506,4048	1,1598	4,8896	-9,5074	-1,9018
17	Nominal 2-5	Combination	Max	0	-294,2425	291,1073	129,6366	303,5707	574,2674
17	Nominal 2-6	Combination	Max	0	-294,2425	291,1073	129,6366	303,5707	574,2674
17	Nominal 2-7	Combination	Max	0	-294,2425	291,1073	129,6366	303,5707	574,2674
17	Nominal 2-8	Combination	Max	0	-294,2425	291,1073	129,6366	303,5707	574,2674
17	Nominal 2-5	Combination	Max	1,6	-283,2156	291,1073	129,6366	98,8859	109,4706
17	Nominal 2-6	Combination	Max	1,6	-283,2156	291,1073	129,6366	98,8859	109,4706
17	Nominal 2-7	Combination	Max	1,6	-283,2156	291,1073	129,6366	98,8859	109,4706
17	Nominal 2-8	Combination	Max	1,6	-283,2156	291,1073	129,6366	98,8859	109,4706
17	Nominal 2-5	Combination	Max	3,2	-272,1887	291,1073	129,6366	73,8964	353,0004
17	Nominal 2-6	Combination	Max	3,2	-272,1887	291,1073	129,6366	73,8964	353,0004
17	Nominal 2-7	Combination	Max	3,2	-272,1887	291,1073	129,6366	73,8964	353,0004
17	Nominal 2-8	Combination	Max	3,2	-272,1887	291,1073	129,6366	73,8964	353,0004
17	LL	LinStatic		0	-247,9543	2,3889	5,6334	7,0928	3,3651
17	LL	LinStatic		1,6	-247,9543	2,3889	5,6334	-1,9207	-0,4571

Lanjutan Tabel L-2.1 Data Hasil Analisis Program SAP 2000

17	LL	LinStatic		3,2	-247,9543	2,3889	5,6334	-10,9341	-4,2793
17	LIVEMAX	LinStatic		0	-80,6342	-0,0776	0,2201	0,2967	-0,0798
17	LIVEMAX	LinStatic		1,6	-80,6342	-0,0776	0,2201	-0,0555	0,0443
17	LIVEMAX	LinStatic		3,2	-80,6342	-0,0776	0,2201	-0,4078	0,1684
17	LLR	LinStatic		0	-79,9343	-0,0735	0,2393	0,3216	-0,0738
17	LLR	LinStatic		1,6	-79,9343	-0,0735	0,2393	-0,0614	0,0438
17	LLR	LinStatic		3,2	-79,9343	-0,0735	0,2393	-0,4443	0,1614
17	EQY	LinStatic		0	-78,6683	-258,9534	-39,2725	-72,095	-504,2429
17	EQY	LinStatic		1,6	-78,6683	-258,9534	-39,2725	-9,2591	-89,9175
17	EQY	LinStatic		3,2	-78,6683	-258,9534	-39,2725	53,5769	324,408
17	Enve Nominal	Combination	Max	0	-15,4245	294,7687	208,7518	473,6578	580,1243
17	Nominal 2-1	Combination	Max	0	-15,4245	199,5678	194,3302	455,7433	386,4698
17	Nominal 2-2	Combination	Max	0	-15,4245	199,5678	194,3302	455,7433	386,4698
17	Nominal 2-3	Combination	Max	0	-15,4245	199,5678	194,3302	455,7433	386,4698
17	Nominal 2-4	Combination	Max	0	-15,4245	199,5678	194,3302	455,7433	386,4698
17	Enve Nominal	Combination	Max	1,6	-4,3977	294,7687	208,7518	145,9223	109,4706
17	Nominal 2-1	Combination	Max	1,6	-4,3977	199,5678	194,3302	145,9223	69,5284
17	Nominal 2-2	Combination	Max	1,6	-4,3977	199,5678	194,3302	145,9223	69,5284
17	Nominal 2-3	Combination	Max	1,6	-4,3977	199,5678	194,3302	145,9223	69,5284
17	Nominal 2-4	Combination	Max	1,6	-4,3977	199,5678	194,3302	145,9223	69,5284
17	Enve Nominal	Combination	Max	3,2	6,6292	294,7687	208,7518	124,9007	353,0004
17	Nominal 2-1	Combination	Max	3,2	6,6292	199,5678	194,3302	124,9007	248,5269
17	Nominal 2-2	Combination	Max	3,2	6,6292	199,5678	194,3302	124,9007	248,5269
17	Nominal 2-3	Combination	Max	3,2	6,6292	199,5678	194,3302	124,9007	248,5269
17	Nominal 2-4	Combination	Max	3,2	6,6292	199,5678	194,3302	124,9007	248,5269
17	RSY	LinRespSpec	Max	0	394,2917	170,2081	47,0647	116,4558	337,4586
17	RSY	LinRespSpec	Max	1,6	394,2917	170,2081	47,0647	42,9297	65,3216
17	RSY	LinRespSpec	Max	3,2	394,2917	170,2081	47,0647	38,2784	207,3305
17	EY	LinRespSpec	Max	0	450,3127	194,3913	53,7517	133,0018	385,4048
17	EY	LinRespSpec	Max	1,6	450,3127	194,3913	53,7517	49,0291	74,6025
17	EY	LinRespSpec	Max	3,2	450,3127	194,3913	53,7517	43,717	236,7881
17	RSX	LinRespSpec	Max	0	678,3247	84,0826	111,912	269,1266	160,4891
17	RSX	LinRespSpec	Max	1,6	678,3247	84,0826	111,912	90,2849	27,529
17	RSX	LinRespSpec	Max	3,2	678,3247	84,0826	111,912	89,4317	109,3469
17	EX	LinRespSpec	Max	0	756,7061	93,7984	124,8436	300,2245	179,0338
17	EX	LinRespSpec	Max	1,6	756,7061	93,7984	124,8436	100,7175	30,71
17	EX	LinRespSpec	Max	3,2	756,7061	93,7984	124,8436	99,7657	121,9821