

**TUGAS AKHIR**

**STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN PONDASI  
RAKIT PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK TERPADU  
TAHAP 1 TEBO**

Program Studi : Teknik Sipil  
Jenjang Pendidikan : Strata- 1



Disusun Oleh :

**ALHARBI SUHRI**  
**17101154330043**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS PUTRA INDONESIA "YPTK"  
PADANG  
2021  
TUGAS AKHIR**

**STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN PONDASI  
RAKIT PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK TERPADU  
TAHAP 1 TEBO**

Disusun untuk memenuhi persyaratan  
mendapatkan gelar sarjana teknik

Program Studi : Teknik Sipil  
Jenjang Pendidikan : Strata- 1



Disusun Oleh :

**ALHARBI SUHRI**  
**17101154330043**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS PUTRA INDONESIA "YPTK"  
PADANG  
2021**

## HALAMAN PERNYATAAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Alhrabi Suhri  
No. BP : 17101154330043  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan Bahwa :

1. Sesungguhnya tugas akhir yang saya susun ini merupakan hasil karya tulis saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam tugas akhir yang saya peroleh dari hasil karya tulis orang lain, telah saya tulis sumbernya dengan jelas, dan sesuai dengan kaidah penulis ilmiah.
2. Jika dalam pembuatan tugas akhir, baik pembuatan tugas khusus maupun tugas akhir secara keseluruhan ternyata terbukti dibuatkan orang lain, maka saya menerima sanksi yang diberikan akademik, berupa pembatalan tugas akhir dan mengulang kembali kegiatan dan laporannya dengan judul baru.

Demikian surat pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya tanpa ada paksaan dari pihak manapun.

Padang, Juli 2021

Saya Yang Menyatakan,

**Alharbi Suhri**  
17101154330043

**HALAMAN PERSETUJUAN**

**STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN PONDASI  
RAKIT PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK TERPADU  
TAHAP 1 TEBO**

*Telah dipersiapkan dan disusun oleh:*

**ALHARBI SUHRI**  
**17101154330043**

Telah memenuhi persyaratan untuk dipertahankan  
didepan dewan penguji sidang Tugas Akhir

Padang, Juli 2021

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

**Nanda, M.T**  
**NIDN : 1015039101**

**Rafki imani, M.T**  
**NIDN : 1017088106**

## HALAMAN DEWAN PENGUJI

### STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN PONDASI RAKIT PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK TERPADU

#### TAHAP 1 TEBO

*Telah diujikan dan dipertahankan pada Seminar Kerja Praktek Fakultas Teknik  
Universitas Putra Indonesia “YPTK” Padang*

Padang, Agustus 2021

#### SUSUNAN DEWAN PENGUJI

1. Nanda, M.T ( )  
NIDN : 1015039101
2. Jihan Melasari, M.T ( )  
NIDN : 1014048902

Diketahui,  
Dekan Fakultas Teknik  
Universitas Putra Indonesia “YPTK” Padang

**Dr. Ir Zefri Yenni, M.M**  
**NIDN : 1009096401**

**HALAMAN PENGESAHAN**

**STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN PONDASI  
RAKIT PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK TERPADU  
TAHAP 1 TEBO**

*Telah dipersiapkan dan disusun oleh:*

**ALHARBI SUHRI**  
**17101154330043**

Telah diujikan didepan dewan penguji siding Tugas Akhir  
dan telah dinyatakan lulus memenuhi syarat

Padang, Agustus 2021

Dosen Pembimbing

Dosen Pembimbing

**Nanda, M.T**  
**NIDN : 1015039101**

**Rafki imani, M.T**  
**NIDN : 1017088106**

Dekan Fakultas Teknik  
Universitas Putra Indonesia “YPTK” Padang

**Dr. Ir Zefri Yenni, M.M**  
**NIDN : 1009096401**

## HALAMAN PERSETUJUAN PUBLIKASI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Alharbi Suhri  
No. BP : 17101154330043  
Pogram studi : Teknik Sipil  
Fakultas : Teknik  
Karya lmiah : Tugas Akhir

Meyetujui untuk memberikan kepada Universitas Putra Indonesia “YPTK” Padang atas karya ilmiah saya ini dan perangkat yang ada dengan judul :

STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN PONDASI RAKIT  
PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK TERPADU  
TAHAP 1 TEBO

Universitas Putra Indonesia “YPTK” Padang berhak menyimpan, mengelola, merawat, dalam bentuk pangkalan data, dan memublikasikan selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis dengan hak bebas royalti

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya

Padang, Juli 2021

Yang Menyatakan,

**Alharbi Suhri**

17101154330043

## KATA PENGANTAR

Atas berkat dan rahmat Allah SWT, saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Saya menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan Tugas Akhir ini, sangat lah sulit bagi saya untuk menyelesaikannya. Oleh karena itu, saya mengucapkan terimakasih kepada:

1. Bapak H. Herman Nawas, selaku Ketua Yayasan Perguruan Tinggi Komputer (YPTK) Padang.
2. Bapak Prof. Dr. H. Sarjon Defit, S.Kom., M.sc., selaku Rektor Universitas Putra Indonesia “YPTK” Padang.
3. Ibuk Nanda, M.T, dan Bapak Rafki Imani, M.T, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk membimbing saya dalam menyusun Tugas Akhir ini;
4. Orang tua dan keluarga saya yang telah memberikan bantuan dukungan material dan moral.
5. Sahabat yang telah banyak membantu saya dalam menyelesaikan laporan ini.

Akhir kata, saya berharap Allah SWT berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga laporan kerja praktek ini membawa manfaat bagi pengembangan ilmu.

Padang, Juli 2021

Penulis

Alharbi Suhri  
17101154330043

## ABSTRAK

Judul Skripsi : STUDI PERBANDINGAN PONDASI TELAPAK DENGAN  
PONDASI RAKIT PADA GEDUNG PELAYANAN PUBLIK  
TERPADU TAHAP 1 TEBO

Nama : Alharbi Suhri

No.Bp : 17101154330043

Jurusan : Teknik Sipil

Fakultas : Teknik

Jenjang Pendidikan : Sastra 1 (S-1)

Pembimbing : 1. Nanda, M.T.  
2. Rafki Imani, M.T

Tanah merupakan dasar perletakan pondasi bangunan. Dimana daya dukung ditentukan oleh sifat-sifat tanah yang ada. Pada kondisi tanah , sulit didapat lapisan tanah keras sebagai pondasi, daya dukung yang optimal mendapatkan penurunan tanah kecil, dan penulis menghitung perbandingan pondasi telapak dan pondasi rakit dengan menggunakan metode analisis. Pada Pembangunan Gedung Pelayanan Terpadu Tahap I, berlokasi di Jln. Sultan Thaha Saifuddin, Kabupaten Muara Tebo, Provinsi Jambi.

Menghitung perbandingan pondasi telapak dan pondasi rakit, daya dukung tanah pondasi telapak menggunakan metode Terzaghi, Meyerhoof, dan LRFD diperoleh sebesar  $36,514 \text{ ton/m}^2$ ,  $29,1740 \text{ ton/m}^2$  dan  $42,822 \text{ ton/m}^2$  pada pondasi rakit dengan tebal 0,8 m. Bangunan A diperoleh sebesar  $67,938 \text{ ton/m}^2$  sedangkan bangunan B diperoleh sebesar  $77,940 \text{ ton/m}^2$ . Dan penurunan pondasi menggunakan program plaxis, pondasi telapak sebesar 4,193 cm dan penurunan pondasi rakit sebesar 2,897 cm. Jadi dapat disimpulkan pondasi rakit yang lebih kuat dan efektif dalam bangunan tersebut, karena daya dukung izin tanah lebih besar dan penurunan lebih kecil.

**Kata kunci: Perbandingan Pondasi Telapak dan Rakit, Daya Dukung Tanah, Penurunan Tanah, Plaxis.**

## ABSTRACT

Thesis Title : COMPARISON STUDY OF FOOTWEAR WITH RAFT  
FOUNDATION IN INTEGRATED PUBLIC SERVICES  
BUILDING PHASE 1 TEBO  
Name : Alharbi Suhri  
No.Bp : 17101154330043  
Department : Civil Engineering  
Faculty : Engineering  
Education Level : Literature 1 (S-1)  
Supervisor : 1. Nanda, M.T.  
2. Rafki Imani, M.T

Soil is the basis for laying the foundation of a building. Where the bearing capacity is determined by the properties of the existing soil. In soil conditions, it is difficult to obtain a layer of hard soil as a foundation shield, the optimal bearing capacity is to obtain a small soil settlement, and the authors calculate the ratio of the footing and raft foundation using the analytical method. In the Construction of the Integrated Services Building Phase I, located at Jln. Sultan Thaha Saifuddin, Muara Tebo Regency, Jambi Province.

Calculating the ratio of the footing and raft foundations, the bearing capacity of the sole foundation soil using the Terzaghi, Meyerhoof, and LRFD methods was obtained at 36.514 tons/m<sup>2</sup>, 29.1740 tons/m<sup>2</sup> and 42.822 tons/m<sup>2</sup> on a raft foundation with a thickness of 0.8 m. Building A was obtained at 67.938 tons/m<sup>2</sup> while building B was obtained at 77.940 tons/m<sup>2</sup>. And the settlement of the foundation using the Plaxis program, the footing of the footing is 4.193 cm and the raft foundation is 2.897 cm. So it can be concluded that the raft foundation is stronger and more effective in the building, because the carrying capacity of the soil permit is greater and the settlement is smaller.

Keywords : **Comparison of Foot and Raft Foundation, Soil BearingCapacity, settlement, Plaxis.**

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN PERNYATAAN</b> .....	i
<b>HALAMAN PERSETUJUAN</b> .....	ii
<b>HALAMAN DEWAN PENGUJI</b> .....	iii
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	iv
<b>HALAMAN PERSETUJUAN PUBLIKASI</b> .....	v
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	vi
<b>ABSTRAK</b> .....	vii
<b>ABSTRACT</b> .....	viii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	ix
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xiii
<b>DAFTAR NOTASI</b> .....	xiv
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
<b>1.1 Latar Belakang</b> .....	1
<b>1.2 Batasan Masalah</b> .....	2
<b>1.3 Rumusan Masalah</b> .....	2
<b>1.4 Tujuan Penelitian</b> .....	2
<b>1.5 Sistematika Penulisan</b> .....	2
<b>BAB II LANDASAN TEORI</b>	
<b>2.1 Pengertian Tanah</b> .....	4
2.1.1 Klasifikasi Tanah .....	4
2.1.2 Klasifikasi Tanah Berdasarkan (USCS) .....	6
2.1.3 Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO.....	6

<b>2.2</b>	<b>Pengujian Tanah</b>	8
2.2.1	Pengujian Lapangan	8
2.2.2	Pengujian Laboratorium	10
<b>2.3</b>	<b>Pengertian Pondasi</b>	12
<b>2.4</b>	<b>Jenis-jenis Pondasi</b>	14
2.4.1	Pondasi Telapak	16
2.4.2	Pondasi Rakit	20
<b>2.5</b>	<b>Perencanaan Pondasi Dangkal</b>	23
2.5.1	Perencanaan Daya Dukung Pondasi Dangkal	23
2.4.2	Perencanaan Penurunan Pondasi Dangkal	31
<b>2.6</b>	<b>Penelitian Terdahulu</b>	34
<b>BAB III METODOLOGI</b>		
<b>3.1</b>	<b>Jenis Penelitian</b>	41
<b>3.2</b>	<b>Tempat Penelitian</b>	41
<b>3.3</b>	<b>Data dan Sumber Data</b>	41
<b>3.4</b>	<b>Teknik Pengolahan Data</b>	42
<b>3.5</b>	<b>Diagram Alir Penelitian</b>	43
<b>BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN</b>		
<b>4.1</b>	<b>Analisis Pembebanan</b>	44
4.1.1	<i>Preliminary Design</i>	44
4.1.2	Pemodelan Struktur	47
4.1.3	Kombinasi Pembebanan	48
<b>4.2</b>	<b>Daya Dukung Tanah</b>	49
4.2.1	Menghitung daya dukung tanah pondasi telapak	49
4.2.2	Menghitung daya dukung tanah pondasi rakit	53
<b>4.3</b>	<b>Penurunan (<i>settlement</i>) pada Pondasi Telapak</b>	60
4.3.1	Penurunan Konsolidasi pondasi telapak	60
4.3.2	Penurunan segera (elastis) pada pondasi telapak	61
<b>4.4</b>	<b>Penurunan (<i>settlement</i>) pada Pondasi Rakit</b>	62
4.4.1	Penurunan Konsolidasi pondasi rakit	62
4.4.2	Penurunan segera (elastis) pada pondasi rakit	64

<b>4.5 Analisis Pondasi Dangkal Menggunakan Plaxis.....</b>	<b>65</b>
4.5.1 Pondasi telapak .....	65
4.5.2 Pondasi rakit .....	66
4.5.3 Hasil analisis pemodelan plaxis pondasi tapak dan rakit .....	67

## **BAB V PENUTUP**

<b>5.1 Kesimpulan .....</b>	<b>69</b>
-----------------------------	-----------

<b>5.2 Saran .....</b>	<b>70</b>
------------------------	-----------

<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>71</b>
-----------------------------	-----------

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 2.1</b>	Grafik Indeks PI dan LL .....	6
<b>Gambar 2.2</b>	Kerucut Mekanis dan Data Tahanan.....	9
<b>Gambar 2.3</b>	Pondasi Telapak.....	15
<b>Gambar 2.4</b>	Pondasi Menerus .....	15
<b>Gambar 2.5</b>	Jenis-jenis Pondasi Rakit .....	21
<b>Gambar 2.6</b>	Keruntuhan Pondasi Langsung oleh Terzaghi.....	25
<b>Gambar 2.7</b>	Grafik Koefisien Perpindahan Vertikal .....	33
<b>Gambar 3.1</b>	Denah Lokasi Penelitian .....	41
<b>Gambar 3.2</b>	Bagan Alir Analisis.....	43
<b>Gambar 4.1</b>	Denah Lantai I .....	44
<b>Gambar 4.2</b>	Denah Lantai II.....	45
<b>Gambar 4.3</b>	Denah Lantai III .....	45
<b>Gambar 4.4</b>	Denah Tampak Depan .....	46
<b>Gambar 4.5</b>	Denah Tampak Samping .....	46
<b>Gambar 4.6</b>	Pemodelan Struktur dari Depan.....	47
<b>Gambar 4.7</b>	Pemodelan Struktur dari Samping .....	47
<b>Gambar 4.8</b>	Pemodelan Struktur dan Beban Struktur .....	48
<b>Gambar 4.9</b>	Pemodelan Pondasi Telapak .....	49
<b>Gambar 4.10</b>	Bangunan A .....	53
<b>Gambar 4.11</b>	Pemodelan Pondasi Rakit Bangunan A .....	54
<b>Gambar 4.12</b>	Bangunan B .....	57
<b>Gambar 4.13</b>	Pemodelan Geometri Pondasi Telapak pada Plaxis.....	65
<b>Gambar 4.14</b>	Tahap Perhitungan.....	66
<b>Gambar 4.15</b>	Pemodelan Geometri Pondasi Rakit pada Plaxis.....	66
<b>Gambar 4.16</b>	Tahap Perhitungan.....	67
<b>Gambar 4.17</b>	Hasil Pemodelan Plaxis Pondasi Telapak.....	67
<b>Gambar 4.18</b>	Hasil Pemodelan Plaxis Pondasi Rakit.....	68

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2.1</b>	Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO .....	7
<b>Tabel 2.2</b>	Faktor Daya Dukung Terzaghi .....	26
<b>Tabel 2.3</b>	Faktor Daya Dukung Mayerhoff .....	28
<b>Tabel 2.4</b>	Faktor-Faktor Tahanan Pada keadaan Ultimet .....	29
<b>Tabel 2.5</b>	Penelitian Terdahulu.....	34

## DAFTAR NOTASI

A	= Luas total pondasi rakit (m <sup>2</sup> )
B	= Lebar pondasi (m)
c	= Kohesi tanah (kN/m <sup>2</sup> )
c'	= Kohesi tanah efektif(kN/m <sup>2</sup> )
D <sub>f</sub>	= Kedalaman pondasi (m)
N <sub>c</sub> ,N <sub>q</sub> ,N <sub>y</sub>	= Faktor-faktor daya dukungpada kondisi keruntuhan
P	= Beban terpusat (kN)
q	= Daya dukung tanah di bawah dasar pondasi (kN/m <sup>2</sup> )
q <sub>all</sub>	= Daya dukung tanah di bawah dasar pondasi yang diizinkan (kN/m <sup>2</sup> )
S <sub>c</sub>	= Penurunan konsolidasi primer (m)
q <sub>n</sub>	= Daya dukung keseimbangan ( <i>Ultimate Bearing Capacity</i> )
B	= Lebar pondasi ( <i>Width of Foundation</i> ), m
D <sub>f</sub>	= Dalam pondasi ( <i>Depth of Foundation</i> ), m
σ' <sub>zD</sub>	= Tegangan izin tanah
γ	= Berat isi tanah ( <i>Unit Weight</i> ),
Ø	= Sudut perlawanan geser ( <i>Angle Internal Friction</i> )
S <sub>c</sub>	= Penurunan konsolidasi.
H	= Tebal lapisan tanah lempung, m.
C <sub>c</sub>	= Indeks kompresi lempung jenuh.
e <sub>0</sub>	= Angka pori.
σ <sub>0</sub> '	= Tegangan tanah efektif sebelum ada konstruksi.
Δ σ'	= Tegangan pra konsolidasi.
S <sub>i</sub>	= Penurunan segera rata-rata (elastis).
q <sub>n</sub>	= Tekanan pondasi neto.
μ <sub>1</sub>	= Faktor koreksi untuk lapisan tanah tebal terbatas H (gambar 2.7).

$\mu_0$  = Faktor koreksi unruk kedalaman pondasi D (gambar 2.7).

E = Modulus elastisitas tanah.

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Pondasi adalah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kepada dan ke dalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Tegangan-tegangan tanah yang dihasilkan kecuali pada permukaan tanah merupakan tambahan kepada beban-beban yang sudah ada dalam massa tanah dari bobot sendiri bahan dan sejarah geologisnya (Bowles,1991).

Pondasi merupakan bagian dari struktur bawah (*sub structure*), mempunyai peranan penting dalam memikul beban struktur atas. Karena adanya gaya-gaya yang terjadi pada struktur atas (*upper structure*) seperti gaya angin, gaya gempa maupun berat struktur itu sendiri. Secara umum terdiri atas 2 tipe pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

Menurut Bowles (1983), yang disebut pondasi dangkal adalah dimana perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi tersebut kurang dari empat. Sedangkan pondasi dalam adalah suatu pondasi dimana perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi tersebut lebih dari empat (beberapa pondasi dangkal terdiri dari pondasi telapak (*spread footing*), pondasi gabungan (*combined footing*) dan pondasi pelat (*mat foundation*). Dan yang termasuk ke dalam jenis pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor. Hal-hal yang harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi yaitu kedalaman tanah keras, muka air tanah kekuatan pondasi dalam memikul beban, resiko *displacement* pada struktur, kelayakan pelaksanaan, dan pengaruhnya terhadap lingkungan. Dalam pemilihan jenis pondasi perlu diperhatikan beberapa hal antara lain Parameter tanah dapat ditentukan berdasarkan investigasi lapangan dan pengujian laboratorium.

Tugas akhir ini melakukan perbandingan pondasi telapak dengan pondasi rakit penelitian yang di tinjau adalah menghitung daya dukung tanah, menghitung dimensi pondasi dan penurunan tanah menggunakan *software* plaxis. Pekerjaan

Pembangunan Gedung Pelayanan Terpadu Tahap I ini berlokasi di Jln. Sultan Thaha Saifuddin, Kabupaten Muara Tebo, Provinsi Jambi. Oleh karena itu, penulis memberi judul penelitian ini dengan “**Studi Perbandingan Pondasi Telapak dengan Pondasi Rakit pada Gedung Pelayanan Publik Terpadu Tahap 1 Tebo**”.

## **1.2 Batasan Masalah**

Adapun batasan masalah dalam penelitian tugas akhir ini adalah :

1. Data yang dipakai adalah data lapangan berupa data CPT.
2. Data yang ditinjau dari perhitungan pondasi telapak dan pondasi rakit.
3. Data yang ditinjau dari penurunan menggunakan aplikasi plaxis.

## **1.3 Rumusan Masalah**

1. Bagaimana menghitung daya dukung pondasi telapak dan pondasi rakit berdasarkan data tanah CPT?
2. Bagaimana menghitung penurunan tanah dari pondasi telapak dan pondasi rakit?

## **1.4 Tujuan Penelitian**

Tujuan dari penelitian ini antara lain :

1. Untuk mengetahui perhitungan desain pada pondasi telapak dan pondasi rakit.
2. Untuk penurunan tanah pada pondasi telapak dan pondasi rakit dalam *software* Plaxis.

## **1.5 Sistematika Penulisan**

Sistem penulisan laporan ini terdiri dari beberapa bab, yaitu :

### **BAB I PENDAHULUAN**

Bab ini membahas tentang latar belakang penelitian, tujuan penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan laporan.

## **BAB II TINJAUAN PUSTAKA**

Dalam hal ini berisi pedoman perencanaan dan semua teori yang mendukung penulisan laporan ini termasuk didalamnya pengertian dan istilah yang nantinya digunakan dalam analisa data penelitian.

## **BAB III METODOLOGI PENELITIAN**

Bab ini menjelaskan tentang langkah-langkah yang dilakukan untuk penelitian, pada bab ini juga dijelaskan metode, data-data yang diambil, lokasi dan waktu penelitian.

## **BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN**

Bab ini berisikan tentang pengolahan data-data yang didapat dari hasil penelitian, dan pengolahan data menggunakan metode-metode yang telah ditentukan.

## **BAB V PENUTUP**

Dalam bab penutup ini penulis menyimpulkan beberapa poin penting serta saran dari akhir laporan ini.

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Pengertian Tanah**

Tanah merupakan bagian kerak bumi yang memiliki susunan dari mineral serta bahan organik. Tanah begitu vital peranannya bagi semua kehidupan di bumi sebab tanah mendukung kehidupan tumbuhan dengan adanya hara dan air sekaligus sebagai penopang akar. Bentuk tanah yang memiliki rongga-rongga juga menjadi lokasi yang baik untuk akar untuk bernafas serta tumbuhan. Tanah juga menjadi tempat hidup berbagai mikroorganisme. Untuk sebagian besar hewan darat, tanah menjadi lahan sebagai tempat bergerak dan hidup.

Tanah adalah bagian kerak bumi yang tersusun dari mineral dan bahan organik. Tanah sangat vital peranannya bagi semua kehidupan di bumi karena tanah mendukung kehidupan tumbuhan dengan menyediakan hara dan air sekaligus sebagai penopang akar. Struktur tanah yang berongga-rongga juga menjadi tempat yang baik bagi akar untuk bernapas dan tumbuh. Tanah juga menjadi habitat hidup berbagai mikroorganisme. Bagi sebagian besar hewan darat, tanah menjadi lahan untuk hidup dan bergerak.

Ilmu yang mempelajari berbagai aspek mengenai tanah dikenal sebagai ilmu tanah. Dari segi klimatologi, tanah memegang peranan penting sebagai penyimpan air dan menekan erosi, meskipun tanah sendiri juga dapat tererosi. Komposisi tanah berbeda-beda pada satu lokasi dengan lokasi yang lain. Air dan udara merupakan bagian dari tanah (Hardjowigeno, 2003).

##### **2.1.1 Klasifikasi Tanah**

Klasifikasi tanah merupakan membedakan masing-masing jenis tanah yang berdasarkan karakteristik tanah tersebut. Klasifikasi tanah dimaksud memberikan keterangan mengenai sifat-sifat teknis tanah, sehingga dari sifat-sifat teknis tanah tersebut dapat diberikan nama atau istilah-istilah yang tepat sesuai dengan sifatnya. Klasifikasi tanah menggunakan indeks pengujian yang sangat sederhana untuk

mendapat karakteristik dari tanah tersebut. Dimana karakteristik yang didapat digunakan untuk menentukan kelompok dari tanah tersebut (Darwis, 2018).

Pada awalnya klasifikasi tanah menjadi sangat sederhana, namun seiring dengan meningkatnya pemahaman manusia terhadap tanah maka klasifikasi tanah akan terus ditingkatkan hingga menjadi lebih ilmiah dan terorganisir. Klasifikasi tanah atau bidang lain mencerminkan tingkat pemahaman manusia terhadap bidang tersebut (Hardjowigeno, 2003).

Tanah dibedakan dengan dua golongan utama, pertama tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Penggolongan ini terjadi berdasarkan dari ukuran butirannya. tanah berbutir halus merupakan tanah lempung dan lanau, sedangkan tanah yang lebih besar ukurannya dari lanau termasuk tanah berbutir kasar. Pembagian pada tanah berbutir kasar berdasarkan pada ukuran seperti pasir halus, sedang dan kasar. Selain berdasarkan butirannya, ada juga berdasarkan gradasinya, dapat digolongkan menjadi gradasi seragam (*poor-graded*), gradasi berlobang, dan gradasi baik atau lengkap (*well-graded*). Tanah yang bergradasi baik mempunyai tahanan geser yang baik dibandingkan dengan tanah bergradasi seragam. Hal ini disebabkan pada gradasi baik, partikelnya saling mengisi rongga dan saling mengunci sehingga mempunyai kontak antar butir yang lebih banyak dan baik (Hakam, 2008).

Tanah dapat juga digolongkan menjadi dua bagian yang berdasarkan sifat kerekatannya, yaitu tanah kohesif (lempung) dan non-kohesif. Tanah kohesif masih digolongkan dengan kesensivitasnya terhadap gangguan dari luar. Tanah ini memiliki perubahan perilaku yang lebih kuat dengan adanya gangguan. Selain itu, tanah lempung mempunyai perilaku yang sangat berpengaruh dengan air, maka tanah lempung ini, digolongkan berdasarkan pada perilaku terhadap air (Hakam, 2008).

Klasifikasi tanah bertujuan untuk (Hardjowigeno, 2003) :

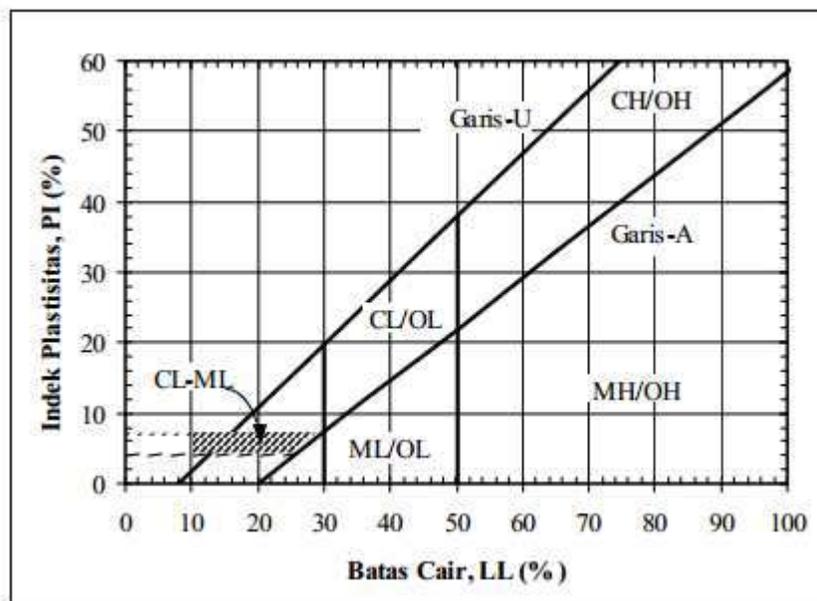
1. Mengorganisasi pengetahuan tentang tanah.
2. Mengetahui hubungan dari masing-masing tanah tersebut.
3. Dapat dengan mudah mengetahui sifat-sifat dari suatu tanah.

4. Mengelompokkan tanah dengan tujuan yang lebih praktis.

### 2.1.2 Klasifikasi Tanah Berdasarkan *Unified Soil Classification System* (USCS)

Dalam USCS, tanah diklasifikasikan ke dalam dua kategori utama yaitu:

- Tanah berbutir kasar (Coarse-grained soils) yang terdiri atas kerikil dan pasir yang mana kurang dari 50% tanah yang lolos saringan No. 200 ( $F_{200} < 50$ )
- Tanah berbutir halus (fine-grained soil) yang mana lebih dari 50% tanah lolos saringan No. 200 ( $F_{200} \geq 50$ ).



**Gambar 2.1** Grafik Indeks PI dan LL  
(Sumber: *Dasar Dasar Mekanika Tanah*)

### 2.1.3 Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*)

Klasifikasi tanah dengan cara AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), mempunyai tujuan agar kita dapat dengan mudah memilih material tanah untuk konstruksi subgrade. Pemilihan tanah tersebut, tentunya didasarkan atas hasil uji tanah dan apabila kita telah mempunyai

pengalaman lapangan dalam pembuatan konstruksi subgrade maka pemilihan tanah sangat mudah dilakukan.

Sistem klasifikasi tanah sistem AASHTO pada mulanya dikembangkan pada tahun 1929 sebagai Public Road Administration Classification System. Sistem ini mengklasifikasikan tanah kedalam delapan kelompok, A-1 sampai A-7. Setelah diadakan beberapa kali perbaikan, sistem ini dipakai oleh The American Association of State Highway Officials (AASHTO) dalam tahun 1945.

Untuk jenis tanah yang berbutir kasar (granuler soils), dibagi atas tujuh golongan/klasifikasi, seperti yang dapat dilihat pada tabel berikut :

**Tabel 2.1** Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO (Tanah Granuler)

Klasifikasi Umum	Tanah Berbutir ( <i>Granuler Soil</i> ) (35% atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No.200)						
	A-1		A-3	A-2			
Klasifikasi Ayakan	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Analisis Ayakan (% lolos) No. 10 No. 40 No. 200	Maks 50 Maks 30 Maks 15	Maks 50 Maks 25	Maks 51 Maks 10	Maks 35	Maks 35	Maks 35	Maks 35
Sifat fraksi yang lolos ayakan No.40 Batas Cair (LL) Indeks Plastisitas (PI)	— Maks 6	— Maks 6	Non Plastisitas	Maks 40 Maks 10	Maks 41 Maks 10	Maks 40 Min 11	Min 41 Min 11
Tipe materia yang paling dominan	Batu pecah kerikil pasir	Pasir Halus	Kerikil dan pasir yang berlanau				
Penilaian sbg bahan tanah dasar	Baik Sekali sampai Baik						

Sumber : Braja M. Das (1998)

Menurut sistim di atas tanah dibagi menjadi 7 kelompok, dan diberi nama dari A-1 sampai A-7. Semakin kecil angkanya, semakin baik untuk bahan subgrade jalan, dan sebaliknya semakin besar angkanya semakin jelek untuk subgrade. Kecuali pada tanah dalam group A-3, lebih baik dari pada semua jenis tanah dalam group A-2 sebagai bahan untuk subgrade jalan.

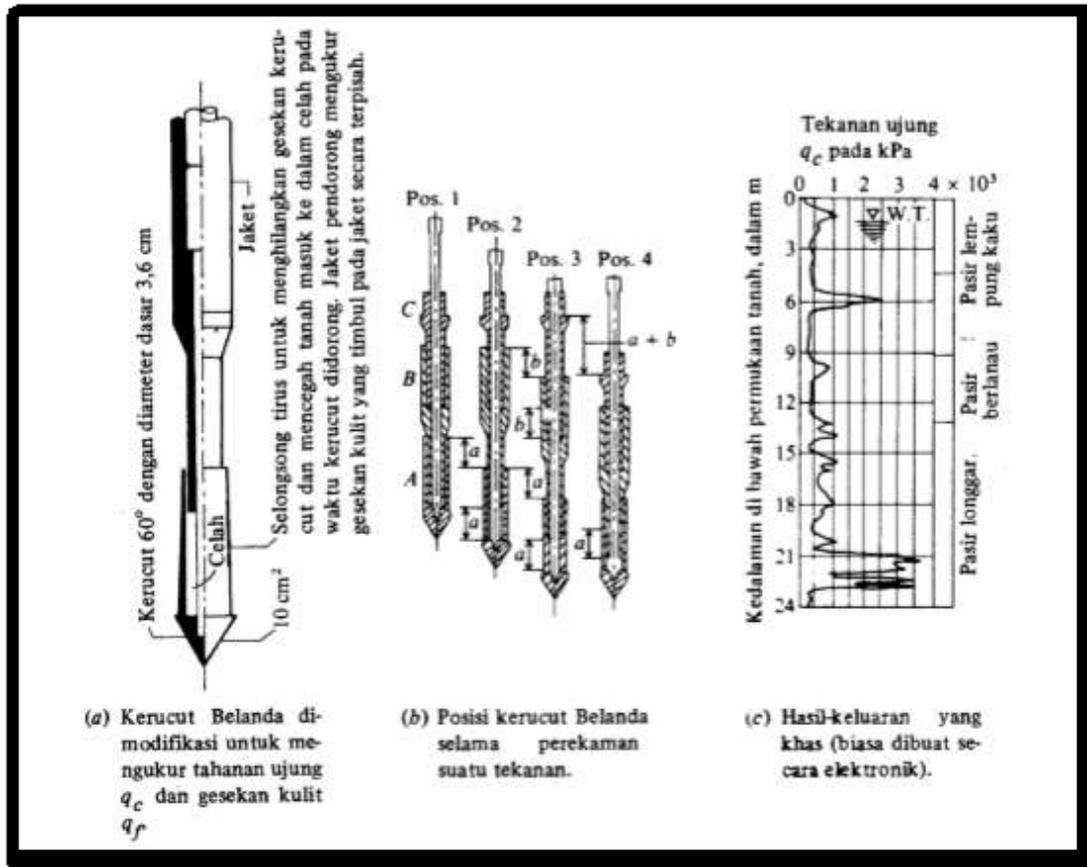
## 2.2 Pengujian Tanah

### 2.2.1 Pengujian Lapangan

#### a. *Cone Penetration Test (CPT)*

Menurut (Bowles Joseph 1991), adalah uji sederhana yang dipakai semakin luas untuk lempung lunak dan pasir halus sampai pasir setengah kasar. Pengujian ini tidak diterapkan pada tanah berkerikil dan lempung kaku atau keras. Pengujian ini dilakukan dengan mendorong kerucut baku menurut ASTM D 3441 mempunyai ujung  $60^\circ$  dan diameter dasar 35,7 mm dengan luas ke dalam tanah dengan kecepatan 10 sampai 20 mm/detik. Pengujian ini secara periodis dapat dihentikan untuk memasang batang 1 meteran guna menambah kedalaman; akan tetapi, beberapa bentuk pendorong memungkinkan pemasangan batang-batang dengan panjang ekstra untuk dorongan yang hampir tak-terputus. Data yang dikumpulkan ialah tahanan ujung  $q_c$  dan tahanan gesek selongsong  $q_s$  dan karena banyaknya data pada suatu dorongan yang menerus, maka biasanya dipakai peralatan untuk mengumpulkan data secara elektronik. Cara ini dapat berbentuk perekam lajur atau sandi-sandi digital yang dicatu ke dalam suatu mikrokomputer. Mikrokomputer mempunyai keuntungan karena skala-skala kecil yang diperlukan untuk kebanyakan perekam kartu lajur dapat dicegah. Dewasa ini terdapat paling sedikit lima bentuk kerucut yang dipakai :

1. Mekanis jenis paling dini dinamakan "kerucut Belanda" karena berasal dari negeri Belanda.
2. Gesekan listrik - modifikasi pertama memakai pengukur regangan untuk mengukur  $q_c$  dan  $q_s$ , Gambar 2.1 melukiskan kerucut ini.



**Gambar 2.2** Kerucut Mekanis dan Data Tahanan Ujung  
(Sumber : Bowles Joseph, 1991)

b. *Standar Penetration Test (SPT)*

Yang dikembangkan pada tahun 1927, dewasa ini merupakan sarana paling populer dan paling ekonomis untuk mendapatkan informasi dari lapisan bawah permukaan (tanah). Diperkirakan bahwa antara 85 sampai 90 persen dari rancang pondasi konvensional di Amerika Utara dan Amerika Selatan dibuat dengan SPT. Pengujian ini secara luas juga dipakai di daerah geografis lain. Cara ini telah dibakukan sebagai ASTM 1586 sejak tahun 1958 dengan revisi-revisi secara berkala sampai sekarang. Pengujiannya terdiri dari :

1. Pemancangan alat pengambil contoh bahan silinder belah standar yang dimensinya diperlihatkan pada sejak 460 mm (18 inci) ke dalam tanah di dasar lubang bor.
2. Perhitungan banyaknya pukulan untuk memasukkan tabung sejarak 305 mm (12 inci) yang terakhir untuk mendapatkan bilangan N
3. Dengan menggunakan massa pendorong (atau palu) sebesar 63,5 kg (140 lb) yang jatuh "bebas" dari ketinggian 760 mm (30 inci). Berapa konfigurasi palu diperlihatkan pada, Batang bor yang terpanjang itu diberi acuan dengan tiga buah tanda kapur yang berjarak-selang 150 mm, dan batang pemandunya (*guide*) ditandai pada jarak 762 mm. Susunan peralatan itu kemudian dipasang di atas tanah ke dalam lobang-bor (setelah membersihkannya dari serpih-serpih lepas). Kemudian pencontohnya didorong sejauh 150 mm untuk mendudukannya pada tanah yang takterganggu dan hitungan pukulannya juga dicatat (kecuali bila bobot peralatan tersebut membenamkan pencontohnya sehingga tak ada N yang dapat dihitung). Hitungan pukulan untuk setiap dua pertambahan 150 mm berikutnya dipakai sebagai hitungan penetrasi.

### 2.2.2 Pengujian Laboratorium

Menurut (Bowles, 1991), Sifat-sifat fisik tanah dapat dipelajari dari hasil uji laboratorium pada contoh-contoh tanah yang diambil dari pengeboran. Hasil-hasil pengujian yang diperoleh dapat digunakan untuk menghitung kapasitas dukung dan penurunan. Kecuali itu, data laboratorium dapat pula memberikan informasi mengenai besarnya debit air yang mengalir ke dalam lubang galian fondasi, perilaku tanah dalam mengalami tekanan, dan kemungkinan penanggulangan air pada penggalian tanah fondasi.

Perlu diingat bahwa kondisi lapisan tanah di lapangan bervariasi. Karena itu, jumlah contoh tanah yang terlalu sedikit akan memberikan analisis data yang hasilnya

meragukan. Secara umum, pengujian di laboratorium yang sering dilakukan untuk perancangan pondasi adalah :

a. Pengujian dari pengamatan langsung

Pengujian ini dilakukan untuk mencatat warna, bau, konsistensi dari contoh tanah terganggu dan tak terganggu yang diperoleh dari lapangan.

b. Kadar Air

Pemeriksaan kadar air di lapangan dilakukan pada contoh tanah tak terganggu yang dikirim ke laboratorium. Dengan membandingkan hasil-hasilnya dengan hasil yang diperoleh dari uji batas plastis dan batas cair, dapat disusun program uji kuat geser tanah. Selain itu, karena umumnya tanah lunak berkadar air tinggi, pemeriksaan kadar air berguna untuk meyakinkan kondisi tanah lunak tersebut. Pemeriksaan kadar air, biasanya merupakan bagian dari uji kuat geser tanah.

c. Analisis Butiran

Uji analisis ukuran butir tanah dilakukan untuk keperluan klasifikasi. pengujian dilakukan melalui analisis saringan dan sedimentasi atau analisis hidrometer, untuk memperoleh kurva gradasinya.

d. Batas Plastis dan Batas Cair

Pengujian ini dilakukan pada tanah kohesif untuk maksud klasifikasi dan untuk estimasi sifat-sifat teknisnya. Grafik plastisitas dari casagrande dapat digunakan untuk memperkirakan kompresibilitas tanah-tanah lempung dan lanau. Dalam menggunakan grafik plastisitas, perlu diketahui apakah tanah berupa tanah organik atau anorganik, yang biasanya dapat diketahui dari warnanya yang gelap dan baunya seperti tanaman yang busuk bila tanahnya organik. Bila terdapat keraguan mengenai tanah organik ini, uji batas cair dilakukan pada contoh tanah yang telah dipanaskan dalam oven. Jika setelah pengeringan, nilai batas cair tereduksi sampai 30% atau lebih, maka tanah adalah tanah organik.

e. Uji Konsolidasi

Pengujian ini hanya dilakukan untuk jenis tanah berbutir halus seperti lempung dan lanau dan digunakan untuk mengukur besarnya penurunan konsolidasi dan kecepatan penurunan. Pengujian dilakukan pada alat oedometer atau konsolidometer. Dari nilai koefisien konsolidasi ( $C_v$ ) yang dihasilkan, dapat ditentukan kecepatan penurunan bangunannya.

Data hubungan beban dan penurunan diperoleh dari penggambaran grafik tekanan terhadap angka pori. Dari sini, dapat diperoleh koefisien perubahan volume ( $m_v$ ) atau indeks pemampatan ( $C_c$ ), yang selanjutnya digunakan untuk menghitung estimasi penurunan akibat beban bangunan. Uji konsolidasi bisa tidak dilakukan bila tanahnya berupa lempung terkonsolidasi sangat berlebihan (*heavily overconsolidated*). Karena pada jenis tanah lempung tersebut, sepanjang beban yang diterapkan tidak sangat berlebihan, penurunan yang terjadi sangat kecil sehingga dapat diabaikan.

### 2.3 Pengertian Pondasi

Pondasi ialah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya-sendiri kepada dan ke dalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Tegangan-tegangan tanah yang dihasilkan - kecuali pada permukaan tanah - merupakan tambahan kepada beban-beban yang sudah ada dalam massa tanah dari bobot-sendiri bahan dan sejarah geologisnya (Bowles Joseph,1991).

Istilah struktur-atas umumnya dipakai untuk menjelaskan bagian sistem yang direkayasa yang membawa beban kepada pondasi atau struktur-bawah. Istilah struktur-atas mempunyai arti khusus untuk bangunan-bangunan dan jembatan-jembatan; akan tetapi, pondasi terse but dapat juga hanya menopang mesin-mesin, mendukung peralatan industrial (pipa, menara, tangki), bertindak sebagai alas untuk papan iklan, dan sejenisnya. Karena sebab-sebab inilah maka lebih baik melukiskan

suatu pondasi itu sebagai bagian tertentu dari sistem rekayasa komponen-komponen pendukung beban yang mempunyai bidangantara (*interfacing*) terhadap tanah (Bowles,1991).

Menurut (Bowles,1991), karena massa tanah dan batuan yang bersifat heterogen maka jarang terjadi bahwa dua buah pondasi bahkan pada tapak konstruksi yang berbatasan akan bersifat sama kecuali secara kebetulan. Karena setiap pondasi itu paling tidak untuk sebagian merupakan suatu upaya ke dalam bidang yang tak dikenal, adalah sangat berharga untuk mempunyai akses kepada pemecahan masalah-masalah oleh orang lain yang diperoleh dari sajian-sajian konferensi, makalah-makalah jurnal, dan ringkasan-ringkasan buku-ajar dari kepustakaan yang sesuai. Penghimpunan pengalaman, kajian atas apa yang telah dilakukan oleh orang lain dalam situasi-situasi yang agak mirip, dan informasi geoteknik tentang tapak, untuk menghasilkan suatu rancangan struktur bawah yang ekonomis, praktis dan aman, merupakan penerapan pertimbangan kerekayasa.

Langkah-langkah berikut persyaratan minimum untuk merancang suatu pondasi sebagai berikut :

1. Tentukan lokasi tapak dan posisi dari muatan. Perkiraan kasar dari beban-beban pondasi biasanya disediakan oleh nasabah atau dihitung-sendirinya (*in-house*). Tergantung dari kepelikan sistem beban atau tapak, maka dapat dimulai membuat tinjauan kepustakaan untuk mengetahui bagaimana orang lain berhasil mengadakan pendekatan atas masalah yang sejenis.
2. Pemeriksaan fisik atas tapak tentang adanya setiap masalah geologis atau masalahmasalah lain, bukti-bukti dari kemungkinan adanya permasalahan. Lengkapilah halhal ini dengan segala data pertanahan yang telah diperoleh sebelumnya.
3. Menetapkan program eksplorasi lapangan dan penyusun pengujian pelengkap lapangan yang perlu atas dasar temuan, serta menyusun program uji laboratorium.

4. Tentukan parameter rancangan tanah yang perlu berdasarkan pengintegrasian data uji, asas-asas, ilmiah, dan pertimbangan rekayasa. Hal ini mungkin melibatkan analisis komputer yang bersifat sederhana atau rumit. Untuk masalah-masalah yang kompleks, bandingkanlah data yang dianjurkan dengan kepustakaan yang pernah diterbitkan atau gunakanlah konsultan geoteknis yang lain agar hasil-hasilnya memberikan perspektif menurut sumber luar.
5. Buatlah rancangan pondasi dengan menggunakan parameter-parameter tanah menurut langkah nomor 4. Pondasi tersebut seharusnya bersifat ekonomis dan mampu untuk dibangun oleh karyawan konstruksi yang tersedia. Perhitungkanlah toleransi-toleransi konstruksi yang praktis dan praktek-praktek konstruksi yang bersifat lokal. Laksanakan interaksi yang erat dengan semua pihak yang berkepentingan (nasabah, para perekayasa, arsitek, kontraktor) sehingga sistem struktur-bawah itu tidak dirancang secara berlebihan dan risiko dijaga agar berada pada tingkat-tingkat yang dapat diterima. Pada langkah ini dapat dipakai perangkat komputer secara sangat luas atau semua sama sekali tidak.

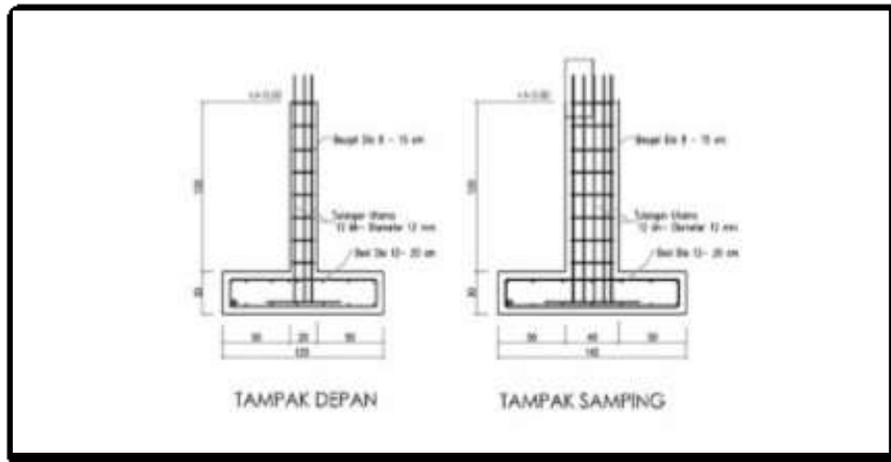
#### **2.4 Jenis-jenis Pondasi**

Menurut Hardiyatmo (2002), klasifikasi pondasi dibagi menjadi dua tipe, yaitu:

1. Pondasi Dangkal

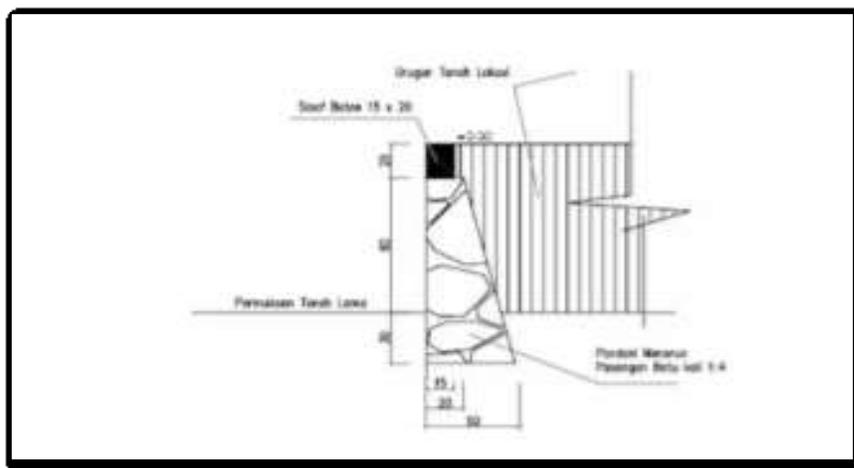
Pondasi dangkal adalah pondasi yang mendukung beban secara langsung dengan kedalaman  $D_f/B \leq 4$ , seperti :

- a. Pondasi telapak yaitu pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.



**Gambar 2.3** Pondasi Telapak  
(Sumber : *Hardiyatmo, 2002*)

b. Pondasi memanjang yaitu pondasi yang dipergunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.



**Gambar 2.4** Pondasi Menerus  
(Sumber : *Hardiyatmo, 2002*)

c. Pondasi rakit yaitu pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak, sisi-sisinya berhimpit satu sama lainnya.

#### 2.4.1 Pondasi Telapak

Menurut (Bowles,1991), Pondasi telapak yang memikul beban sebuah kolom tunggal dinamakan pondasi telapak sebar, karena fungsinya adalah untuk "menyebarkan" beban kolom secara lateral kepada tanah, supaya intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman. Bagian konstruksi ini kadang-kadang dinamakan pondasi telapak tunggal atau pondasi telapak terisolasi. Pondasi telapak dinding digunakan untuk tujuan yang sama yakni untuk menyebarkan beban dinding kepada tanah.

Akan tetapi, seringkali lebar pondasi telapak dinding dikendalikan oleh faktor-faktor selain dari tekanan tanah yang diijinkan karena beban-beban dinding atau termasuk berat dinding biasanya agak rendah. Bagian-bagian pondasi yang memikul lebih dari satu kolom, ditinjau di dalam dua bab yang berikutnya. Beton hampir secara umum digunakan untuk pondasi telapak, karena ketahanannya di dalam lingkungan yang sangat buruk dan karena pertimbangan ekonomisnya. Pondasi telapak sebar dengan penulangan tegangan dapat dinamakan dua-arah atau satu-arah, bergantung pada apakah baja yang digunakan untuk lenturan bergerak ke kedua arah (kasus biasa) atau di dalam satu arah atau seperti yang lazim untuk pondasi telapak dinding. Pondasi telapak tunggal mungkin mempunyai pondasi telapak seragam atau bertangga-tangga atau miring.

Pondasi telapak yang bertangga-tangga atau miring paling lazim digunakan untuk mereduksi kuantitas beton ke luar dari kolom, di mana momen lentur adalah kecil dan bila pondasi telapak tidak diperkuat (ditulangi). Bila upah buruh relatif tinggi terhadap bahan, maka biasanya lebih ekonomis untuk menggunakan tulangan di dalam pondasi telapak.

Pondasi telapak direncanakan untuk menahan beban mati penuh yang dihantarkan oleh kolom. Kontribusi beban hidup dapat merupakan baik jumlah penuh untuk gedung bertingkat satu atau bertingkat dua maupun sebuah nilai tereduksi,

seperti yang diperbolehkan oleh peraturan bangunan setempat untuk konstruksi bertingkat banyak.

Pondasi telapak tersebut mungkin diperlukan untuk menahan angin atau pengaruh gempa bumi di dalam kombinasinya dengan beban mati dan beban hidup. Beban-beban pondasi telapak dapat terdiri dari kombinasi beban vertikal dan beban horisontal resultan miring atau beban-beban ini di dalam kombinasinya dengan momen jungkir-balik. Prosedur perencanaan kekuatan Kode ACI yang sekarang menggunakan faktor-faktor beban tereduksi untuk beberapa kondisi pembebanan transien, sebagai ganti penambahan tegangan-tegangan bahan yang diijinkan. Sebuah kaki tiang boleh digunakan sebagai penghubung antara kolom-kolom logam dengan pondasi telapak sebar atau pondasi telapak dinding yang diletakkan pada suatu kedalaman di dalam tanah. Hal ini mencegah korosi logam yang mungkin terjadi melalui sentuhan langsung dengan tanah.

#### 1. Tekanan Tanah yang diizinkan di Dalam Perencanaan Pondasi Telapak Sebar

Menurut (Bowles,1991),Tekanan tanah yang diizinkan untuk perencanaan pondasi telapak didapatkan sebagai kasus paling buruk dari daya dukung dan penurunan seperti dalam Di tempat di mana penurunan menentukan, maka nilai yang dilaporkan adalah pertambahan tekanan tanah bersih (netto) yang dapat diijinkan. Hal ini adalah karena penurunan yang disebabkan oleh pertambahan tekanan yang melebihi dari yang ada sekarang, yang berasal dari beban lebih.

Daya dukung yang diijinkan yang disediakan untuk perencana bangunan oleh insinyur geoteknik, akan merupakan sebuah faktor keamanan yang sesuai, yang sudah diterapkan. Faktor keamanan berkisar dari 2 sampai 5 untuk bahan-bahan tak berkoheisi bergantung pada kerapatan, efek keruntuhan, dan saran konsultan. Nilai tersebut dapat berkisar dari 3 sampai 6 untuk bahan-bahan kohesif, dengan nilai-nilai yang lebih tinggi digunakan di mana penurunan konsolidasi mungkin terjadi selama satu periode waktu yang panjang. Kita dapat memperhatikan bahwa faktor-faktor keamanan ini adalah lebih besar daripada yang dikutip di dalam Bagian 4-15.

Saran geoteknik tidak seharusnya dipandang sebagai praktek yang jelek, kecuali jika saran tersebut menghasilkan jenis pondasi lain yang beberapa kali lebih mahal. Pada umumnya, pengurangan  $q_a$  dari, misalnya, 500 menjadi 300 kPa akan menghasilkan pondasi telapak sebar yang lebih besar, tetapi penambahan persentase di dalam biaya bangunan total hampir dapat diabaikan. Hal ini boleh dianggap sebagai jaminan, karena suatu keruntuhan pondasi memerlukan penggantian baik bangunan di atas tanah maupun pondasi, di mana keruntuhan bagian bangunan di atas tanah dapat dilokalisasi dan mudah diperbaiki. Konsultan geoteknik biasanya tidak menyadari bahwa pondasi telapak dapat dipengaruhi oleh beban eksentrik dan/atau momen, sehingga tekanan dukung yang diijinkan kemungkinan tidak didapatkan dengan menggunakan analisa B'. Juga jika penurunan ditentukan, maka tidak ada metode yang dapat dipercaya untuk memperhitungkan eksentrisitas.

Di dalam kasus-kasus ini, maka pendekatan yang paling baik adalah menghindari setiap tekanan diferensial yang melalui dasar pondasi telapak. Setiap rotasi pondasi telapak akan mempunyai suatu efek yang nyata pada momen dasar kolom, bila kolom-kolom diikatkan secara kaku ke pondasi telapak. Rotasi pondasi telapak akan berada di dalam suatu arah untuk mereduksi momen dasar dan ternyata memang dapat mereduksinya menjadi Persamaan yang diperlihatkan dapat digunakan untuk memperkirakan kehilangan momen yang disebabkan oleh rotasi seperti di dalam. Setiap penambahan tekanan yang diijinkan untuk kondisi-kondisi beban yang lewat, harus dibicarakan secara jelas dengan konsultan geoteknik. Menambah dengan sepertiga seperti yang lazimnya didapati di dalam peraturan perencanaan untuk bahan-bahan lain, mungkin tidaklah sesuai. Faktor-faktor seperti frekuensi beban lebih, keadaan tanah, kondisi cuaca, dan jenis bangunan mungkin tidak memperbolehkan suatu penyimpangan besar dari  $q_a$  yang direkomendasikan.

## 2. Anggapan-anggapan yang di Gunakan di Dalam Perencanaan Pondasi Telapak

Menurut (Bowles,1991), Distribusi tegangan yang sesungguhnya bergantung pada baik kekakuan pondasi telapak maupun tanah dasar. Untuk pondasi telapak di atas pasir lepas, maka butiran yang dekat ke tepi cenderung berpindah secara lateral, sedangkan tanah yang sebelah dalam dibatasi secara relatif. Ini menghasilkan sebuah diagram tekanan yang diperlihatkan secara kualitatif di dalam adalah distribusi tekanan teoritis untuk kasus pondasi telapak tegar yang lebih umum pada setiap bahan. Tekanan tepi yang tinggi dapat diterangkan dengan menganggap, bahwa geseran tepi harus terjadi sebelum suatu penurunan terjadi. Karena tanah mempunyai kekuatan patah yang rendah. Karena tanah mempunyai kekuatan patah yang rendah dan kebanyakan telapak mempunyai kekakuan bertaraf menengah, maka sangat besar kemungkinan tidak akan terjadi tegangan geser tepi bertaraf tinggi. Tegangan tepi juga tergantung pada tanah yang dapat dimampatkan dengan kete balan z seperti yang diperlihatkan.

Distribusi tekanan di bawah kebanyakan pondasi telapak. akan menjadi agak tak tertentu karena interaksi ketegaran pondasi telapak dengan jenis tanah, keadaan tanah, dan waktu untuk memberi respon kepada tegangan. Karena alasan ini. maka adalah merupakan praktek yang lazim untuk menggunakan sebuah distribusi tekanan linier di bawah pondasi telapak sebar. Pengukuran-pengukuran lapangan yang dilaporkan menunjukkan bahwa anggapan ini adalah cocok.

Perencanaan pondasi telapak se bar didasarkan hampir seluruhnya pada pekerjaan Richart (1948) dan Moe (1961). Hasil pekerjaan Richart memberikan kontribusi dalam menentukan letak bagian kritis untuk momen: bagian geseran kritis didasarkan pada hasil pekerjaan Moe. Spesifikasi-spesifikasi ACI, ASHTO, dan Area untuk perencanaan pondasi telapak adalah identik untuk tempat-tempat dari bagian-bagian yang kritis. ASHTO dan ACI menggunakan persamaan-persamaan perencanaan dan faktor-faktor yang sama untuk perencanaan kekuatan. Area

menggunakan metode perencanaan alternatif untuk pondasi telapak dengan kekuatan bet on yang diijinkan kira-kira 10 persen kurang daripada yang diijinkan oleh ACI. Karena keserupaan di dalam beberapa peraturan, maka peraturan ACI akan merupakan referensi utama di dalam bab ini dan di dalam dua bab yang berikutnya.

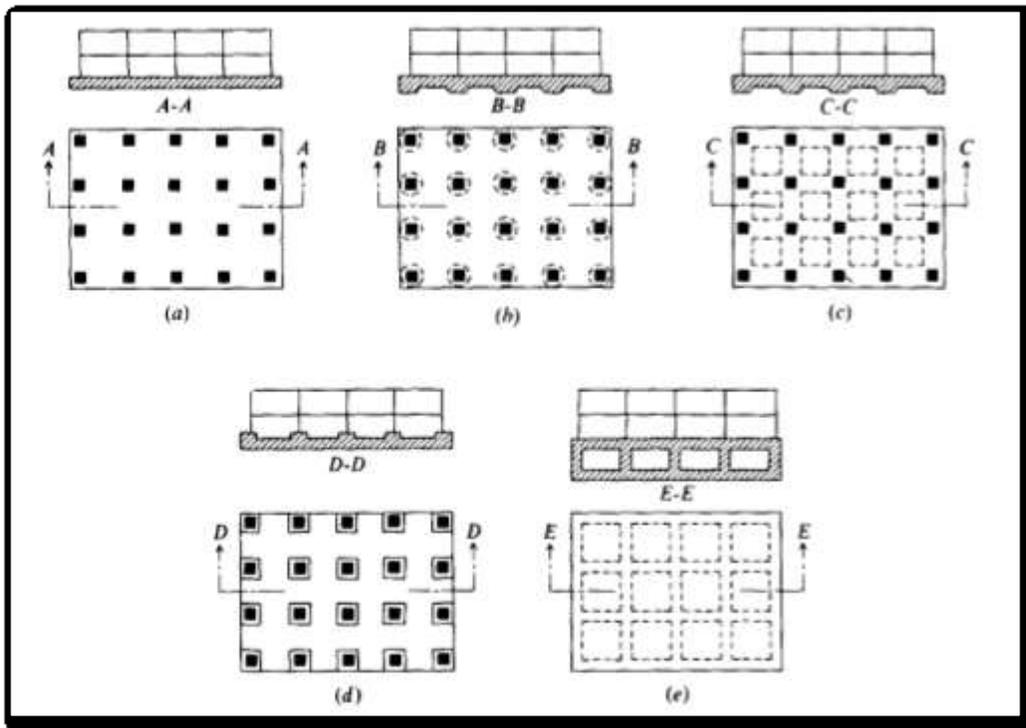
#### 2.4.2 Pondasi Rakit

Menurut (Bowles,1991), Sebuah pondasi rakit adalah pelat bet on yang besar, yang digunakan untuk mengantarai permukaan (*interface*) dari satu atau lebih kolom di dalam beberapa garis dengan tanah dasar. Pondasi tersebut dapat meliputi seluruh atau hanya sebagian dari daerah pondasi. Sebuah pondasi rakit boleh digunakan untuk menopang tangki-tangki penyimpan atau digunakan untuk menopang beberapa bagian peralatan industri. Pondasi rakit biasanya digunakan di bawah kelompok silo, cerobong, dan berbagai konstruksi menara. Sudah menjadi hal yang menyangkut definisi, mengenai bilamana dimensi telapak sebar akan mmebuat peralihan menjadi apa yang dinamakan sebuah rakit.

Menggambarkan beberapa konfigurasi rakit yang mungkin digunakan untuk bangunan-bangunan. Konfigurasi ini meliputi seluruh rencana bar,gunan, tetapi sebenarnya ini tidak perlu. Sebuah pondasi rakit boleh digunakan di mana tanah dasar mempunyai daya dukung yang rendah dan/atau beban kolom yang begitu besar, sehingga lebih dari 50 persen dari luas, ditutupi oleh pondasi telapak sebara konvensional. Sudah lazim untuk memakai pondasi rakit buat ruang bawah tanah yang dalam, baik untuk menyebarkan beban kolom menjadi distribusi tekanan yang lebih seragam dan untuk memberikan lempengan lantai buat ruang bawah tanah. Keuntungan khusus untuk ruang bawah tanah yang berada pada atau di bawah ialah karena merupakan penyekat air.

Bergantung pada pembiayaan setempat, dan dengan memperhatikan bahwa sebuah pondasi rakit memerlukan baik baja untuk penulangan momen positif maupun negatif, maka mungkin lebih ekonomis menggunakan pondasi telapak sebar walaupun jika seluruh daerah tersebut tertutup. Ini menghindarkan penggunaan baja

untuk penularan momen negatif, dan dapat seperti di dalam Gambar 2.4 dengan menuangkan pondasi telapak pengganti, untuk menghindari pekerjaan bentuk, dan dengan menggunakan papan pengantara serta, untuk memisahkan pondasi telapak yang dituangkan kemudian. Pondasi rakit boleh ditopang oleh tiang-pancang, di dalam situasi (keadaan) seperti air tanah yang tinggi (untuk mengontrol gaya apung) atau di mana tanah dasar mudah terpengaruh oleh penurunan yang besar.



**Gambar 2.5** Jenis-jenis pondasi rakit yang lazirn. (a) pelat rata; (b) pelat yang ditebalkan di bawah kolom; (c) balok dan pelat; (d) pelat dengan kaki tiang; (e) dinding ruangan bawah tanah sebagai bagian pondasi telapak.

(Sumber : Bowles Joseph 1991)

### 1. Daya Dukung Dari Pondasi Rakit

Pondasi rakit harus dirancang untuk membatasi penurunan sampai jumlah yang dapat ditoleransi.

1. Konsolidasi-termasuk setiap efek sekunder.
2. Langsung atau elastis.

### 3. Suatu kombinasi dari jumlah konsolidasi dan jumlah langsung.

Sebuah pondasi rakit harus stabil terhadap keruntuhan geser yang dalam yang dapat mengakibatkan baik keruntuhan rotasi dan merupakan lambang dari keruntuhan maupun keruntuhan vertikal atau pukulan. Suatu keruntuhan pukulan vertikal yang merata tidak akan begitu serius, karena efek tersebut hanya sekedar merupakan penurunan yang besar, yang kemungkinan dapat diperkirakan; akan tetapi, karena penurunan tersebut kemungkinan tidak merata atau diramalkan seperti itu, maka ragam ini harus diperlakukan dengan perhatian yang sama seperti untuk keruntuhan geser yang terbenam dalam. Sementara persamaan-persamaan ini khusus diterapkan pada tanah tak berkoheisi (pasir, pasir berlanau, atau kerikil berlanau dan berpasir), pada banyak kasus-bahkan dalam kebanyakan kasus-rakit pondasi itu dibangun pada tanah kohesif di mana  $q_u$  merupakan data utama yang tersedia. Untuk proyek-proyek penting, mungkin perlu untuk melengkapi data pampatan tak-terkekang dengan taksiran parameter tanah yang agak lebih baik. (Bowles, 1991).

## 2. Penurunan Pondasi Rakit

Pondasi rakit biasanya digunakan di mana penurunan mungkin merupakan suatu masalah, seperti pada sebuah tempat yang mengandung endapan yang tidak menentu atau lensa bahan kompresibel, batu-batu yang bergantung, dan lain sebagainya. Penurunan ini cenderung untuk dikontrol melalui :

1. Tekanan sentuh tanah yang lebih rendah.
2. Volume tanah yang dipindahkan (efek apung), secara teoretis jika berat penggalian sama dengan berat kombinasi dari konstruksi dan pondasi rakit, maka sistem "mengapung" di dalam massa tanah dan tidak ada penurunan yang terjadi.
3. Efek pembentangan yang berasal dari
  - a. Kekakuan pondasi rakit.
  - b. Kontribusi kekakuan bagian bangunan atas tanah kepada pondasi rakit.

4. Membiarkan penurunan yang agak lebih besar, umpamanya 50 mm sebagai pengganti 25 mm.

Efek apung harus memungkinkan penurunan rakit sebesar-besarnya, walaupun di tempat di mana konsolidasi merupakan suatu masalah atau penggunaan tiang-pancang dibatasi sampai 50 ke 80 mm. Suatu masalah yang meminta lebih banyak perhatian adalah penurunan diferensial. Sekali lagi, pondasi rakit cenderung mereduksi nilai ini seperti diperlihatkan di dalam. Dapat dilihat bahwa momen lentur yang ditimbulkan di dalam bagian bangunan di atas tanah, bergantung pada pergerakan relatif di antara ujung-ujung balok.

Kesinambungan rakit menghasilkan taksiran besarnya selisih penurunan yang agak mendekati kebenaran bila dibandingkan dengan total penurunan yang diharapkan lawan suatu telapak sebar sebagai berikut: Metode komputer yang menyatukan interaksi kerangka-pondasi dapat memperbolehkan kita untuk memperkirakan baik penurunan total maupun diferensial. Akan tetapi, penurunan total hanya akan sebaik data tanah, dan jika yang digunakan adalah lain daripada sebuah pondasi jalur dari pondasi rakit, maka diperlukan usaha perhitungan yang besar. Penurunan diferensial dapat diambil secara sembarang sebagai 0,75 inci (20 mm) jika penurunan total yang diharapkan tidak lebih daripada 50 mm atau dapat diperkirakan dengan menggunakan sebuah faktor kekakuan. (Bowles Joseph,1991).

## **2.5 Perencanaan Pondasi Dangkal**

Menurut (Bowles,1991), ada beberapa para ahli atau pakar pondasi tanah (*Soil Mechanic and Foundation Experience*) yang terkenal dan umumnya digunakan, sebagai berikut.

### **2.5.1 Perencanaan Daya Dukung Pondasi Dangkal**

Perencanaan daya dukung pondasi memiliki beberapa metode yang umum digunakan yaitu :

- a. Metode terzaghi
- b. Metode mayerhoff

- c. Metode LRFD
- d. Pondasi Rakit

Sehingga persamaan-persamaan yang dibuat oleh para ahli diatas sering disebut “Methode Terzaghi” dan “Methode Meyerhof” dan lain - lain. Secara umum para pakar diatas, menurunkan persamaan dalam perhitungan menggunakan data hasil penyelidikan sample tanah dilaboratorium dengan memperhatikan faktor-faktor seperti berikut :

- a. Faktor kedalaman (*Depth factor*)
- b. Faktor bentuk (*Shape factor*)
- c. Faktor inklinasi (*Inclination factor*)

Selanjutnya hanya methode Meyerhoff yang dijelaskan untuk perhitungan besarnya daya dukung tanah untuk pondasi dangkal selanjutnya.

### 1. Teori Daya Dukung Terzaghi

#### Teori Terzaghi Untuk Pondasi Langsung

Teori daya dukung Terzaghi dimaksudkan untuk pondasi langsung yang tidak begitu dalam (*Shallow Foundation*). Teori ini berdasarkan pada anggapan bahwa kekuatan geser tanah dapat dinyatakan dengan rumus :

$$s = c + s(\tan^{\psi}) \longrightarrow \text{Persamaan garis lurus}$$

Di mana :

$s$  = Kekuatan geser tanah.

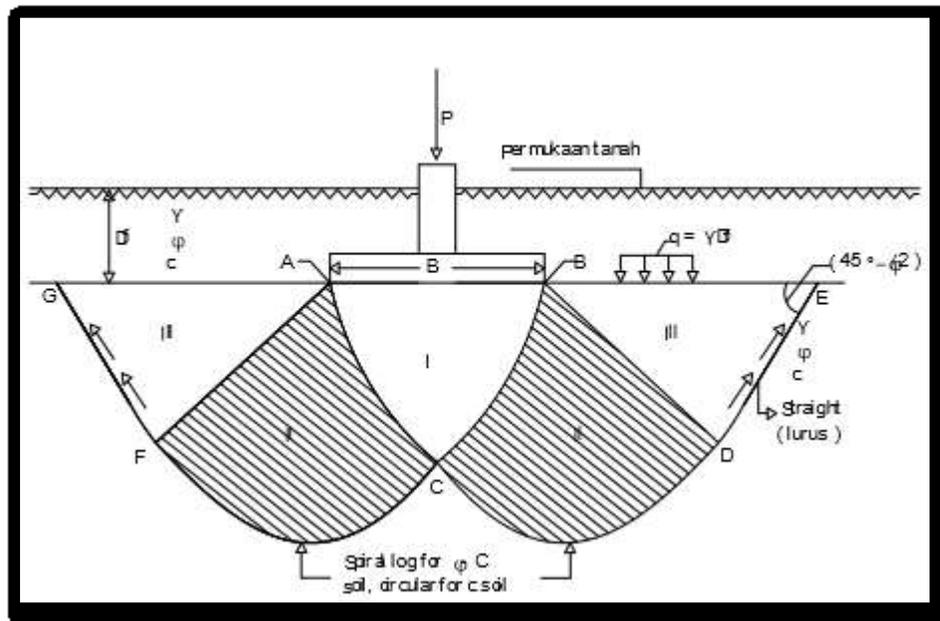
$\sigma$  = Tegangan normal pada bidang geser.

$\tan^{\psi}$  = Konstanta kekuatan geser tanah tersebut, biasanya disebut kohesi dan sudut perlawanan geser.

Cara keruntuhan yang dipergunakan dalam teori Terzaghi ialah seperti terlihat pada gambar 2.5. dengan anggapan bahwa dasar pondasi tidak licin sehingga gesekan antara dasar pondasi dengan tanah cukup tinggi. Dengan demikian ABC yang ada dalam gambar akan bergerak kebawah bersama-sama

dengan pondasi. Bagian BCD dianggap merupakan daerah “Radial Shear” dan bagian BDE yang ada dalam

gambar merupakan daerah tekanan tanah pasif. Kekuatan tanah diatas garis BE tidak diperhitungkan, hanya beratnya saja yang diperhatikan, yaitu  $q = \gamma(Df)$ .



**Gambar 2.6** Keruntuhan Pondasi Langsung Oleh Terzaghi  
(Sumber : Bowles Joseph, 1991)

$N_c$ ,  $N_q$  dan  $N_\gamma$  adalah faktor daya dukung yang tergantung pada besarnya sudut perlawanan geser  $\phi$  dari contoh tanah dan faktor ini dipakai pada kondisi “General Shear”. Nilai  $N_c$ ,  $N_q$  dan  $N_\gamma$  juga merupakan faktor daya dukung, yang dipakai pada kondisi “Local Shear” jadi cukup jelas bahwa sifat tanah yang perlu diketahui untuk menentukan daya dukung adalah berat isi  $\gamma$  dan konstanta kekuatan geser  $c$  dan  $\phi$ . Adalah suatu kenyataan bahwa dengan bertambahnya harga  $\phi$ , maka harga daya dukung bertambah kuat. Seperti disebutkan diatas, teori Terzaghi tidak memperhitungkan kekuatan geser tanah yang terletak diatas dasar pondasi. Oleh karena itu teori hanya tepat untuk pondasi yang dangkal.

Rumus Terzaghi diatas berlaku untuk pondasi memanjang (*Strip Foundation*) untuk pondasi menerus (*Continuous Footing*), pondasi bujur sangkar (*Square Footing*) dan pondasi bulat atau lingkaran (*Round Footing*). Untuk pondasi dangkal dengan bentuk diatas Terzaghi mengusulkan rumus-rumus yang berikut :

$$Q_{ult} = c \times N_c + D_f \times \gamma' \times N_q + 0,5 \times \gamma' \times B \times N_\gamma \dots \dots \dots (2.1)$$

Dimana :

$Q_{ult}$  = Daya dukung keseimbangan (*Ultimate Bearing Capacity*)

$B$  = Lebar pondasi (*Width of Foundation*), m

$D_f$  = Dalam pondasi (*Depth of Foundation*), m

$\gamma$  = Berat isi tanah (*Unit Weight*), t/m<sup>3</sup>

$c$  = Kohesi (*Cohesion*), t/m<sup>2</sup>

$\phi$  = Sudut perlawanan geser (*Angle Internal Friction*)

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\phi$  yaitu didapatkan tabel terzaghi.

**Tabel 2.2** Faktor Daya Dukung Terzaghi

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^*$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^*$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Sumber : Braja M. Das (1998)

2. Teori Daya Dukung Meyerhoff

Rumus yang digunakan adalah :

$$Q_{ult} = (\gamma \times D \times N_q \times S_q \times D_q) + 0,5 (\gamma' \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times D_\gamma) \dots\dots\dots(2.2)$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \times \left(\frac{N_q}{N_\gamma}\right) \dots\dots\dots(2.3)$$

$$\frac{D_f}{B} < 1 \dots\dots\dots(2.4)$$

$$\text{For } \phi' > 0 \dots\dots\dots(2.5)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1-F_{qd}}{N_c \tan \phi} \dots\dots\dots(2.6)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \dots\dots\dots(2.7)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi \dots\dots\dots(2.8)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) \dots\dots\dots(2.9)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Di mana :

B = Lebar pondasi (*Width of Foundation*), m

D<sub>f</sub> = Dalam pondasi (*Depth of Foundation*), m

γ = Berat isi tanah (*Unit Weight*), t/m<sup>3</sup>

c = Kohesi (*Cohesion*), t/m<sup>2</sup>

ϕ = Sudut perlawanan geser (*Angle Internal Friction*)

Untuk mencari nilai faktor daya dukung (N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub>) menggunakan korelasi ϕ yaitu didapatkan tabel Mayerhoff.

**Tabel 2.3** Faktor Daya Dukung Mayerhoff

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_r$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Sumber : Braja M. Das (1998)

3. Metode LRFD untuk pondasi memanjang (*Strip Foundation*) untuk pondasi menerus (*Continuous Footing*), pondasi bujur sangkar (*Square Footing*) dan pondasi bulat atau lingkaran (*Round Footing*). Untuk pondasi dangkal dengan bentuk pondasi bujur sangkar (*Square Footing*), LRFD menggunakan rumus sebagai berikut :

$$q_n = 1,3c'N_c + \sigma'_{zD}N_q + 0,4\gamma'BN\gamma \dots\dots\dots(2.10)$$

Dimana :

$q_n$  = Daya dukung keseimbangan (*Ultimate Bearing Capacity*)

B = Lebar pondasi (*Width of Foundation*), m

$D_f$  = Dalam pondasi (*Depth of Foundation*), m

$\sigma'_{zD}$  = Tegangan izin tanah

$\gamma$  = Berat isi tanah (*Unit Weight*), t/m<sup>3</sup>

c = Kohesi (*Cohesion*), t/m<sup>2</sup>

$\phi$  = Sudut perlawanan geser (*Angle Internal Friction*)

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\phi$  yaitu didapatkan tabel 2.2.

Metode LRFD menggunakan faktor beban dan hambatan alih-alih faktor keamanan untuk memastikan desain yang memadai. Proses perancangan pondasi dangkal terhadap kegagalan daya dukung menggunakan LRFD adalah sebagai berikut:

1. Hitung daya dukung unit nominal,  $q_n$ , menggunakan metode Terzaghi (Persamaan 7.4 sampai 7.6) atau metode Vesic' (Persamaan 7.13).
2. Hitung kapasitas beban ke bawah nominal,  $P_n$ , dengan menggunakan:  $P_n = q_n A$  (7,38) di mana  $P_n$  = kapasitas beban ke bawah nominal  $q_n$  = unit daya dukung nominal  $A$  = luas dasar pondasi Secara teori,  $P_n$  adalah beban ke bawah yang diperlukan untuk menghasilkan kegagalan daya dukung.
3. Dapatkan faktor resistansi yang sesuai,  $f$ , dari kode yang sesuai. Contoh faktor resistansi untuk daya dukung pondasi dangkal (AASHTO, 2012) diberikan pada Tabel 7.2.
4. Hitung beban kolom terfaktor,  $P_u$ , menggunakan standar yang sama yang digunakan untuk faktor resistansi. (Perhatikan bahwa beban terfaktor yang diturunkan dari Persamaan 5.12 hingga 5.18 didasarkan pada A SCE-7 dan tidak boleh digunakan dengan faktor resistansi AASHTO pada Tabel 7.2.

**Tabel 2.4** Faktor-Faktor Tahanan Pada Keadaan Ultimate Limit Geoteknis Untuk Desain Footing Menggunakan Metode LRFD (Diadaptasi Dari Aashto, 2012)

	Method/Soil/Condition	Resistance Factor
Bearing Resistance	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using CPT	0.50
	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using SPT	0.45
	Semiempirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
	Footings on rock	0.45
	Plate load test	0.55
Sliding	Precast concrete placed on sand	0.90
	Cast-in-place concrete on sand	0.80
	Cast-in-place or precast concrete on clay	0.85
	Soil on soil	0.90
	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Sumber : Donald.P.Coduto

5. Hitung berat terfaktor pondasi, yang diperlakukan sebagai beban mati, sebagai  $\gamma_D W_f$ , di mana  $\gamma_D$  adalah faktor beban untuk beban mati.
6. Rancang pondasi sehingga kondisi berikut terpenuhi:

$$P_a + \gamma_D W_f \leq \phi P_n$$

4. Rumus daya dukung pondasi rakit

Rumus yang digunakan adalah

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots (2.11)$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \times \left( \frac{N_q}{N_\gamma} \right) \dots (2.12)$$

$$\frac{D_f}{B} < 1$$

$$\text{For } \phi' > 0$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} \dots (2.13)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \dots (2.14)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi \dots (2.15)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left( \frac{B}{L} \right) \dots (2.16)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Di mana :

B = Lebar pondasi (*Width of Foundation*), m

$D_f$  = Dalam pondasi (*Depth of Foundation*), m

$\gamma$  = Berat isi tanah (*Unit Weight*), t/m<sup>3</sup>

c = Kohesi (*Cohesion*), t/m<sup>2</sup>

$\phi$  = Sudut perlawanan geser (*Angle Internal Friction*)

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\phi$  yaitu didapatkan tabel Mayerhoff table 2.3.

## 2.5.2 Perencanaan Penurunan Pondasi Dangkal

### a. Penurunan konsolidasi

Penurunan konsolidasi ada dua metode yaitu

1. *Normally Consolidated*
2. *Preconsolidated pressure (overconsolidate)*

Penurunan *Normally Consolidated*

Rumus yang digunakan adalah

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma_{0'} + \Delta\sigma'}{\sigma_{0'}} \dots\dots\dots(2.17)$$

Di mana :

- $S_c$  = Penurunan konsolidasi.
- $H$  = Tebal lapisan tanah lempung, m.
- $C_c$  = Indeks kompresi lempung jenuh.
- $e_0$  = Angka pori.
- $\sigma_{0'}$  = Tegangan tanah efektif sebelum ada konstruksi.
- $\Delta\sigma'$  = Tegangan pra konsolidasi.

Penurunan *Preconsolidated pressure (overconsolidate)*

Rumus yang digunakan adalah

$$S_c = \frac{C_r \times H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{0'} + \Delta\sigma'}{\sigma_{0'}} \dots\dots\dots(2.18)$$

Di mana :

- $S_c$  = Penurunan konsolidasi.
- $H$  = Tebal lapisan tanah lempung, m.
- $C_r$  = Indeks pemuaian lempung jenuh.

$e_0$  = Angka pori.

$\sigma_0'$  = Tegangan tanah efektif sesudah ada konstruksi.

$\Delta \sigma'$  = Tegangan pra konsolidasi.

b. Penurunan segera (elastis)

Rumus yang digunakan adalah

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \frac{q_n \cdot B}{E} \dots\dots\dots(2.19)$$

Di mana :

$S_i$  = Penurunan segera rata-rata (elastis).

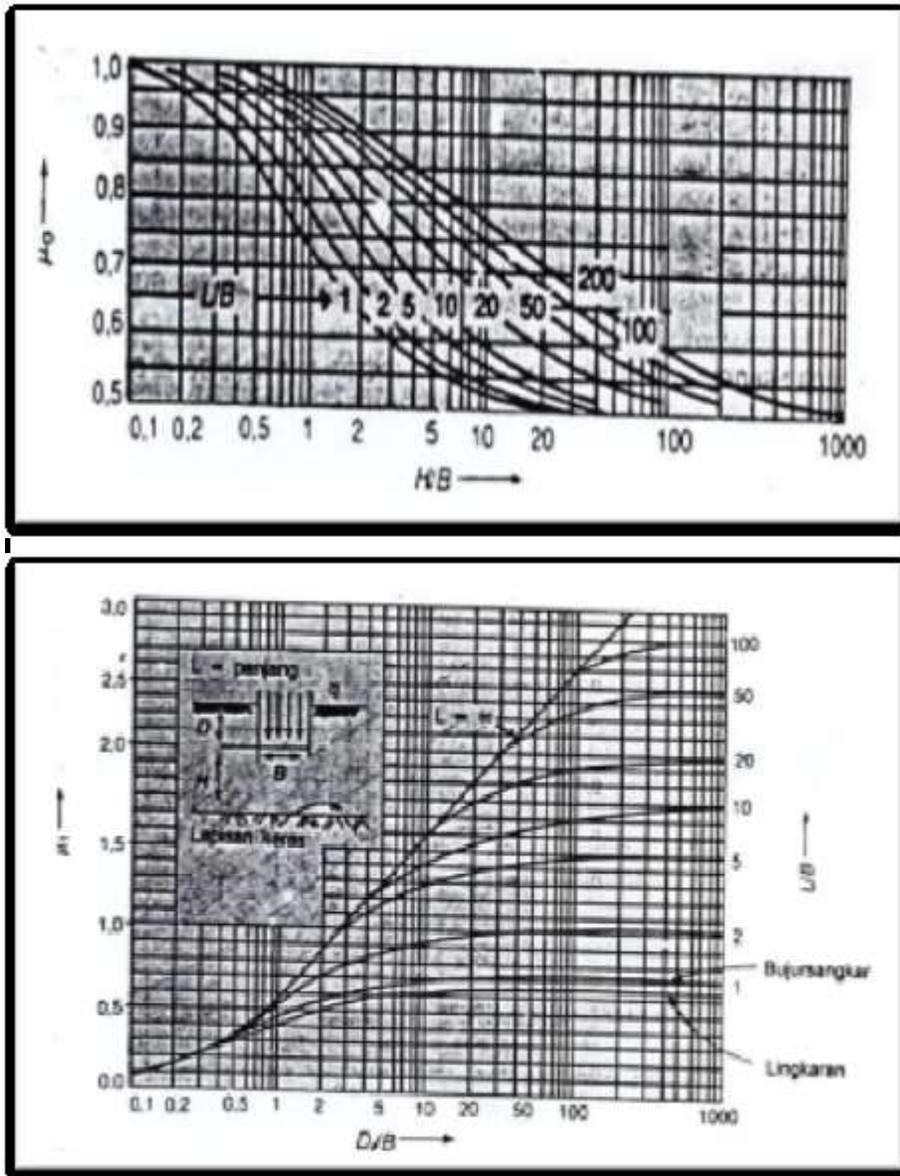
$q_n$  = Tekanan pondasi neto.

$\mu_1$  = Faktor koreksi untuk lapisan tanah tebal terbatas H (gambar 2.7).

$\mu_0$  = Faktor koreksi unruk kedalaman pondasi D (gambar 2.7).

B = Lebar pondasi.

E = Modulus elastisitas tanah.



**Gambar 2.7** Grafik Koefisien Perpindahan Vertikal  
(Sumber: Braja M. Das (1998))

## 2.6 Penelitian Terdahulu

Beberapa penelitian yang telah dilakukan sebelumnya oleh beberapa para ahli maupun para peneliti yang menjadi rujukan dalam penulisan atau penelitian yang dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini :

**Tabel 2.5**  
Penelitian Terdahulu

No	Nama Peneliti (Tahun)	Judul	Tujuan	Hasil/Kesimpulan	Nama Jurnal
1	Rustira dan Walujodjati (2015)	Analisis Perbandingan pada Pondasi Telapak, Bor Pile dan Tiang Pancang dengan Daya Dukung yang Sama	Pondasi dangkal yang sering disebut pondasi telapak/setempat, pondasi jalur (pondasi pasangan batu kali) dan pondasi rakit. Kedalaman pondasi ini umumnya adalah $D \leq B$ , dimana D adalah kedalaman dasar pondasi sedangkan B adalah lebar pondasi.	Pada beban rencana 50 ton, maka : Ø Pondasi bor pile Ø20 merupakan pondasi tiang termahal bila tanah keras berada pada kedalaman 3-8 m. Ø Pondasi bor pile Ø30 merupakan pondasi tiang termurah bila tanah keras berada pada kedalaman 5-8 m. Ø Pondasi bor pile Ø 40 merupakan pondasi tiang termurah bila tanah keras berada pada kedalaman 3-4 m. Ø Pondasitelapaktermurahbilakedalaman tanahkeras ( $q_c \geq 2,00 \text{ Kg/cm}^2$ ) beradapada kedalaman -1,80 m.	2015 Jurnal STT-Garut <i>All Right Reserved</i> ISSN : 2302-7312 Vol. 13 No. 1 2015
2	Luthfiani, Nurhuda dkk (2017)	Analisis Penurunan Bangunan Pondasi Tiang Pancang dan Rakit pada Proyek Pembangunan Apartemen Surabaya <i>Central Business District</i>	1. Menghitung secara manual daya dukung dan penurunan sebuah gedung dengan sistem pondasi tiang kelompok. 2. Menentukan alternatif desain pondasi yang dapat bekerja dengan baik pada tanah lunak. 3. Menghitung dengan	1. Daya dukung tiang pancang dengan kedalaman 17,5 meter tidak mampu menahan beban struktur atas, sehingga tiang pancang perlu diperdalam dengan kedalaman minimal 1/5 tinggi total bangunan. 2. Kemampuan menahan gaya lateral untuk single pile maupun group pile lebih besar dibandingkan dengan gaya lateral yang bekerja pada struktur	Jurnal Karya Teknik Sipil, Volume 6, Nomor 2, Tahun 2017

			<p>bantuan software SAP 2000 daya dukung dan penurunan sebuah gedung dengan sistem pondasi rakit.</p> <p>4. Membandingkan nilai penurunan yang dihasilkan dari perhitungan kedua pondasi.</p>	<p>tersebut.</p> <p>3. Hasil analisa penurunan bangunan dengan pondasi kelompok tiang menunjukkan nilai yang sangat besar, yaitu 63 cm. Sehingga perlu adanya desain ulang pondasi.</p> <p>4. Penurunan pondasi rakit ukuran 20 x 23 m menunjukkan pondasi mampu memikul beban dengan penurunan yang kecil, yaitu 8,1 cm.</p>	
3	Niken Silmi Surjandari (2007)	Analisa Penurunan Pondasi Rakit pada Tanah Lunak	Tujuan dalam penelitian ini adalah untuk mengetahui penurunan pondasi rakit pada tanah lunak	<p>1. Pada analisa penurunan segera, rumus Timoshenko-Goodier memberikan nilai penurunan segera yang lebih besar dibandingkan rumus Janbu. Apabila dalam perencanaan akan digunakan faktor keamanan yang lebih besar maka rumus Timoshenko-Goodier lebih aman digunakan.</p> <p>2. Rumus Terzaghi tidak memperhitungkan regangan lateral. Untuk menghitung penurunan konsolidasi suatu lapisan tanah lempung yang relatif tipis yang dibebani suatu beban yang luas, maka rumus Terzaghi akan memberikan hasil yang baik.</p> <p>3. Pondasi rakit dapat mereduksi besarnya penurunan yang terjadi karena adanya efek apung maksimum <i>Value</i></p>	Gema Teknik - Nomor 2/Tahun X Juli 2007
4	Sompie, Rondonuwu (2018)	Analisis Stabilitas Tanah dengan Model Material <i>Mohr Coulomb</i> dan <i>Soft Soil</i> atau Analisis Stabilitas Tanah,	Tujuan penelitian adalah untuk mengetahui berapa besar penurunan ( $U_{tot}$ ) dan faktor keamanan ( $F_k$ ) pada tanah timbunan dengan	<p>1. Dari hasil penelitian yang dilakukan maka dapat disimpulkan bahwa Hasil analisis faktor keamanan (<math>M_{sf}</math>) tanah asli dengan model material <i>Mohr Coulomb</i> (MCM), diperoleh</p>	Jurnal Sipil Statik Vol.6 No.10 Oktober 2018 (783-792) ISSN : 2337-673

		Penurunan, Faktor Keamanan, <i>Mohr Coulomb</i> Model, <i>Soft Soil</i> Model, Plaxis	model material Mohr coulomb dan Soft soil dengan menggunakan program Plaxis v 8.6.	<p>faktor keamanan terbesar adalah 1,598 pada tinggi muka air tanah 10 meter dan faktor keamanan terkecil adalah 1,2 pada tinggi muka air tanah 2 meter.</p> <p>2. Hasil analisis faktor keamanan (Msf) tanah asli dengan model material <i>Soft Soil</i> (SSM), diperoleh faktor keamanan terbesar adalah 1,696 pada tinggi muka air tanah 10 meter dan faktor keamanan terkecil adalah 1,309 pada tinggi muka air tanah 2 meter.</p> <p>3. Hasil analisis penurunan (<math>U_{tot}</math>) dengan menggunakan model material <i>Mohr Coulomb</i> (MCM), diperoleh penurunan terbesar ada pada muka air tanah 2 meter sebesar 7,72 meter dan penurunan terkecil ada pada muka air tanah 10 meter sebesar 5,32 meter.</p> <p>4. Hasil analisis penurunan (<math>U_{tot}</math>) dengan menggunakan model material <i>Soft Soil</i> (SSM), diperoleh penurunan terbesar ada pada muka air tanah 6 meter sebesar 0,30477 meter dan penurunan terkecil ada pada muka air tanah 10 meter sebesar 0,10149 meter.</p>	
5	Hartono, Mochtar dan Musta'in Arif (2015)	Perencanaan Pondasi Rakit dan Pondasi Tiang dengan Memperhatikan Differential Settlement "Studi Kasus Gedung Fasilitas Umum Pendidikan Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya ( <i>Untag</i> )"	Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui perencanaan pondasi rakit dan pondasi tiang pada tanah yang berkasus dengan menggunakan VPD.	<p>1. Pada disain pondasi tiang pancang menggunakan tiang pancang bulat D60 direncanakan 3 tipe konfigurasi tiang pancang dengan kedalaman 30 meter (N-SPT 50). Settlement yang terjadi adalah immediate settlement atau elastic settlement dengan batasan yang diijinkan.</p> <p>2. Pada disain pondasi rakit direncanakan pada kedalaman 3 meter</p>	Jurnal teknik ITS Vol. 4, No. 1, (2015) ISSN: 2337-3539 (2301-9271 Print)

			dengan dimensi 44 x 42 meter dengan tebal plat 40 cm dan perkuatan balok 60/90 cm. Differential settlement melebihi batas toleransi 0.0015 (NAFVAC, DM-7).	
No	Nama Peneliti (Tahun)	Judul	Hasil/Kesimpulan	Nama Jurnal
1	Krisantos Ria Bela, I Wayan Redana dan Anissa Maria Hidayati (2018)	Supporting Capacity of Telapak Foundation with Plate Loading Test on Sand	<p>1. The resulting bearing capacity for a foundation of 10 cm x 10 cm is 14.50 kN / m<sup>2</sup> and the settlement is 0.000037 m, with the safety number (FS) = 2.30. Whereas for a foundation of 20 cm x 20 cm, the value of the bearing capacity is 29.95 kN / m<sup>2</sup> and the decrease is 0.000149 m, with the safety figure (FS) = 2.38.</p> <p>2. The percentage ratio of the bearing capacity produced by the Plate Loading Test for a foundation of 10 cm x 10 cm compared to the Terzaghi Method is 56.52% and the decrease is 63.49%. Whereas for the foundation 20 cm x 20 cm, the bearing capacity is 57.90% and the decrease is 63.74%. For a foundation of 10 cm x 10 cm using the Meyerhof Method, the bearing capacity was 54.83% and the settlement was 62.07%. Whereas for the foundation 20 cm x 20 cm, the bearing capacity is 56.26% and the decrease is 62.32%.</p> <p>3. The percentage ratio of the bearing capacity produced by the Plate Loading Test for a foundation of 10 cm x 10 cm with Plaxis 2D is 56.52% and the decrease is 59.46%. As for the foundation 20 cm x 20 cm, the bearing capacity is 57.90% and the reduction is 61.74%.</p>	Vol. 6, No. 2, Juli 2018, Hal. 152 – 160 e-ISSN: 2302-2590
2	I Wayan Redana, Anissa Maria Hidayati, dan A.A.N. Dharma Paramartha (2020)	Plate Loading Test of the Bearing Capacity and Decrease of the Telapak Foundation with and Without Using Geotextiles on Clay Soil	<p>1. The resulting bearing capacity for the test plate loading foundation of 20 cm x 20 cm, D<sub>f</sub> = 0 m without geotextile reinforcement is 36 kN / m<sup>2</sup> and the decrease is 0.0006 m, if given geotextile reinforcement the value of the bearing capacity is 104 kN / m<sup>2</sup> and the drop is 0.0024 m.</p> <p>2. On a foundation of 20 cm x 20 cm, D<sub>f</sub> = 0 m without and with the reinforcement of the plate loading test geotextile provides greater carrying capacity than the Terzaghi method of 40.1% and 64.9%, for the reduction without geotextile the plate loading test is smaller the</p>	Vol. 8, No. 2, Juli 2020, Hal. 149 – 159 e-ISSN: 2302-2590

			<p>Terzaghi method was 16.6% and the plate loading test geotextile was greater than the Terzaghi method by 50%. 3. At <math>D_f = 0</math> m without geotextile reinforcement, the plate loading test provides a smaller bearing capacity than Plaxis 2D by 75% and with the reinforcement of the geotextile the plate loading test is greater than Plaxis 2D by 29.87%, to decrease the plate loading test provides carrying capacity smaller than Plaxis 2D by 400% and 41.6%.</p>	
3	H.G. Poulos, J.C. Small and H. Chow (2011)	Piled Raft Foundations for Tall Buildings	<p>This paper sets out the principles of a limit state design approach for piled raft foundations for tall buildings. Ultimate limit state, serviceability limit state and cyclic loading conditions are addressed. The effect of considering the embedment of the pile cap in estimation of piled raft behaviour has been examined for a small scale test and for a full sized structure. The calculations for the small scale test indicate that the effect of the soil against the buried cap is quite significant, and therefore to use a conventional pile group analysis where this is neglected will result in a considerable underestimate of lateral load capacity and an overestimate of lateral deflection. The finite element analyses of a full scale building (the Incheon Tower) have shown that by considering the effect of the basement, the estimated lateral deflections are smaller than the deflections of a raft on the surface only. Because the deflections are smaller, the moments in the piles are also smaller, but the effects are relatively modest in this case. This arises because the lateral stiffness of the 172 piles is large in comparison with that of the raft. For the Incheon tower case and vertical loading, the effect of considering the embedment of the raft also has some effect on the predicted settlements, and has caused an 18% reduction in vertical settlement. A finding of practical importance is that for tall buildings supported by piled raft foundations with a large number of piles, a conventional pile group analysis may often be adequate, albeit conservative, for estimating the vertical and lateral behaviour of the foundation and the distributions of pile load and bending moment within the piles in the foundation system.</p>	Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol 42 No.2 June 2011 ISSN 0046-5828

4	Der-Wen Chang , Hsin-Wei Lien and Tzuyu Wang (2018)	Finite Difference Analysis Of Vertically Loaded Raft Foundation Based On The Plate Theory With Boundary Concern	<p>This paper presents a newly proposed finite difference (FD) analysis WERAFT-S on surface raft foundation under vertical loads using the thin-plate theory. The effects of boundary conditions were considered in deriving the FD equations of the raft foundation settlements. Axial force elements (AFE) were suggested for soil springs underneath the raft. Solutions of the proposed analysis were verified on a numerical raft foundation (<math>L \times W \times D = 26 \text{ m} \times 26 \text{ m} \times 1 \text{ m}</math>) resting on an elastic half-space of the soils (where <math>V_s = 150 \text{ m/s}</math> and <math>s = 0.4</math>). Vertically uniform load of 100 kPa was assumed at top of the foundation. Validation of the analysis was made with those from three-dimensional finite element analysis using Midas-GTS program. It was found that the area ratio (<math>A_{sk}/A_{rk}</math>) equals to 2.5 for edge nodes of the foundation (for corner nodes, it would be 6.25) is adequate for comparisons. The length of the AFE springs at 12 m ~ 30 m can provide agreeable solutions with the FEA when the shear wave velocity of the soils is in a range of 180 m/s ~ 120 m/s. Fitting functions for the optimal length of AFE spring with respect to the shear wave velocity of the soil were thus suggested. The lysmer' analog model</p> <p>was also studied, it was found that the model has some limits for foundation settlements at the corners, and the adequateness of the solutions would be dependent of the soil stiffness. Since nearly all the existing foundation springs are developed for rigid foundation, to use the constant soil stiffness underneath a flexible foundation needs to be very careful. It should be pointed out that if the raft foundation is rigid enough, then the solution proposed by Bowles (1977) can be used assuming that the foundation settlement is uniform. But if a raft foundation is relatively large and the foundation became more flexible, where the boundary effects cannot be ignored, then the proposed analysis can be useful. Vertical loads such as uniform, non-uniform, and point loads can be taken into account in the analysis with pre-calculations. External bending moment applied with the column load on the foundation can be simulated by shifting the column load with an offset distance which is equal to the moment divided by the column load. For more realistic solution considering</p>	Journal of GeoEngineering, Vol. 13, No. 3, pp. 135-147, September 2018 <a href="http://dx.doi.org/10.6310/jog.201809_13(3).5">http://dx.doi.org/10.6310/jog.201809_13(3).5</a> Manuscript
---	---	--	---	---

			inelastic soil behaviors under the foundation, one could use more rigorous soil spring model. In that case, the capacity and serviceability performance of the raft foundation will be able to estimate.	
5	S.V. Ikonin, A.V. Sukhoterin (2019)	The Effect Of Design On Interaction Of Foundation Slabs With The Base	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Analysis of the results of experiment and numerical calculations showed qualitative and quantitative convergence of the results for the considered foundation models.</li> <li>2. According to the results of the experiment in a continuous slab there is more uneven distribution of the values of the reference bending moments in comparison with numerical calculations.</li> <li>3. Base settlements for the considered foundations do not have any significant difference in experiment and numeric calculations. However, it should be noted that according to the experiment results, the settlement line in the foundation slab with controlled forces is smoother, which will have a beneficial effect on distribution of forces in superstructure components.</li> <li>4. Foundation slabs with controlled forces do not require reinforcement of the upper slab zone, and there is no need for mounting the structural anti-settlement reinforcement, as the sizes of sections for standard column meshes 6×6 and 6×9 m are small. Hence, mounting of supporting reinforcement frames for the upper mesh, due to the absence of the latter, is not needed, which considerably optimizes steel consumption per 1 m<sup>3</sup> of concrete for the proposed structure.</li> <li>5. Use of foundation slab structure with controlled forces reduces the steel consumption for reinforcement, improves technical, economical and performance indicators, while retaining the basic favorable properties of solid slab foundations.</li> </ol>	ISSN 2071-0305 Magazine of Civil Engineering, (2019)

## **BAB III**

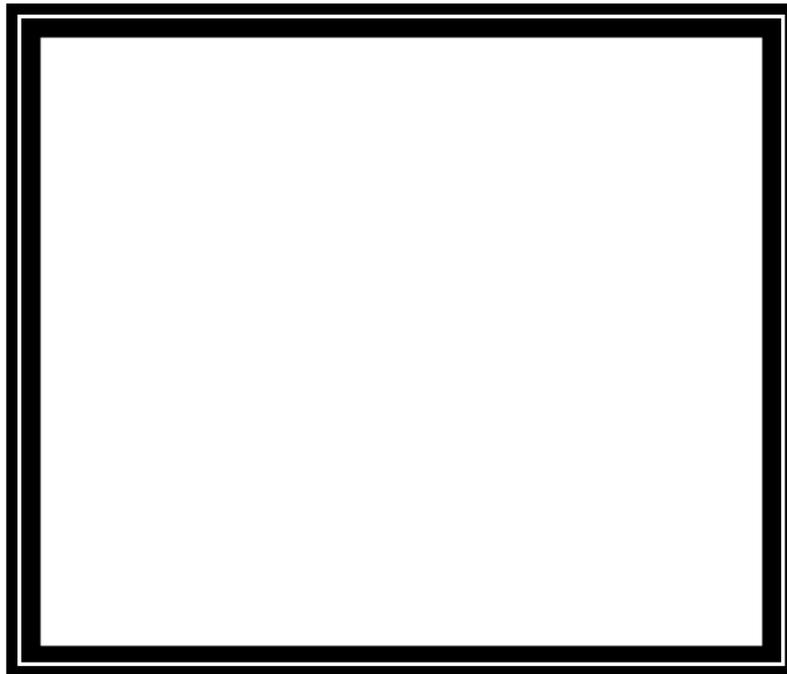
### **METODE PENELITIAN**

#### **3.1 Jenis Penelitian**

Jenis penelitian dalam penulisan tugas akhir ini adalah penelitian kuantitatif

#### **3.2 Tempat Penelitian**

Penelitian ini akan dilakukan di Jln. Sultan Thata Saifuddin, Kabupaten Muara Tebo, Provinsi Jambi. Denah kawasan penelitian serta tata letak perencanaan dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut :



**Gambar 3.1** Denah Lokasi Penelitian  
(Sumber : *Google Map*)

#### **3.3 Data dan Sumber Data**

Pengumpulan data untuk perhitungan daya dukung tanah, perencanaan pondasi telapak dan pondasi rakit dan penurunan tanah dalam tugas akhir ini.

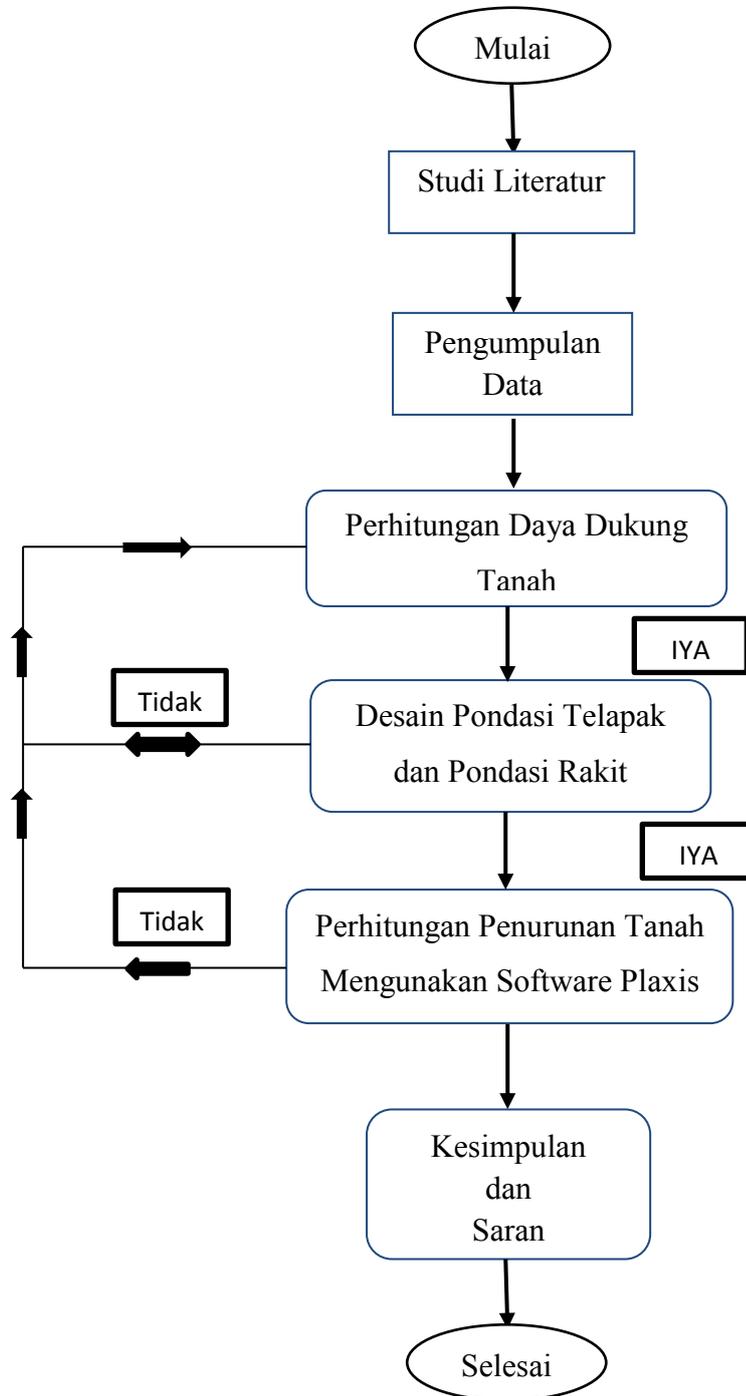
Pada penelitian dibutuhkan data *Cone Penetration Test* (CPT). Pada lokasi penelitian yang didapatkan dari hasil pengujian lapangan.

### **3.4 Teknik Pengolahan Data**

Langkah - langkah yang dilakukan dalam penelitian dalam gambar 3.2 akan dijelaskan sebagai berikut :

1. Mengumpulkan data-data yang dibutuhkan dalam penelitian.
2. Menghitung daya dukung tanah.
3. Menghitung dan menganalisis pondasi telapak dan pondasi rakit
4. Menghitung penurunan pondasi telapak dan pondasi rakit menggunakan software Plaxis.

### 3.5 Diagram Alir Penelitian



Gambar 3.2 Bagan Alir Analisis

## BAB IV HASIL dan PEMBAHASAN

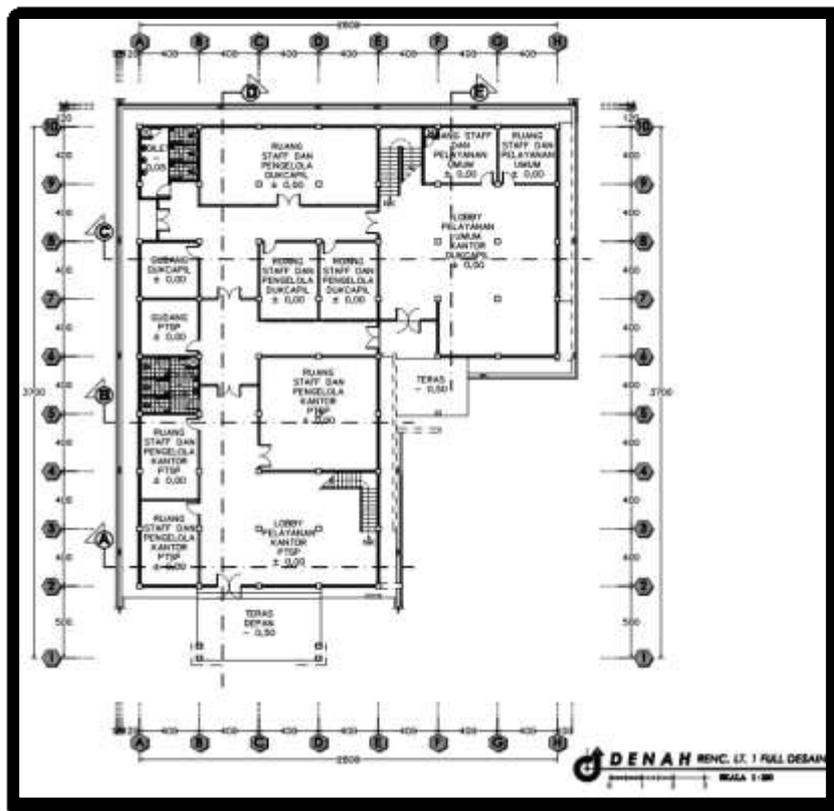
### 4.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan oleh struktur atas yang bekerja. Lokasi proyek di Kabupaten Muara Tebo, Jambi.

1. Kolom = 0,35 m x 0,35 m
2. Plat = 0,12 m
3. Balok = 0,20 m x 0,40 m
4. Beban hidup = 0,250 ton/m<sup>2</sup>
5. BJ beton bertulang = 2,4 ton/m<sup>2</sup>

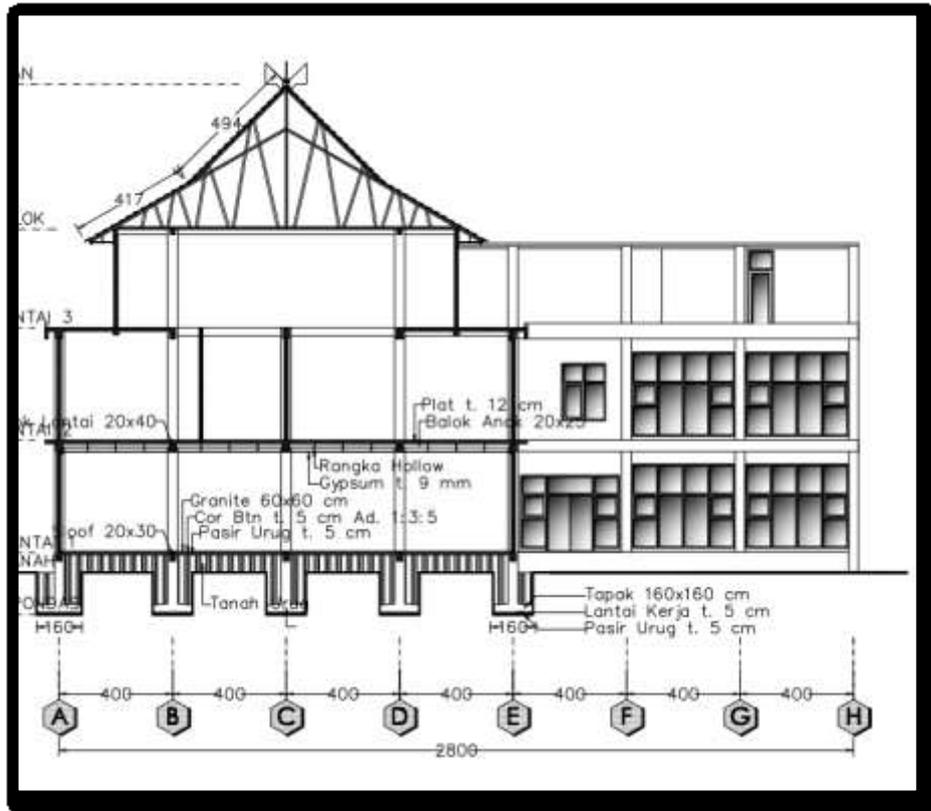
#### 4.1.1 Preliminary Design

*Preliminary Desain* adalah desain awal bangunan yang terdiri dari jenis material, mutu, dimensi serta ukuran bangunan yang telah di rencanakan, yang akan membentuk struktur bangunan tersebut.

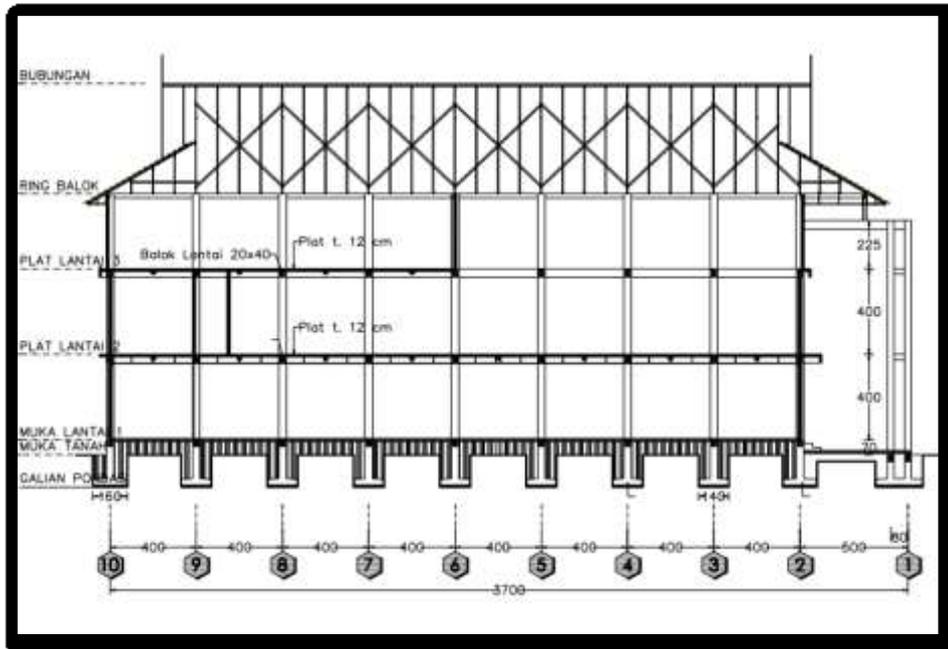


Gambar 4.1 Denah lantai I





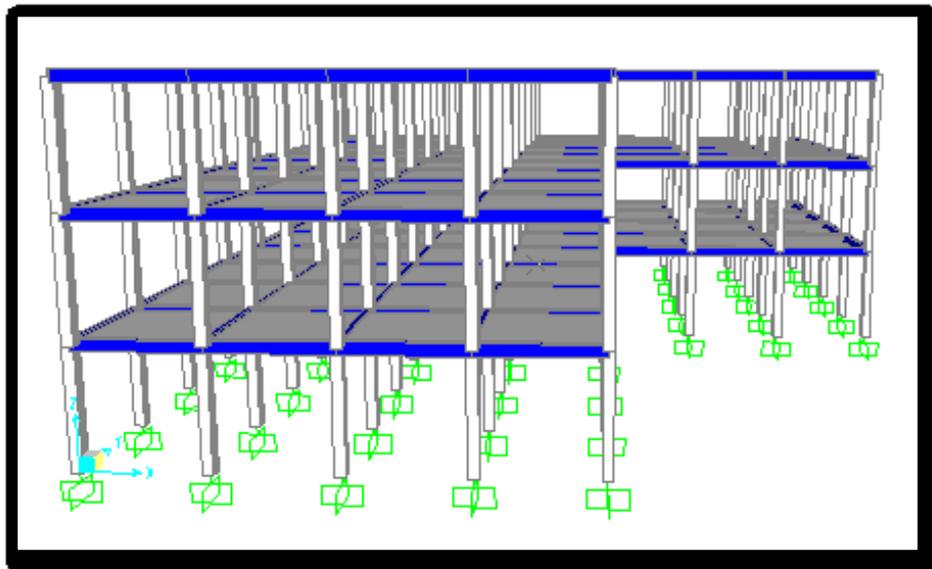
Gambar 4.4 Denah tampak depan



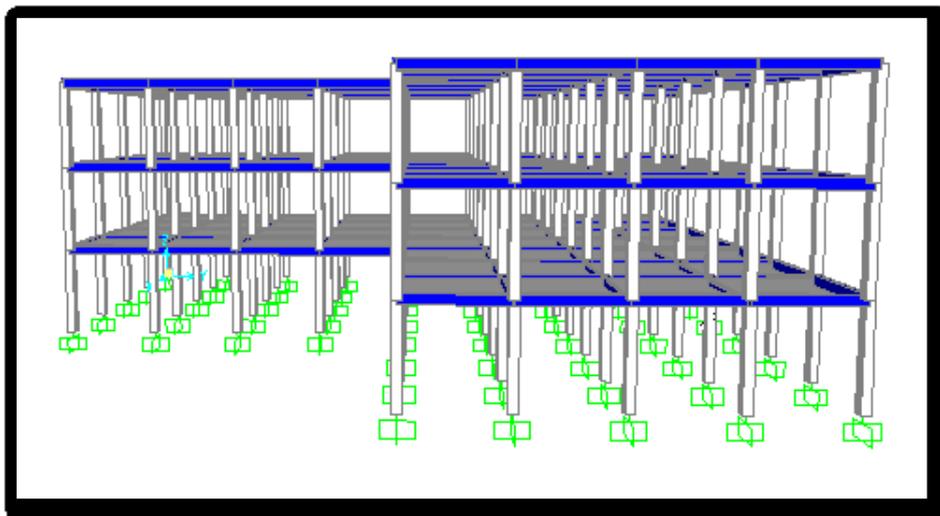
Gambar 4.5 Denah tampak samping

#### 4.1.2 Pemodelan Struktur

Pada pemodelan struktur dengan menggunakan aplikasi SAP 2000 v.14, dengan ukuran dan luas sesuai *Preliminary Design*. Berikut gambar pemodelan struktur tersebut.



**Gambar 4.6** Pemodelan struktur dari depan



**Gambar 4.7** Pemodelan struktur dari samping

Dari analisis pemodelan struktur, menggunakan aplikasi SAP 2000 v.14, didapatkan kombinasi pembebanan struktur seperti gambar di bawah ini.

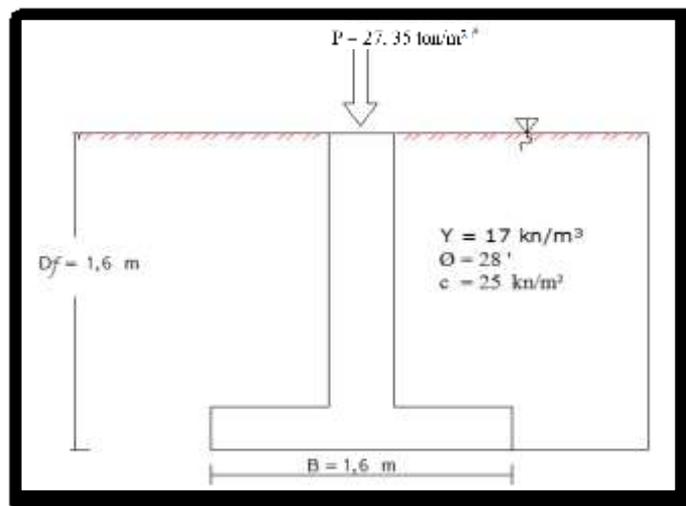


Dari analisis pembebanan di atas menggunakan aplikasi SAP 2000 v.14, didapatkan pada gambar 4.8 pemodelan struktur, dengan panjang balok 4 m, tinggi kolom 4 m. Pada pemodelan tiang A didapatkan beban 16,62 ton/m<sup>2</sup> sedangkan pembebanan tiang B mendapatkan beban 27,35 ton/m<sup>2</sup>. Berdasarkan perhitungan struktur di atas, beban yang digunakan untuk menghitung daya dukung pondasi telapak, menggunakan beban terbesar yaitu 27,35 ton/m<sup>2</sup>.

## 4.2 Daya Dukung Tanah

Kemampuan tanah untuk menahan tekanan atau beban bangunan pada tanah dengan aman tanpa menimbulkan keruntuhan geser dan penurunan berlebihan. Metode yang digunakan yaitu Terzaghi, Meyerhoff dan LRFD.

### 4.2.1 Menghitung daya dukung tanah pondasi telapak



Gambar 4.9 Pemodelan pondasi telapak

#### a. Daya dukung tanah menurut Terzaghi

Rumus yang digunakan adalah :

$$Q_{ult} = c \times N_c + D_f \times \gamma' \times N_q + 0,5 \times \gamma' \times B \times N_\gamma$$

Pada proyek diketahui :

$$P = 27,36 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma' = 7,19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 28^\circ$$

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

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

$$FS = 3$$

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\phi$  yaitu didapatkan table 2.2.

$$\phi = 28^\circ = N_c = 31,61, N_q = 17,81, N_\gamma = 13,70$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung daya dukung ultimit adalah :

$$Q_{ult} = c \times N_c + Df \times \gamma' \times N_q + 0,5 \times \gamma' \times B \times N_\gamma$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 25 \times 31,61 + 1,6 \times 7,19 \times 17,81 + 0,5 \times 7,19 \times 1,6 \times 13,70 \\ &= 1073,938 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka faktor keamanan pondasi dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$Q_{all} = \frac{q_u}{FS}$$

$$Q_{all} = \frac{1073,938}{3} = 357,97 \text{ kN/m}^2 \approx 36,514 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga, didapatkan daya dukung pondasi sebesar  $36,514 \text{ ton/m}^2$

$$q_{all} \geq P$$

$$36,514 \text{ ton/m}^2 \geq 27,35 \text{ ton/m}^2$$

Berdasarkan pada persyaratan perancangan Geoteknik untuk faktor keamanan pondasi nilai  $Q_{all}$  harus besar  $P$  (beban struktur). Sedangkan pada perhitungan daya dukung pondasi didapatkan sebesar  $36,514 \text{ ton/m}^2$ . Oleh karena itu,  $36,514 \text{ ton/m}^2 \geq 27,35 \text{ ton/m}^2$  maka pondasi tersebut aman.

#### b. Daya dukung tanah menurut Meyerhoff

Rumus yang digunakan adalah :

$$Q_{ult} = (\gamma \times D \times N_q \times S_q \times D_q) + 0,5 (\gamma' \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times D_\gamma)$$

Pada proyek diketahui :

$$P = 27,36 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 7,19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$c = 25 \text{ kN/m}^3$$

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

$$FS = 3$$

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\phi$  yaitu didapatkan tabel 2.3.

$$\phi = 28^\circ = N_c = 25,80, N_q = 14,72, N_\gamma = 16,72$$

Menghitung faktor bentuk menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned} S_q &= 1 + \frac{B}{L} \times \tan 28^\circ \\ &= 1 + \frac{1,6}{1,6} \times \tan 28^\circ = 1,53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_\gamma &= 1 - 0,4 \times \frac{B}{L} \\ &= 1 - 0,4 \times \frac{1,6}{1,6} = 0,6 \end{aligned}$$

Menghitung faktor kedalaman menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned} D_q &= 1 + 0,25 \times \frac{B}{L} \\ D_q &= 1 + 0,25 \times \frac{1,6}{1,6} = 1,25 \end{aligned}$$

$$D_\gamma = 1,60$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung daya dukung ultimit adalah :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= (\gamma \times B \times N_q \times S_q \times D_q) + 0,5 (\gamma' \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times D_\gamma) \\ Q_{ult} &= (17 \times 1,6 \times 14,72 \times 1,53 \times 1,25) + 0,5 (7,19 \times 1,6 \times 16,72 \times \\ &\quad 0,6 \times 1,60) \\ &= 858,060 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka faktor keamanan pondasi dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{q_{ult}}{FS} \\ &= \frac{858,060}{3} = 285,02 \text{ kN/m}^2 \approx 29,1740 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga daya dukung pondasi adalah  $29,1740 \text{ ton/m}^2$

$$\begin{aligned} q_{all} &\geq P \\ 29,1740 \text{ ton/m}^2 &\geq 27,35 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan pada persyaratan perancangan Geoteknik untuk faktor keamanan pondasi nilai  $Q_{all}$  harus besar  $P$  (beban struktur). Sedangkan pada perhitungan daya dukung pondasi didapatkan sebesar  $29,1740 \text{ ton/m}^2$ . Oleh karena itu,  $29,1740 \text{ ton/m}^2 \geq 27,35 \text{ ton/m}^2$  maka pondasi tersebut aman.

c. Daya dukung tanah menurut LRFD

Rumus yang digunakan adalah :

$$q_n = 1,3c'Nc + \sigma'_{zD}Nq + 0,4\gamma'BN\gamma$$

Pada proyek diketahui :

$$Pa = 27,36 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma' = 7,19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 17 \text{ Kn/ m}^3$$

$$\emptyset = 0,5 \text{ (table 2.4)}$$

$$\emptyset = 28^\circ$$

$$W_f = 1,344 \text{ ton}$$

$$c = 25 \text{ kN/m}^3$$

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

$$FS = 3$$

Menghitung tegangang tanah dengan menggunakan rumus :

$$\begin{aligned}\sigma'_{zD} &= \gamma \times Df \\ &= 17 \times 1,6 = 27,2 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $Nc$ ,  $Nq$ ,  $N\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\emptyset$  yaitu didapatkan table 2.2.

$$\emptyset = 28^\circ = Nc = 31,61, Nq = 17,81, N\gamma = 13,70$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung daya dukung ultimit adalah :

$$\begin{aligned}q_n &= 1,3c'Nc + \sigma'_{zD}Nq + 0,4\gamma'BN\gamma \\ q_n &= 1,3 \times 25 \times 31,61 + 27,2 \times 17,81 + 0,4 \times 7,19 \times 1,6 \times 13,70 \\ &= 1574,799 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Maka faktor keamanan pondasi dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned}Q_{all} &= \frac{q_n}{FS} \\ Q_{all} &= \frac{1574,799}{3} = 524,933 \text{ kN/m}^2 \approx 53,528 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Sehingga, didapatkan daya dukung pondasi sebesar  $53,528 \text{ ton/m}^2$

$$\begin{aligned}P_n &= q_n \times A \\ &= 53,528 \times 1,6 = 85,6448\end{aligned}$$

Maka, rancang pondasi terpenuhi adalah

$$P_a + \gamma_D W_f \leq \phi P_n$$

$$27,35 + 17 \times 1,344 \leq 0,5 \times 85,6448$$

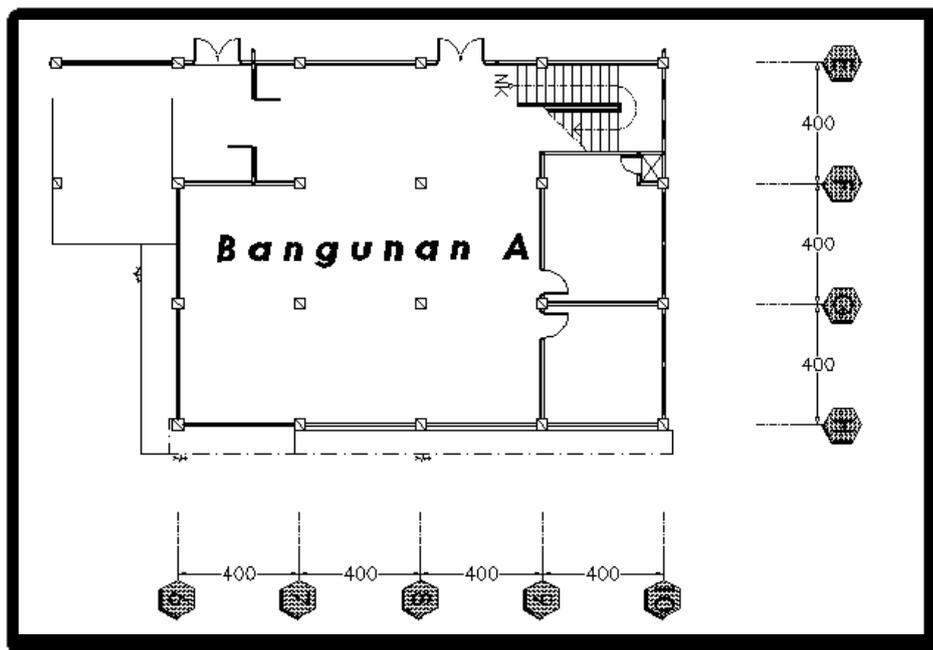
$$50,028 \text{ ton/m}^2 \leq 42,822 \text{ ton/m}^2$$

Berdasarkan pada persyaratan perancangan Geoteknik untuk faktor keamanan pondasi nilai Qall harus besar P (beban struktur). Sedangkan pada perhitungan daya dukung pondasi didapatkan sebesar 42,822 ton/m<sup>2</sup>. Oleh karena itu, 50,028 ton/m<sup>2</sup> ≤ 42,822 ton/m<sup>2</sup> maka pondasi tersebut aman.

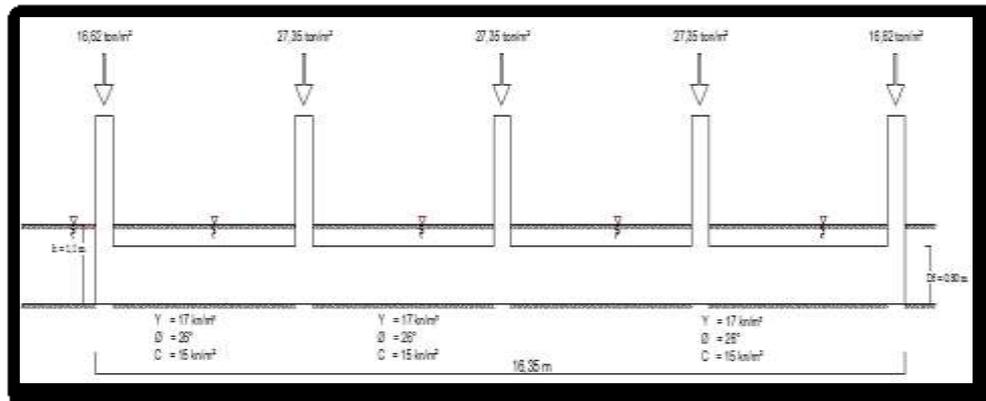
Sehingga, perbandingan 3 metode ini didapatkan pada tabel di bawah ini.

Daya dukung pondasi	Metode Terzaghi	Metode Meyerhoff	Metode LRFD
	36,514 ton/m <sup>2</sup>	29,1740 ton/m <sup>2</sup>	42,822 ton/m <sup>2</sup>

#### 4.2.2 Menghitung daya dukung tanah pondasi Rakit



Gambar 4.10 Bangunan A



**Gambar 4.11** Pemodelan pondasi rakit bangunan A

Dari analisis pembebanan di atas menggunakan aplikasi SAP 2000 v.14, didapatkan pada gambar 4.8, pada pemodelan tiang A didapatkan beban 16,62 ton/m<sup>2</sup> sedangkan pembebanan tiang B mendapatkan beban 27,35 ton/m<sup>2</sup>.

Kombinasi pembebanan pondasi rakit

a. Menghitung pembebanan menggunakan rumus berikut :

$$16,62 \text{ ton/m}^2 + 27,35 \text{ ton/m}^2 + 27,35 \text{ ton/m}^2 + 27,35 \text{ ton/m}^2 + 16,62 \text{ ton/m}^2 = 115,29 \text{ ton/m}^2$$

$$115,29 \times 4 = 461,16 \text{ ton/m}^2$$

b. Untuk menghitung tekanan pada tanah dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$q = \frac{Q}{A}$$

Karena beban simetris maka tidak ada momen arah x dan y

$$A = P \times L$$

$$A = 16 \times 12 = 192 \text{ m}^2$$

Sehingga, tekanan pada tanah adalah

$$q = \frac{461,16}{192} = 2,401 \text{ ton/m}^2$$

1. Daya dukung pondasi rakit bangunan A

Rumus yang digunakan adalah :

$$qu = c'Nc Fcs Fcd Fci + q Nq Fqs Fqd Fqi + 0,5 \gamma BN \gamma F\gamma s F\gamma d F\gamma i$$

Pada proyek diketahui :

$$P1 = 27,36 \text{ ton/m}^2$$

$$P2 = 16,62 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 7,19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 26^\circ$$

$$c = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$B = 16,35 \text{ m}$$

$$L = 12,35 \text{ m}$$

$$FS = 3$$

Menghitung beban menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} q &= \gamma \times D_f \\ &= 17 \times 0,8 = 13,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\phi$  yaitu didapatkan tabel 2.3.

$$\phi = 26^\circ = N_c = 22,25, N_q = 11,85, N_\gamma = 12,54$$

Menghitung faktor-faktor pondasi menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned} F_{cs} &= 1 + \frac{B}{L} \times \left( \frac{N_q}{N_\gamma} \right) \\ &= 1 + \frac{16,35}{12,35} \times \left( \frac{11,85}{22,25} \right) = 1,704 \end{aligned}$$

$$\frac{D_f}{B} < 1$$

For  $\phi' > 0$

$$\begin{aligned} F_{cd} &= F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} \\ &= 1,966 - \frac{1 - 1,966}{22,25 \tan 26} = 1,987 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \\ &= 1 + 2 \tan 26^\circ (1 - \sin 26^\circ)^2 \tan^{-1} \left( \frac{0,80}{16,35} \right) = 1,966 \end{aligned}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi$$

$$= 1 + \left(\frac{16,35}{12,35}\right) \tan 26 = 1,645$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

$$= 1 - 0,4 \left(\frac{16,35}{12,35}\right) = 0,470$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung daya dukung ultimit adalah :

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 15 \times 22,25 \times 1,704 \times 1,987 \times 1 + 13,6 \times 11,85 \times 1,645 \times \\ &\quad 1,966 \times 1 + 0,5 \times 7,19 \times 16,35 \times 12,54 \times 0,470 \times 1 \times 1 \\ &= 1998,759 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka faktor keamanan pondasi dapat dihitung menggunakan rumus :

$$Q_{all} = \frac{q_u}{FS}$$

$$Q_{all} = \frac{1998,759}{3} = 666,2532 \text{ kN/m}^2$$

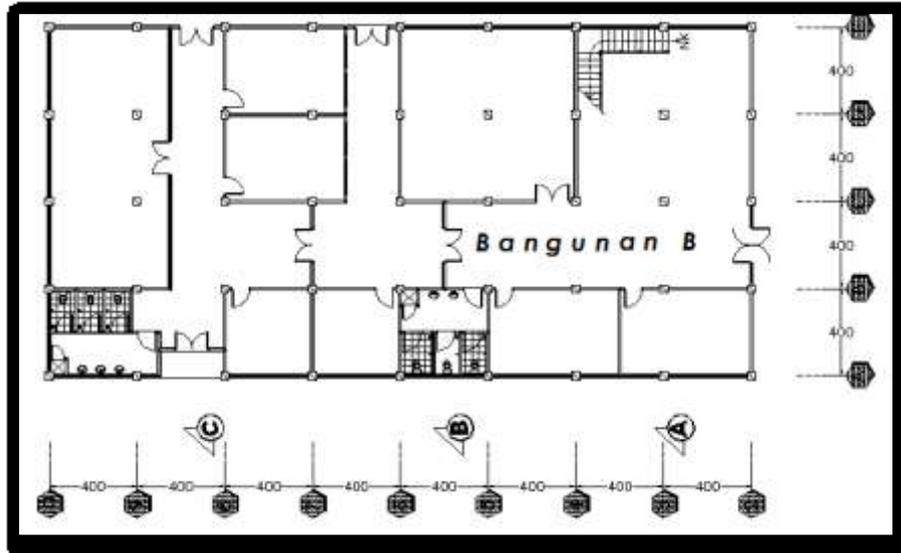
$$Q_{all} = 67,938 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga daya dukung pondasi rakit adalah 67,94 ton/m<sup>2</sup>

$$q_{all} \geq q$$

$$67,938 \text{ ton/m}^2 \geq 2,401 \text{ ton/m}^2$$

Berdasarkan pada persyaratan perancangan Geoteknik untuk faktor keamanan pondasi nilai Qall harus besar q (beban merata struktur). Sedangkan pada perhitungan daya dukung pondasi didapatkan sebesar 67,938 ton/m<sup>2</sup>. Oleh karena itu, 67,938 ton/m<sup>2</sup> ≥ 2,401 ton/m<sup>2</sup> maka pondasi tersebut aman.



Gambar 4.12 bangunan B

Dari analisis pembebanan di atas menggunakan aplikasi SAP 2000, didapatkan pada gambar 4.8, pada pemodelan tiang A didapatkan beban  $16,62 \text{ ton/m}^2$  sedangkan pembebanan tiang B mendapatkan beban  $27,35 \text{ ton/m}^2$ .

Kombinasi pembebanan pondasi rakit

a. Menghitung pembebanan menggunakan rumus :

$$16,62 \text{ ton/m}^2 + 27,35 \text{ ton/m}^2 + 27,35 \text{ ton/m}^2 + 27,35 \text{ ton/m}^2 + 16,62 \text{ ton/m}^2 = 115,29 \text{ ton/m}^2$$

$$115,29 \times 9 = 1037,61 \text{ ton/m}^2$$

b. Untuk menghitung tekanan pada tanah menggunakan rumus :

$$q = \frac{Q}{A}$$

Karena beban simetris maka tidak ada momen arah x dan y

$$A = P \times L$$

$$A = 16 \times 32 = 512 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{1037,61}{512} = 2,026 \text{ ton/m}^2$$

2. Daya dukung pondasi rakit bangunan B

Rumus yang digunakan adalah

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Pada proyek diketahui :

$$P1 = 27,36 \text{ ton/m}^2$$

$$P2 = 16,62 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 7,19 \text{ kN/m}^3$$

$$\emptyset = 26^\circ$$

$$C = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$B = 32,35 \text{ m}$$

$$L = 16,35 \text{ m}$$

$$FS = 3$$

Menghitung beban menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} q &= \gamma \times D_f \\ &= 17 \times 0,8 = 13,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk mencari nilai faktor daya dukung ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) menggunakan korelasi  $\emptyset$  yaitu didapatkan tabel 2.3.

$$\emptyset = 26^\circ = N_c = 22,25, N_q = 11,85, N_\gamma = 12,54$$

Maka menghitung faktor-faktor pondasi menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} F_{cs} &= 1 + \frac{B}{L} \times \left( \frac{N_q}{N_\gamma} \right) \\ &= 1 + \frac{32,35}{16,35} \times \left( \frac{11,85}{22,25} \right) = 2,052 \end{aligned}$$

$$\frac{D_f}{B} < 1$$

For  $\emptyset' > 0$

$$\begin{aligned} F_{cd} &= F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \emptyset} \\ &= 1,970 - \frac{1 - 1,970}{22,25 \tan 26} = 1,992 \end{aligned}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$= 1 + 2 \tan 26^\circ (1 - \sin 26^\circ)^2 \tan^{-1} \left( \frac{0,80}{32,35} \right) = 1,970$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi$$

$$= 1 + \left( \frac{32,35}{16,35} \right) \tan 26 = 1,965$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left( \frac{B}{L} \right)$$

$$= 1 - 0,4 \left( \frac{32,35}{16,35} \right) = 0,2085$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung daya dukung ultimit adalah :

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = 15 \times 22,25 \times 2,052 \times 1,992 \times 1 + 13,6 \times 11,85 \times 1,965 \times$$

$$1,970 \times 1 + 0,5 \times 7,19 \times 32,35 \times 12,54 \times 0,2085 \times 1 \times 1$$

$$= 2293,006 \text{ kN/m}^2$$

Maka faktor keamanan pondasi dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$Q_{all} = \frac{q_u}{FS}$$

$$Q_{all} = \frac{2293,006}{3} = 764,3354 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{all} = 77,94 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga, daya dukung pondasi rakit adalah 77,94 ton/m<sup>2</sup>

$$q_{all} \geq q$$

$$77,94 \text{ ton/m}^2 \geq 2,026 \text{ ton/m}^2$$

Berdasarkan pada persyaratan perancangan Geoteknik untuk faktor keamanan pondasi nilai Qall harus besar P (beban merata struktur). Sedangkan pada perhitungan daya dukung pondasi didapatkan sebesar 77,94 ton/m<sup>2</sup>. Oleh karena itu, 77,94 ton/m<sup>2</sup> ≥ 2,026 ton/m<sup>2</sup> maka pondasi tersebut aman.

Jadi, didapatkan 2 bangunan pada pondasi rakit, daya dukung izin adalah

	Bangunan A	Bangunan B
Daya Dukung Pondasi Rakit	67,938 ton/m <sup>2</sup>	77,940 ton/m <sup>2</sup>

### 4.3 Penurunan (*settlement*) pada Pondasi Telapak

Penurunan pondasi pada pondasi dangkal yang terletak di tanah lempung ada dua penurunan yaitu penurunan segera (elastis) dan penurunan konsolidasi.

#### 4.3.1 Penurunan Konsolidasi pondasi telapak

##### a. *Normally Consolidated*

Rumus yang digunakan adalah

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma_{0'} + \Delta\sigma'}{\sigma_{0'}}$$

Pada proyek diketahui :

$$\Delta \sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c'} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$e_0 = 0,6$$

$$LL = 25$$

$$\gamma_{dry} = 17 \text{ kN}$$

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

$$H = 3,8 \text{ m}$$

Menghitung indeks kompresi lempung jenuh menggunakan rumus

$$\begin{aligned} C_c &= 0,009(LL - 10) \\ &= 0,009(25 - 10) = 0,135 \end{aligned}$$

Menghitung tegangan tanah efektif menggunakan rumus

$$\sigma_{0'} = h \times \gamma_{dry} + \frac{H}{2} (\gamma_{dry} - \gamma_w)$$

$$\sigma_{0'} = h \times \gamma_{dry} + \frac{H}{2} (\gamma_{dry} - \gamma_w)$$

$$= 1,6 \times 17 + \frac{3,8}{2} (17 - 9,81) = 40,861 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung *Normally Consolidated* adalah :

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma_{0'} + \Delta\sigma'}{\sigma_{0'}}$$

$$S_c = \frac{0,135}{1+0,6} 3,8 \log \frac{40,861+100}{40,861} = 0,172 \text{ m}$$

Sehingga penurunan *Normally Consolidated* adalah 17,2 cm

b. *Preconsolidated pressure (overconsolidate)*

Rumus yang digunakan adalah

$$S_c = \frac{C_r \times H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_0'}$$

Menghitung indeks pemuaian lempung jenuh menggunakan rumus

$$\begin{aligned} C_r &= \frac{1}{5} \times C_c \\ &= \frac{1}{5} \times 0,135 = 0,027 \end{aligned}$$

Kontrol  $\sigma_0' + \Delta \sigma' < \sigma_c'$

$$40,861 + 100 < 150$$

$$140,861 \text{ kN/m}^2 < 150 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung *overconsolidate* adalah :

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_r \times H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_0'} \\ &= \frac{0,027 \times 3,8}{1+0,6} \log \frac{40,861+100}{40,861} = 0,0344 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga penurunan *overconsolidate* adalah 3,44 cm

#### 4.3.2 Penurunan segera (elastis) pada pondasi telapak

Rumus yang digunakan adalah

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \frac{q_n \cdot B}{E}$$

Pada proyek diketahui :

$$B = 3 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

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

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

$$P = 27,35 \text{ ton/m}^2$$

$$E_s = 22,50$$

Menghitung beban menggunakan rumus adalah :

$$q_n = \frac{P}{B.L}$$
$$= \frac{27,35}{3 \times 4} = 2,2791 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga menghitung faktor penurunan menggunakan rumus berikut :

$$\frac{H}{B} = \frac{1,6}{1,6} = 1$$

$$\frac{L}{B} = \frac{1,6}{1,6} = 1$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1,6}{1,6} = 1$$

Maka menghitung nilai  $\mu_1$  dan  $\mu_0$  penurunan dapat dilihat pada gambar 2.7 berikut :

$$\mu_1 = 0,44$$

$$\mu_0 = 0,74$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung penurunan pondasi adalah :

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \frac{q_n \cdot B}{E}$$

$$S_i = 0,44 \times 0,74 \frac{2,2791 \times 1,6}{22,50} = 0,0527 \text{ m} \approx 5,27 \text{ cm}$$

Sehingga penurunan pondasi telapak adalah 5,27 cm

#### 4.4 Penurunan (*settlement*) pada Pondasi Rakit

Penurunan pondasi pada pondasi dangkat yang terletak di tanah lempung ada dua penurunan yaitu penurunan segera dengan metode janbu dan penurunan konsolidasi.

##### 4.4.1 Penurunan Konsolidasi pondasi rakit

###### a. *Normally Consolidated*

Rumus yang digunakan adalah

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma_{0'} + \Delta \sigma'}{\sigma_{0'}}$$

Pada proyek diketahui :

$$\Delta \sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c'} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
e_0 &= 0,6 \\
LL &= 25 \\
\gamma_{dry} &= 17 \text{ kN} \\
h &= 1,1 \text{ m} \\
H &= 4,3 \text{ m}
\end{aligned}$$

Menghitung indeks kompresi lempung jenuh menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
C_c &= 0,009(LL - 10) \\
&= 0,009(25 - 10) = 0,135
\end{aligned}$$

Menghitung tegangan tanah efektif menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
\sigma_0' &= h \times \gamma_{dry} + \frac{H}{2}(\gamma_{dry} - \gamma_w) \\
\sigma_0' &= h \times \gamma_{dry} + \frac{H}{2}(\gamma_{dry} - \gamma_w) \\
&= 1,1 \times 17 + \frac{3,8}{2}(17 - 9,81) = 34,158 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung *Normally Consolidated* adalah :

$$\begin{aligned}
S_c &= \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_0'} \\
S_c &= \frac{0,135}{1+0,6} 4,3 \log \frac{34,158+100}{34,158} = 0,215 \text{ m}
\end{aligned}$$

Sehingga penurunan *Normally Consolidated* adalah 21,5 cm

b. *Preconsolidated pressure (overconsolidate)*

Rumus yang digunakan adalah

$$S_c = \frac{C_r \times H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_0'}$$

Menghitung indeks pemuaian lempung jenuh menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
C_r &= \frac{1}{5} \times C_c \\
&= \frac{1}{5} \times 0,135 = 0,027
\end{aligned}$$

Kontrol  $\sigma_0' + \Delta \sigma' < \sigma_c'$

$$34,158 + 100 < 150$$

$$134,158 \text{ kN/m}^2 < 150 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung *overconsolidate* adalah :

$$S_c = \frac{c_r \times H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{0'} + \Delta\sigma'}{\sigma_{0'}}$$

$$= \frac{0,027 \times 4,3}{1+0,6} \log \frac{34,158+100}{34,158} = 0,04311 \text{ m}$$

Sehingga penurunan *overconsolidate* adalah 4,3 cm

#### 4.4.2 Penurunan segera (elastis) pada pondasi rakit

Menghitung penurunan pondasi menggunakan rumus berikut :

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \frac{q_n \cdot B}{E}$$

Pada proyek diketahui :

$$B = 16,35 \text{ m}$$

$$L = 12,35 \text{ m}$$

$$D_f = 0,8 \text{ m}$$

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

$$Q = 461,16 \text{ ton/m}^2$$

$$E_s = 27$$

Menghitung beban menggunakan rumus adalah :

$$q_n = \frac{P}{B \cdot L}$$

$$= \frac{461,16}{16,35 \times 12,35} = 2,283 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga menghitung faktor penurunan menggunakan rumus berikut :

$$\frac{H}{B} = \frac{1,1}{16,36} = 0,067$$

$$\frac{L}{B} = \frac{12,35}{16,35} = 0,755$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{0,8}{16,35} = 0,048$$

Maka menghitung nilai  $\mu_1$  dan  $\mu_0$  penurunan dapat dilihat pada gambar 2.7 berikut :

$$\mu_1 = 0,015$$

$$\mu_0 = 0,97$$

Sehingga rumus yang digunakan menghitung penurunan pondasi adalah :

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \frac{q_n \cdot B}{E}$$

$$S_i = 0,015 \times 0,97 \frac{2,283 \times 16,35}{27} = 0,0201 \text{ m} \approx 2,01 \text{ cm.}$$

Sehingga penurunan pondasi rakit adalah 2,01 cm.

Jadi, didapatkan analisis penurunan tanah konsolidasi adalah

Penurunan Tanah	<u>Pondasi Telapak</u>	<u>Pondasi Rakit</u>
		3,44 cm

Sedangkan penurunan elastis kedua bangunan pondasi telapak dan rakit adalah

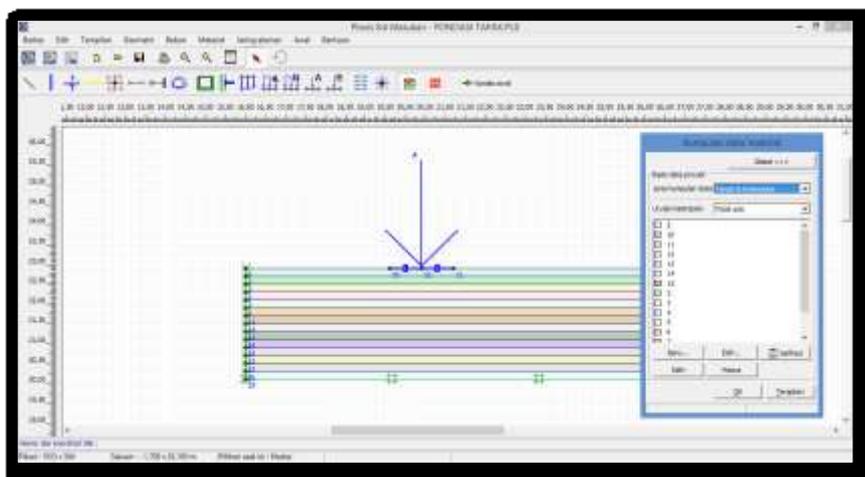
<u>Penurunan Tanah</u>	<u>Pondasi Telapak</u>	<u>Pondasi Rakit</u>
		5,27 cm

#### 4.5 Analisis Pondasi Dangkal Menggunakan Plaxis

Analisis pondasi dangkal menggunakan aplikasi plaxis bertujuan untuk mengetahui penurunan pondasi telapak dan pondasi rakit.

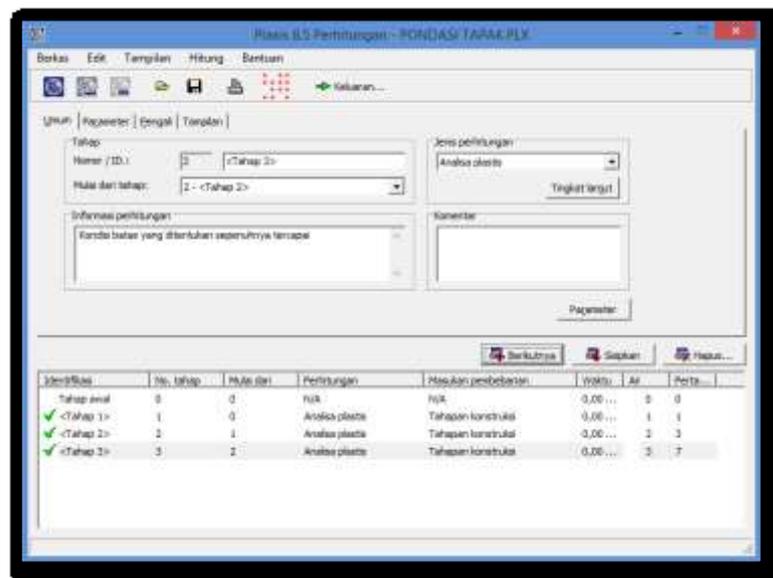
##### 4.5.1 Pondasi telapak

Pada tahap ini parameter tanah menggunakan tanah perkedalaman 20 cm perlapisan tanah. Berikut pemodelan menggunakan aplikasi plaxis tersebut



**Gambar 4.13** Pemodelan Geometri Pondasi Telapak pada Plaxis

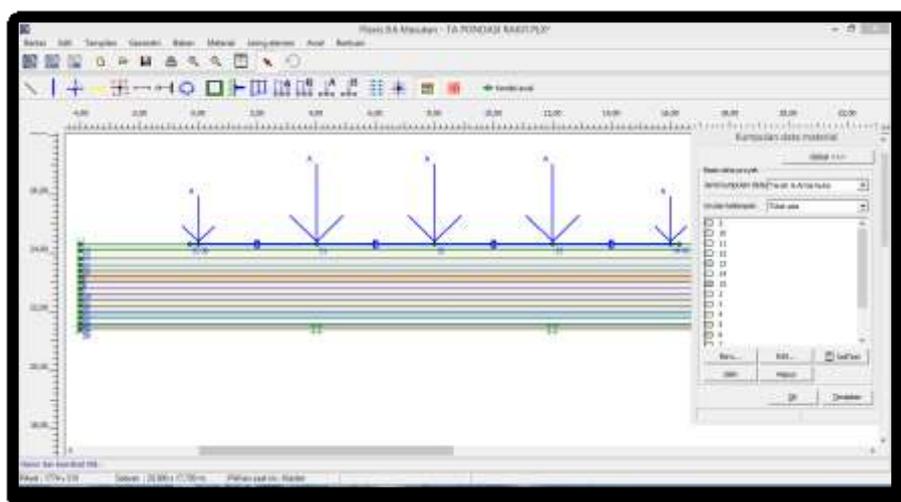
Nilai dari parameter tanah yang telah ditentukan, kemudian dimasukkan ke dalam properti material tanah. dan setelah tahapan input pada Plaxis selesai dimasukkan maka dilanjutkan dengan tahap calculation dengan menggunakan jenis perhitungan yaitu perhitungan plastis untuk menganalisis tegangan dan penurunan yang terjadi yang berfungsi untuk mengetahui penurunan tersebut.



**Gambar 4.14** Tahapan Perhitungan

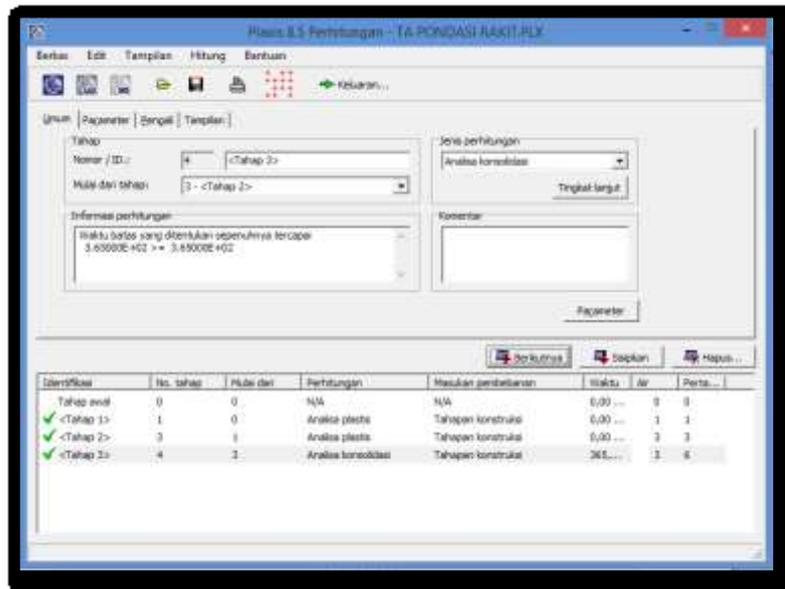
#### 4.5.2 Pondasi rakit

Pada tahap ini parameter tanah menggunakan tanah perkedalaman 20 cm perlapisan tanah. Berikut pemodelan menggunakan aplikasi plaxis tersebut



**Gambar 4.15** Pemodelan Geometri Pondasi Rakit pada Plaxis

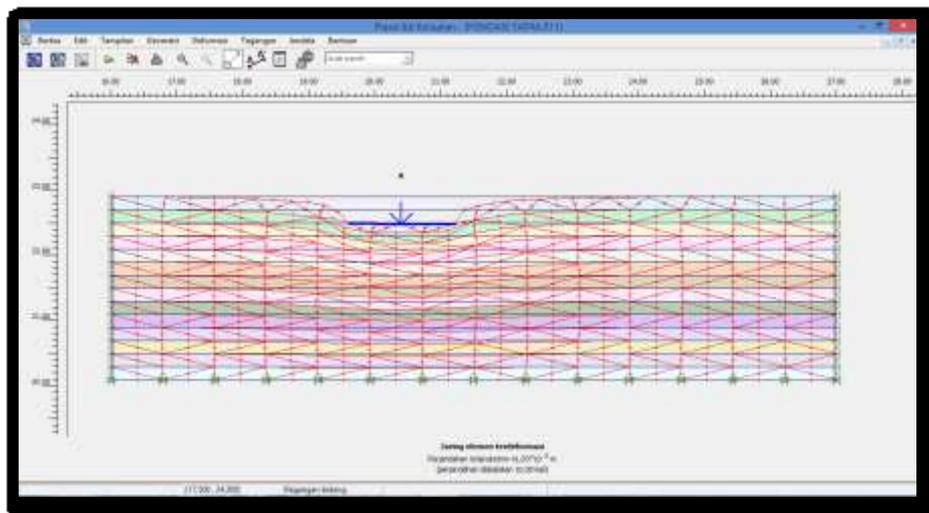
Nilai dari parameter tanah yang telah ditentukan, kemudian dimasukkan ke dalam properti material tanah. dan setelah tahapan input pada Plaxis selesai dimasukkan maka dilanjutkan dengan tahap calculation dengan menggunakan jenis perhitungan yaitu perhitungan plastis untuk menganalisis tegangan dan penurunan yang terjadi yang berfungsi untuk mengetahui penurunan tersebut.



**Gambar 4.16** Tahapan Perhitungan

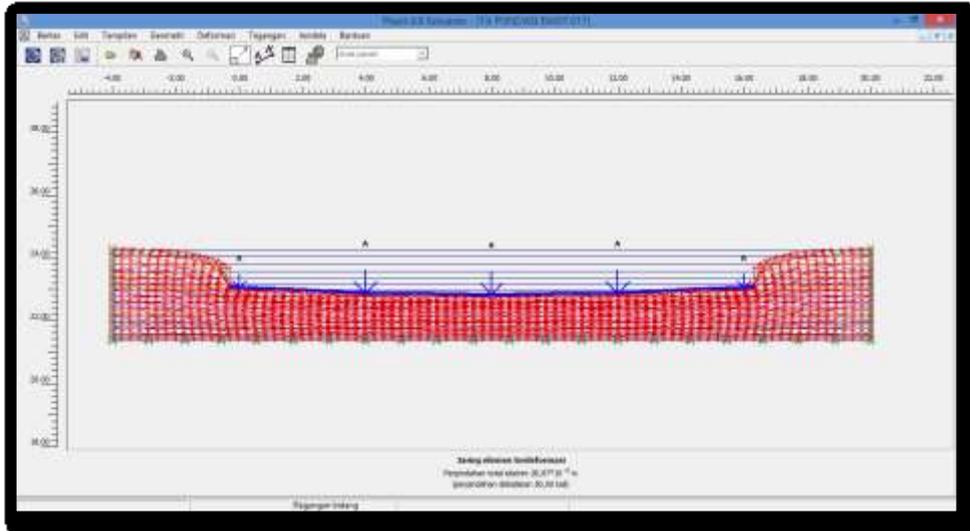
#### 4.5.3 Hasil analisis pemodelan plaxis pondasi tapak dan pondasi rakit

Untuk analisis pondasi telapak dengan menggunakan aplikasi plaxis mendapatkan penurunan 4,193 cm, terlihat seperti gambar di bawah ini :



**Gambar 4.17** Hasil Pemodelan Plaxis Pondasi Telapak

Sedangkan pondasi rakit dengan menggunakan aplikasi plaxis mendapatkan penurunan 2,897 cm, terlihat seperti gambar di bawah ini :



**Gambar 4.18** Hasil Pemodelan Plaxis Pondasi Rakit

Jadi, penurunan tanah dengan menggunakan aplikasi plaxis kedua bangunan pondasi telapak dan pondasi rakit adalah

Penurunan Tanah	Pondasi Telapak	Pondasi Rakit
	4,193 cm	2,897 cm

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1. Kesimpulan**

Berdasarkan hasil dari studi analisis dan perencanaan desain pondasi serta perhitungan daya dukung pondasi telapak dan pondasi rakit dengan menggunakan data CPT pada Proyek Pembangunan Gedung Pelayanan Publik Terpadu Tahap I di Kabupaten Muara Tebo, Jambi. Maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari perencanaan didapatkan bahwa desain pondasi yang tepat digunakan adalah pondasi telapak dengan lebar 1,6 m dengan kedalaman 1,6 m, dan pondasi rakit ada 2 buah bangunan. Bangunan A dengan lebar rakit 16,35 m dan panjang 12,35 m, sedangkan bangunan B dengan lebar 32,35 m dengan panjang 16,35 m.
2. Dari perbandingan Kedua Pondasi tersebut maka pondasi rakit lebih kuat dan efektif digunakan dengan daya dukung ijin sebesar  $77,94 \text{ ton/m}^2 \geq 2,026 \text{ ton/m}^2$ .
3. Hasil perhitungan daya dukung pondasi telapak (Qall) dengan menggunakan metode Terzaghi diperoleh sebesar  $36,514 \text{ ton/m}^2$ , menggunakan metode Meyerhoof diperoleh sebesar  $29,1740 \text{ ton/m}^2$  sedangkan menggunakan metode LRFD diperoleh sebesar  $42,822 \text{ ton/m}^2$ .
4. Hasil perhitungan daya dukung pondasi rakit (Qall) dengan 2 buah bangunan dan tebal rakit sebesar 0,8 m. Bangunan A diperoleh sebesar  $67,938 \text{ ton/m}^2$  sedangkan bangunan B diperoleh sebesar  $77,940 \text{ ton/m}^2$ .
5. Berdasarkan pondasi telapak didapatkan daya dukung ijin menggunakan metode Meyerhoof diperoleh sebesar  $Q_{all} 29,1740 \text{ ton/m}^2 \geq 27,35 \text{ ton/m}^2$  (beban maks) maka dapat dikatakan Ok, sedangkan untuk pondasi rakit didapatkan daya dukung ijin diperoleh sebesar  $Q_{all} 67,938 \text{ ton/m}^2 \geq 2,401 \text{ ton/m}^2$  (beban maks) maka dapat dikatakan Ok.
6. Perhitungan penurunan konsolidasi pondasi telapak didapatkan sebesar 3,44 cm dan penurunan konsolidasi pondasi rakit didapatkan sebesar 4,3 cm.

7. Perhitungan penurunan elastis pondasi telapak dengan menggunakan metode janbu didapatkan sebesar 5,27 cm dan penurunan elastis pondasi rakit didapatkan sebesar 2,01 cm.
8. Sedangkan penurunan menggunakan aplikasi plaxis pondasi telapak didapatkan sebesar 4,193 cm dan penurunan pondasi rakit didapatkan sebesar 2,897 cm, jadi penurunan yang lebih kecil yaitu pondasi rakit.
9. Dari kedua jenis pondasi diatas maka dapat ditentukan bahwa kedua jenis perencanaan pondasi tersebut dapat digunakan dan hanya terjadi perbedaan pada daya dukung dan penurunan pondasi, sedangkan daya dukung pondasi rakit lebih kuat menahan beban. Maka penurunan pondasi lebih kecil dari pada pondasi telapak. Jadi pondasi rakit lebih oke dan efektif.

## **5.2. Saran**

Dari hasil perhitungan dan kesimpulan di atas, Penulis memberi saran sebagai berikut:

1. Untuk mendapatkan analisis yang akurat, data yang dimiliki harus benar benar valid dan lengkap sehingga dalam perhitungan tidak terjadi kesalahan.
2. Perlu adanya penelitian lebih lanjut tentang formasi pondasi telapak dan pondasi rakit, dengan formasi yang lebih variatif sehingga dapat ditemukan formasi pondasi yang aman sesuai dengan kondisi tanah lempung.
3. Sebaiknya mencoba perhitungan dengan metode-metode yang lainnya supaya mendapat hasil perhitungan yang lebih akurat.
4. Teliti dalam mengolah data dan pembacaan hasil pengujian karena dapat mempengaruhi perhitungan.

## DAFTAR PUSTAKA

*Hardiyatmo, H. C. 1992. Mekanika Tanah I. Jakarta : PT. Gramedia Pustaka Utama.*

*Darwis 2018. Dasar-Dasar Mekanika Tanah. Jakarta : Pustaka AQ*

*Hardiyatmo, H. C. 2002. Mekanika Tanah I (3rd ed). Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.*

*Hardjowigeno 2003. Mekanika Tanah I. Jakarta : Erlangga*

*Joseph E, Bowles, P.E, S.E 1991. Analisis dan Desain Pondasi. Jakarta : ERLANGGA*

*Braja M. Das, Noor Endah, B. Mochtar, 1995. Mekanika Tanah Jilid I. Jakarta : Erlangga.*

*Donald P. Coduto, William A. Kitch, Man-chu Ronald Yeung, 2016. Foundation Design Principles and Practices. Jakarta : Erlangga*

*Braja M. Das, 2011. Principles Foundation Engineering Jilid 7. United States of America*

*Muhammad Reza, M.Eng, Ir.Hanafiah H.Z.,M.T, Zairipin Jaya,S.T.,M.T, 2019. Rekayasa Pondasi. Buketrata :Andi*