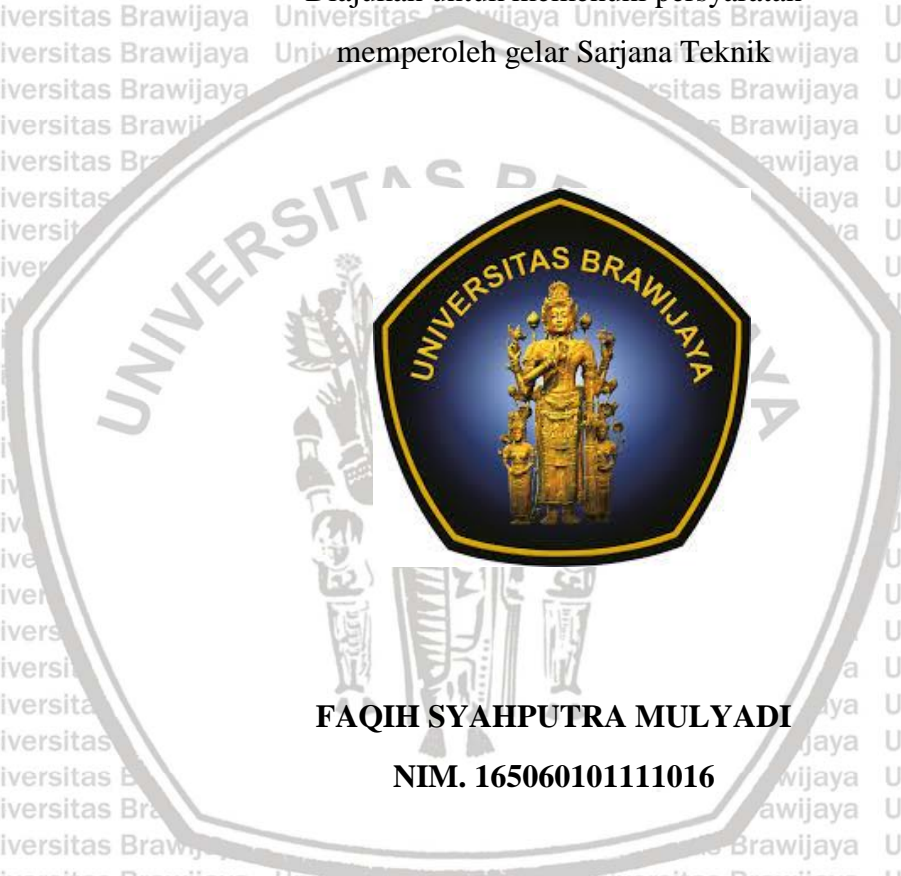


**ANALISIS PERBANDINGAN PERENCANAAN PONDASI TIANG
PANCANG DAN PONDASI RAKIT DENGAN
MEMPERTIMBANGKAN INTERAKSI STRUKTUR TANAH PADA
PROYEK GEDUNG SARPRAS PASMAR-1 JAKARTA**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



FAQIH SYAHPUTRA MULYADI

NIM. 165060101111016

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

FAKULTAS TEKNIK

MALANG

2021



LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS PERBANDINGAN PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG
DAN PONDASI RAKIT DENGAN MEMPERTIMBANGKAN INTERAKSI
STRUKTUR TANAH PADA PROYEK GEDUNG SARPRAS PASMAR-1
JAKARTA**

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan

memperoleh gelar Sarjana Teknik



FAQIH SYAHPUTRA MULYADI

NIM. 165060101111016

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen
pembimbing pada tanggal 27 Mei 2021

Dosen Pembimbing I

Dr. Ir. Harimurti, MT
NIP. 19600926 198802 1 001

Dosen Pembimbing II

Eko Andi Suryo, ST., MT., Ph.D
NIP. 19761023 200604 1 002

Mengetahui,
Ketua Program Studi S1



Dr. Eng. Ir. Indradi W, ST. M.Eng (Prac)
NIP. 19810220 200604 1 002

HALAMAN IDENTITAS TIM PENGUJI SKRIPSI

Judul Skripsi :

ANALISIS PERBANDINGAN PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG DAN PONDASI RAKIT DENGAN MEMPERTIMBANGKAN INTERAKSI STRUKTUR TANAH PADA PROYEK GEDUNG SARPRAS PASMAR-1 JAKARTA

Nama Mahasiswa : Faqih Syahputra Mulyadi

NIM : 165060101111016

Program Studi : Teknik Sipil

Minat : Geoteknik

Tim Dosen Penguji

Dosen Penguji 1 : Dr. Ir. Harimurti, MT

Dosen Penguji 2 : Eko Andi Suryo, ST., MT., Ph.D

Dosen Penguji 3 : Dr. rer.nat. Ir. Arief Rachmansyah

Tanggal Ujian : 7 Mei 2021

SK Penguji : 707/UN10.F07/KP/2021



LEMBAR PERNYATAAN ORISINALITAS

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya, tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur plagiasi, Saya bersedia skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang - undangan yang berlaku (UU No. 20 tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, 27 Mei 2021

Mahasiswa,

Faqih Syahputra Mulyadi

NIM. 165060101111016

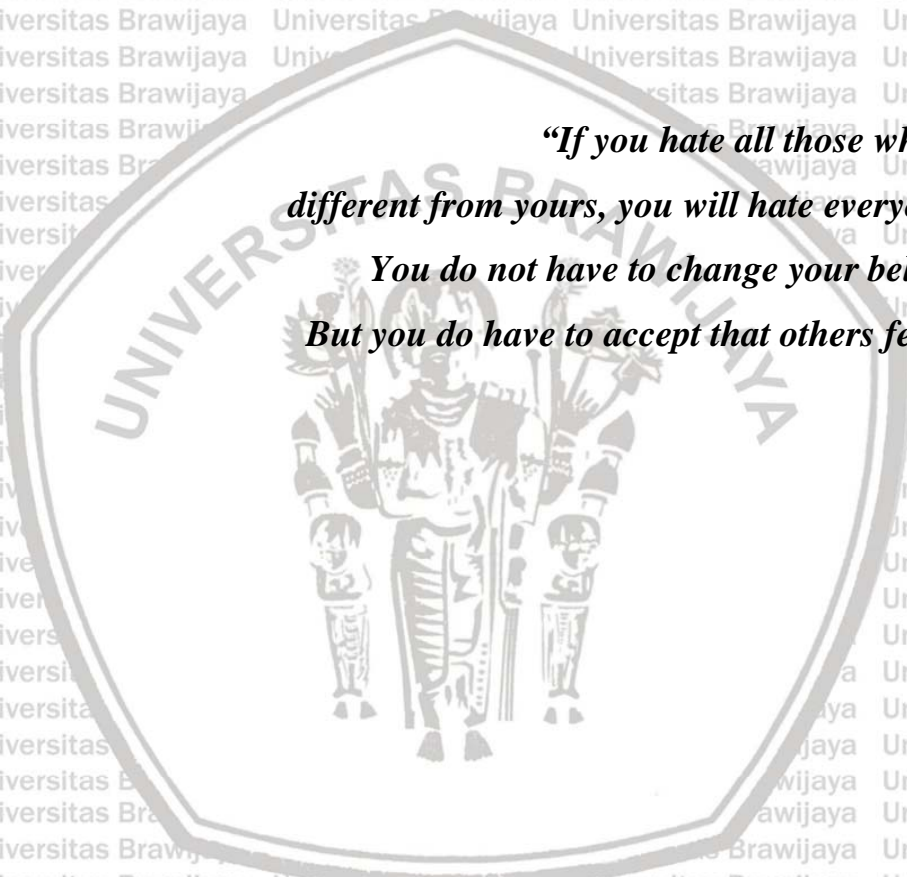




***“If you hate all those whose beliefs are
different from yours, you will hate everyone eventually.***

***You do not have to change your beliefs, of course.
But you do have to accept that others feel differently.”***

-Anonim-





Adanya keterbatasan pengetahuan maupun pengalaman saya, besar harapan saya agar nantinya skripsi ini dapat bermanfaat. Penyusunan skripsi yang masih jauh dari kata sempurna sangat terbuka untuk memberi saran juga petunjuk guna mencapai hasil yang lebih baik. Semoga skripsi ini dapat menambah pengetahuan bagi pembaca.

Malang, Mei 2021

Penulis



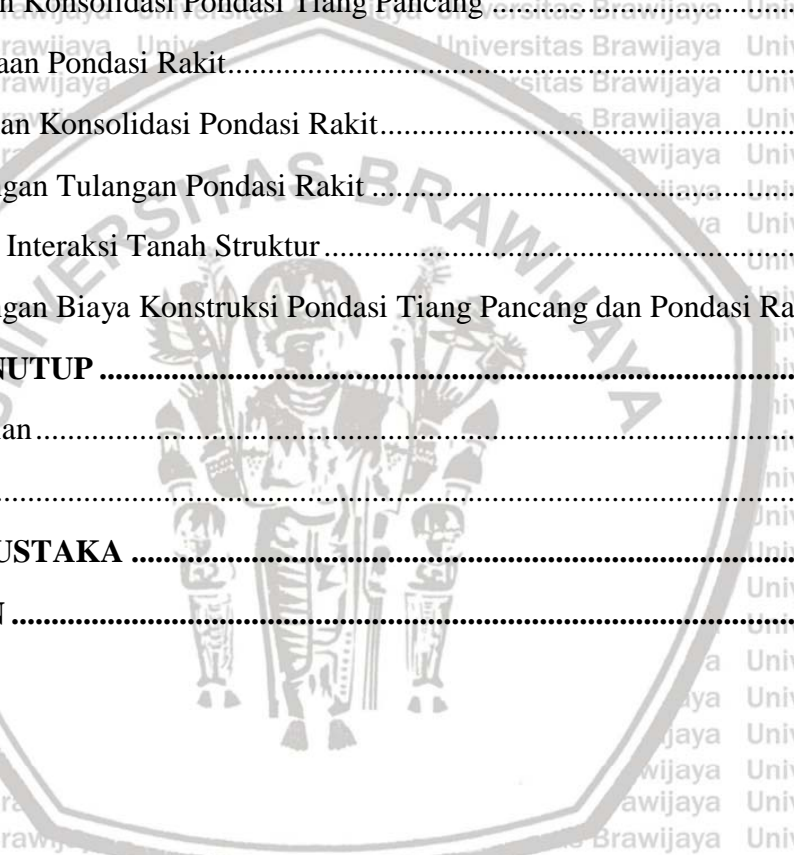
DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN.....	xv
RINGKASAN.....	xvii
SUMMARY	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	4
1.3 Rumusan Masalah.....	5
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Tujuan Penelitian.....	5
1.6 Manfaat Penelitian.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Pengertian Tanah	7
2.2 Peran Tanah	8
2.3 Tanah Lunak	8
2.4 Definisi Jumlah Butir, Air dan Udara dalam Tanah.....	9
2.5 Permodelan Struktur	10
2.5.1 Gempa.....	11
2.5.2 Rekaman Gempa (<i>Time History</i>).....	13
2.5.3 Beban Dan Kombinasi Pembebanan	14
2.6 Pengertian Pondasi	18
2.6.1 Pondasi Dangkal	20
2.6.2 Pondasi Dalam.....	21
2.7 Daya Dukung Pondasi Dangkal.....	23
2.7.1 Analisis Daya Dukung Menurut Terzaghi.....	24
2.7.2 Analisis Daya Dukung Menurut Meyerhof	26

2.8 Korelasi NSPT untuk Mendapatkan Nilai Parameter Fisis Tanah Lainnya	27
2.8.1 Pondasi Dalam	28
2.8.2 Pondasi Dalam	29
2.9 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang	30
2.10 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang	34
2.10.1 Pondasi Dalam	35
2.10.2 Pondasi Dalam	37
2.11 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang	37
2.12 Respon Dinamis Interaksi Tanah-Struktur	43
2.12.1 Interaksi Inersia (Inertial Interaction)	48
2.12.2 Interaksi Kinematik (Kinematic Interaction)	50
2.12.3 Penentuan Nilai Modulus Reaksi tanah dasar K_s	50
2.13 Interaksi Tanah Struktur pada Pondasi	55
BAB III METODE PENELITIAN	56
3.1 Lokasi Studi Kasus	56
3.2 Tahap Persiapan	57
3.3 Metode Pengumpulan Data	57
3.3.1 Data Bangunan	57
3.3.2 Data Sekunder	58
3.4 Analisis Pengolahan Data	58
3.5 Metode Analisis	62
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN	65
4.1 Data Tanah	65
4.2 Hasil Korelasi Data Nspt	65
4.3 Permodelan Struktur Bangunan Atas	68
4.4 Hasil Analisa Struktur Bangunan Atas	71
4.5 Perhitungan Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang	72
4.6 Desain Pondasi Tiang Pancang	75
4.6.1 Menentukan Gaya Reaksi yang Bekerja Diperletakan	75



4.6.2 Jumlah Tiang Pancang Rencana dan Konfigurasinya.....	75
4.6.3 Hitungan Pmax dan Pmin Satu Tiang.....	76
4.6.4 Menghitung Effisiensi Tiang Pancang.....	77
4.6.5 Menentukan Pijin Tekan dan Pijin Tarik Satu Tiang Grup.....	77
4.6.6 Kontrol Pmax dan Pmin Satu Tiang.....	79
4.7 Perencanaan Pilecap Tiang Pancang.....	81
4.7.1 Perhitungan Tipe Pilecap 1.....	81
4.7.2 Perhitungan Tipe Pilecap 2.....	83
4.8 Penurunan Konsolidasi Pondasi Tiang Pancang.....	85
4.9 Perencanaan Pondasi Rakit.....	87
4.10 Penurunan Konsolidasi Pondasi Rakit.....	88
4.11 Perhitungan Tulangan Pondasi Rakit.....	92
4.12 Analisis Interaksi Tanah Struktur.....	108
4.13 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi Tiang Pancang dan Pondasi Rakit.....	113
BAB V PENUTUP	114
5.1 Kesimpulan.....	114
5.2 Saran.....	115
DAFTAR PUSTAKA	117
LAMPIRAN	120



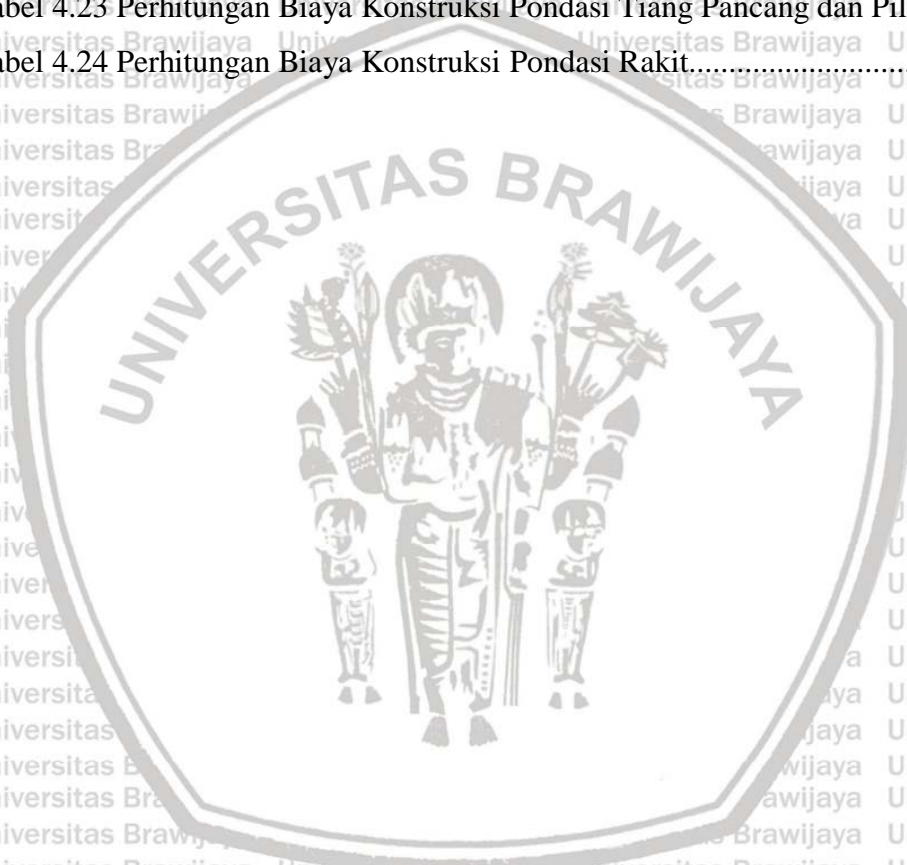


(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR TABEL

No	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Batasan-batasan Ukuran Golongan Tanah	7
Tabel 2.2	Klasifikasi Tanah Lempung Berdasarkan Kuat Geser Tekan Bebas.....	9
Tabel 2.3	Klasifikasi Tanah Lempung Berdasarkan Angka Pori dan Kadar Air	9
Tabel 2.4	Kategori Resiko Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa	12
Tabel 2.5	Faktor Keutamaan Gempa.....	14
Tabel 2.6	Klasifikasi Situs.....	16
Tabel 2.7	Faktor Modifikasi Respon R, Cd, dan Ω^o untuk Sistem Penahan Gaya Gempa .	17
Tabel 2.8	Nilai Kenaikan Daya Dukung Ijin Berlebih	19
Tabel 2.9	Korelasi empiris antara nilai N-SPT dengan unconfined compressive strength dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif.	25
Tabel 4.1	Korelasi empiris antara nilai N-SPT dengan unconfined compressive strength dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif.	64
Tabel 4.2	Korelasi berat volume tanah (γ), sudut geser tanah (ϕ) dan Nilai Kohesi (C). Korelasi dilakukan terhadap nilai NSPT	64
Tabel 4.3	Parameter Respon Spektrum Gempa Wilayah Jakarta, Kelas Situs SE	69
Tabel 4.4	Hasil Total Beban Reaksi Perletakan	70
Tabel 4.5	Interpolasi Variasi α berdasarkan Terzaghi, Peck dan Mesri 1996	73
Tabel 4.6	Nilai Kenaikan Daya Dukung Ijin Berlebih	77
Tabel 4.7	Kebutuhan jumlah tiang pancang	78
Tabel 4.8	Perkiraan Angka Poisson (μ)	85
Tabel 4.9	Perkiraan Modulus Elastis (E).....	85
Tabel 4.10	Nilai berat jenis untuk tipikal tanah.....	86
Tabel 4.11	Tipikal nilai berat volume kering dan kadar air optimum tanah	86
Tabel 4.12	Perhitungan Tegangan Kontak Pada Setiap Titik.....	94
Tabel 4.13	Detail Tulangan pada Pondasi Rakit	105
Tabel 4.14	Perhitungan Nilai Subgrade Reaction untuk tanah lempung.....	110
Tabel 4.15	Hubungan Nilai k1 menurut Terzaghi	111
Tabel 4.16	Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Tiang Pancang dengan Tumpuan jepit Untuk El - Centro	112
Tabel 4.17	Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit Untuk Koyna.....	112

Tabel 4.18 Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit Untuk Loma Prieta.....	112
Tabel 4.19 Sifat elastis dan kekakuan elemen pegas area tanah	113
Tabel 4.20 Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring Untuk El - Centro	114
Tabel 4.21 Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring Untuk Koyna.....	114
Tabel 4.22 Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring Untuk Loma Prieta.....	114
Tabel 4.23 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi Tiang Pancang dan Pile Cap.....	115
Tabel 4.24 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi Rakit.....	115



DAFTAR GAMBAR

No	Judul	Halaman
	<i>Gambar 2.1</i> Kerangka Tanah Berisi Butiran/ Solids Particels (S), Pori/Void dengan Udara/Air (A) dan Air/Water (W)	9
	<i>Gambar 2.2</i> Skema Pergerakan Permukaan tanah	11
	<i>Gambar 2.14</i> Ilustrasi Balok Di Atas Tanah	37
	<i>Gambar 2.15</i> Model penelitian Finn (2010).....	39
	<i>Gambar 2.16</i> Lendutan pada struktur terjepit	41
	<i>Gambar 2.17</i> Lendutan pada struktur dengan fleksibilitas vertikal, horisontal, dan rotasi pada tumpuannya	42
	<i>Gambar 2.18</i> Ilustrasi penggunaan ketentuan FEMA 356	44
	<i>Gambar 2.19</i> Model Finite Elemen untuk Pondasi Tiang Tunggal	45
	<i>Gambar 2.20</i> Model Finite Elemen untuk Pondasi Tiang Grup.....	46
	<i>Gambar 2.21</i> Rekaman Gempa El-Centro USA	46
	<i>Gambar 2.22</i> Rekaman Gempa Loma Prieta USA.....	46
	<i>Gambar 2.23</i> Rekaman Gempa Koyna India	46
	<i>Gambar 2.24</i> Contoh pendekatan langsung dalam analisa SSI untuk pier jembatan pada pile cap di atas dua lapisan tanah.....	47
	<i>Gambar 2.25</i> Pendekatan sub-struktur dalam SSI.....	48
	<i>Gambar 2.26</i> Ilustrasi bangunan dan tanah dalam analisis interaksi tanah-struktur.....	49
	<i>Gambar 2.27</i> Ilustrasi model metode langsung untuk interaksi tanah-struktur	50
	<i>Gambar 2.28</i> Ilustrasi pemodelan pada metode substruktur untuk interaksi tanah-struktur.....	51
	<i>Gambar 2.29</i> Tipe pondasi, (a) Pondasi telapak; (b) Pondasi tiang; (c) Basemen tanpa pondasi tiang; (d) Basemen dengan pondasi tiang.....	52
	<i>Gambar 3.1</i> Layout Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta	53
	<i>Gambar 3.2</i> Ilustrasi bangunan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta	55
	<i>Gambar 4.1</i> Hubungan nilai kohesi dan N-SPT pada tanah kohesif.....	63
	<i>Gambar 4.2</i> Denah Lantai Dasar Gedung Markas Komando	65
	<i>Gambar 4.3</i> Denah Lantai 2 Gedung Markas Komando.....	65
	<i>Gambar 4.4</i> Model 3 Dimensi Struktur Bangunan Atas Bangunan Markas Komando.....	66
	<i>Gambar 4.5</i> Beban Mati (DL) Warna hijau dan Beban Hidup (LL) warna biru pada Lantai Dasar dan Atas.....	67

<i>Gambar 4.6</i> Beban Hidup (LL) Lantai Atap	67
<i>Gambar 4.7</i> Wilayah Gempa Indonesia Berdasarkan SNI-1726-2002.....	68
<i>Gambar 4.8</i> Keterangan Node Pada Pondasi	69
<i>Gambar 4.9</i> Ilustrasi daya dukung pondasi tiang pancang.....	71
<i>Gambar 4.10</i> Konfigurasi Tiang Pancang.....	74
<i>Gambar 4.11</i> Konfigurasi Pile cap Tipe 2.....	81
<i>Gambar 4.12</i> Penurunan Tiang Kelompok Pada Tanah Lempung	83
<i>Gambar 4.13</i> Ilustrasi Penurunan Konsolidasi Pondasi Tiang Pancang	87
<i>Gambar 4.14</i> Ilustrasi Pondasi Rakit.....	89
<i>Gambar 4.15</i> Sketsa Pondasi Rakit Terhadap Lapisan Tanah	90
<i>Gambar 4.16</i> Denah Formasi Kolom pada Pondasi Rakit	91
<i>Gambar 4.17</i> Strip ke arah Y.....	96
<i>Gambar 4.18</i> Tampak Memanjang Strip pondasi rakit ke arah Y.....	97
<i>Gambar 4.19</i> Diagram Pembebanan Strip ke arah Y	97
<i>Gambar 4.20</i> Tampilan Diagram Lintang Strip ke arah Y	97
<i>Gambar 4.21</i> Tampilan Diagram Momen Strip ke arah Y	97
<i>Gambar 4.22</i> Strip ke arah X.....	101
<i>Gambar 4.23</i> Tampak Memanjang Strip pondasi rakit ke arah X.....	102
<i>Gambar 4.24</i> Diagram Pembebanan Strip ke arah X	102
<i>Gambar 4.25</i> Tampilan Diagram Lintang Strip ke arah X.....	102
<i>Gambar 4.26</i> Tampilan Diagram Momen Strip ke arah X.....	102
<i>Gambar 4.27</i> Penampang balok T	106
<i>Gambar 4.28</i> Asumsi balok T	106
<i>Gambar 4.29</i> Pemodelan Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit.....	111
<i>Gambar 4.30</i> Pemodelan Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring	113



(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR LAMPIRAN

No	Judul	Halaman
Lampiran 1	Laporan Data Tanah Asli Proyek Dan Laboratorium.....	120
Lampiran 2	Gambar Denah Asbuilt Drawing.....	138





(Halaman ini sengaja dikosongkan)

RINGKASAN

Faqih Syahputra Mulyadi, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, April 2021, *Analisis Perbandingan Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dan Pondasi Rakit Dengan Mempertimbangkan Interaksi Struktur Tanah Pada Proyek Gedung Sarpras Pasmars-1 Jakarta*, Dosen Pembimbing: Harimurti dan Eko Andi Suryo

Pada umumnya, perencanaan sebuah struktur bangunan dengan alat bantu program analisa struktur didesain sebagai struktur dengan perletakan jepit, dimana hal tersebut sebenarnya tidak relevan dengan keadaan sebenarnya, dimana terdapat pengaruh interaksi struktur tanah yang mampu mempengaruhi kinerja dari struktur tersebut apabila mengalami gaya lateral. Interaksi antara struktur atas dan struktur bawah pada sebuah bangunan bertingkat akan sangat mempengaruhi perilaku struktur secara keseluruhan. Interaksi tanah struktur tidak dapat diabaikan karena akan mengakibatkan disain struktur yang kurang tepat. Tidak ada metode yang paling benar dalam memodelkan pengaruh interaksi struktur tanah, namun NISC GCR 12-917-21 merekomendasikan beberapa model antara lain adalah model spring. Dalam kajian ini, objek yang digunakan Gedung Sarpras Pasmars-1 Jakarta dengan Pondasi yang direncanakan adalah Tiang Pancang dan Rakit, Pondasi pondasi tersebut akan didesain dengan menggunakan metode Konvensional. Pada kajian ini metode Interaksi Struktur Tanah digunakan untuk membandingkan Nilai *lateral displacement* atau *defleksi* pada pondasi yang direncanakan, dimana kajian ini dibantu dengan program SAP2000 dalam melakukan analisis Interaksi Tanah Struktur dengan menggunakan *Time History* menggunakan rekaman data gempa El-Centro N-S (Amerika Serikat), Koyna (India) dan Loma Prieta (Amerika Serikat) sebagai beban Lateral

Hasil analisa *time history* pada struktur pondasi tiang pancang yang direncanakan, didapatkan pada kedalaman 22 meter dari permukaan tanah. Nilai *lateral displacement* atau *defleksi* untuk analisis *time history* gempa El-Centro sebesar 0,0127 m. Untuk gempa koyna sebesar 0,0238 m, sedangkan untuk gempa loma prieta *defleksi* yang terjadi sebesar 0,0297 m. untuk ketiga gempa tersebut dikategorikan aman dari *defleksi* yang diizinkan berdasarkan dengan SNI03-2847-2002 Pada hasil analisa *time history* pada struktur pondasi rakit yang direncanakan, didapatkan pada kedalaman 1 meter dari permukaan tanah. Nilai *lateral displacement* atau *defleksi* untuk analisis *time history* gempa El-Centro sebesar 0,00491 m. Untuk gempa koyna sebesar 0,005849 m, sedangkan untuk gempa loma prieta defleksi yang terjadi sebesar 0,00802 m. untuk ketiga gempa tersebut dikategorikan aman dari *defleksi* yang diizinkan berdasarkan dengan SNI03-2847-2002

Kata kunci: Interaksi Tanah Struktur, Pondasi Tiang Pancang, Pondasi Rakit, Perpindahan Lateral, Momen Lentur

SUMMARY

Faqih Syahputra Mulyadi, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, April 2021, *Comparative Analysis of Pile Foundation Planning and Raft Foundations by Considering Soil Structure Interactions in the Sarpras Pasmars-1 Jakarta Building Project*, Supervisor: Harimurti and Eko Andi Suryo

In general, the planning of a building structure using structural analysis program tools is designed as a structure with clamp placement, where it is actually irrelevant to the actual situation, where there is an influence of soil structure interaction that can affect the performance of the structure if it experiences lateral forces. The interaction between the upper and lower structures in a multi-storey building will greatly affect the behavior of the structure as a whole. The soil-structure interaction cannot be ignored because it will result in inappropriate structural design. There is no correct method for modeling the effect of soil structure interaction, but NISC GCR 12-917-21 recommends several models, including the spring model. In this study, the objects used in the Sarpras Pasmars-1 Jakarta Building with the planned foundation are Piles and Rafts, the foundations of these foundations will be designed using conventional methods. In this study the Soil Structure Interaction method is used to compare the value of lateral displacement or deflection on the planned foundation, where this study is assisted by the SAP2000 program in analyzing the Soil Structural Interaction using Time History using the El-Centro NS (United States) earthquake data record, Koyna (India) and Loma Prieta (United States) as lateral loads

The results of time history analysis on the planned pile foundation structure were obtained at a depth of 22 meters from the ground. The value of the lateral displacement or deflection for the analysis of the time history of the El-Centro earthquake is 0.0127 m. For the koyna earthquake it was 0.0238 m, while for the Loma Prieta earthquake the deflection was 0.0297 m. The three earthquakes were categorized as safe from the permissible deflection based on SNI03-2847-2002. In the results of time history analysis on the planned raft foundation structure, it was obtained at a depth of 1 meter from the ground. The value of lateral displacement or deflection for time history analysis of the El-Centro earthquake is 0.00491 m. For the koyna earthquake it was 0.005849 m, while for the Loma Prieta earthquake the deflection was 0.00802 m. The three earthquakes were categorized as safe from the permissible deflection based on SNI03-2847-2002

Keywords: Soil Structural Interaction, Pile Foundation, Raft Foundation, Lateral Displacement, Bending Moment



(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam arsitektur, konstruksi, Teknik, pengembangan real estat, dan teknologi, istilah bangunan dapat memiliki arti yaitu Struktur buatan manusia yang digunakan atau dimaksudkan untuk mendukung atau melindungi setiap penggunaan atau hunian terus-menerus, atau Tindakan konstruksi Bangunan dari masa ke masa dalam berbagai bentuk dan fungsi telah diadaptasi sepanjang sejarah untuk sejumlah faktor, mulai dari bahan bangunan yang tersedia, kondisi cuaca, harga tanah, kondisi tanah, penggunaan khusus, dan alasan estetika. Bangunan melayani beberapa kebutuhan masyarakat, terutama sebagai tempat berlindung dari cuaca dan sebagai ruang hidup umum, untuk memberikan privasi, untuk menyimpan barang-barang dan untuk tinggal dan bekerja dengan nyaman. Sebuah bangunan juga sebagai tempat berlindung mewakili pembagian fisik dari habitat manusia dan bagian luarnya. Sejak lukisan gua pertama, bangunan juga menjadi objek atau kanvas ekspresi seni. Dalam beberapa tahun terakhir, minat pada perencanaan berkelanjutan dan praktik pembangunan juga telah menjadi bagian dari proses desain banyak bangunan baru. Masalah yang terjadi pada bangunan yang didirikan pada lapisan tanah salah satunya tanah lunak ialah daya dukung tanah rendah dan settlement (penurunan) yang besar. Penurunan ini terjadi disebabkan oleh proses konsolidasi pada tanah, Salah satu contoh Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta

Maksud daripada pekerjaan Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta adalah untuk memperlancar pelaksanaan tugas pokok Pasmars-1, dengan tujuan agar tercapai dalam membina kemampuan dan menyiapkan kekuatan tempur dan unsur – unturnya dalam melaksanakan Operasi Pendaratan Ampibi, Operasi Pertahanan Pangkalan TNI AL, Operasi Pertahanan Pantai di pulau – pulau staregis serta tugas – tugas Operasi tempur lainnya.

Proyek pembangunan lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars - 1 ini berlokasi di daerah dekat rawa. Kondisi tanah di lokasi proyek adalah dominan Lempung Lunak/*Soft Clay* dengan konsistensi tanah Medium Stiff hingga medium dense disertai tinggi muka air setinggi 1 meter dari permukaan. hal ini dapat dilihat pada data tanah di Lampiran 1

Pondasi yang dipakai adalah pondasi Tiang Pancang, pondasi tiang pancang digunakan apabila lapisan paling atas begitu lunak sehingga tidak dapat dipakai pondasi langsung ataupun pondasi plat/rakit. Sedangkan Pondasi rakit termasuk jenis pondasi dangkal yang umumnya bangunan diatas pondasi rakit akan lebih aman walaupun mengalami penurunan yang lebih besar daripada bila bangunan tersebut memakai pondasi langsung biasa.

Peristiwa tahun 2006 lalu terjadi gempa dengan kekuatan besar di daerah Jogjakarta, Tercatat intensitas gempa tersebut sekitar VII MMI yang dapat menimbulkan kerusakan pada konstruksi rumah maupun bangunan. Akibat gempa itu, lebih dari 5.800 orang meninggal dunia dan 20.000 orang mengalami luka-luka. Gempa bumi ini berkisar dari peristiwa yang sangat kecil yang hanya dirasakan oleh beberapa individu hingga gempa bumi besar yang menghancurkan seluruh kota. Jumlah korban jiwa dan jumlah kerugian ekonomi yang diakibatkan oleh gempa bumi bergantung pada ukuran, kedalaman dan lokasi gempa, intensitas guncangan tanah dan dampak terkait kerusakan bangunan.

Hal ini menegaskan pentingnya seorang engineer saat ini tahu bagaimana merancang dan membangun bangunan dan struktur lain yang dapat menahan bahkan efek gempa yang paling kuat dengan sedikit kerusakan. Rekayasa gempa telah menjadi salah satu bidang praktik rekayasa struktural yang berkembang pesat selama 40 tahun terakhir. Penelitian dan pengembangan ekstensif telah dilakukan di universitas-universitas besar dan teknologi baru telah diadopsi ke dalam praktik rekayasa.

Dalam konstruksi modern, penting untuk memastikan keandalan bangunan dan struktur serta fondasinya di daerah rawan gempa. Salah satu objek pada proyek pembangunan hotel tersebut adalah sebuah gedung 3 lantai. Gedung Mako yang disebutkan di atas direncanakan menggunakan struktur pondasi tiang pancang. Pada perencanaan struktur pondasi, pihak perencana hanya menggunakan SF (Safety Factor) = 5. Bangunan teknik sipil melibatkan beberapa tipe elemen struktur, salah satunya adalah sub-struktur yang berhubungan langsung dengan tanah. Ketika gaya vertikal dan gaya lateral bekerja pada sistem ini, perpindahan struktur dan perpindahan tanah tidaklah independen satu sama lain. Menurut Tuladhar (2008) Proses pergerakan struktur dan respon tanah yang saling mempengaruhi satu sama lain disebut soil-structure interaction (Interaksi Tanah-Struktur).

Metode desain struktural konvensional mengabaikan efek dari Interaksi Tanah-Struktur. Mengabaikan Interaksi Tanah-Struktur bisa dikatakan beralasan dan diterima

untuk struktur yang ringan dengan kondisi tanah yang relatif kaku contohnya seperti gedung bertingkat rendah dan dinding penahan sederhana yang kaku. Menurut Wolf (1985) efek dari Interaksi Tanah-Struktur akan menjadi signifikan untuk struktur yang berat dengan kondisi tanah yang relatif lemah (tanah lunak/tanah lempung) seperti contohnya pada pembangkit listrik tenaga nuklir, bangunan tingkat tinggi, dan jalan layang tinggi diatas tanah lemah.

Perencanaan dan persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung beton bertulang di Indonesia diatur dalam SNI 2847:2013. Adapun untuk persyaratan struktur tahan gempa diatur dalam SNI 1726:2012 dengan faktor-faktor tertentu seperti lokasi, kondisi tanah, fungsi gedung, tinggi gedung, kategori desain seismik, dan lain-lain. Perencanaan gedung banyak dilakukan dengan program SAP2000 untuk mempercepat waktu dan mempermudah analisis dari model struktur yang sederhana hingga kompleks. Adapun dampak dari Interaksi Tanah-Struktur pada struktur rangka beton bertulang dapat kita amati apabila dimodel pada SAP2000 pada gempa statis dan dinamis. Pada gempa statis pada prinsipnya mengganti gaya gempa berupa percepatan tanah menjadi beban lateral statis yang ekuivalen dan bekerja pada tiap tingkat, sedangkan pada gempa dinamis tanah/dasar pada struktur bergerak mengalami percepatan sesuai dengan data rekaman gempa.

Setiap perencanaan struktur gedung, metode pemodelan struktur yang dilakukan pada SAP2000 berbeda-beda. Dalam analisis struktur, sering kali struktur dianggap tertumpu di atas suatu tumpuan yang tidak berdeformasi. Bila struktur tersebut terletak di atas tanah, maka dianggap tanah mempunyai kekakuan tak terhingga sehingga tanah tidak mengalami defonnasi. Akan tetapi dalam kenyataannya tanah bukanlah suatu material dengan kekakuan tak berhingga sehingga akan selalu berdeformasi bila mengalami pembebanan. Bilamana deformasi tanah diperhitungkan untuk melakukan analisis struktur maka analisis tersebut disebut analisis interaksi tanah struktur

Widyaswari (2010) telah melakukan penelitian interaksi tanah-struktur pada gedung C Kampus Sudirman Universitas Udayana yang menggunakan pondasi tiang pancang. Namun terdapat perbedaan pada nilai modulus reaksi tanah dasar, modulus deformasi tanah dan asumsi pada model yang digunakan, yang akan penulis teliti pada tugas akhir ini. Selain itu, penulis juga ingin mendapatkan metode pemodelan struktur yang sederhana namun dapat memberikan hasil yang mendekati perilaku struktur yang memperhitungkan interaksi tanah-struktur.

Kejadian yang terjadi di Jogjakarta pada tahun 2006 tersebut dapat kita pelajari, bahwa tidak ada struktur yang dapat bekerja dengan baik, jika tidak memiliki pondasi yang baik yang ditopang pada strata yang stabil saat terjadi gempa. Semua prinsip yang berlaku dalam desain pondasi struktur yang dikenai gaya beban struktur maupun beban gravitasi, berlaku juga dalam desain pondasi struktur tahan gempa. Konsep rekayasa pondasi, seperti Daya Dukung dan Penurunan, juga relevan dengan bangunan tahan gempa. Penyelidikan geoteknik menyeluruh di lokasi adalah suatu keharusan untuk sebagian besar proyek desain. Selain Uji Penetrasi Standar dan Kerucut tradisional, uji in-situ lainnya (misalnya, Uji Kecepatan Gelombang Geser dan Uji Pengukur Tekanan) dapat dilakukan.

Berdasarkan kondisi yang telah dijelaskan sebelumnya, maka pada Penelitian ini akan membahas mengenai perbandingan perencanaan pondasi tiang pancang dengan pondasi rakit pada proyek pembangunan Gedung & Sarpras Pasmar - 1. Perbandingan perencanaan pondasi tiang pancang dengan pondasi rakit dan mempertimbangkan perilaku tanah dengan Interaksi Struktur Tanah. diharapkan dapat menghasilkan perencanaan pondasi yang efisien dan ekonomis.

1.2 Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut, identifikasi masalah dapat dijabarkan sebagai berikut :

1. Saat ini, Kondisi tanah di lokasi proyek tersebut adalah dominan Lempung Lunak/Soft Clay dengan konsistensi tanah Medium Stiff hingga medium dense disertai tinggi muka air setinggi 1 meter dari permukaan. Pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang pancang, dan akan dibandingkan dengan adanya pemakaian pondasi rakit.
2. Dalam Metode Desain Pondasi Konvensional, analisa struktur atas dan bawah sering kali dievaluasi secara terpisah dengan mengabaikan kemungkinan interaksi langsung diantara mereka. Hal tersebut diperkirakan dapat mengakibatkan kesalahan dalam desain, sebab gerakan struktur atas akan berpengaruh langsung terhadap respon struktur bawah dalam hal ini pondasi tiang dan sebaliknya. Dengan pendekatan Interaksi Struktur Tanah/ Soil Structure Interaction pada struktur bangunan akan memberikan hasil yang berbeda bergantung pada tanah yang digunakan sebagai dasar pada bangunan tersebut.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan hasil identifikasi masalah, didapatkan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Berapa besarnya nilai daya dukung izin dan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang pancang dan pondasi rakit?
2. Bagaimana perbandingan biaya pelaksanaan untuk kebutuhan pondasi tiang pancang dan pondasi rakit?
3. Berapa Nilai *Lateral Displacement* dan Nilai *Bending Moment* dari pondasi tiang pancang dan pondasi rakit dengan analisa *Time History*?

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan sebagai ruang lingkup penelitian adalah sebagai berikut :

1. Data yang digunakan dalam penelitian adalah data sekunder yang berasal dari PT. Cipta Daya Teratai Emas
2. Layout, denah dan lokasi perencanaan sudah ditentukan oleh proyek yang bersangkutan, yaitu Proyek Kawasan Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta
3. Permodelan struktur untuk bangunan atas dilakukan hanya untuk mendapatkan reaksi perletakan pada setiap *node* pondasi dengan bantuan program SAP2000
4. Untuk Analisis *time history* data rekaman gempa yang digunakan adalah El-centro, Keyna dan Loma Prieta dari lembaga Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley University Of California.

1.5 Tujuan Penelitian

Penelitian ini dilakukan dengan tujuan sebagai berikut :

1. Mengetahui besarnya nilai daya dukung izin dan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang pancang dan pondasi rakit pada proyek penelitian
2. Mengetahui perbandingan biaya terhadap kebutuhan pondasi tiang pancang dan pondasi rakit
3. Mengetahui Nilai *Lateral Displacement* dan Nilai *Bending Moment* dari tiang pancang dan rakit dengan analisa *Time History*

1.6 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Memberikan tambahan pengetahuan bagi penulis dan pembaca dalam mengaplikasikan teori Mekanika tanah yang didapat selama masa perkuliahan.
2. Sebagai Alternatif pada perencanaan Gedung & Sarpras Pasmar – 1 di Jakarta
3. Sebagai referensi dan pembelajaran untuk kalangan akademis dalam analisis lebih lanjut mengenai perencanaan pondasi dengan memperhitungkan Interaksi Tanah Struktur/*Soil Structure Interaction (SSI)*



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Tanah

Istilah “Tanah” dalam bidang mekanika tanah dimaksudkan untuk mencakup semua tanah dari tanah lempung (*Clay*) sampai berangkal (batu – batu besar); jadi semua endapan alam yang bersangkutan dengan teknik sipil kecuali batuan tetap. Batuan tetap menjadi ilmu tersendiri yaitu mekanika batuan (*rock mechanics*). Tanah terbentuk dari pelapukan kimia, fisika dan biologi batuan. Pelapukan fisika menyebabkan perubahan ukuran batuan menjadi lebih kecil tanpa merubah komposisi dari batuan induk. Penyebab utama dari pelapukan fisika adalah proses pengelupasan, erosi, pembekuan dan pencairan es. Sementara itu pelapukan kimia dan biologi menyebabkan pengurangan ukuran partikel dan perubahan komposisi dari batuan induk. Tanah yang sudah mengalami pelapukan disebut tanah residu

Ada beberapa sistem klasifikasi tanah yang pada awalnya hanya memperhitungkan tekstur (Ukuran butir). Yang kemudian pada tahun 1911 memasukan konsistensi tanah, penggolongan ini dilakukan agar semua orang bergerak dalam bidang ini mempunyai Bahasa dan gambaran yang sama tentang kondisi tanah. Sehingga biasanya pengklasifikasian didasarkan pada tujuan pemanfaatannya.

Pada saat ini ada dua pengklasifikasian yang umumnya dipakai dalam bidang teknik sipil, yaitu bila pemanfaatannya untuk konstruksi jalan, maka digunakan standar AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Official*) dan untuk konstruksi gedung menggunakan USCS (*Unified Soil Classification System*). Untuk batasan – batasan golongan ukuran butiran tanah dapat dilihat pada table 2.1

Tabel 2.1 Batasan-batasan Ukuran Golongan Tanah (Sumber : Das, B. M. 1994)

Nama Golongan	Ukuran butiran (mm)			
	Kerikil	Pasir	Lanau	Lempung
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	<0,002
U. S. Departement of Agriculture (USDA)	>2	2 – 0,05	0,05 – 0,002	<0,002
American Association of State Highway and Transportation Officias (AASHTO)	76,2 – 2	2 – 0,075	0,075 – 0,002	<0,002
Unified Soil Classification System (U. S. Army Corps of Engineers, U. S. Bureau of Reclamation)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	Halus (yaitu lanau dan lempung) <0,0075.	

2.2 Peran Tanah

Tanah berperan sangat penting bagi berbagai kehidupan, salah satunya sebagai material bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan konstruksi, pembuatan bangunan umumnya akan menggunakan tanah sebagai bahan bangunan, selain itu juga berfungsi sebagai pendukung pondasi dari bangunan yang terdapat di atasnya. Kondisi tanah sangat berpengaruh terhadap penurunan tanah akibat beban konstruksi yang ada di atasnya. Menurut Wahyu (2016), tanah mempunyai 3 fungsi utama pada bangunan infrastruktur, yaitu sebagai pendukung, bahan, dan beban bangunan infrastruktur. Sebagai peran pendukung, daya dukung tanah harus mampu menahan bangunan infrastuktur. Jika tanah mengalami pemampatan, maka penurunan pada bangunan yang diakibatkan tidak menyebabkan bangunan tersebut rusak.

2.3 Tanah Berbutir Halus

Tanah berbutir halus adalah tanah kohesif yang terdiri dari butiran-butiran kecil berukuran < 0,0075 (*Unified Soil Classification System*), seperti lanau (*silt*), dan lempung

(clays) yang memiliki kadar air alamiah yang sangat tinggi. Karakteristik tanah lempung lunak adalah sebagai berikut :

- 1) Daya dukung yang relatif rendah
- 2) Gaya geser yang kecil
- 3) Koefisien permeabilitas yang kecil
- 4) Kemampuannya besar dan berlangsung relatif lama
- 5) Bila dalam keadaan basah, bersifat plastis, dan mudah mampat

Tabel 2.2 Klasifikasi Tanah Lempung Berdasarkan Kuat Geser Tekan Bebas (Sumber : Das, B. M. 1994)

Konsistensi Tanah Lempung	Identifikasi di Lapangan	q_u (kg/cm ²)
Sangat Lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan kepalan tangan	< 0,25
Lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan ibu jari	0,25 – 0,5
Sedang	Dapat ditembus beberapa inchi pada kekuatan sedang dengan ibu jari	0,5 – 1,0
Kaku	Melekuk bila ditekan dengan kuku ibu jari, tapi dengan kekuatan besar	1,0 – 2,0
Sangat kaku keras	Melekuk bila ditekan dengan kuku ibu jari. Dengan kesulitan, melekuk bila ditekan dengan kuku ibu jari	>2,0

Tabel 2.3 Klasifikasi Tanah Lempung Berdasarkan Angka Pori dan Kadar Air (Sumber : Das, B. M. 1994)

Tipe Tanah Lempung	Angka pori (e)	Kadar air, w (%)
Lempung kaku (<i>stiff clay</i>)	0,6	21
Lempung lembek (<i>soft clay</i>)	0,9 – 1,4	30 – 50
Lempung organik lembek (<i>soft organic clay</i>)	2,5 – 3,2	90 – 120

2.4 Definisi Jumlah Butir, Air dan Udara dalam Tanah

Sebagaimana yang telah diuraikan, tanah terdiri atas butir – butir dengan ruangan di antaranya mengandung air atau udara. Ada kecenderungan pada butir tanah untuk saling terkait dan membentuk apa yang dinamakan kerangka tanah, seperti diperlihatkan pada gambar 1.1.



Gambar 2.1 Kerangka Tanah Berisi Butiran/ *Solids Particels* (S), Pori/Void dengan Udara/Air (A) dan Air/Water (W)

2.5 Permodelan Struktur Bangunan

Permodelan struktur gedung yang paling umum digunakan adalah dengan program bantu SAP 2000 untuk mendapatkan besarnya reaksi perletakan. upaya penguasaan ilmu rekayasa sipil khususnya perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi menggunakan ETABS, SAP2000 dan SAFE. Contoh Software yang biasa digunakan, ETABS, SAP2000, SAFE adalah software yang dikeluarkan oleh CSI (Computer and Structures Inc.). Tujuan dari 3 buah software ini adalah adanya kelebihan dan kekurangan dari masing-masing software tersebut antara lain :

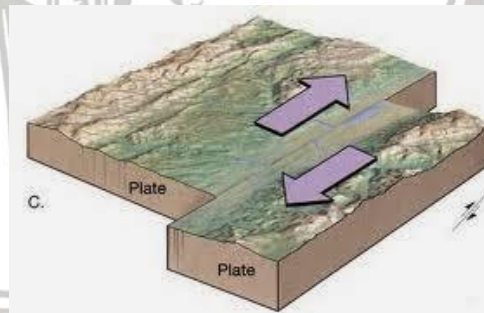
- ETABS mempunyai kelebihan dalam analisis struktur gedung bertingkat tinggi dan shear wall, namun tidak dapat menganalisa elemen *truss*, *solid*, dan *nonlinear element*.
- SAP2000 unggul dalam pemodelan struktur yang universal, meliputi *frame*, *truss*, *shell*, dan *solid* namun tidak dapat menganalisa tulangan pelat (*shell*) secara langsung.
- SAFE melengkapi kedua software diatas dalam menganalisa pelat lantai dan pondasi rakit sekaligus desain tulangannya.

Karena diketahuinya data dimensi dari struktur bangunan atas, Software SAP 2000 adalah program yang dapat digunakan untuk menyelesaikan permodelan struktur yang sederhana maupun yang kompleks. Permodelan struktur yang dilakukan bertujuan untuk mendapatkan gaya rekasi yang terjadi di setiap titik perencanaan pondasi.

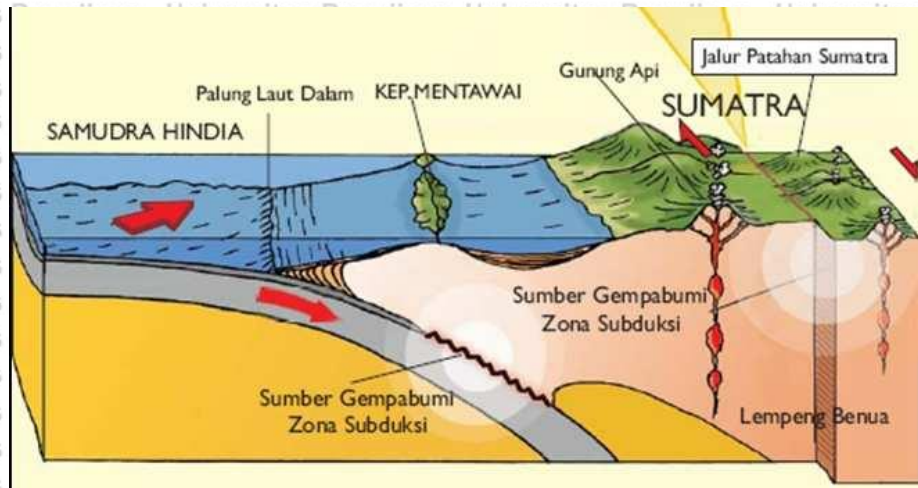
2.5.1 Gempa

Gempa bumi biasanya disebabkan ketika batuan di bawah tanah tiba-tiba pecah di sepanjang patahan. Pelepasan energi secara tiba-tiba ini menyebabkan gelombang seismik yang membuat tanah bergetar. Ketika dua balok batu atau dua lempengan saling bergesekan, mereka akan menempel sedikit. Mereka tidak hanya meluncur dengan mulus; batu saling bertabrakan. Batu-batu itu masih saling mendorong, tetapi tidak bergerak. Setelah beberapa saat, batu pecah karena semua tekanan yang terbentuk. Ketika batu pecah, gempa terjadi. Selama gempa bumi dan sesudahnya, lempengan atau balok batu mulai bergerak, dan mereka terus bergerak sampai mereka terjebak lagi. Tempat di bawah tanah di mana batu pecah disebut fokus gempa. Tempat tepat di atas fokus (di atas tanah) disebut episentrum gempa.

Pergeseran/benturan antar plat tektonik menyebabkan plat tektonik bergerak. Pergerakan plat tektonik mengakibatkan permukaan tanah bergeser, sebagaimana pada gambar 2.2



Gambar 2.2 Skema Pergerakan Permukaan tanah



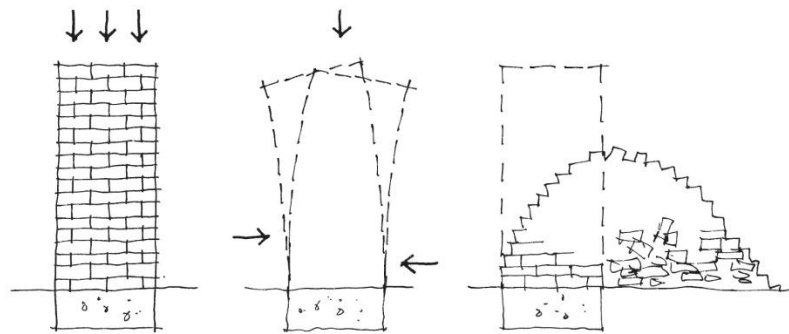
Gambar 2.3 Skema Jalur Patahan Pulau Sumatera

Gelombang seismik seperti gempa juga dapat disebabkan oleh ledakan di bawah tanah. Ledakan ini mungkin dipicu untuk memecahkan batu saat membuat terowongan untuk jalan, rel kereta api, kereta bawah tanah, atau tambang. Ledakan ini, bagaimanapun, tidak menyebabkan gelombang seismik yang sangat kuat. Anda bahkan mungkin tidak merasakannya. Terkadang gelombang seismik terjadi ketika atap atau dinding tambang runtuh. Hal ini terkadang dapat dirasakan oleh orang-orang di sekitar tambang. Ledakan bawah tanah terbesar, dari uji hulu ledak nuklir (bom), dapat menciptakan gelombang seismik yang sangat mirip dengan gempa bumi besar. Fakta ini dimanfaatkan sebagai sarana untuk menegakkan larangan uji coba nuklir global, karena tidak ada hulu ledak nuklir yang dapat diledakkan di bumi tanpa menghasilkan gelombang seismik seperti itu.

Bahaya gempa bumi dapat menyebabkan guncangan tanah, guncangan tanah adalah akibat dari percepatan tanah yang cepat. Getaran tanah dapat bervariasi di suatu area sebagai akibat dari faktor-faktor seperti topografi, jenis batuan dasar dan lokasi dan orientasi patahan patahan. Ini semua mempengaruhi cara gelombang seismik bergerak melalui tanah. Jika gempa bumi menghasilkan intensitas guncangan yang cukup, struktur yang dibangun dapat rusak parah dan tebing serta tanah miring dapat menjadi tidak stabil untuk sementara atau permanen. Dalam gempa bumi besar, seluruh distrik atau perumahan perumahan dapat hancur karena konsekuensi dari guncangan tanah.

Selanjutnya gempa bumi dapat menyebabkan perpindahan, kecepatan dan percepatan pada tanah. Perpindahan tanah adalah seberapa jauh permukaan

bergerak selama gempa. Hal ini dapat menyebabkan tanah berubah posisi baik dalam arah horizontal maupun vertikal dan bergerak relatif terhadap objek atau area tanah lain di dekatnya. Kecepatan tanah adalah ukuran seberapa cepat tanah dipindahkan = kecepatan dan arah pergerakan tanah dari lokasi semula ke lokasi baru. Tanah yang bergerak dengan kecepatan lebih tinggi juga berpindah lebih cepat. Percepatan tanah adalah ukuran seberapa cepat tanah berubah kecepatan selama gempa. Akselerasi tanah bertanggung jawab atas efek guncangan gempa bumi klasik di mana tanah dengan cepat berubah arah dalam gerakan maju dan mundur yang keras dan naik dan turun.



Gambar 2.4 Ilustrasi bangunan gedung jika terjadi gempa bumi

Pada gambar 2.4, Dalam kondisi normal, struktur yang dibangun tunduk pada beban gravitasi yang stabil. Namun, selama gempa bumi, getaran tanah dapat menimbulkan beban lateral yang kuat. Jika struktur tidak dirancang untuk menahannya, beban lateral tambahan yang terkait dengan guncangan seismik dapat menyebabkannya runtuh.

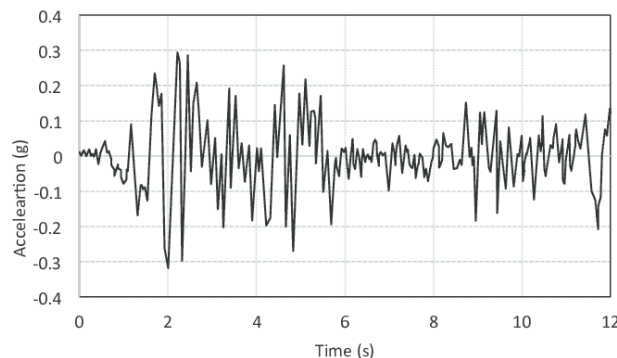
2.5.2 Rekaman Gempa (*Time History*)

Time History adalah urutan nilai dari setiap kuantitas yang bervariasi terhadap waktu (seperti pengukuran gerakan tanah) yang diukur pada satu set waktu yang tetap. Juga disebut deret waktu.

Terdapat perbedaan antara analisis *Time History* dan analisis spektrum respons. Analisis *Time History* akan memberikan respon struktur dari waktu ke waktu selama dan setelah penerapan beban. Untuk menemukan riwayat waktu penuh dari respons struktur, harus menyelesaikan persamaan gerak struktur terlebih dahulu.

Analisis respons spectrum (RSA) adalah metode analisis statistik dinamis-linier yang mengukur kontribusi dari setiap mode getaran alami untuk menunjukkan kemungkinan respons seismik maksimum dari struktur yang pada dasarnya elastis. Analisis spektrum respons memberikan wawasan tentang perilaku dinamis dengan mengukur percepatan, kecepatan, atau perpindahan pseudo-spektral sebagai fungsi periode struktural untuk riwayat waktu tertentu dan tingkat redaman. Sangat praktis untuk menyelubungi spektrum respons sedemikian rupa sehingga kurva halus mewakili respons puncak untuk setiap realisasi periode struktural.

Analisis spektrum respons berguna untuk pengambilan keputusan desain karena menghubungkan pemilihan tipe struktural dengan kinerja dinamis. Struktur periode yang lebih pendek mengalami percepatan yang lebih besar, sedangkan struktur periode yang lebih lama mengalami perpindahan yang lebih besar. Tujuan kinerja struktural harus diperhitungkan selama desain awal dan analisis spektrum respons.



Gambar 2.5 *Time History* gempa bumi

2.5.3 Beban Dan Kombinasi Beban

Beban adalah gaya luar yang bekerja pada sebuah struktur. Untuk besarnya secara pasti yang bekerja pada sebuah struktur selama umur layaknya merupakan salah satu pekerjaan yang cukup sulit. Selain itu, pada umumnya untuk menentukan besarnya beban hanya merupakan sebuah estimasi saja. Meskipun beban yang bekerja pada suatu lokasi dari struktur dapat diketahui secara pasti. Distribusi beban dari elemen elemen dalam sebuah struktur pada umumnya memerlukan asumsi dan pendekatan.

Besarnya beban yang bekerja pada sebuah struktur sudah diatur oleh peraturan pembebanan yang sudah berlaku. Beberapa jenis beban yang sering dijumpai antara lain :

a. Beban Mati

Beban mati adalah beban gravitasi yang berasal dari berat seluruh komponen gedung/ bangunan yang bersifatnya permanen selama masa layak struktur tersebut. Selain itu berat tersendiri struktur, sistem perpipaan, jaringan listrik, penutup lantai, dan plafon juga termasuk ke dalam jenis beban mati.

b. Beban Hidup

Beban hidup termasuk ke dalam jenis beban gravitasi, yaitu kategori beban yang timbul akibat penggunaan sebuah gedung selama masa layak bangunan tersebut.

Contohnya beban manusia, peralatan yang dapat dipindahkan, kendaraan bermotor, dan barang/ benda lain yang letaknya bersifat sementara. Oleh karena besar dan lokasi beban hidup berubah ubah, maka untuk menentukan beban hidup dengan tepat merupakan suatu hal yang sulit. Berikut adalah contoh tabel beban hidup pada lantai gedung dapat dilihat pada tabel 2.4.

Tabel 2.4 Tabel Beban Hidup Pada Lantai Gedung

a	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b.	200 kg/m ²
b	Lantai dan tangga rumah sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel.	125 kg/m ²
c	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit.	250 kg/m ²
d	Lantai ruang olah raga	400 kg/m ²
e	Lantai ruang dansa	500 kg/m ²
f	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari pada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton	400 kg/m ²
g	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri.	500 kg/m ²
h	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m ²
i	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g.	500 kg/m ²
j	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g.	250 kg/m ²
k	Lantai untuk: pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400 kg/m ²
l	Lantai gedung parkir bertingkat:	
	- untuk lantai bawah	800 kg/m ²
	- untuk lantai tingkat lainnya	400 kg/m ²
m	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300 kg/m ²

c. Beban Angin

Beban angin adalah beban yang timbul akibat adanya tekanan dari angin. Beban angin sangat ditentukan oleh lokasi dan ketinggian dari struktur bangunan. Intensitas tekanan tiup yang dapat direncanakan dapat diambil minimum sebesar 25 kg/m².

d. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban dalam arah horizontal maupun arah vertical dari struktur yang ditimbulkan adanya gerakan pada dalam tanah akibat gempa bumi.

Beban gempa terjadi karena gaya inersia yang dihasilkan dalam bangunan karena eksitasi seismik. Gaya inersia bervariasi dengan massa.

Semakin tinggi massa struktur akan berimplikasi bahwa beban gempa juga akan tinggi. Ketika beban gempa melebihi momen tahanan yang diberikan oleh elemen, maka struktur akan patah atau rusak. Besarnya beban gempa tergantung pada berat atau massa bangunan, sifat dinamis bangunan dan perbedaan kekakuan lantai yang berdekatan serta intensitas dan durasi gempa. Beban gempa bekerja di atas permukaan struktur yang ditempatkan di atas tanah atau dengan bangunan yang berdekatan.

Beban gempa tergantung pada faktor-faktor sebagai berikut:

- 1.) Bahaya seismic/gempa;
- 2.) Parameter struktur dan;
- 3.) Beban gravitasi.

Setiap bangunan atau struktur diberi kelompok desain seismik untuk mengidentifikasi kekuatan dan intensitas gempa. Ini akan digunakan untuk merencanakan bangunan sedemikian rupa untuk mengurangi kerusakan akibat gempa. Beberapa bangunan yang terletak di lokasi yang sama mungkin akan terpengaruh secara berbeda oleh beban gempa. Fleksibilitas bangunan memainkan salah satu peran utama selama gempa.

Rasio tinggi terhadap lebar menentukan fleksibilitas. Semakin besar rasionya, semakin besar pula fleksibilitas bangunannya. Perilaku fisik lainnya adalah kekakuan bangunan. Untuk bangunan yang lebih tinggi, kekakuan akan lebih sedikit.

Kombinasi beban terjadi ketika lebih dari satu jenis beban bekerja pada struktur. Kode bangunan biasanya menentukan berbagai kombinasi beban bersama dengan faktor beban (bobot) untuk setiap jenis beban untuk memastikan keamanan struktur di bawah skenario pembebanan maksimum yang diharapkan berbeda. Misalnya, dalam merancang tangga, faktor beban mati mungkin 1,2 kali berat struktur, dan faktor beban hidup mungkin 1,6 kali beban hidup maksimum yang diharapkan. Kedua "beban terfaktor" ini digabungkan (ditambahkan) untuk menentukan "kekuatan yang dibutuhkan" dari tangga. Berdasarkan persyaratan dalam SNI 247:2013 pasal 9.2 besarnya kuat perlu (U), yang harus dipertimbangkan sebagai kondisi paling kritis yang harus dipikul suatu struktur bangunan.

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0.5W)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.0W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Keterangan :

D = Beban mati

L = Beban hidup

E = Beban gempa (ditentukan menurut SNI 03-1726-2012)

W = Beban angin

E = Beban gempa

Berdasarkan kombinasi pembebanan tersebut, maka dalam perhitungan daya dukung pondasi dari sebuah tiang pancang, berlaku juga tegangan ijin berlebih. Hal ini karena terdapat kenaikan daya dukung ijin yang diperbolehkan sesuai dengan kombinasi beban yang ada. Untuk Nilai tegangan ijin berlebih dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Aksi	Kombinasi No.							
	1	2	3	4	5	6	7	
Aksi tetap (beban mati, Mti + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x	
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x			x	
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x				
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x			
Beban angin (Ang)			x	x				
Pengaruh gempa (Gmp)					x			
Beban tumbukan (Tmb)							x	
Beban selama pelaksanaan (Plk)						x		
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%	
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%	

Tabel 2.5 Nilai Kenaikan Daya Dukung Ijin Berlebih

(Sumber : SNI T-02-2005)

2.6 Pondasi

Pondasi adalah bagian terendah dari bangunan atau struktur sipil yang bersentuhan langsung dengan tanah yang dapat memindahkan beban dari struktur ke tanah dengan aman. Secara umum pondasi dapat diklasifikasikan menjadi dua yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal mentransfer beban ke lapisan yang ada di kedalaman dangkal. Pondasi dalam mentransfer beban ke kedalaman yang lebih dalam di bawah permukaan tanah. Bangunan tinggi seperti gedung pencakar langit atau bangunan yang dibangun di atas tanah yang sangat lemah membutuhkan pondasi yang dalam. Jika bangunan yang dibangun memiliki rencana untuk memanjang secara vertikal di masa depan, maka pondasi yang dalam harus disarankan.

Untuk membangun fondasi, parit digali lebih dalam ke tanah sampai lapisan keras tercapai. Untuk mendapatkan fondasi yang lebih kuat, beton dituangkan ke dalam parit ini. Parit-parit ini digabungkan dengan sangkar tulangan untuk meningkatkan kekuatan pondasi. Batang baja yang diproyeksikan yang diproyeksikan ke luar bertindak sebagai tulang dan harus dihubungkan dengan substruktur di atas. Setelah fondasi telah dikemas dengan benar, konstruksi bangunan dapat dimulai. Konstruksi pondasi dapat dilakukan dengan beton, baja, batu, bata dll. Bahan dan jenis pondasi yang dipilih untuk struktur yang diinginkan tergantung pada beban desain dan jenis tanah di bawahnya.

Desain pondasi harus menggabungkan efek konstruksi yang berbeda terhadap lingkungan. Misalnya, pekerjaan penggalian dan pemancangan yang dilakukan untuk pondasi dalam dapat mengakibatkan gangguan yang merugikan pada tanah dan pondasi

struktural di sekitarnya. Ini kadang-kadang dapat menyebabkan masalah penyelesaian struktur di dekatnya.

Efek tersebut harus dipelajari dan diperhatikan sebelum menjalani operasi tersebut. Pembuangan bahan limbah dari operasi harus dibuang dengan benar. Konstruksi pondasi harus dilakukan untuk menahan serangan eksternal zat berbahaya. Pondasi untuk setiap struktur dirancang sedemikian rupa sehingga:

- Tanah di bawah struktur pondasi tidak mengalami keruntuhan geser
- Penurunan yang terjadi pada saat beban layan pertama atau harus berada dalam batas
- Tekanan dukung yang diijinkan dapat didefinisikan sebagai tekanan yang dapat ditahan oleh tanah tanpa kegagalan.

Pondasi disediakan untuk semua struktur pembawa beban untuk tujuan berikut:

- Pondasi adalah alasan utama di balik stabilitas struktur apa pun. Semakin kuat pondasinya, semakin stabil strukturnya.
- Desain dan konstruksi pondasi yang tepat memberikan permukaan yang tepat untuk pengembangan struktur bawah pada tingkat yang tepat dan di atas dasar yang kokoh. Pondasi yang dirancang khusus untuk membantu menghindari gerakan lateral material pendukung.
- Pondasi yang tepat mendistribusikan beban ke permukaan tanah secara merata. Pemindahan seragam ini membantu menghindari penyelesaian bangunan yang tidak merata. Penurunan diferensial adalah efek bangunan yang tidak diinginkan.
- Pondasi berfungsi untuk mendistribusikan beban secara menyeluruh dari struktur di atas area dasar yang luas dan kemudian ke tanah di bawahnya. Beban yang dipindahkan ke tanah ini harus berada dalam daya dukung tanah yang diijinkan.

Berikut ini adalah jenis-jenis pondasi yang digunakan dalam konstruksi:

1. Pondasi dangkal

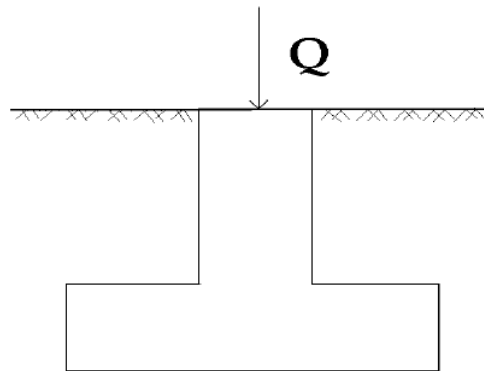
- Pondasi Telapak (*Spread footing*)
 - a. *Isolated Footing* (Bujur sangkar, lingkaran, empat persegi panjang)
 - b. *Combined Footing*
 - c. *Continous Footing* (Pondasi Menerus)
- Pondasi Rakit (*Raft/Mat foundation*)

2. Pondasi Dalam

- Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)
- Pondasi Sumuran (*Well Foundation*)
- Pondasi Kaison (*Caisson Foundation*)

2.6.1 Pondasi Dangkal

Pengertian dari Pondasi dangkal secara umum adalah pondasi yang melimpahkan beban struktur/ bangunan pada lapisan dekat permukaan tanah.



Dengan :

D_f = ke dalam fondasi
dangkal dari permukaan tanah

B = lebar fondasi

Gambar 2.6 Pondasi Dangkal

Pada umumnya pondasi dangkal dapat berupa :

a. Pondasi Telapak

adalah jenis pondasi yang paling umum digunakan untuk konstruksi bangunan. Pondasi ini dibangun untuk satu kolom dan disebut juga pondasi individu. Bentuk pijakan individu adalah persegi atau persegi panjang dan digunakan ketika beban dari struktur dipikul oleh kolom. Ukuran dihitung berdasarkan beban pada kolom dan daya dukung tanah yang aman. Pondasi telapak berbentuk persegi panjang dipilih ketika pondasi mengalami momen akibat eksentrisitas beban atau karena gaya horizontal.

Sebagai contoh, Pertimbangkan kolom dengan beban vertikal 200 kN dan daya dukung amannya sebesar 100 kN/m², maka luas pondasi yang dibutuhkan adalah $200/100 = 2\text{m}^2$. Jadi, untuk pondasi persegi, panjang dan lebar pondasi adalah 1,414 m x 1,414 m.

b. **Pondasi Gabungan**

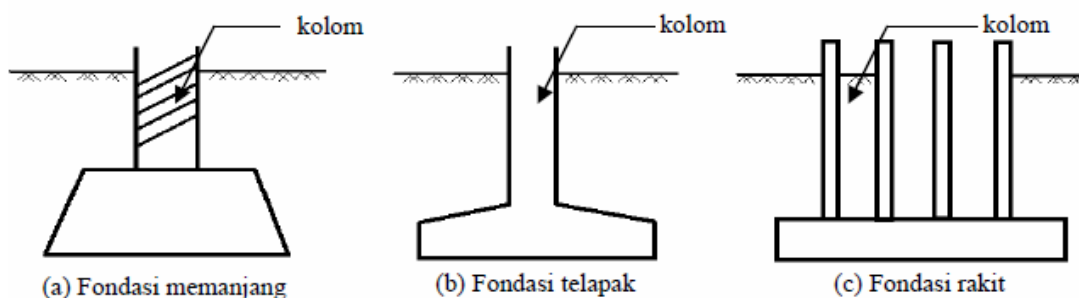
Adalah Pondasi gabungan yang dibangun ketika dua atau lebih kolom cukup dekat dan Pondasi telapaknya saling tumpang tindih. Ini adalah kombinasi dari Pondasi telapak, tetapi desain strukturalnya berbeda. Bentuk pondasi ini adalah persegi panjang dan digunakan ketika beban dari struktur dipikul oleh kolom.

c. **Pondasi Rakit** (*Raft Foundation/mat foundation*)

Adalah jenis pondasi yang tersebar di seluruh area bangunan untuk menopang beban struktural yang berat dari kolom dan dinding. Penggunaan pondasi mat adalah untuk pondasi kolom dan dinding dimana beban dari struktur pada kolom dan dinding sangat tinggi. Ini digunakan untuk mencegah penurunan diferensial dari masing-masing pijakan, sehingga dirancang sebagai alas tunggal (atau pijakan gabungan) dari semua elemen penahan beban struktur.

Sangat cocok untuk tanah ekspansif yang daya dukungnya kurang untuk kesesuaian pondasi telapak dan pondasi dinding. Pondasi rakit dapat ekonomis bila setengah luas struktur ditutupi dengan pondasi telapak dan pondasi dinding disediakan.

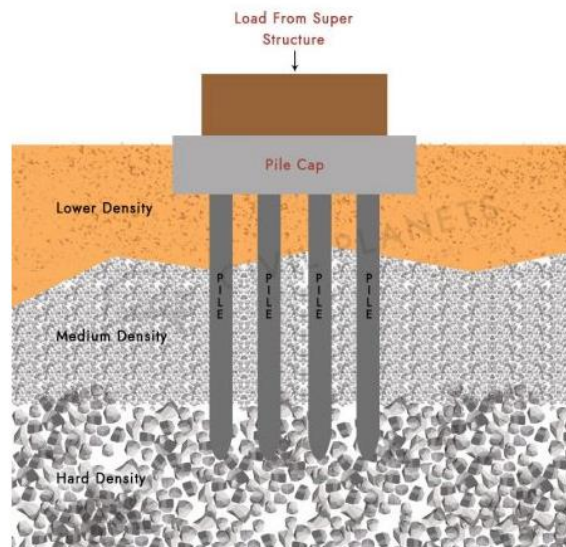
Pondasi ini tidak boleh digunakan jika muka air tanah berada di atas permukaan bantalan tanah. Penggunaan pondasi dalam kondisi seperti itu dapat menyebabkan gerusan dan likuifaksi.



Gambar 2.7 Macam- Macam Tipe Pondasi Dangkal

2.6.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang melimpahkan beban struktur/bangunan ke lapisan tanah keras yang terletak sangat jauh ke dalam bawah hingga ke tanah keras dari permukaan tanah.



Gambar 2.8 Ilustrasi Pondasi Dalam (Pondasi Tiang Pancang)

Pada umumnya pondasi dalam dapat berupa :

a. Pondasi Tiang Pancang

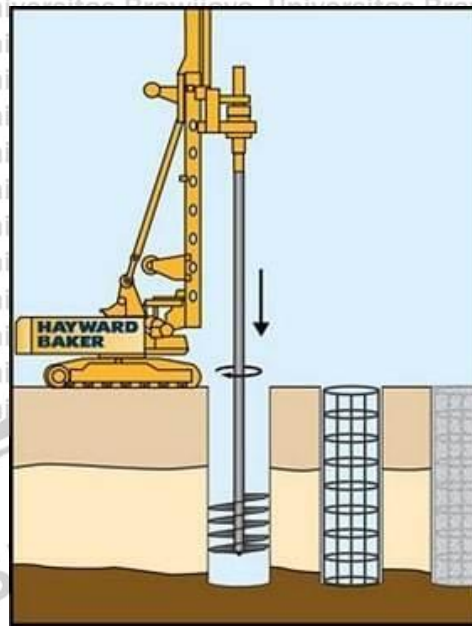
Pondasi Tiang adalah jenis pondasi dalam yang digunakan untuk mentransfer beban berat dari struktur ke lapisan batuan keras yang jauh di bawah permukaan tanah. Pondasi tiang digunakan untuk memindahkan beban berat struktur melalui kolom ke lapisan tanah keras yang berada jauh di bawah permukaan tanah dimana pondasi dangkal seperti pondasi menyebar dan pondasi alas tidak dapat digunakan. Ini juga digunakan untuk mencegah pengangkatan struktur akibat beban lateral seperti gaya gempa dan angin.

Pondasi tiang pancang pada umumnya digunakan untuk tanah dimana kondisi tanah di sekitar permukaan tanah tidak dapat menahan beban berat. Kedalaman lapisan batuan keras mungkin 5 m sampai 50 m (15 feet sampai 150 feet) dari permukaan tanah. Pondasi tiang menahan beban dari struktur dengan gesekan kulit dan dengan bantalan ujung. Penggunaan pondasi tiang juga mencegah penurunan diferensial pondasi.

b. Pondasi Kaison

Pondasi tiang bor, juga disebut sebagai caissons, adalah jenis pondasi dalam dan memiliki aksi yang mirip dengan pondasi tiang yang dibahas di atas, tetapi merupakan pondasi cor-in-situ berkapasitas tinggi. Ini menahan beban dari struktur melalui resistensi poros, resistensi kaki dan / atau kombinasi keduanya.

Konstruksi tiang bor atau caisson yang dibor dilakukan dengan menggunakan auger.



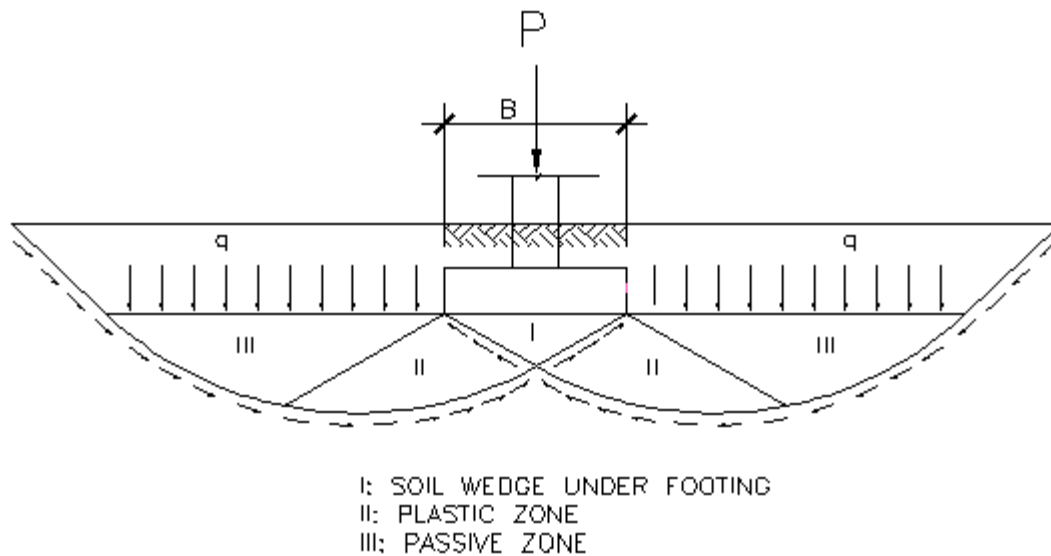
Gambar 2.9 Pondasi Tiang Bor atau Pondasi Caisson

Pondasi tiang bor yang dibor dapat mentransfer beban kolom yang lebih besar dari pondasi tiang pancang. Ini digunakan di mana kedalaman lapisan keras di bawah permukaan tanah berada dalam jarak 10m hingga 100m (25 kaki hingga 300 kaki). Pondasi tiang yang dibor atau pondasi caisson tidak cocok jika terdapat endapan dalam dari lempung lunak dan tanah granular yang mengandung air. Ini juga tidak cocok untuk tanah di mana formasi goa sulit untuk distabilkan, tanah yang terdiri dari batu-batu besar, ada akuifer artesis.

2.7 Daya Dukung Tanah Pondasi Dangkal

Dalam rekayasa geoteknik, daya dukung adalah kapasitas tanah untuk mendukung beban yang diterapkan ke tanah. Daya dukung tanah adalah tekanan kontak rata-rata maksimum antara pondasi dan tanah yang seharusnya tidak menghasilkan keruntuhan geser dalam tanah. Daya dukung ultimit (q_u) adalah tekanan maksimum teoritis yang dapat didukung tanpa kegagalan; daya dukung yang diijinkan (q_{ijin}) adalah daya dukung ultimit dibagi dengan faktor keamanan. Kadang-kadang, di lokasi tanah lunak, penurunan besar dapat terjadi di bawah pondasi yang dibebani tanpa terjadi kegagalan geser yang sebenarnya; dalam kasus tersebut, daya dukung yang diijinkan didasarkan pada penurunan maksimum yang diijinkan.

Ada tiga mode keruntuhan yang membatasi daya dukung: keruntuhan geser umum, keruntuhan geser lokal, dan keruntuhan geser penetrasi.



Gambar 2.10 Tegangan geser berdasarkan teori daya dukung tanah Terzaghi.

- Zona I : Sebuah irisan tanah yang relatif tidak terdeformasi di bawah pondasi membentuk zona Rankine aktif dengan sudut $(45^\circ + \phi'/2)$.
- Zona II : Zona transisi berbentuk kipas spiral kayu.
- Zona III : Baji mendorong tanah keluar, menyebabkan zona Rankine pasif terbentuk dengan sudut $(45^\circ - \phi'/2)$.

2.7.1 Analisis Daya Dukung Menurut Terzaghi

Berdasarkan teori daya dukung Terzaghi, beban kolom (P) ditahan oleh tegangan geser pada tepi tiga zona di bawah pondasi dan tekanan overburden, $q_0 (= \gamma \cdot D_f)$ di atas pondasi. Istilah pertama dalam persamaan terkait dengan kohesi tanah. Istilah kedua berkaitan dengan kedalaman pondasi dan tekanan overburden. Istilah ketiga berhubungan dengan lebar pondasi dan panjang daerah tegangan geser. Faktor daya dukung, N_c , N_q , N_γ , adalah fungsi dari sudut gesekan dalam, ϕ .

$$q_u = cN_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

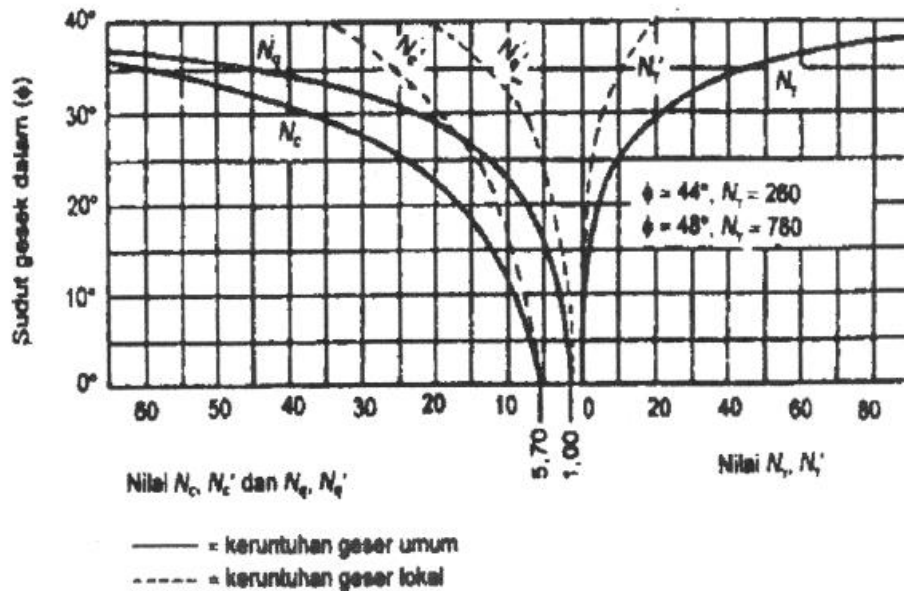
Dengan :

$$q_u = \text{Daya dukung ultimit pada pondasi memanjang (kN/m}^2\text{)}$$

c = Kohesi tanah

D_f = Kedalaman pondasi (m)
 γ = Berat volume tanah (kN/m^3)
 K_p = koefisien tekanan pasif
 N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung Terzaghi

Nilai-nilai N_c, N_q, N_γ adalah fungsi dari besarnya sudut geser dalam (ϕ) yang diberikan Terzaghi dalam bentuk grafik pada Gambar 2.11



Gambar 2.11 Hubungan ϕ dan Faktor Daya Dukung Terzaghi

$$N_q = \frac{e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

Untuk bentuk-bentuk pondasi yang lain, Terzaghi (1943) dalam Das, (2004)

memberikan pengaruh faktor bentuk terhadap daya dukung ultimit yang didasarkan pada analisis pondasi memanjang, sebagai berikut :

a) Pondasi bujur sangkar

$$q_u = 1,3 c N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

b) Pondasi lingkaran

$$q_u = 1,3 c N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,3 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

c) Pondasi empat persegi panjang

$$q_u = c N_c (1 + 0,3 B/L) + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma (1 - 0,2 B/L)$$

2.7.2 Analisis Daya Dukung Menurut Meyerhof

Meyerhof (1963) mengusulkan formula untuk perhitungan daya dukung yang serupa dengan yang diusulkan oleh Terzaghi tetapi memperkenalkan koefisien bentuk pondasi lebih lanjut.

Meyerhof juga memperkenalkan koefisien s_q yang mengalikan faktor N_q , faktor kedalaman d_i dan faktor kemiringan i_i , faktor kedalaman d_i dan faktor kemiringan i_i untuk kasus di mana garis beban cenderung vertikal. Meyerhof memberikan dua persamaan umum - satu untuk kasus ketika beban yang dihasilkan pada tingkat bantalan (Q_u) adalah vertikal (tidak ada komponen horizontal), dan satu untuk kasus ketika Q_u dimiringkan dari vertikal (dapat diselesaikan menjadi komponen vertikal dan horizontal) dengan komponen beban horizontal searah dengan lebar pondasi.

Beban vertikal:

$$q_u = c N_c s_c d_c + D_f \gamma N_q s_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Beban miring:

$$q_u = c N_c d_c i_c + D_f \gamma N_q d_q i_q + 0,5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dengan : $N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \varphi$

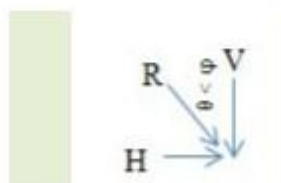
$$N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \varphi)}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot tg(1,4 \cdot \varphi)$$

di mana $q_0 (= \gamma \cdot D_f)$ adalah tegangan vertikal pada tingkat bantalan di luar tapak pondasi (disebut tekanan biaya tambahan). $q_0 (= \gamma \cdot D_f)$ harus menjadi tegangan vertikal total untuk parameter kekuatan tegangan total, dan tegangan vertikal efektif untuk parameter kekuatan efektif. Nilai γ yang akan digunakan dalam persamaan di atas tergantung pada kedalaman muka air tanah relatif terhadap kedalaman penanaman pondasi.

Tabel 2.6 Faktor bentuk, faktor kedalaman, dan faktor kemiringan untuk daya dukung Meyerhof

Factors	Value	For
Shape:		
	$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	Any φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$\varphi > 0$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Depth:		
	$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$	Any φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$	$\varphi > 0$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Inclination:		
	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$	$\varphi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\varphi = 0$



2.8 Daya Dukung Tanah Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah jenis pondasi yang mentransfer beban bangunan ke bumi lebih jauh dari permukaan daripada pondasi dangkal, ke lapisan bawah permukaan atau berbagai kedalaman. Tiang pancang biasanya merupakan elemen struktural vertikal dari fondasi yang dalam, didorong atau dibor jauh ke dalam tanah di lokasi bangunan. Daya dukung tiang pancang adalah jumlah dari tahanan kulit dan tahanan ujungnya:

$$\text{➤ } Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (A_b \times C \times N_c) + (A_s \times f)$$

Keterangan :

- Q_u = Daya dukung ultimate

- Q_p = Daya dukung ujung

- Q_s = Daya dukung selimut/friksi

- A_b = Luas Ujung tiang pancang

- C = Kohesi tanah pada kedalaman z
- N_c = Faktor daya dukung, untuk lempung jenuh = 9
- p = Keliling tiang (m)
- ΔL = Panjang tiang di mana p dan f dianggap konstan
- f = Tahanan Geser pada kedalaman z
- k = Koefisien tekanan tanah horisontal/lateral
- SF = Angka Keamanan, Faktor keamanan yang umumnya digunakan berkisar antara 2,5 hingga 4, tergantung pada ketidakpastian mengelilingi perhitungan beban ultimit. direncanakan = 3

2.8.1 Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Penentuan daya dukung pondasi tiang pancang dengan cara static dapat dilakukan sebagai berikut :

Cara Meyerhorf (1976) Untuk Tanah Lempung

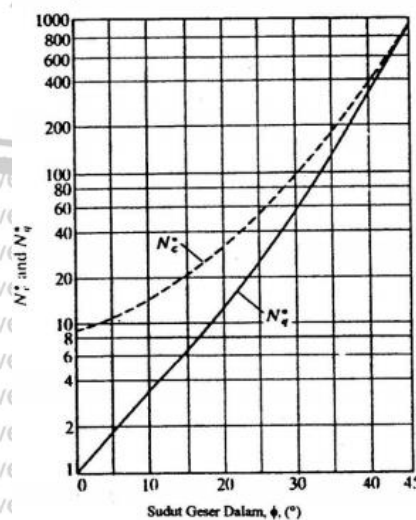
Formula yang digunakan adalah :

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c^* = A_p \cdot c_u \cdot 9$$

Dimana :

- Q_p = Daya dukung Ujung Tiang
- A_p = Luas penampang ujung tiang
- N_c^* = Faktor daya dukung ujung
- c_u = Kohesi

Harga N_c^* dapat ditentukan dengan menggunakan pada gambar 2.12



Gambar 2.12 Faktor Daya dukung ujung N_c dan N_q

2.8.2 Daya Dukung Selimut Tiang (Qs)

Daya dukung selimut tiang di tanah kohesif mungkin berbeda antara jangka pendek dan jangka panjang. Alasan untuk ini adalah karena perilaku tak terdrainase dari tanah lempung selama periode singkat setelah pemasangan tiang pancang dan konstruksi struktur. Dalam jangka panjang, perilaku tersebut berubah menjadi perilaku yang terkuras. Untuk kapasitas jangka pendek, digunakan kuat geser tak terdrainase sedangkan dalam jangka panjang tegangan efektif dihitung dengan cara seperti pada tanah tanpa kohesi.

Ada 3 metode yang dapat digunakan untuk menghitung gesekan selimut pada tanah lempung, yaitu :

a.) Metode λ

Vijayvergiya and Focht (1972), adalah gabungan analisis terdrainasi dan tak terdrainasi. Cara menghitung *unit skin friction*/ tahanan geser satuan sebagai berikut :

$$f = (\sigma' + 2 c_u)$$

Dimana :

σ' = Tegangan vertical efektif rata rata dari muka tanah sampai ujung tiang

c_u = rata-rata kuat geser *undrained*

λ = nilai variasi koefisien tahanan geser (tak berdimensi)

b.) Metode α

Menurut metode α , unit ketahanan selimut pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$f = \sum \alpha \cdot c_u$$

Dimana

α = empiris faktor adesi

c_u = rata-rata kuat geser *undrained*

Tabel 2.7 Interpolasi Variasi α berdasarkan Terzaghi, Peck dan Mesri 1996

Table 11.10 Variation of α (interpolated values based on Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)

$\frac{c_u}{p_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Note: p_a = atmospheric pressure
 $\approx 100 \text{ kN/m}^2$

c.) Metode β

$$Q_s = \sum f \cdot p \cdot \Delta L$$

Untuk normally consolidated clays

$$f = (1 - \sin \phi' R) \tan \phi' R \sigma_o'$$

dan untuk overconsolidated clays,

$$f = (1 - \sin \phi' R) \tan \phi' R \sigma_o' \sqrt{OCR} \sigma_o'$$

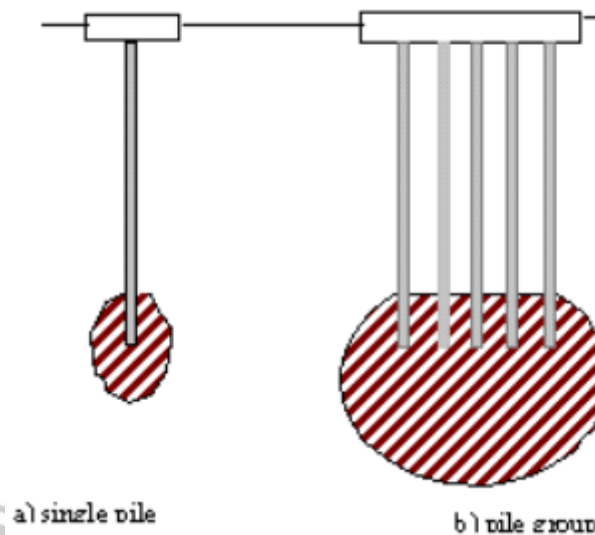
2.9 Kelompok Tiang dan Penurunan Pondasi Tiang

Kelompok tiang adalah sekumpulan tiang yang memiliki tudung tiang yang berarti tiang-tiang tersebut bekerja sama untuk memikul beban. Pile cap biasanya akan bersentuhan dengan tanah. Tiang pancang akan dirancang untuk membagi beban tiang pada keadaan ultimit. Pile cap akan dirancang untuk menghubungkan tiang bersama-sama tetapi kontribusi pile cap terhadap daya dukung tidak termasuk dalam desain.

Bebeda dengan rakit gabungan tiang pancang, rakit tiang adalah pondasi rakit yang memiliki tiang pancang untuk mengurangi jumlah penurunan. Pondasi rakit dan tiang pancang akan dirancang untuk bekerja bersama-sama untuk memastikan penurunan yang diperlukan tidak terlampaui. Sebagian besar daya dukung berasal dari rakit daripada didominasi oleh tiang (seperti dalam kelompok tiang).

Sebagian besar pondasi tiang tidak terdiri dari satu tiang, tetapi dari sekelompok tiang, yang berperan ganda dalam memperkuat tanah, dan juga membawa beban yang diberikan ke lapisan tanah yang lebih dalam dan lebih kuat. Kegagalan kelompok dapat terjadi baik oleh kegagalan tiang individu atau sebagai kegagalan blok tanah secara keseluruhan. Daya dukung sekelompok tiang yang dibebani secara vertikal, dalam banyak kasus, dapat jauh lebih kecil daripada jumlah kapasitas masing-masing tiang yang terdiri dari kelompok tersebut.

Aksi kelompok pada pondasi tiang dapat mengakibatkan kegagalan atau penurunan yang berlebihan, meskipun pengujian pembebanan yang dilakukan pada tiang tunggal telah menunjukkan kapasitas yang memuaskan. Dalam semua kasus penurunan elastis dan konsolidasi kelompok lebih besar dari pada tiang tunggal yang memikul beban kerja yang sama seperti pada setiap tiang dalam kelompok. Ini karena zona tanah atau batuan yang ditekan oleh seluruh kelompok meluas ke lebar dan kedalaman yang jauh lebih besar daripada zona di bawah tiang tunggal.



Gambar 2.13 Perbandingan zona stres di bawah tumpukan tunggal dan grup tumpukan

Dimensi rencana pile cap tergantung pada jumlah tiang yang dibutuhkan untuk menopang beban. Jumlah dan susunan tiang ditentukan dari gaya dan momen tak terfaktor yang ditransmisikan ke tiang dan kapasitas tiang yang diizinkan dipilih melalui prinsip-prinsip rekayasa geoteknik.

Jarak tiang umumnya merupakan fungsi dari jenis dan kapasitas tiang. Dengan perkiraan dimensi rencana yang ditentukan berdasarkan jumlah tiang yang sesuai untuk

beban desain yang diterapkan, penentuan tebal (kedalaman) pondasi dapat diselesaikan dengan memeriksa kekuatan geser dan lentur pada penampang kritis. Jumlah tiang dalam kelompok, dan jarak antara tiang-tiang tersebut, menentukan bentuk dan dimensi rencana pilecap. Bentuk pilecap biasanya adalah:

- Segitiga (untuk 3 tumpukan).
- Heksagonal (untuk 6-7 tumpukan).
- Persegi panjang (untuk semua jumlah tumpukan lainnya).

Biasanya pile cap memiliki kedalaman yang lebih besar daripada pondasi telapak yang sebanding karena biasanya memiliki momen lentur dan gaya geser yang lebih tinggi. pilecap mencapai kekakuan yang lebih besar dari peningkatan kedalaman, yang memungkinkannya menyebarkan beban secara merata ke semua tiang dalam kelompok.

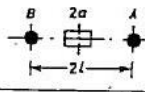
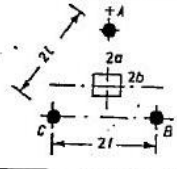
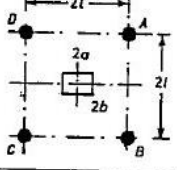
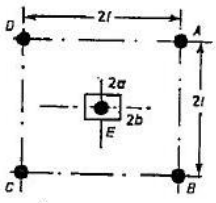
Pile cap dibangun dengan menggali area di sekitar kelompok tiang untuk memungkinkan pemasangan bekisting. Puncak tiang dapat dipangkas untuk memastikan tingginya sama.

Sangkar tulangan kemudian dibangun dan ditempatkan di kotak cor bekisting dan diikat ke tiang pancang. Beton kemudian dituang dan dibiarkan mengeras, setelah itu bekisting dilepas. Ketebalan pile cap awalnya ditentukan berdasarkan parameter utama berikut:

- 1.) Persyaratan geser dua arah di sekitar kolom;
- 2.) Persyaratan geser satu arah pada kolom;
- 3.) Persyaratan geser satu arah dan dua arah di sekitar tiang; dan
- 4.) Persyaratan minimum kedalaman keseluruhan pile cap

Geser satu arah dan dua arah diselidiki pada penampang kritis di sekitar elemen vertikal (kolom) yang didukung oleh pile cap dengan persyaratan ACI 318-14 (13.4.2). Beban terfaktor digunakan untuk menghitung gaya geser pada penampang kritis di sekitar kolom maupun tiang.

Pile caps dapat dirancang menggunakan analogi truss atau menggunakan teori bending. Umumnya, Pile cape dirancang sampai dengan empat tiang yang dihubungkan oleh pile cap untuk menopang beban terpusat dari superstruktur, teori truss digunakan untuk mendesain pile cap. Persamaan yang diturunkan dengan mempertimbangkan struktur dan model pengikat tersedia untuk menghitung luas tulangan. Gambar berikut menunjukkan persamaan tipikal yang dapat digunakan untuk menghitung luas tulangan tarik. Bersumber dari buku *Reinforced concrete design*.

Pile group	Tensile forces across pile cap		
	Column size taken into account	Column size ignored	
2		$T_{AB} = \frac{N}{6ld} (3l^2 - a^2)$	$T_{AB} = \frac{Nl}{2d}$
3		$T_{BC} = \frac{N}{18ld} (4l^2 + b^2 - 3a^2)$ $T_{AB} = T_{AC} = \frac{N}{9ld} (2l^2 - b^2)$	$T_{AB} = T_{BC} = T_{CA}$ $= \frac{2Nl}{9d}$
4		$T_{AB} = T_{BC} = \frac{N}{12ld} (3l^2 - a^2)$ $T_{AB} = T_{CD} = \frac{N}{12ld} (3l^2 - b^2)$	$T_{AB} = T_{BC} = T_{CD} = T_{DA}$ $= \frac{Nl}{4d}$
5		$T_{AD} = T_{BC} = \frac{0.8N}{12ld} (3l^2 - a^2)$ $T_{AB} = T_{CD} = \frac{0.8N}{12ld} (3l^2 - b^2)$	$T_{AB} = T_{BC} = T_{CD} = T_{DA}$ $= \frac{0.8Nl}{4d}$

Gambar 2.14 Persamaan tipikal untuk menghitung luas tulangan Tarik pada pilecap

Ketika tiang lebih banyak, desain dapat dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak elemen hingga yang membuat analisis lebih mudah. Secara umum, jarak antar tiang dijaga pada 2,5 kali diameter tiang. Hal ini dilakukan untuk menghindari interaksi satu tumpukan dengan tumpukan lainnya. Selain perhitungan tulangan tarik, pemeriksaan geser yang berbeda seperti meninjau dan geser garis vertikal harus dilakukan. Bila terdapat lebih dari dua tiang, pemilihan keliling geser kritis harus dilakukan dengan sangat hati-hati.

Untuk menentukan jumlah tiang pancang dalam sebuah grup, maka P maksimum (P_{max}) yang terjadi pada 1 tiang harus memiliki nilai lebih kecil dari pada P ijin 1 tiang grup. P_{max} 1 tiang dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$P_{max} = \frac{\sum Fz}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y_i^2}$$

$$P_{min} = \frac{\sum Fz}{n} - \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X_i^2} - \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y_i^2}$$

Daya dukung satu tiang pancang dalam grup dapat ditentukan dengan mengalikan daya dukung tiang 1 tiang pancang *single* dan efisiensi. Standar atau rumus-rumus untuk menghitung faktor efisiensi untuk kelompok tiang yang mendukung beban lateral. terdapat tiga cara menghitung tahanan tanah "faktor reduksi" untuk menghitung efek kelompok

pada daya dukung lateral tiang tunggal. Jadi faktor efisiensi harus dihitung dengan memperoleh daya dukung kelompok. Nilai efisiensi tiang pancang grup berdasarkan persamaan Seiler-Keeney sebagai berikut :

$$\text{Efisiensi} = \left[1 - \frac{36s}{(75s^2 - 7)} \left(\frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Keterangan :

s = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah kolom tiang

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

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

Variasi besarnya faktor aman yang telah banyak digunakan untuk perancangan tiang pancang :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2}$$

Dengan : Q_a = Kapasitas Daya Dukung Tiang Ijin

Q_u = Kapasitas Ultimate

2 = Nilai Faktor Aman yang disarankan Tomlinson, (1977)

2.10 Pondasi Rakit

Pondasi plat juga dikenal sebagai pondasi rakit, adalah pelat beton tebal yang diletakkan di atas tanah sebagai pondasi struktur. Pondasi tika dibangun pada berbagai kesempatan seperti konstruksi bangunan, konstruksi jembatan, konstruksi menara, dll. Terutama ada dua metode untuk merancang pondasi rakit :

- Metode konvensional - Gunakan perhitungan dan grafik manual
- Metode analisis elemen hingga - Gunakan paket komputer untuk menyelesaikan desain

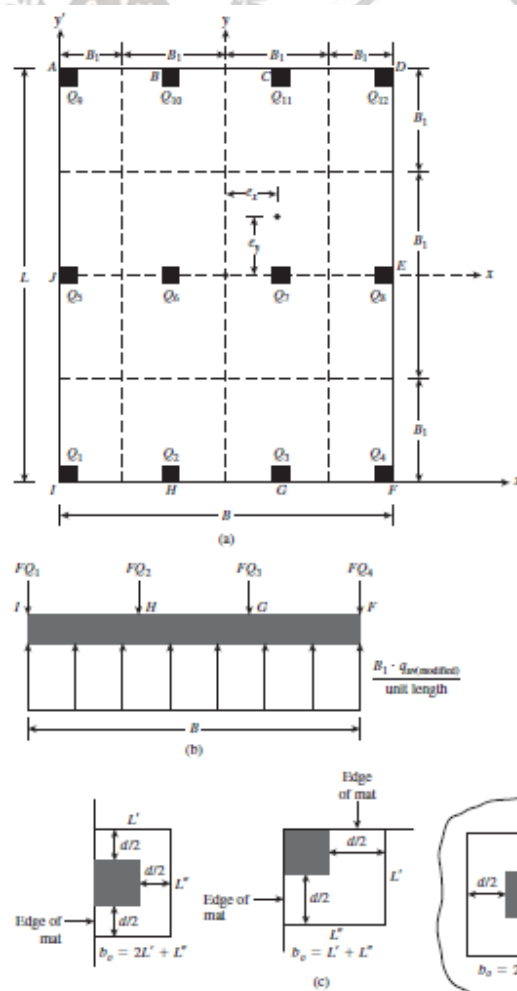
2.10.1 Desain Pondasi Rakit dengan Metode Rigid Konvensional

Langkah-langkah berikut dapat diikuti ketika merancang pondasi mat dari metode kaku konvensional :

- 1) Hitung total beban yang diterapkan ke pondasi rakit beban kolom Q1, Q2, Q3 dan seterusnya. Perhitung total beban kolom sebagai berikut :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n$$

- 2) Hitung tekanan di bawah setiap kolom dengan mempertimbangkan eksentrisitas pembebanan. Tegangan aksial dan tegangan lentur akibat eksentrisitas pusat beban dipertimbangkan untuk menentukan tekanan di bawah setiap kolom.



Gambar 2.15 Desain Pondasi Rakit kaku konvensional

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

Keterangan :

- q = beban aksial untuk tiang individu,
- Q = Jumlah beban kolom,
- M_x dan M_y = momen dari momen kolom dan/atau dari eksentrisitas antara pusat kolom dan pusat grup tiang arah X dan arah Y,
- x dan y = jarak arah x dan jarak arah y dari pusat kelompok tiang,
- I_x dan I_y = momen inersia kelompok tiang dalam arah x dan y.

I_x dan I_y dapat dihitung sebagai :

$$I_y = \frac{1}{12} x L x B^3; I_x = \frac{1}{12} x B x L^3$$

Menentukan Eksentrisitas beban, e_x dan e_y dalam arah x dan y dapat ditentukan dengan menggunakan koordinat (x', y') :

$$\bar{X} = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{\sum Q}$$

Dan ;

$$e_x = \bar{X} - \frac{L}{2}$$

Sama dengan Arah Y ;

$$\bar{Y} = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{\sum Q}$$

Dan ;

$$e_y = \bar{Y} - \frac{B}{2}$$

3) Periksa apakah tekanan bersih yang diizinkan lebih besar dari tekanan yang diberikan. ($q < q_{all}(net)$)

4) Kemudian pondasi rakit dibagi menjadi strip berdasarkan susunannya baik untuk arah X maupun arah Y. Misalkan lebar pada setiap strip adalah B' (Pada gambar 2.15)

- 5) Tentukan diagram lintang (V) dan diagram momen (M) pada setiap lapisan strip baik untuk arah X maupun arah Y. Misalnya pada gambar 2.15, Pada strip ini yang dapat diambil adalah kolom I – H – G – F
- 6) Tentukan kedalaman efektif pondasi. Itu bisa dilakukan berdasarkan geser tarik diagonal di dekat berbagai kolom.
- 7) Bentuk diagram momen lentur yang dihitung di atas, tentukan momen lentur positif dan negatif per satuan lebar.
- 8) Hitung luas tulangan per satuan lebar penampang

Selain prosedur ini, ada metode lain seperti metode perkiraan fleksibel untuk menganalisis dan merancang pondasi rakit.

2.10.2 Desain Pondasi Rakit dengan Metode Analisis Elemen Hingga

Metode analisis elemen hingga adalah pertimbangan perilaku fleksibel tanah dalam analisis struktur. Dalam metode ini tanah dimodelkan dan perilakunya dimasukkan ke dalam analisis dan desain. Ada berbagai metode untuk memodelkan tanah. Bisa memodelkan tanah di bawah pondasi dengan sifat materialnya. Perangkat lunak seperti plaxis dapat digunakan untuk tujuan ini. Sangat penting untuk memilih model material yang tepat untuk tanah dalam jenis analisis ini. Jika tidak mempertimbangkan idealisasi yang benar, maka akan berakhir dengan jawaban yang salah.

Selain itu, merencanakan pondasi rakit dapat menggunakan perangkat lunak seperti analisis dan desain pondasi SAFE untuk mendapatkan momen lentur dan gaya geser. Tanah dapat dijadikan model sebagai daerah *Spring*. Area *Spring* dapat dihitung seperti yang ditentukan dalam buku analisis dan desain *Bowels Foundations*. Area *spring* adalah reaksi tanah dasar. Ada banyak metode untuk menghitung reaksi tanah dasar.

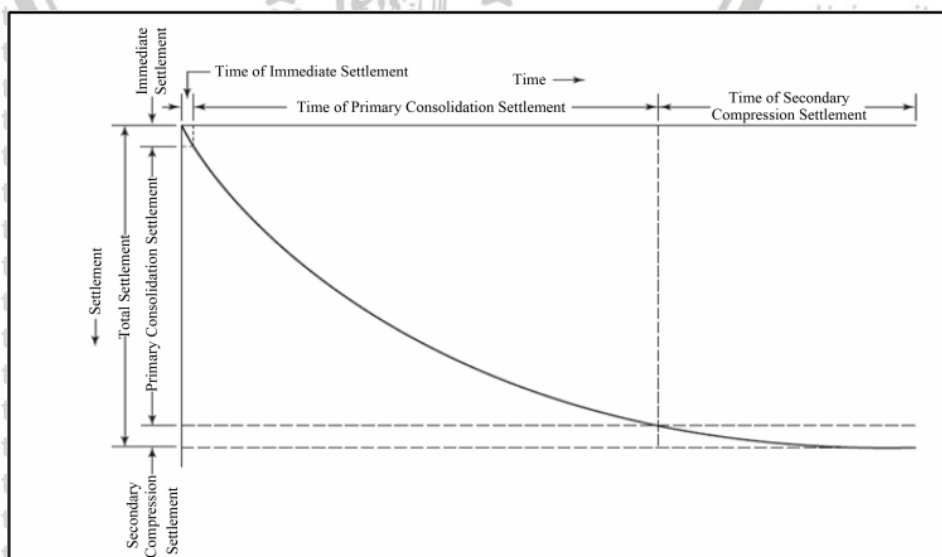
2.11 Penurunan Pondasi

Penurunan mengacu pada pergerakan tanah dalam arah vertikal yang biasanya disebabkan oleh perubahan tegangan. Penurunan total tanah terdiri dari 3 komponen: penurunan langsung (biasanya disebut sebagai penurunan elastis), penurunan konsolidasi (atau penurunan primer) dan penurunan sekunder.

Penurunan segera terjadi di tanah pada aplikasi beban dan melibatkan pengurangan ruang kosong dan penataan ulang partikel tanah sebagai respons terhadap beban itu. Penurunan konsolidasi diinduksi karena perubahan volumetrik. Karena partikel tanah praktis tidak dapat dimampatkan, penurunan konsolidasi disebabkan oleh pengurangan rongga karena keluarnya air secara bertahap. Akhirnya, penurunan rangkai terjadi di bawah beban konstan dan tergantung pada riwayat tegangan, jenis tanah dan anisotropi tanah.

Proses penurunan dapat diselesaikan segera atau dapat berlangsung untuk waktu yang cukup lama (bahkan puluhan tahun) tergantung pada permeabilitas tanah dan jalur drainase air. Secara khusus, tanah tanpa kohesi memiliki permeabilitas yang lebih tinggi daripada tanah kohesif yang memiliki rongga kecil yang menghalangi pergerakan air.

Dalam desain geoteknik, penurunan total tanah harus diprediksi dengan tepat dan harus memenuhi persyaratan proyek. Jika karakteristik tanah tidak cukup untuk memenuhi persyaratan tersebut di atas dan desain suprastruktur tidak dapat diubah, perbaikan tanah digunakan untuk mengurangi penurunan. Penurunan pondasi segera diperkirakan tergantung pada perhitungan tegangan dalam massa tanah yang berhubungan dengan tekanan pondasi. Distribusi penurunan dan tegangan serta nilainya dihitung dengan asumsi model tanah homogen, isotropik, dan elastis linier. Mereka memainkan peran penting dalam desain pondasi. Penurunan segera biasanya diperkirakan menurut teori elastis, yang mengasumsikan bahwa tanah dapat berperilaku elastis di bawah tekanan pada setiap titik dalam massa tanah. Biasanya ada tiga jenis metode untuk menghitung penurunan elastis:



Gambar 2.16 Hubungan waktu-*settlement* (Penurunan segera, Penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder)

Bagian berikut menjelaskan langkah-langkah yang diikuti dalam memperkirakan penurunan lapangan menggunakan parameter laboratorium :

- 1.) Profil tanah: Identifikasi lapisan kompresibel dan estimasi karakteristik konsolidasi lapisan adalah langkah pertama dan penting. Secara konvensional, karakteristik fisik dan mekanik lapisan tanah bawah biasanya diestimasi dengan menggunakan contoh tanah yang diperoleh dari lubang bor yang berdekatan. Tetapi metode ini memiliki keterbatasan praktis tertentu. Di sisi lain, PCPT memberikan profil sifat tanah yang berulang dan mendekati kontinu seperti jenis tanah dan kekuatan geser tak terdrainase yang dapat digunakan untuk mengidentifikasi sub-lapisan yang berbeda. Metode Zhang dan Tumay (1999) digunakan untuk mengidentifikasi lapisan lempung lunak yang dapat dimampatkan dari tanah berpasir atau kerikil yang tidak dapat dimampatkan.
- 2.) Hitung estimasi tegangan overburden dan tegangan tambahan, Tegangan overburden yang dimaksud adalah pada pertengahan kedalaman sub lapisan yang ditentukan dengan menggunakan hubungan :

$$\sigma_{vo} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \times h_i$$

σ_{vo} = overburden stress

γ_i = in situ density of soil layer

h_i = height of soil layer

Ini berarti bahwa untuk setiap lapisan tanah, perlu mengalikan kepadatan/density lapisan dengan tingginya, kemudian menambahkan semua bobot lapisan yang dihasilkan bersama-sama sampai tekanan pada kedalaman yang ingin diketahui. Dalam praktiknya, ketinggian dan kerapatan/density lapisan tanah yang tepat di lokasi pengujian biasanya tidak diketahui, jadi peneliti mungkin harus menentukan kerapatan rata-rata berdasarkan apa yang diketahui tentang geologi daerah tersebut.

- 3.) Hitung parameter konsolidasi C_c , C_r , e_0 dan σ_c' dari uji laboratorium seperti pengujian Oedometer satu dimensi.
- 4.) Untuk setiap lapisan, penurunan akibat beban tambahan dihitung sebagai berikut jika Tanah *Normally Consolidated* ($\sigma_0' \geq \sigma_c'$) :

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_o} H \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

Dimana :

S_c = Penurunan konsolidasi

C_c = Indeks Kemampatan

C_r/C_s = Indeks Pengembangan (Swelling)

e_o = angka pori sebelum pembebanan

H = Tebal lapisan tanah

σ'_o = Tegangan vertikal efektif mula-mula sebelum pembebanan

$\Delta\sigma$ = Kenaikan tegangan akibat pembebanan

σ'_c = Tekanan Prakonsolidasi

σ'_1 = $\sigma'_o + \Delta\sigma$

Untuk menghitung penurunan konsolidasi primer ada 2 kemungkinan jika mengalami *Over consolidated* yaitu sebagai berikut :

$$S_c = \frac{C_s}{1+e_o} H \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad \text{for } \sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1+e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad \text{for } \sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$$

Penurunan konsolidasi untuk pondasi kelompok tiang dapat dihitung berdasarkan penelitian Terzaghi dan Peck yang menganggap tanah bagian 2/3 panjang tiang tidak mudah mampat dan penyebaran beban pondasi dianggap berawal dari 2/3 panjang tiang kearah bawah. Penurunan total kelompok tiang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan penurunan konsolidasi. Soal tersebut melibatkan evaluasi peningkatan tegangan Δp di bawah kelompok tiang ketika kelompok tersebut dikenai beban vertikal Q_g . Perhitungan tegangan tergantung pada jenis tanah yang dilalui tiang. Metode menghitung tegangan dijelaskan di bawah ini:

σ = tegangan efektif sebelum penerapan beban ditengah lapisan

$\Delta\sigma$ = tambahan tegangan vertikal ditengah-tengah lapisan yang ditinjau

Perkiraan nilai angka Poisson (μ) dapat dilihat pada (Tabel 2.8) Terzaghi menyarankan:

$\mu = 0,3$ untuk pasir

$\mu = 0,4$ sampai $0,43$ untuk lempung

Umumnya, banyak digunakan :

$\mu = 0,3$ sampai $0,35$ untuk pasir

$\mu = 0,4$ sampai $0,5$ untuk lempung.

Modulus elastis E dapat ditentukan dari kurva tegangan-regangan yang diperoleh dari uji triaksial (Mekanika Tanah 2 : Harry Christiady Hardiyatmo). Bila contoh tanah terganggu atau tanah rusak maka modulus elastis (E) menjadi berkurang, dengan demikian estimasi penurunan-segera menjadi berlebihan.

Untuk mengetahui bahwa tanah mengalami *Normally Consolidated* atau *Over Consolidated*, maka perlu untuk mengetahui Tekanan prakonsolidasi terhadap tekanan overburden. Nilai berat jenis tanah suatu tanah akan sangat bervariasi tergantung pada material penyusunnya, namun secara umum tanah mempunyai berat jenis antara 2,6 sampai 2,8. Tanah pada proyek yang sedang diteliti diasumsikan mengalami *Normally Consolidated*. Berdasarkan pengalaman pada permasalahan geoteknik, berat jenis yang biasa diambil adalah sebesar 2,7.

Tabel 2.8 Perkiraan Angka Poisson (μ) (Bowles : 1968)

Macam tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

Tabel 2.9 Perkiraan Modulus Elastis (E) (Bowles : 1977)

Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Padat dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Lanau	50000 – 140000
Loess	2000 – 20000
Serpih	15000 – 60000
	140000 – 1400000

2.12 Respon Dinamis Interaksi Tanah-Struktur

Respon suatu struktur ketika menerima beban gempa dipengaruhi oleh interaksi antara struktur bangunan atas, sistem pondasi yang dipilih serta tanah tempat struktur itu berdiri. Terminologi interaksi tanah-struktur (*Soil Structure Interaction* atau *SSI*) mengacu kepada respon ketiga variabel di atas dimana pondasi dianggap sebagai bagian dari struktur.

Pada perencanaan struktur yang konvensional, struktur dianggap terjepit pada pondasi. Ketika struktur menerima pergerakan tanah akibat gaya gempa menyebabkan terjadinya gaya inersia berupa gaya geser dasar dan momen lentur (bending moment) pada pertemuan antara struktur dan pondasi. Apabila sistem pondasi dan tanah pendukungnya tidak kaku maka gaya internal ini akan menimbulkan perpindahan dan rotasi pada pondasi. Untuk bangunan yang sangat fleksibel seperti tower yang langsing, perpindahan dan rotasi pondasi ini sangat kecil pengaruhnya terhadap struktur di atasnya. Sebaliknya untuk struktur yang kaku perpindahan pondasi memberikan kontribusi yang sangat signifikan terhadap keseluruhan sistem. Pengabaian efek ini dapat menimbulkan kesalahan dalam menilai respon bangunan dibawah pengaruh gaya gempa.

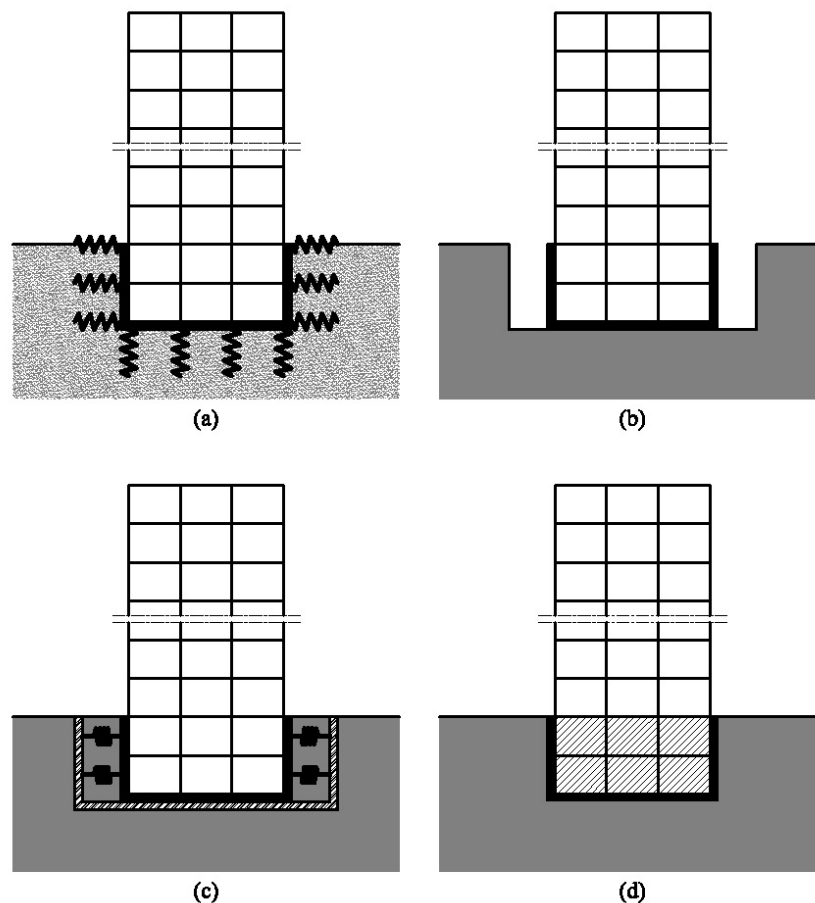
Putra (2017) yang melakukan pemodelan pondasi telapak pada struktur gedung dengan dan tanpa interaksi tanah-struktur. Pemodelan SSI dilakukan dengan menggunakan

program SAP2000. Putra membuat 2 buah model SSI yaitu Model Spring dan Model Solid sebagai perwujudan metode langsung (*direct method*) dan metode sub-struktur (*sub-structure method*). Kedua model ini dibandingkan dengan model tanpa SSI (pondasi kaku / *fix base*) yang menggunakan perletakan jepit dan sendi. Dari penelitiannya didapatkan simpangan pada model SSI lebih besar dibandingkan dengan model tanpa SSI, gaya-gaya dalam yang lebih kecil pada model SSI serta waktu getar alami struktur yang lebih panjang pada model SSI.

Penelitian serupa dilakukan oleh Widyanata (2017). Berbeda dengan Putra (2017), Widyanata melakukan pemodelan pondasi tiang pancang pada struktur gedung dengan dan tanpa interaksi tanah-struktur. Hasilnya pun tidak jauh berbeda dengan penelitian Putra (2017). Simpangan pada model SSI (*model spring dan solid*) lebih besar dibandingkan dengan model pondasi kaku (*perletakan jepit dan sendi*). Secara umum gaya-gaya dalam yang dihasilkan pada model pondasi kaku lebih besar dibandingkan pada model pondasi fleksibel (*flexible base*).

Ada berbagai cara untuk memodelkan SSI pada bangunan. Finn (2010) menganalisa beberapa model dan membandingkannya dengan solusi “model terbaik” pada struktur 54 lantai dengan beberapa basemen.

Dengan membandingkan rasio simpangan semua model terhadap model (a) yang dianggap paling mewakili kondisi SSI didapatkan hasil bahwa model (b) memberikan hasil yang mendekati model (a) walaupun pada besemen terlalu tinggi (*overestimated*) dan pada atap terlalu rendah (*underestimated*). Model (c) memberikan hasil yang terlalu jauh dibandingkan model (a) sedangkan model (d) memberikan hasil terlalu tinggi pada basemen dan terlalu rendah dekat atap.



Gambar 2.18 Model penelitian Finn (2010). (a) Model paling akurat; (b) Model #3c tanpa interaksi pondasi; (c) Model #3b; (d) Model #3d

Materi mengenai SSI untuk desain bangunan tahan gempa telah dimasukkan kedalam Pasal 13 SNI 1726:2012. Sedangkan di Amerika Serikat yang menjadi acuan SNI ini telah mengadopsinya sejak beberapa tahun yang lalu terutama setelah dikeluarkannya FEMA 440, *Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedure*. Namun kurangnya pengetahuan mengenai SSI ini serta ketiadaan pedoman praktis dalam perencanaan desain SSI membuat analisa ini kurang populer.

Suatu struktur, bila dianalisis dengan mempertimbangkan pondasinya sebagai kaku, dikatakan tidak mempunyai pengaruh interaksi tanah-struktur. Sekarang, kasus ini dipertimbangkan bahkan jika gaya interaksi berdampak pada fondasi. Pengaruh pada gerakan tanah oleh gaya interaksi akan tergantung pada:

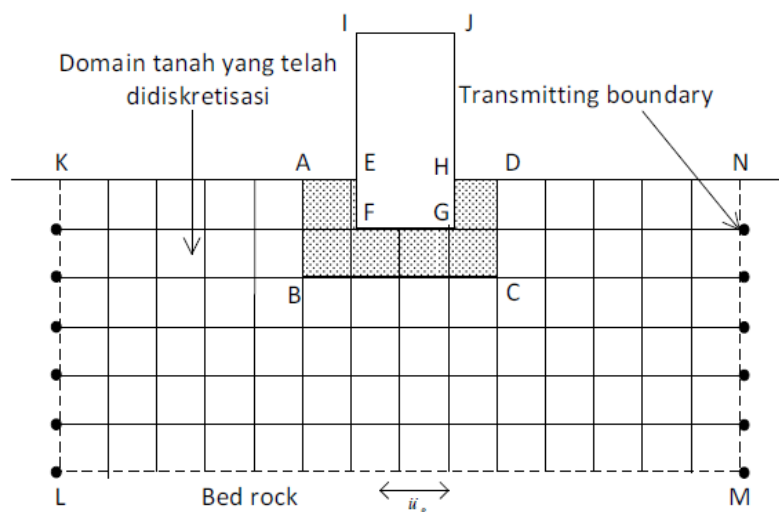
- Besarnya gaya
- Fleksibilitas pondasi tanah

Percepatan pelat dasar dan inersia struktur dapat digunakan untuk memperkirakan nilai gaya interaksi. Semakin berat struktur, semakin besar efek interaksi tanah-struktur untuk lokasi tanah tertentu dan untuk eksitasi seismik medan bebas tertentu. Sebagian besar struktur sipil, baik yang berada di atas tanah keras atau sedang, tidak menunjukkan tanda-tanda efek SSI.

Seperti disebutkan di atas, efek SSI lebih banyak terjadi pada struktur berat yang mencakup struktur hidrolik seperti bendungan, bangunan reaktor pembangkit listrik tenaga nuklir (PLTN). Kita dapat menyimpulkan bahwa interaksi tanah dalam studi teknik gempa terutama dikembangkan dan diterapkan untuk bidang-bidang industri konstruksi ini. Kondisi lain yang dianggap sebagai efek interaksi tanah-struktur adalah fleksibilitas tanah. Semakin lembut tanahnya, semakin besar peluang terjadinya efek SSI. Ini untuk struktur tertentu dan situs yang memiliki eksitasi seismik medan bebas.

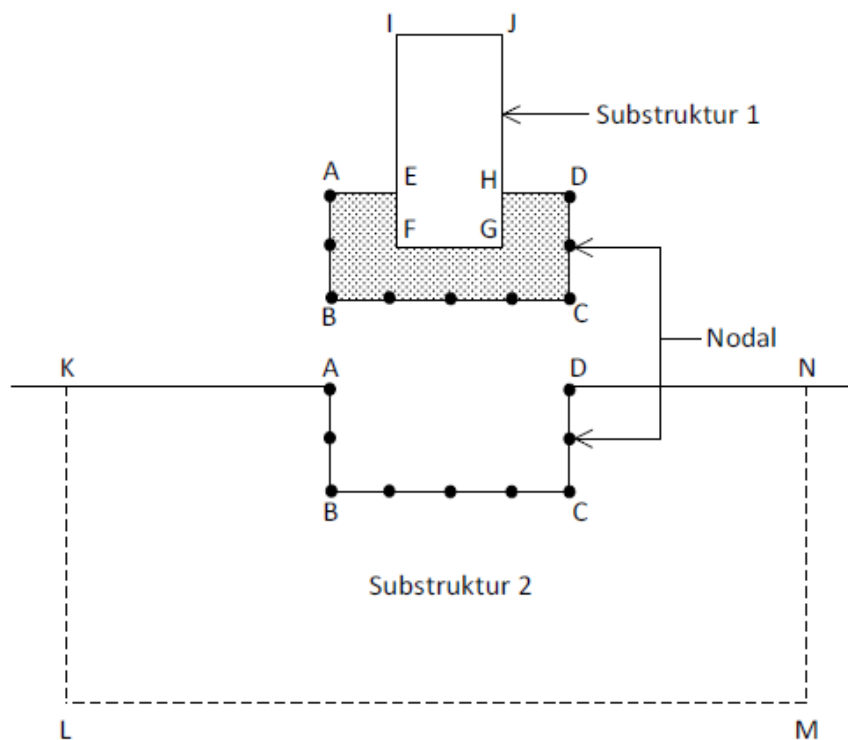
Analisis SSI dilakukan untuk menyelidiki pengaruh berbagai kondisi tanah terhadap respon struktur di bawah aksi seismik. Ada dua pendekatan untuk perhitungan SSI, yaitu metode “langsung” dan “substruktur”.

Dalam “metode langsung”, struktur dan tanah dimodelkan dalam jaringan elemen hingga tunggal di mana nonlinier dari bangunan atas dan tanah direpresentasikan secara keseluruhan, dan struktur dan tanah dianalisis bersama-sama. Di sisi lain, metode langsung membutuhkan upaya perhitungan dan durasi analisis yang cukup besar, dan oleh karena itu, tidak cocok untuk menilai banyak bangunan, seperti dalam kasus penelitian ini. Penggunaan gabungan dari analisis sejarah waktu nonlinier dan metode langsung membuat situasi ini lebih rumit.



Gambar 2.19. Ilustrasi model metode langsung untuk interaksi tanah-struktur

Dalam "metode substruktur", di sisi lain, tanah dan struktur dianggap sebagai sistem yang berbeda. Perilaku dari pondasi dan tanah diwakili oleh kekakuan dinamis dan koefisien redaman dan efek interaksi antara tanah dan pondasi ditransmisikan ke struktur melalui dashpot dan pegas. Metode ini sangat mempersingkat durasi analisis karena tanah tidak dimodelkan secara langsung. Dengan demikian lebih baik menggunakan metode substruktur dalam studi ketika berhadapan dengan sejumlah besar bangunan. Dalam studi ini, banyak bangunan dipertimbangkan dan respon seismik bangunan di bawah berbagai kondisi tanah diselidiki dengan menggunakan analisis *Time History* nonlinier.



Gambar 2.20. Ilustrasi pemodelan pada metode substruktur untuk interaksi tanah-struktur

Penerapan Interaksi Struktur Tanah dapat digunakan dalam struktur berat seperti struktur hidrolik dan struktur nuklir. Untuk struktur di mana efek delta P menonjol, analisis berdasarkan interaksi struktur tanah sangat membantu. Dan untuk Studi SSI memiliki peran penting dalam pondasi dalam, struktur yang ditopang di atas tanah lunak, struktur tinggi atau ramping yang memiliki kecepatan geser rata-rata 100m/detik.

Ada dua hal utama terkait efek SSI terhadap struktur bangunan yaitu efek interaksi inersia serta efek interaksi kinematik. Efek-efek ini terkait dengan kekakuan dan redaman pondasi, variasi antara input gerakan pondasi serta deformasi pondasi. Metode perhitungan

untuk mengetahui efek-efek tersebut dapat dibedakan menjadi analisa langsung dan pendekatan sub-struktur.

Dengan demikian interaksi tanah struktur akibat beban seismic secara ringkas dapat dibedakan menjadi 2 macam :

1. Interaksi inersial, yaitu interaksi yang timbul akibat adanya gaya gaya inersia akibat bangunan yang bergetar. Gaya gaya inersia ini menimbulkan gaya geser dasar pada level pondasi dan yang kemudian menimbulkan gelombang yang menyebar ke tak hingga.
2. Interaksi Kinematik, yaitu interaksi yang ditimbulkan karena adanya kekakuan pada struktur pondasi. Karena perbedaan kekakuan antara tanag dan struktur pondasi ataupun bagian bangunan yang ada di dalam tanah, maka gerakan yang masuk ke struktur bangunan menjadi tidak sama dengan gerakan medan bebas.

2.12.1 Interaksi Inersia (*Inertial Interaction*)

Interaksi inersia (*inertial interaction*) mengacu kepada gerakan tanah pondasi baik itu perpindahan maupun rotasi yang disebabkan oleh gaya inersia struktur. NIST GCR 12-917-21 menjelaskan interaksi ini. Jika ditinjau suatu sistem struktur SDOF dengan kekakuan k dan massa m terjepit pada tumpuannya. Sebuah gaya F bekerja menimbulkan perpindahan Δ dinyatakan dalam hubungan:

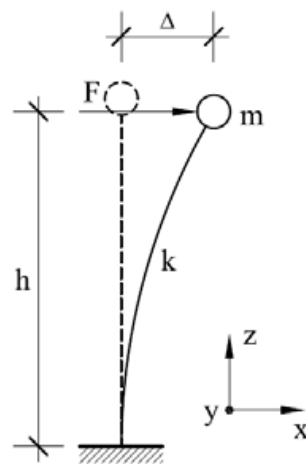
$$\Delta = \frac{F}{k}$$

Dari analisa dinamis struktur tanpa redaman didapatkan hubungan antara frekuensi natural ω dan periode getar T :

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Sehingga :

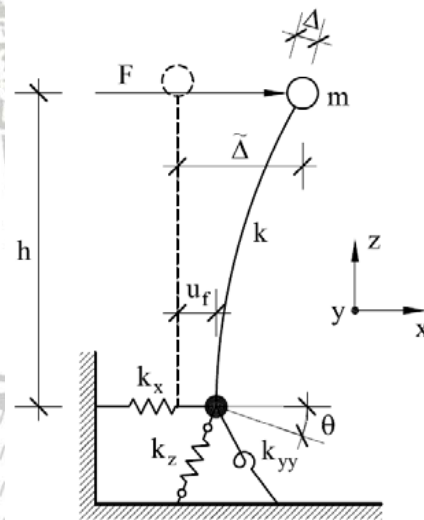
$$T^2 = (2\pi)^2 \cdot \frac{m}{(F/\Delta)} = (2\pi)^2 \cdot \frac{m \cdot \Delta}{F}$$



Gambar 2.21 Lentutan pada struktur terjepit

Selanjutnya untuk tumpuan fleksibel yang mempunyai kekakuan pegas vertikal dalam arah z dinamakan k_z , kekakuan pegas horisontal dalam arah x adalah k_x serta rotasi pegas terhadap bidang y-y dinamakan k_{yy} . Apabila gaya F pada massa struktur dalam arah x didapatkan nilai periode getar \tilde{T} :

$$\tilde{T}^2 = (2\pi)^2 m \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_{yy}} \right)$$



Gambar 2.22 Lentutan pada struktur dengan fleksibilitas vertikal, horisontal, dan rotasi pada tumpuannya

Dengan membandingkan periode getar tumpuan jepit dan tumpuan fleksibel didapatkan periode perpanjangan (*lengthening period*):

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}}$$

Selain periode perpanjangan di atas, perilaku sistem struktur juga dipengaruhi oleh redaman pondasi β_f . Redaman ini tersusun dari *hysteretic damping* serta *radiation damping*. Redaman pondasi memberikan kontribusi langsung kepada redaman tumpuan fleksibel β_0

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{(\tilde{T}/T)^n} \beta_i$$

Dimana :

β_i adalah redaman struktur bagian atas dengan asumsi tumpuan jepit, umumnya diambil 5% untuk sistem struktur tumpikal.

2.12.2 Interaksi Kinematik (*Kinematic Interaction*)

Interaksi kinematik (*kinematic interaction*) berhubungan dengan pengaruh berat bangunan terhadap percepatan tanah. FEMA memasukkan dua efek utama dari interaksi kinematik ini yaitu *base slab averaging* yaitu pengaruh kinematik SSI pada pondasi dangkal yang tidak tertanam karena ketidaksesuaian gelombang di atas area dasar yang kaku serta *embedment effect* yang merupakan efek yang timbul akibat bangunan yang tertanam di bawah permukaan tanah. Namun efek dari interaksi kinematik ini tidak diijinkan penggunaannya apabila analisa gaya lateral ekuivalen dan modal respons spektrum digunakan karena adanya kemungkinan desain yang berlebihan.

2.12.3 Penentuan Nilai Modulus Reaksi Tanah Dasar k_s

Modulus reaksi tanah dasar (*modulus of subgrade reaction*) adalah suatu konsep yang menjelaskan hubungan antara tekanan tanah dan lendutan yang terjadi. Hubungan ini banyak digunakan pada analisa struktur pondasi seperti pada pondasi telapak menerus, pondasi rakit maupun tiang pancang.

Nilai modulus reaksi tanah dasar k_s dapat dicari dengan beberapa cara seperti uji plat beban, tabel nilai tipikal atau korelasi serta perhitungan penurunan pondasi. Terzaghi (1955) mengusulkan beberapa nilai k_s seperti:

$$k_s = \frac{k_1}{B} \quad (\text{Untuk tanah lempung})$$

$$k_s = k_1 \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 \quad (\text{Untuk tanah pasir})$$

Sedangkan untuk plat segi empat siku siku berdimensi $b \times mb$ di atas pasir :

$$k_s = k_1 \left(\frac{m+0,5}{m} \right)^2$$

Dimana :

K_s = Modulus reaksi tanah dasar untuk pondasi plat penuh

K_f = Modulus reaksi tanah dasar hasil uji plat beban

Broms (1998) juga mengusulkan nilai k_s seperti :

$$K_s = k_{0,3} \cdot 0,3/B \quad (\text{Untuk tanah lempung})$$

$$K_s = k_{0,3} (B+0,3/2B)^2 \quad (\text{Untuk tanah pasir})$$

Dimana :

$K_{0,3}$ = Nilai modulus reaksi tanah dasar hasil uji plat beban lebar 0,3 m

B = Lebar *footing* dalam meter

Tanah disekitar pondasi dimodelkan sebagai system pegas (Spring) dengan kekakuan k . sebelum mencari nilai kekakuan. Berdasarkan nilai daya dukung tanah

q_a Bowles (1983) memberikan nilai pendekatan :

$$k_s = 40SF \cdot q_a \left(\frac{kN}{m^3} \right)$$

Dimana SF adalah faktor keamanan (*safety factor*) dengan lendutan yang terjadi sebesar 2,5 cm. Umumnya nilai SF sebesar 3 sehingga persamaan di atas menjadi:

$$k_s = 120 \cdot q_a \left(\frac{kN}{m^3} \right)$$

Gazetas (1991) memberikan rumusan untuk mengestimasi nilai kekakuan pegas untuk pondasi yang berada di atas tanah sebagai berikut:

Arah vertical (z),

$$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} \left(0,73 + 1,54 \left(\frac{A_b}{4L^2} \right)^{0,85} \right)$$

Arah horizontal (y) atau arah lateral,

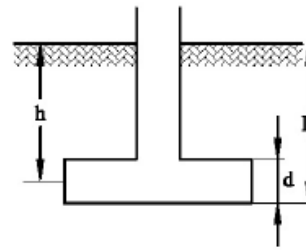
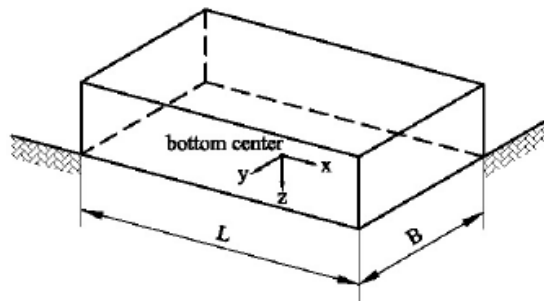
$$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} \left(2 + 2,50 \left(\frac{A_b}{4L^2} \right)^{0,85} \right)$$

Arah horizontal (x) atau arah longitudinal,

$$K_x = K_y - \frac{0,2}{0,7 - \nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

Dimana :

A_b = Luas Pondasi



Gambar 2.23 Ilustrasi penggunaan ketentuan FEMA 356 (Sumber : Gazetas 1991)

Pengaruh tanah disekitar pondasi tiang dalam arah horisontal dapat dimodelkan sebagai elemen dengan kekakuan aksial saja. Elemen ini diletakkan pada salah satu sisi pondasi tiang dengan kekakuan aksial yang sama baik tekan maupun lentur. Silva (2008) memberikan pendekatan nilai kekakuan pegas pada setiap kedalaman tiang dihitung dengan persamaan:

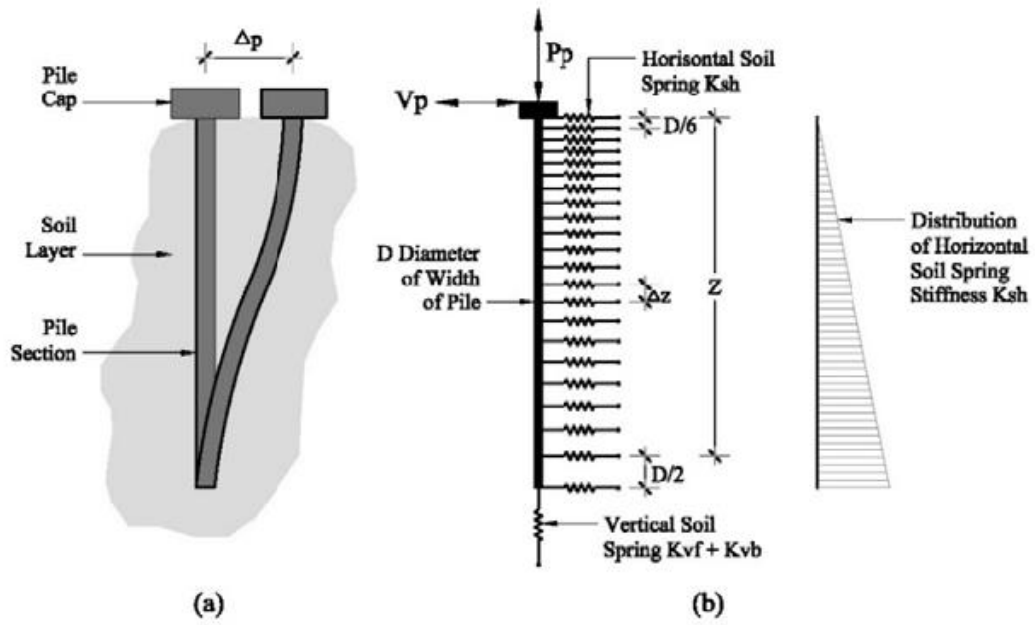
$$K_{sh} = k_s \cdot \Delta_z \cdot Z$$

Dimana :

K_s = Kekakuan pegas ekivalen

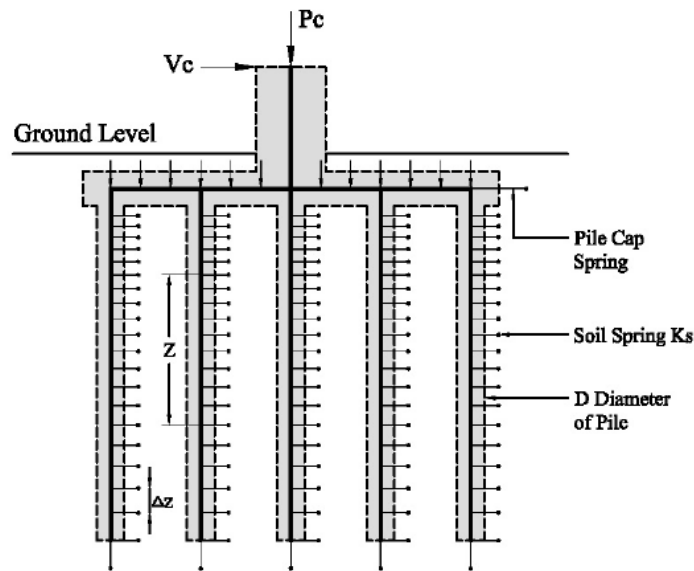
k_s = Koefisien reaksi tanah dasar (kN/m^3)

Δ_z = Jarak antara dua pegas pada kedalaman Z



Gambar 2.24 Model Finite Elemen untuk Pondasi Tiang Tunggal

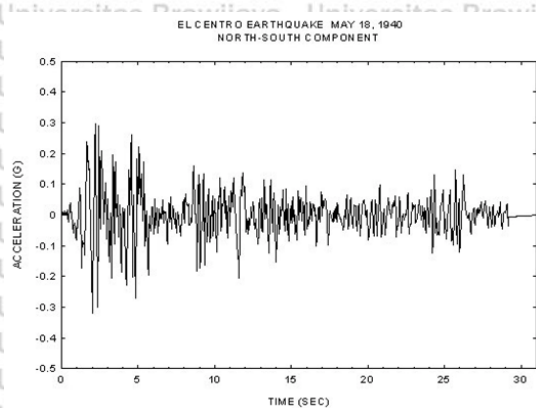
Sumber: Silva (2008)



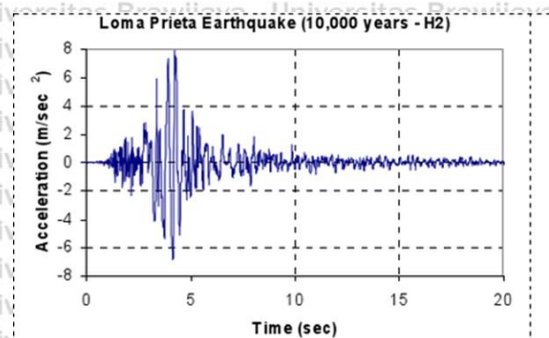
Gambar 2.25 Model Finite Elemen untuk Pondasi Tiang Grup

Sumber: Silva (2008)

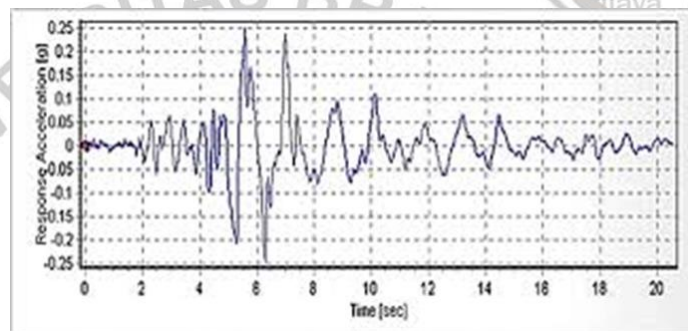
Untuk menganalisis dengan *Time History* data rekaman gempa yang digunakan adalah El- centro, Koyna dan Loma Prieta.



Gambar 2.26 Rekaman Gempa El-Centro USA
(Sumber : vibrationdata.com)



Gambar 2.27 Rekaman Gempa Loma Prieta USA
(Sumber : vibrationdata.com)



Gambar 2.28 Rekaman Gempa Koyna India
(Sumber : vibrationdata.com)

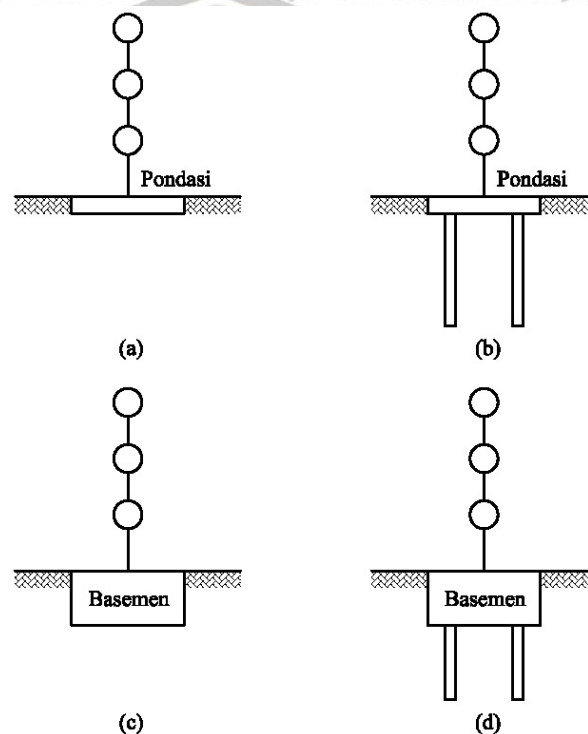
SNI 1726:2012 tidak mewajibkan penggunaan analisa SSI dalam perencanaan bangunan tahan gempa. Pasal 13 SNI 1726:2012 hanya mengatur ketentuan-ketentuan yang wajib diikuti apabila pengaruh SSI diperhitungkan dalam analisa, itupun terbatas bila model yang digunakan dalam analisa respons struktur tidak secara langsung menggabungkan efek fleksibilitas pondasi.

Penggunaan ketentuan mengenai SSI dalam SNI 1726:2012 akan menurunkan nilai beban geser dasar, beban lateral, serta momen guling. Namun sebaliknya, perpindahan lateral yang terjadi akan semakin besar serta meningkatnya beban sekunder yang terkait dengan efek P-delta.

2.13 Interaksi Tanah Struktur pada Pondasi

Pada kondisi normal, pondasi berperan menahan beban hidup dan beban mati bangunan di atasnya serta meneruskannya ke tanah di bawah pondasi. Pada saat terjadi gempa, pondasi berperan meneruskan gerakan tanah ke bangunan di atasnya, menahan getaran bangunan serta meneruskannya kembali ke tanah di bawahnya. Jadi tanah dan struktur saling mempengaruhi melalui perantara pondasi.

Pengaruh SSI terhadap respon struktur tergantung pada kekakuan tanah, karakteristik dinamis struktur atas (periode natural, faktor redaman), serta tipe pondasi. Secara umum ada empat tipe pondasi seperti terlihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 2.29 Tipe pondasi, (a) Pondasi telapak; (b) Pondasi tiang; (c) Basemen tanpa pondasi tiang; (d) Basemen dengan pondasi tiang

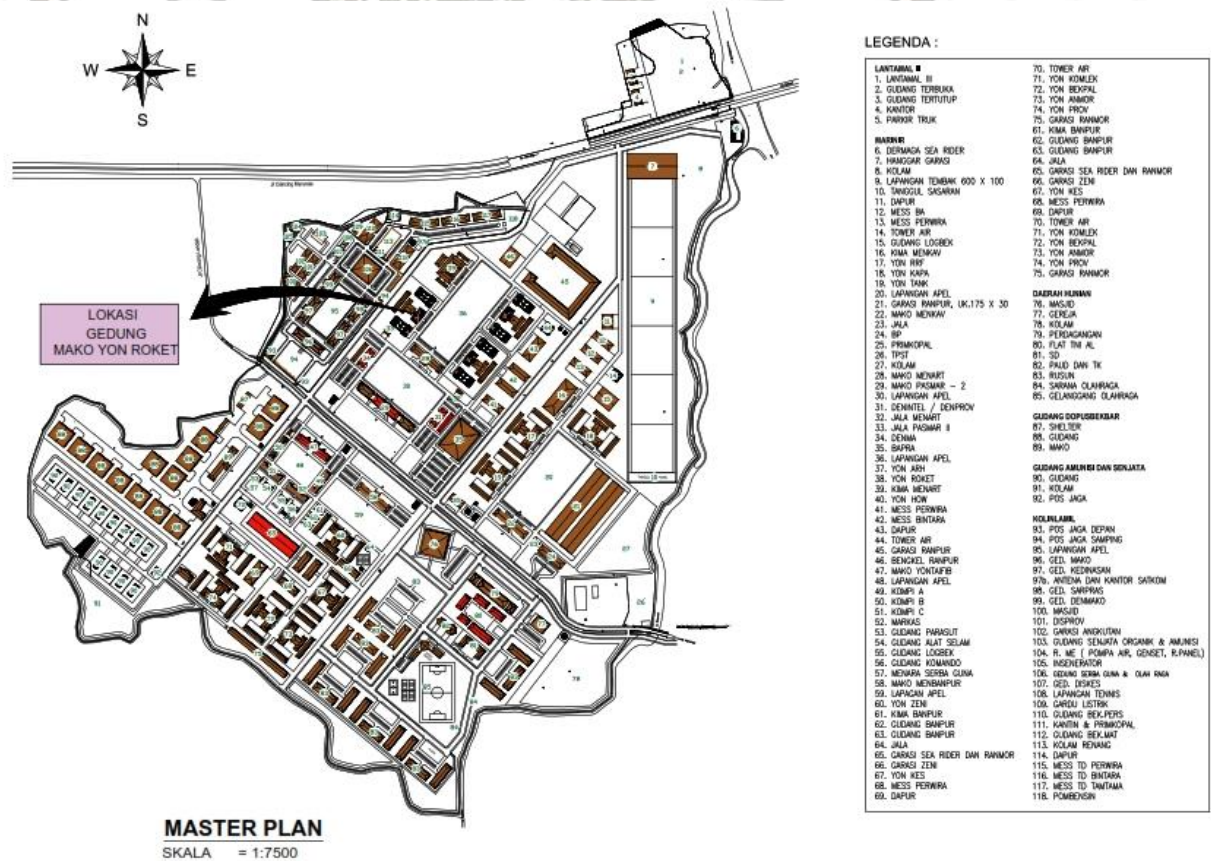
Pada pondasi telapak, SSI terjadi pada permukaan bawah pondasi sedangkan pada pondasi tiang SSI terjadi pada permukaan tiang dan dasar pondasi. Pada basemen, interaksi tanah-struktur terjadi pada permukaan basemen baik bawah maupun dinding samping basemen. Demikian pula pada sistem pondasi dengan basemen dan pondasi tiang, interaksi terjadi pada permukaan basemen dan pondasi tiang. Pengaruh SSI menjadi semakin berarti dan rumit seiring dengan bertambahnya bidang kontak antara tanah dan pondasi berturut-turut dari pondasi tipe (a) sampai (d).

BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Lokasi Studi Kasus

Metode penelitian merupakan suatu sistem untuk memecahkan suatu persoalan yang terdapat dalam suatu kegiatan penelitian. Metode penelitian memandu si peneliti mengenai urutan-urutan pekerjaan yang harus dilakukan dalam suatu penelitian.

Objek studi kasus untuk penulisan tugas akhir ini adalah pembangunan kawasan Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta. Kondisi tanah di daerah tersebut merupakan jenis tanah lempung lunak dimana tinggi muka air setinggi 1 meter dari permukaan. Dan berkemungkinan bisa terjadi Likuifaksi walaupun sedikit. Lokasi penelitian dapat dilihat pada (Gambar 3.1).



Gambar 3.1 Layout Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta

3.2 Tahap Persiapan

Tahap persiapan merupakan rangkaian kegiatan yang dilakukan sebelum memulai pengumpulan data dan pengolahan data. Dalam tahap ini disusun hal-hal penting yang harus dilaksanakan untuk mengefektifkan waktu dan pekerjaan. Adapun dalam tahap persiapan meliputi :

1. Studi pustaka mengenai teori yang berkaitan dengan tugas akhir untuk mengetahui garis besar permasalahan di lapangan
2. Menentukan kebutuhan data yang akan diperlukan dalam penelitian
3. Menggali informasi tentang analisa tiang pondasi dan pondasi rakit di buku referensi maupun di jurnal

Tahap persiapan diatas harus dilaksanakan dengan cermat untuk menghindari adanya pekerjaan yang terlupakan atau berulang, sehingga pada tahap pengumpulan data dapat dilaksanakan secara maksimal.

3.3 Metode Pengumpulan Data

Data umum untuk Proyek Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta adalah sebagai berikut:

1. Nama Proyek : Pembangunan Lanjutan Gedung & Sarpras Pasmars-1 Jakarta
2. Lokasi Proyek : Jakarta
3. Fungsi Bangunan : untuk memperlancar pelaksanaan tugas pokok Pasmars-1
4. Owner Proyek : Badan Sarana Pertahanan Kenham Pusat Konstruksi
5. Konsultan Perencana : PT. Cipta Daya Teratai Emas

3.3.1 Data Bangunan

Pada kawasan yang akan dianalisis, nantinya akan dibangun rumah tinggal 3 lantai dengan beban yang ditentukan yaitu 34 kPa. Ilustrasi bangunan dapat dilihat pada (**Gambar 3.2**).



Gambar 3.2 Ilustrasi bangunan Gedung & Sarpras Pasmar-1 Jakarta
Sumber : PT. Cipta Daya Teratai Emas

3.3.2 Data Sekunder

Data sekunder merupakan data yang diperoleh peneliti dari sumber yang telah ada.

Untuk data berikut didapatkan dari Konsultan Perencana, menggunakan hasil data laboratorium yang telah ada. Data tersebut terdiri dari :

1. Data N-SPT (Bor-Log)
2. Data Layout Bangunan Atas
3. Data Perhitungan Bangunan Atas

3.4 Analisis Pengolahan Data

Pengolahan data dilakukan untuk mengetahui berapa kekuatan dari tiang pancang jika terpengaruh dengan likuifaksi. Setelah mengetahui Kekuatan tiang pancang tersebut, dilakukan analisis Interaksi Struktur Tanah/ *Soil Interaction Structur (SSI)* untuk mengetahui *Lateral Displacement* dan *Bending Moment* pada tiang pancang dan pondasi rakit.

1. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dan informasi dari bangunan SARPAS yang diteliti, baik data sekunder maupun data primer. Data yang didapat adalah Shop Drawing bangunan, rencana anggaran biaya (RAB), data tanah sondir boring bangunan. Data ini

digunakan untuk pemodelan struktur 3D yang selanjutnya dianalisis dengan bantuan SAP 2000.

Shop Drawing digunakan untuk tahapan pemodelan yang sesuai dengan gambar yang ada sehingga analisis ini tidak menyimpang dari gambar yang ada. Semua struktur yang dimodelkan harus sesuai dengan Shop Drawing, untuk bangunan non struktural tidak dimodelkan karena tidak berpengaruh terhadap penelitian

Rencana Anggaran Biaya dipakai untuk mendapatkan volume pekerjaan yang ada pada gambar kerja. Rab berguna untuk membandingkan volume agar dalam perhitungan tidak menyimpang terlalu jauh terutama dalam perhitungan volume struktur yang ada. Semua volume pekerjaan yang tidak tercantum dalam Shop Drawing dapat dilihat dalam RAB.

Data tanah digunakan untuk menentukan sifat fisik dan mekanik tanah, hal ini berguna untuk mendapatkan parameter tanah dalam menghitung penurunan pondasi

2. Menganalisa Data Tanah

Data hasil penyelidikan tanah (*soil investigation*) dianalisa dengan metode interpretasi data supaya lebih mudah dipahami dan lebih sederhana. Selain itu juga mengevaluasi data tanah tersebut apakah sesuai dengan karakteristik tanah lempung lunak atau tidak, jika tidak maka dilakukan reduksi data dan Melakukan analisis data Nspt yang didapat dengan cara korelasi karena diketahui parameter fisis tanah yang didapatkan kurang lengkap, salah satu contoh adalah tidak ditampilkan tekanan pra konsolidasi. Hasil korelasi akan berguna dalam perhitungan daya dukung tanah.

3. Menghitung Reaksi Perletakan Bangunan dengan Menggunakan SAP2000

Untuk mendapatkan reaksi perletakan pada setiap pondasi maka pada penelitian ini akan dibantu dengan software SAP yang digunakan sebagai beban bagi pondasi. Hal ini bertujuan untuk mendapatkan reaksi perletakan di dasar pondasi yang nantinya akan digunakan dalam perhitungan perencanaan pondasi. Struktur yang dimodelkan adalah bangunan SARPAS yang terdiri dari 2 lantai.

4. Menghitung Daya Dukung Tanah Untuk Tiang Pancang

Melakukan perhitungan daya dukung tanah untuk pondasi tiang pancang. Dikarenakan tanah yang berada di lokasi tidak memiliki pasir lepas di dalam tanah dan memiliki tinggi muka air di atas permukaan tanah setinggi 1 meter. Maka untuk perhitungan daya dukung akan mengasumsikan bahwa setiap lapisan dalam keadaan berbutir halus (Lempung/Lanau) dan bersifat terdrainasi. Metode yang digunakan adalah metode Meyerhof.

5. Menghitung Konfigurasi Pondasi Tiang Pancang Pada Pilecap

Untuk menentukan kedalaman tiang pancang, kedalaman tiang pancang harus mencapai tanah keras dari proyek tersebut, dikarenakan dari data tanah tersebut memiliki sifat lapisan tanah yang sangat lunak sehingga cukup berbahaya jika terjadi penurunan yang besar. Rumus yang dipakai untuk mendapatkan efisiensi kelompok tiang adalah rumus Converse-Labarre. Kemudian Melakukan perhitungan dan perencanaan terhadap konfigurasi pilecap pondasi gedung yang ada.

6. Mencari Nilai Kekakuan Pondasi

Struktur bangunan dianalisa tiga dimensi menggunakan SAP2000 dengan mempertimbangkan interaksi tanah tiang struktur. Analisa terhadap tiang pancang menggunakan model winkler. Dimensi struktur bangunan dan tiang pancang seperti ditunjukkan pada lampiran. Struktur yang akan diuji termasuk tiang pancang menggunakan beton dengan $f'c = 30$ mpa. Nilai modulus elastisitas adalah sebesar $E = 4700 \sqrt{f'c}$ (SNI1726:2012,2012). Pada peneitian ini, tanah disekitar pondasi dimodelkan sebagai system pegas (*Sping*) dengan kekakuan k. Nilai kekakuan tanah didapatkan melalui metode aproksimasi berdasarkan Nilai Kapasitas daya dukung tanah (q_a) menurut Bowles (1993).

7. Menghitung Perencanaan Daya Dukung Tanah Untuk Pondasi Rakit

Untuk merencanakan pondasi rakit, hal yang pertama dilakukan adalah dengan menghitung kuat geser pons yang akan direncanakan. Lalu menghitung daya dukung tanah untuk pondasi rakit. Kemudian menghitung tegangan pondasi rakit yang akan direncanakan, dan terakhir menghitung penurunan pondasi rakit akibat Konsolidasi. Pondasi rakit yang dipakai adalah berbentuk Rigid.

8. Analisis *Time History* Dengan Analisis *Soil Structure Interaction* Untuk mendapatkan *Lateral Displacement/Defleksi dan Bending Moment*

Secara analisis, metode SSI yang digunakan adalah metode *Substructure*, Perilaku dari pondasi dan tanah diwakili oleh kekakuan dinamis dan koefisien redaman dan efek interaksi antara tanah dan pondasi ditransmisikan ke struktur melalui pegas. Tanah dimodelkan sebagai sistem Pegas-Redaman. Permodelan sistem Interaksi struktur-tanah dilakukan dengan menggunakan program SAP2000. Reaksi perletakan pada Pondasi rakit yang didapatkan ditransfer sebagai aksi pada basemen di bawahnya. Tanah di sepanjang keliling tiang pancang dimodelkan sebagai sistem pegas-redaman dan bertumpuan spring

Menganalisis model struktur bangunan dengan menggunakan metode analisis *Time History* sebagai beban lateral dengan dukungan basis tetap dengan mempertimbangkan interaksi struktur tanah di perangkat lunak SAP 2000.

Untuk Menganalisis *Time History* data rekaman yang digunakan adalah EL-Centro, Koyna dan Loma Prieta. Metode yang digunakan untuk menghitung Interaksi Tanah Tiang struktur adalah metode langsung yaitu metode elemen hingga (FEM) (Paz and Leigh, 2004) pada aplikasi SAP2000 yang akan menghasilkan *lateral displacement* dan *bending moment* dengan memasukan riwayat Gempa EL-Centro, Koyna dan Loma Prieta kedalam analisis. Setelah itu cek apakah tiang pancang aman terhadap *bending moment* yang terjadi

9. Menentukan RAB

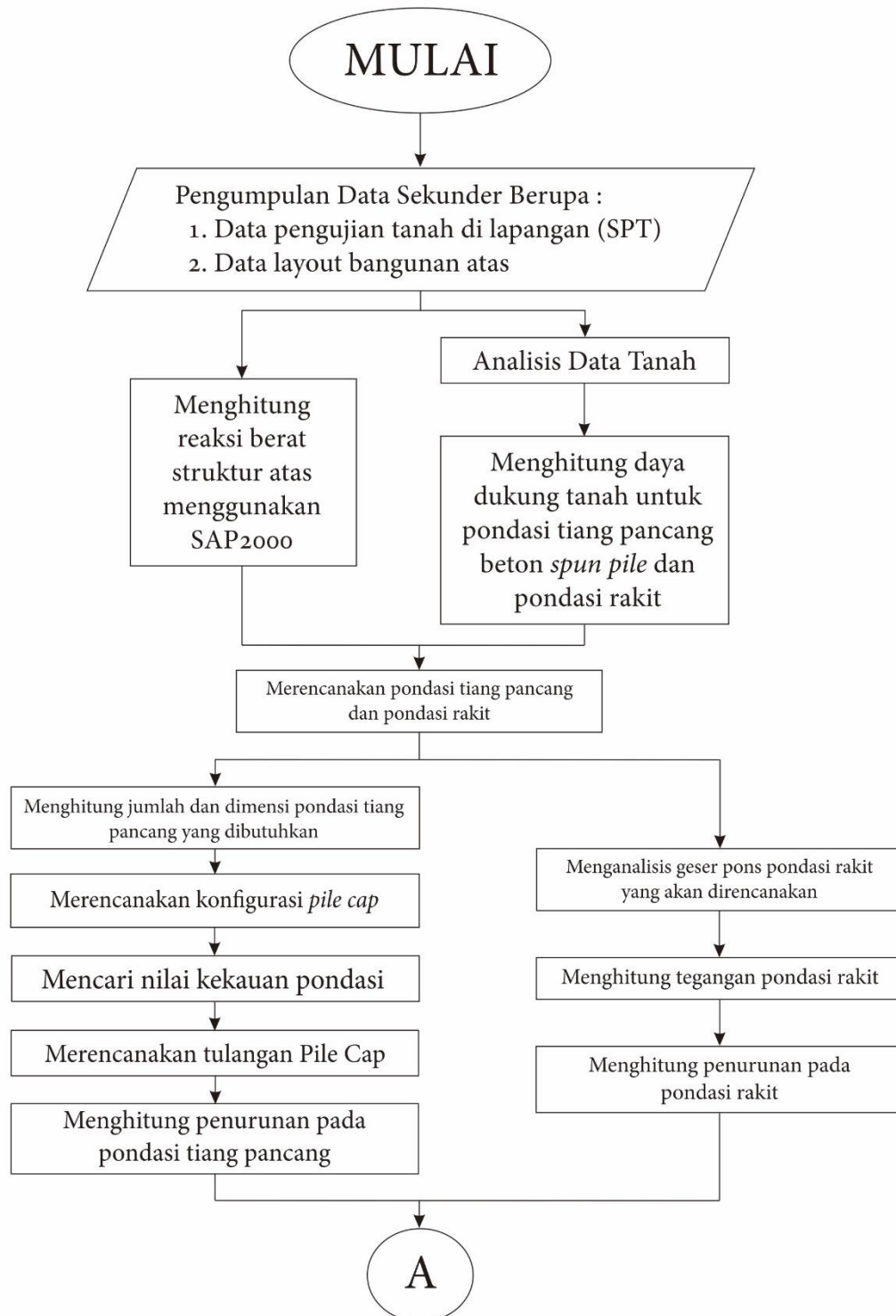
Kemudian membandingkan biaya pelaksanaan konstruksi pondasi rakit dengan pondasi tiang yang hanya memperhitungkan total biaya material konstruksi dan total biaya pelaksanaan. Hal ini dapat diketahui bahwa seberapa besar perbandingan harganya, maka biaya konstruksi kedua pondasi perlu dianalisis secara lebih detail dengan menganalisis biaya-biaya konstruksi yang belum diperhitungkan. Pada akhir perhitungan RAB, akan diambil pilihan alternatif pondasi mana yang paling efisien dan lebih murah.

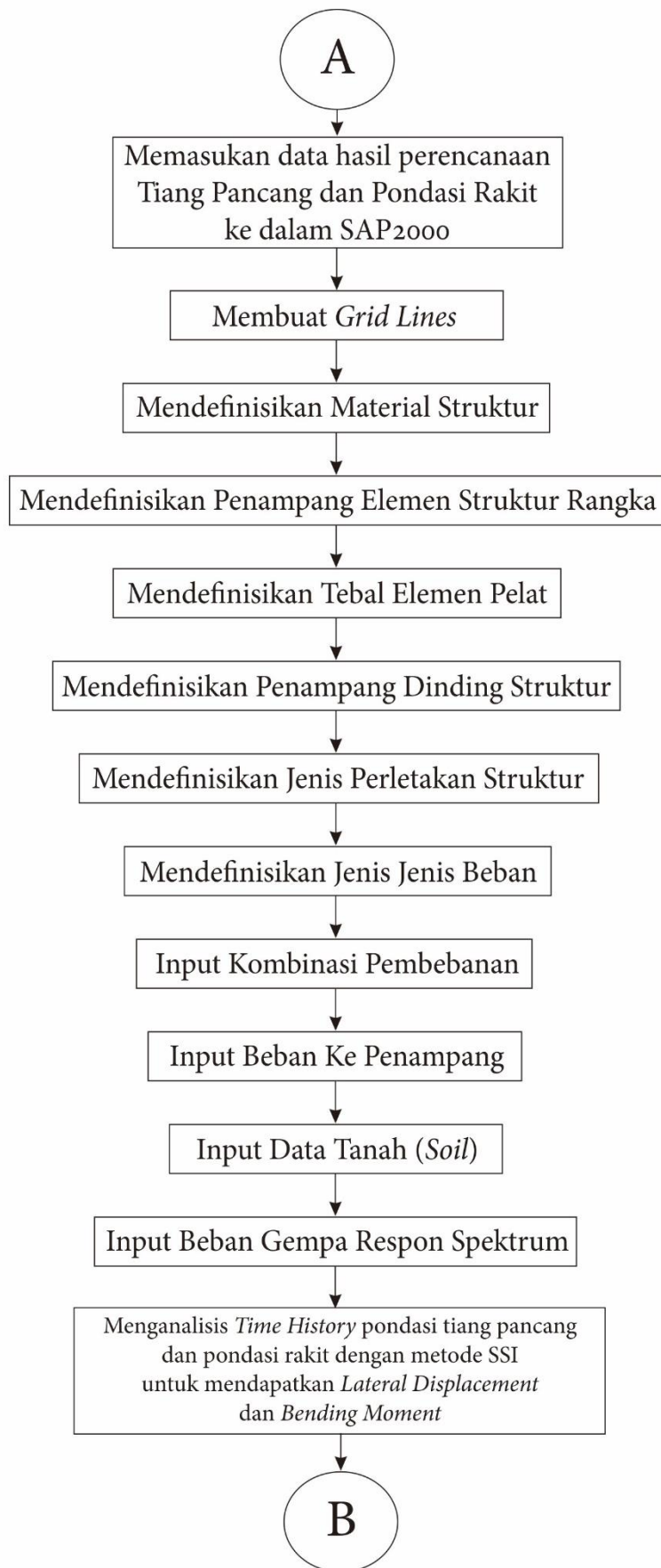
10. Kesimpulan dan Saran

Menarik kesimpulan dan memberikan saran terhadap analisis perencanaan pondasi tiang pancang beton dan Pondasi rakit dalam perbandingan hasil Interaksi Struktur-tanah.

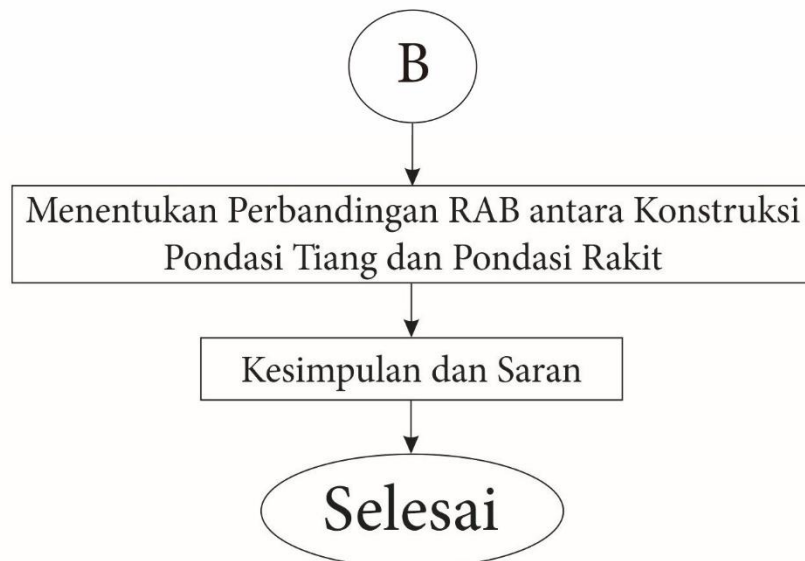
3.5 Metode Analisis

Adapun metode analisis dalam penulisan tugas akhir ini dijelaskan dalam bentuk diagram alir seperti berikut :





Metode Pada
Software
SAP2000



BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Tanah

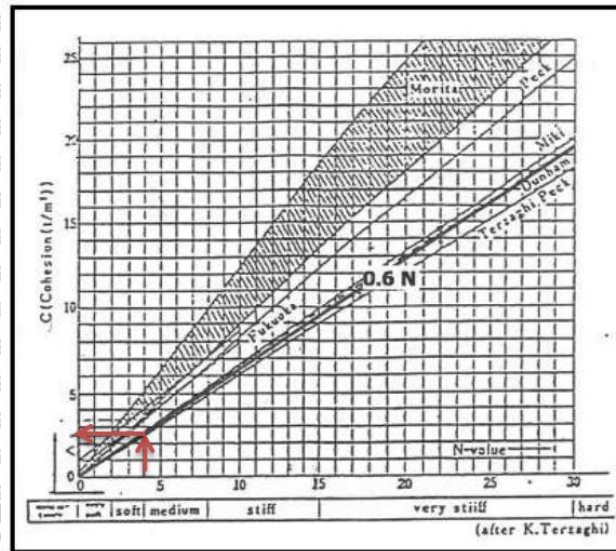
Data tanah yang didapatkan pada proyek adalah berupa data *bore log*. Hal tersebut dikarenakan pada pengerjaan proyek dilakukan uji *bore log* dan dilakukan uji laboratorium untuk mendapatkan parameter fisis dan mekanik tanah pada setiap lapisan. Diakibatkan data tanah yang tidak cukup lengkap, maka perlu dilakukan korelasi N_{SPT} guna mendapatkan parameter fisis tanah dalam perhitungan pondasi. Data tanah berupa data *bore log* dapat dilihat pada Lampiran 1. Parameter fisik tanah yang akan dipakai dalam perhitungan daya dukung pondasi adalah berat jenis tanah (γ), sudut geser tanah (ϕ) dan kerapatan relatif (*relative density*, D_r). Sedangkan untuk nilai kohesi (C) sudah ditentukan karena tanah di lapangan adalah tanah lempung (*noncohesionless soil*).

Lokasi bangunan yang direncanakan berada di daerah Rawa Kecamatan Marunda Cilincing, Kabupaten Jakarta. Kondisi tanah di lokasi proyek tersebut adalah dominan Lempung Lunak/Soft Clay dengan konsistensi tanah Medium Stiff hingga medium dense disertai tinggi muka air setinggi 1 meter dari permukaan. Pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang pancang dan pondasi rakit. Selain itu, Jakarta merupakan daerah dengan zona gempa cukup tinggi. Banyak gedung pencakar langit yang berada di kota Jakarta.

4.2 Hasil Korelasi Data N_{SPT}

Parameter fisik tanah yang dibutuhkan untuk merencanakan pondasi yang akan direncanakan selanjutnya adalah berat volume tanah (γ), sudut geser tanah (ϕ) dan Nilai Kohesi (C). Korelasi dilakukan terhadap nilai N_{SPT} dan berdasarkan tabel korelasi yang dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Korelasi nilai N -SPT terhadap Kohesi (C) dibawah berikut menunjukkan besarnya kohesi tanah dalam kondisi tak terdrainase undrained shear strength. Berdasarkan grafik pada gambar 4.1, secara umum nilai C dapat diambil sebesar 0,6 kali nilai N_{SPT} dimana C dalam satuan ton/m³.



Gambar 4.1 Hubungan nilai kohesi dan N-SPT pada tanah kohesif (Terzaghi, 1943)

Contoh :

Data Profil Tanah (2 m – 2,5 m)

Nilai N-SPT = 2

$$C = 0,6 \cdot N$$

$$C = 0,6 \cdot 2$$

$$C = 1,2 \text{ t/m}^3$$

Kekuatan geser dalam mempunyai variabel kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam bersamaan dengan kohesi menentukan ketahanan tanah akibat tegangan yang bekerja berupa tekanan lateral tanah. Nilai ini juga didapatkan dari pengukuran engineering properties tanah dengan *Direct Shear Test* atau *Triaxial Compression Test*.

Untuk menentukan korelasi empiris antara nilai N-SPT dengan unconfined compressive strength dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif, dapat dilihat pada tabel 4.1 di bawah ini :

Tabel 4.1 Korelasi empiris antara nilai N-SPT dengan unconfined compressive strength dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif.

(Sumber : Soil Mechanics, Lambe & Whitman, from Terzaghi and Peck 1948, Internasional Edition 1969)

N SPT (blows/ft)	Konsistensi	q_u (Unconfined Compressive Strength) tons / ft ²	γ_{sat} kN/ m ³
< 2	Very soft	< 0,25	16 – 19
2 – 4	Soft	0,25 – 0,50	16 – 19
4 – 8	Medium	0,50 – 1,00	17 – 20
8 – 15	Stiff	1,00 – 2,00	19 – 22
15 – 30	Very stiff	2,00 – 4,00	19 – 22
> 30	Hard	> 4,00	19 – 22

Tabel 4.2 berikut menampilkan korelasi dari data asli di lapangan untuk menentukan berat volume tanah, sudut geser tanah dan nilai kohesi tanah. Data asli yang dipakai pada tabel tersebut adalah data hasil *boring log* Mako Pasmal lubang ke 1 dengan keterangan jenis tanah dan nilai N_{spt} di setiap kedalaman yang diuji, data asli terlampir pada lampiran. Dan data yang merupakan hasil dari korelasi data asli adalah data berat volume tanah (γ), sudut geser tanah (ϕ) dan Nilai Kohesi (C).

Tabel 4.2 Korelasi berat volume tanah (γ), sudut geser tanah (ϕ) dan Nilai Kohesi (C).

Korelasi dilakukan terhadap nilai N_{SPT}

Lapisan (Jenis Tanah)	Depth (m)	Nspt	γ (ton/m ³)	γ (ton/m ³)	ϕ (°)	C (t/m ²)
1 (Lempung)	1	3,0	1,750	1,700	2,46	1,8
	2	3,0	1,750			1,8
	4	2,0	1,600			1,2
2 (Lempung)	4,5	2,0	1,600	1,750	5,53	1,2
	6	3,0	1,750			1,8
	8	4,0	1,900			2,4
	8,5	4,5	1,738			2,7
3 (Lempung Lanau)	10	6,0	1,850	1,986	6,31	3,6
	12	7,0	1,925			4,2
	14	10,0	1,986			6
	16	12,0	2,071			7,2
	18	14,0	2,157			8,4
	20	18,0	1,960			10,8
	22	60,0	2,200			36

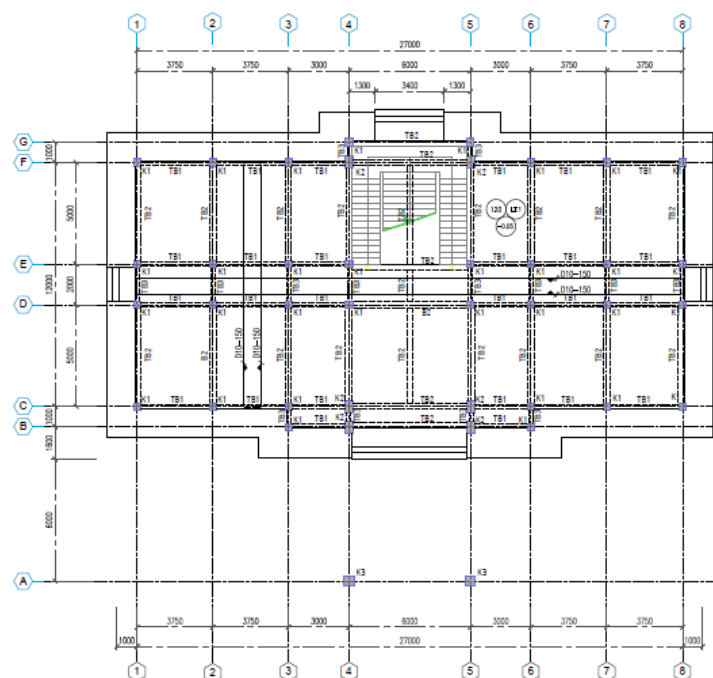
4.3 Permodelan Struktur Bangunan Atas

Permodelan struktur bangunan atas dilakukan dengan program software analisa struktur SAP 2000. Permodelan bangunan atas berguna untuk mendapatkan reaksi perletakan pada pondasi pijakan yang nantinya diperhitungkan pada perencanaan pondasi. Struktur yang dimodelkan adalah bangunan markas komando yang terdiri dari 2 lantai.

Denah dari bangunan markas komando yang akan direncanakan adalah sebagai berikut :

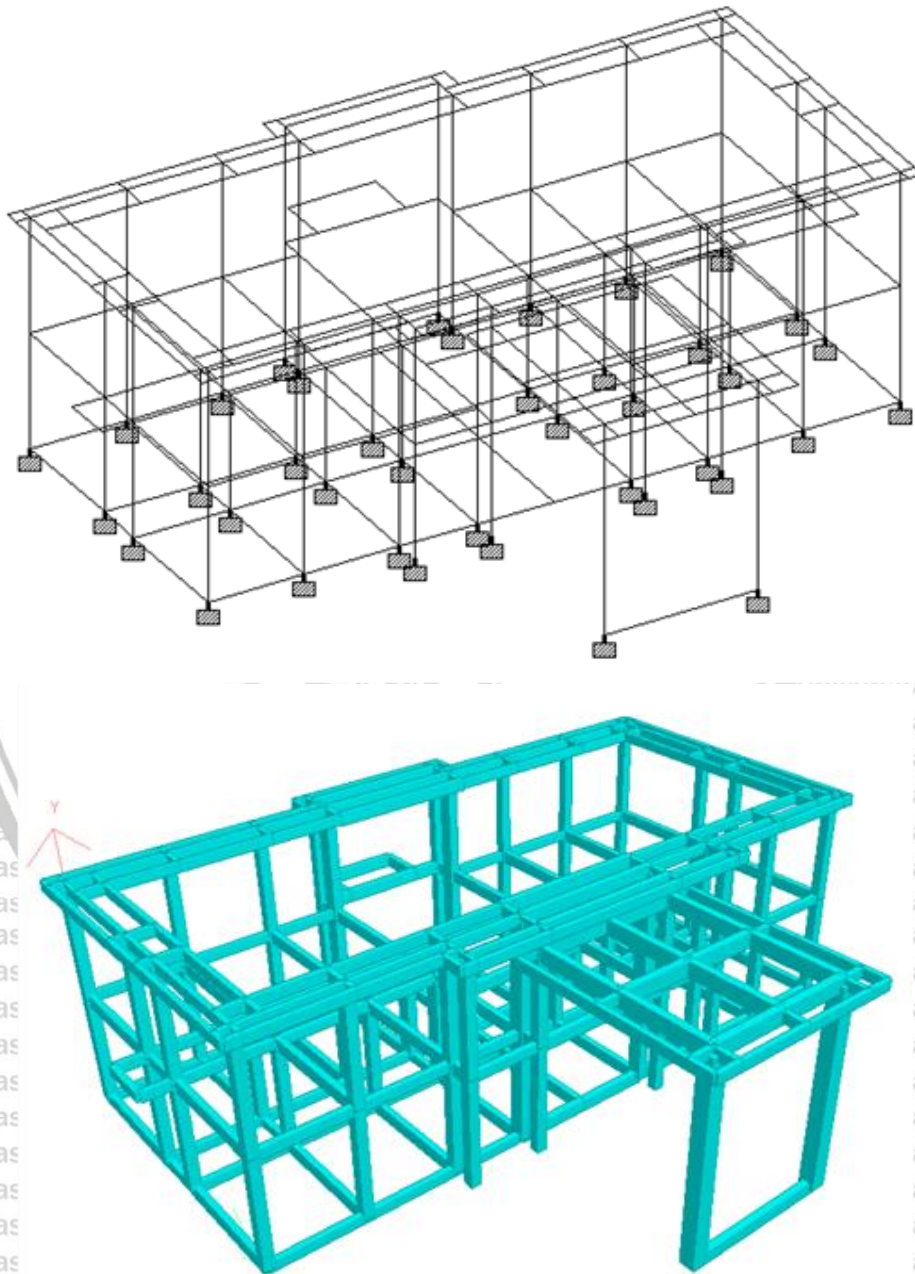


Gambar 4.2 Denah Lantai Dasar Gedung Markas Komando

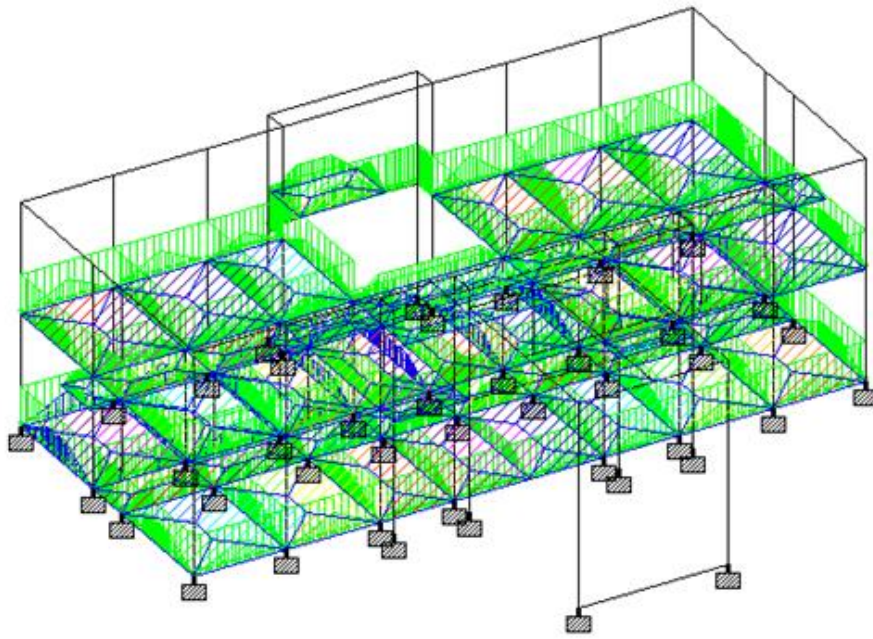


Gambar 4.3 Denah Lantai 2 Gedung Markas Komando

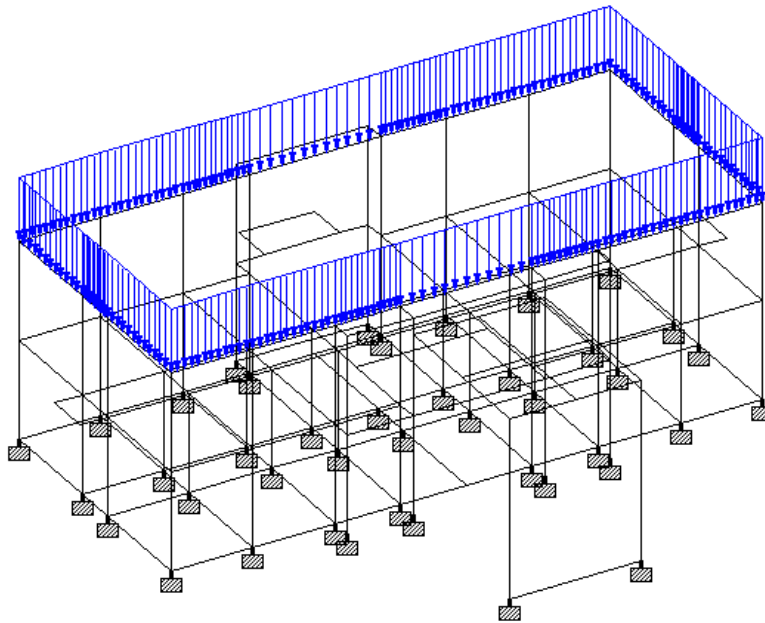
Pada penulisan tugas akhir ini terdapat dua kondisi yang dibandingkan. Kondisi tersebut adalah kondisi saat bangunan menggunakan pondasi tiang pancang dan saat menggunakan pondasi rakit. Maka dari itu nantinya pada permodelan struktur bangunan atas juga perlu dimodelkan terhadap dua kondisi tersebut. Berikut adalah permodelan yang dilakukan pada program bantu SAP 2000 :



Gambar 4.4 Model 3 Dimensi Stuktur Bangunan Atas Bangunan Markas Komando



Gambar 4.5 Beban Mati (DL) Warna hijau dan Beban Hidup (LL) warna biru pada Lantai Dasar dan Atas

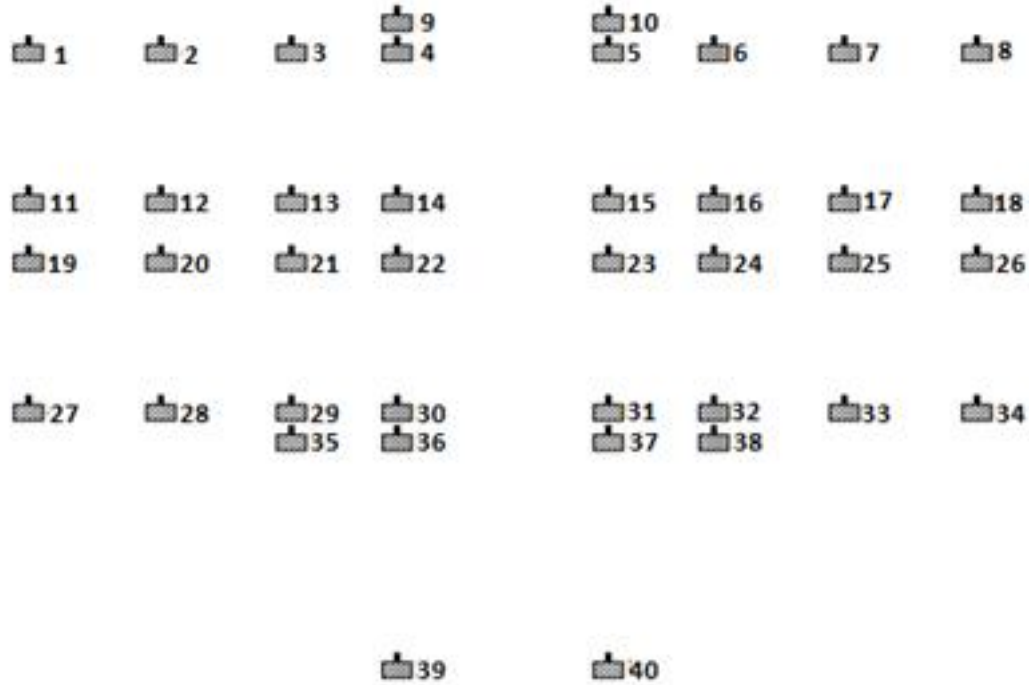


Gambar 4.6 Beban Hidup (LL) Lantai Atap



4.4 Hasil Analisa Reaksi Perletakan Struktur Bangunan Atas

Analisa dengan program bantu SAP2000 dilakukan untuk mendapatkan nilai reaksi pada perletakan di setiap pijakan pondasi. Hasil analisa struktur bangunan atas dengan program SAP200 dapat dilihat pada tabel 4.4.



Gambar 4.7 Keterangan Node Pada Pondasi

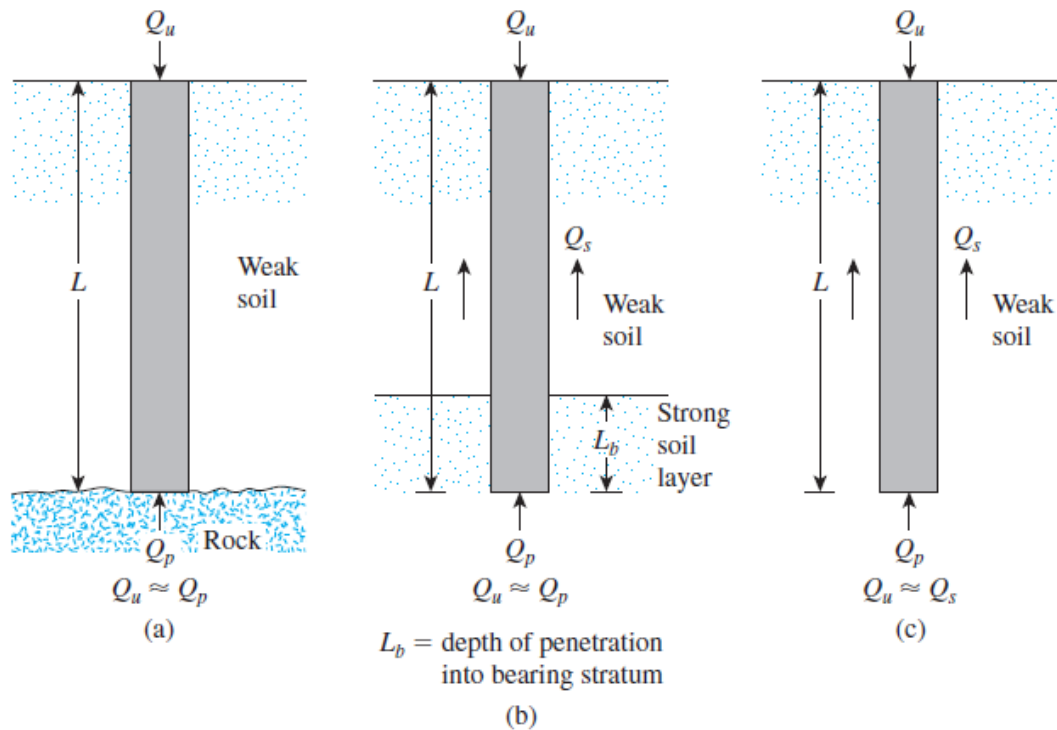
Tabel 4.3 Hasil Total Beban Reaksi Perletakan

Node	Fz (ton)	Fx (tonm)	Fy (ton)	Mx (tonm)	My (tonm)	Mz (tonm)
1	25,778	0,000	0,060	4,100	2,100	0,000
2	36,842	0,020	0,640	5,200	0,000	0,000
3	31,958	0,070	0,630	5,000	0,800	0,000
4	40,605	0,090	0,550	5,600	7,900	0,000
5	41,319	0,100	0,580	5,600	7,900	0,000
6	33,355	0,070	0,720	4,900	0,800	0,000
7	38,739	0,010	0,740	5,100	0,000	0,000
8	26,288	0,230	0,460	3,500	1,800	0,000
9	16,703	0,440	0,010	0,000	1,400	0,000
10	16,350	0,450	0,010	0,000	1,400	0,000
11	31,080	0,150	0,150	3,500	2,800	0,000
12	36,690	0,020	0,430	5,200	0,000	0,000
13	31,190	0,180	0,420	4,900	1,000	0,000
14	49,410	0,670	0,220	5,600	12,950	0,000
15	51,057	0,650	0,260	5,609	12,950	0,000
16	32,790	0,190	0,510	4,800	10,000	0,000
17	38,520	0,010	0,540	5,000	0,000	0,000
18	32,410	0,190	0,280	3,300	2,800	0,000
19	24,580	0,210	0,340	3,800	1,800	0,000
20	36,240	0,000	0,550	5,400	0,000	0,000
21	32,640	0,060	0,300	5,500	0,600	0,000
22	42,820	0,070	0,070	6,500	7,400	0,000
23	42,810	0,100	0,100	6,400	7,500	0,000
24	32,460	0,080	0,310	5,400	0,500	0,000
25	36,320	0,020	0,580	5,400	0,000	0,000
26	25,010	0,190	0,370	3,700	1,800	0,000
27	7,490	0,080	0,070	0,000	0,300	0,000
28	24,250	0,140	0,010	0,100	1,400	0,000
29	24,290	0,120	0,010	0,100	1,500	0,000
30	7,520	0,060	0,080	0,100	0,300	0,000
31	22,000	0,690	1,080	2,600	0,800	0,000
32	21,990	0,680	1,080	2,600	0,800	0,000
33	31,790	0,160	0,300	3,200	2,800	0,000
34	36,650	0,010	0,520	4,900	0,000	0,000
35	31,360	0,130	0,480	4,800	1,100	0,000
36	37,400	0,300	0,380	5,100	7,200	0,000
37	37,350	0,290	0,370	5,100	7,300	0,000
38	31,070	0,140	0,470	4,700	1,000	0,000
39	36,530	0,000	0,510	5,000	0,000	0,000
40	31,410	0,170	0,280	3,300	2,800	0,000

4.5 Perhitungan Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung tanah untuk tiang dilakukan untuk mendapatkan daya dukung tanah di tiap kedalaman tanah. Penentuan dimensi tiang pancang berpengaruh terhadap daya dukung satu tiang dan juga jumlah tiang yang diperlukan di setiap titik

perletakan yang direncanakan. Maka, pada penulisan tugas akhir ini direncanakan pondasi tiang pancang dengan diameter 300 mm. Salah satu contoh perhitungan daya dukung tiang pancang diameter 300 mm berdasarkan metode Meyerhof pada kedalaman 22 meter adalah sebagai berikut :



Gambar 4.8 Ilustrasi daya dukung pondasi tiang pancang

(Sumber : Buku Braja M. Das "Principle of foundation engineering" hal 547)

$$\text{➤ } Q_u = Q_p + Q_s$$

$$\text{- } Q_u = (A_b \times C \times N_c) + (A_s \times f)$$

➤ Perhitungan Daya Dukung Ujung

$$\begin{aligned} \text{- } Q_p &= (\pi \cdot 0,3^2) \cdot 36 \cdot 9 \\ &= 91,5624 \text{ ton} = 915,624 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Perhitungan Daya Dukung Gesek

$$\text{a. } Q_{s1} = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \longrightarrow \text{(Menggunakan Metode Alpha untuk Tanah Lempung)}$$

$$\begin{aligned} \text{- } f &= \alpha \cdot C_u \\ &= 0,95 \times 16 \text{ kN/m}^2 \\ &= 15,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Q_{s1} &= 15,2 \times (\pi \cdot 0,3 \cdot 4 \text{ m}) \\
 &= 57,2736 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{b. } Q_{s2} = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \longrightarrow (\text{Menggunakan Metode Alpha untuk Tanah Lempung})$$

$$\begin{aligned}
 - f &= \alpha \cdot C_u \\
 &= 0,93 \times 18 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 16,74 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Q_{s2} &= 16,74 \times (\pi \cdot 0,3 \cdot 4 \text{ m}) \\
 &= 63,076 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{c. } Q_{s3} = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \longrightarrow (\text{Menggunakan Metode Alpha untuk Tanah Lempung})$$

$$\begin{aligned}
 - f &= \alpha \cdot C_u \\
 &= 0,484125 \times 58,125 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 28,14 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Q_{s3} &= 28,14 \times (\pi \cdot 0,3 \cdot 14 \text{ m}) \\
 &= 371,107 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi,

$$\begin{aligned}
 - Q_s &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\
 &= 57,2736 \text{ kN} + 63,076 \text{ kN} + 371,107 \text{ kN} \\
 &= 491,4566 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Q_u &= 274,93 + 491,4566 \\
 &= 766,3866 \text{ kN} = 76,6387 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Q_{ijin} &= Q_{ultimate}/SF \\
 &= 76,6387/3 \\
 &= 25,54622 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

- Q_u = Daya dukung ultimate
- Q_p = Daya dukung ujung
- Q_s = Daya dukung selimut/friksi
- A_b = Luas Ujung tiang pancang

- C = Kohesi tanah pada kedalaman z
- N_c = Faktor daya dukung, untuk lempung jenuh = 9
- p = Keliling tiang (m)
- ΔL = Panjang tiang di mana p dan f dianggap konstan
- f = Tahanan Geser pada kedalaman z
- k = Koefisien tekanan tanah horisontal/lateral
- SF = Angka Keamanan, Faktor keamanan yang umumnya digunakan berkisar antara 2,5 hingga 4, tergantung pada ketidakpastian mengelilingi perhitungan beban ultimit. direncanakan = 3

Untuk menentukan kedalaman tiang pancang, dipakai nilai Q_{ijin} tanah dimana setara dengan $\frac{1}{2}$ $Q_{allowable}$ axial bahan tiang pancang. Hal tersebut bertujuan agar ketika proses pemancangan di lapangan, tiang tidak mengalami retak dan dapat mencapai kedalaman yang direncanakan. Berikut adalah contoh perhitungan pondasi yang dilakukan pada titik *joint 15*

4.6 Desain Pondasi Tiang Pancang

Didalam dunia konstruksi, tiang pancang (pile) adalah bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan mentransfer (menyalurkan) beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu. Tiang pancang biasanya berbentuk persegi panjang, silinder ataupun segitiga dengan cara pemasangan yang berbeda-beda seperti, dipukul, dibor atau didongkrak ke dalam tanah.

4.6.1 Menentukan gaya reaksi yang bekerja diperletakan

Contoh Gaya reaksi perletakan yang terdapat pada *joint 15* akibat kombinasi pembebanan

$1D + 1L + 1Ex + 0.3Ey$ bernilai sebagai berikut :

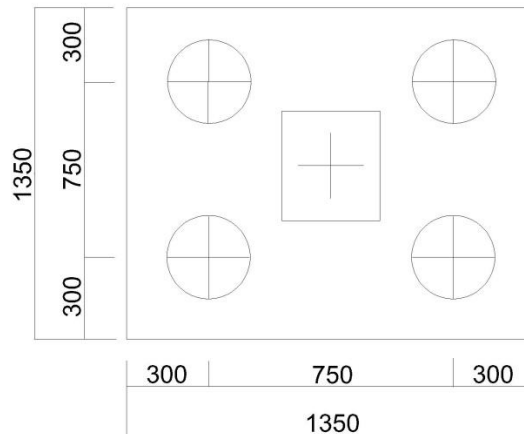
$$F_z = 51057,18 \text{ kg} = 51,0572 \text{ ton}$$

$$M_x = 5608,44 \text{ kgm} = 5,6085 \text{ tonm}$$

$$M_y = 12950,39 \text{ kgm} = 12,9504 \text{ tonm}$$

4.6.2 Jumlah tiang pancang rencana dan konfigurasinya

Pada contoh perhitungan kali ini direncanakan jumlah tiang (n) = 4 buah, dengan jarak antar tiang (s) = 750 mm atau $2,5D$ dan jarak tiang terluar ke tepi *pilecap* = D . Konfigurasi tiang pancang untuk $n = 4$ dapat dilihat pada Gambar 4.10.



Gambar 4.9 Konfigurasi Tiang Pancang

4.6.3 Hitung Pmax dan Pmin satu tiang

Setelah mengetahui gaya-gaya reaksi diperletakkan pada *joint* 15, maka selanjutnya harus dicari Pmax dan Pmin yang bekerja pada satu tiang. Pmax dan Pmin dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_{max} = \frac{\sum F_z}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y_i^2}$$

$$P_{max} = \frac{51,0572}{4} + \frac{12,9504 \cdot 0,375}{0,28125} + \frac{5,6085 \cdot 0,375}{0,28125}$$

$$P_{max} = 37,5095 \text{ ton}$$

$$P_{min} = \frac{\sum F_z}{n} - \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X_i^2} - \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y_i^2}$$

$$P_{min} = \frac{51,0572}{4} - \frac{12,9504 \cdot 0,375}{0,28125} - \frac{5,6085 \cdot 0,375}{0,28125}$$

$$P_{min} = -11,9809 \text{ ton}$$

Xmax = Jarak terjauh tiang pancang terhadap sumbu x

Ymax = Jarak terjauh tiang pancang terhadap sumbu y

$\sum x_i^2$ = Jumlah dari jarak kuadrat masing-masing tiang terhadap sumbu x

$\sum y_i^2$ = Jumlah dari jarak kuadrat masing-masing tiang terhadap sumbu y

4.6.4 Menghitung efisiensi tiang pancang grup

Effisiensi tiang pancang dalam grup bisa didapatkan berdasarkan perumusan dari Persamaan Converse – Labarre, Persamaan Aksi Grup Los Angeles dan Seiler Keeney. Yang dipakai pada penelitian ini adalah dengan perumusan Persamaan Converse – Labarre karena Dapat juga dicatat bahwa hasil Metode ini sesuai dengan hasil analisis numerik, rumus empiris Sayed dan Baker, Persamaan Aksi Grup Los Angeles dan Seiler Keeney dari uji lapangan skala penuh dan uji sentrifuse. Rumus Converse Labarre memiliki beberapa kelemahan, rumus Converse-Labarre memprediksi efisiensi kelompok lebih rendah dibandingkan dengan metode dari persamaan sebelumnya. karena rumus Converse-Labarre tidak mempertimbangkan pengaruh kekakuan pile cap. Persamaan rumus Converse-Labarre dibawah berikut :

$$Ef = \left[1 - \left(\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right) \theta \right]$$

$$Ef = \left[1 - \left(\frac{(2 - 1) \cdot 2 + (2 - 1) \cdot 2}{90 \cdot (2) \cdot (2)} \right) 0,3805 \right]$$

$$Ef = 0,9958$$

Keterangan :

s = Jarak antar tiang pancang

n1 = Jumlah baris dalam konfigurasi tiang pancang

n2 = Jumlah kolom dalam konfigurasi tiang pancang

$$\Theta \text{ (deg)} = \tan^{-1} (D/d) = \tan^{-1} (0,3/0,75) = 0,3805^\circ$$

4.6.5 Menentukan Pijin tekan dan Pijin tarik satu tiang group

Setelah didapatkan daya dukung tanah *ultimate* pada perhitungan sebelumnya, maka selanjutnya perlu ditentukan Pijin satu tiang yang berguna sebagai batasan dari Pmax dan Pmin satu tiang yang terjadi.

$$\text{- Pijin tekan} = Q_{ultimate} \text{ (Kedalaman 22 m)} / SF$$

$$= 76,6387 \text{ ton} / 2$$

$$= 38,31935 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Pijin tarik} &= Q_{\text{selimut}} (\text{kedalaman } 22 \text{ m}) / SF \\
 &= 49,14566 \text{ ton} / 2 \\
 &= 24,57283 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya perlu ditentukan Pijin satu tiang dalam grup. Nilai efisiensi yang telah didapatkan dari perhitungan sebelumnya menjadi faktor pengali terhadap Pijin tekan dan Pijin tarik.

$$\begin{aligned}
 \text{- Pijin tekan grup} &= \text{Pijin tekan} \times \text{Efisiensi} \\
 &= 38,31935 \times 0,995 \\
 &= 38,1277 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Pijin tarik grup} &= \text{Pijin tarik} \times \text{Efisiensi} \\
 &= 24,57283 \times 0,995 \\
 &= 24,45 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk menentukan Pijin terdapat nilai tegangan berlebih yang diijinkan berdasarkan jenis kombinasi beban yang berlaku. Pada contoh perhitungan ini menggunakan kombinasi beban 1D+1L+1E. Berdasarkan Tabel 4.8, nilai tegangan berlebih untuk kombinasi tersebut adalah sebesar 140%. Maka dapat dihitung :

Tabel 4.4 Nilai Kenaikan Daya Dukung Ijin Berlebih

Aksi	Kombinasi No.							
	1	2	3	4	5	6	7	
Aksi tetap (beban mati, Mti + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x	
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x				x
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x				
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x			
Beban angin (Ang)			x	x				
Pengaruh gempa (Gmp)					x			
Beban tumbukan (Tmb)							x	
Beban selama pelaksanaan (Plk)						x		
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%	
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%	

(Sumber : SNI T-02-2005)

- Pijin tekan berlebih = Pijin tekan grup x 140%

$$= 38,1277 \text{ ton} \times 140\% = 53,37878 \text{ ton}$$

- Pijin tarik berlebih = Pijin tarik grup x 140%

$$= 24,45 \text{ ton} \times 140\% = 34,23 \text{ ton}$$

4.6.6 Kontrol Pmax dan Pmin satu tiang

Gaya aksial maksimum dan minimum yang terjadi pada satu tiang harus dikontrol agar tidak melebihi batas ijinnya. Contoh perhitungan kontrol gaya aksial yang terjadi pada satu tiang adalah sebagai berikut :

- Kontrol Pmax

$P_{\text{max}} \text{ satu tiang} < \text{Pijin tekan berlebih}$

$$37,5095 \text{ ton} < 53,37878 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

Jika nilai Pmin satu tiang tidak bernilai negatif, maka tidak perlu dikontrol terhadap Pijin tarik. Karena, ketika Pmin tidak bernilai negatif, maka tiang tidak mengalami tarik dan malah mengalami tekan. Nilai Pmin yang bernilai positif sudah pasti bernilai lebih kecil dari pada Pmax. Berdasarkan kontrol Pmax diatas, maka dapat disimpulkan bahwa konfigurasi tiang sebanyak 2 buah dapat digunakan pada *joint* 15.

Tabel 4.5 Kebutuhan jumlah tiang pancang

Node	Kedalaman (m)	Fz (ton)	Mx (tonm)	My (tonm)	Kebutuhan Jumlah Tiang	Pmax (ton)	Pmin (ton)
1	22	25,778	4,100	2,100	4	14,711	-1,822
2	22	36,842	5,200	0,000	4	16,144	2,277
3	22	31,958	5,000	0,800	4	15,723	0,256
4	22	40,605	5,600	7,900	4	28,151	-7,849
5	22	41,319	5,600	7,900	4	28,330	-7,670
6	22	33,355	4,900	0,800	4	15,939	0,739
7	22	38,739	5,100	0,000	4	16,485	2,885
8	22	26,288	3,500	1,800	4	13,639	-0,495
9	22	16,703	0,000	1,400	2	10,218	6,485
10	22	16,350	0,000	1,400	2	10,042	6,308
11	22	31,080	3,500	2,800	4	16,170	-0,630
12	22	36,690	5,200	0,000	4	16,106	2,239
13	22	31,190	4,900	1,000	4	15,664	-0,069
14	22	49,410	5,600	12,950	4	37,086	-12,381
15	22	51,057	5,609	12,950	4	37,509	-11,980
16	22	32,790	4,800	10,000	4	27,931	-11,536
17	22	38,520	5,000	0,000	4	16,297	2,963
18	22	32,410	3,300	2,800	4	16,236	-0,031
19	22	24,580	3,800	1,800	4	13,612	-1,322
20	22	36,240	5,400	0,000	4	16,260	1,860
21	22	32,640	5,500	0,600	4	16,293	0,027
22	22	42,820	6,500	7,400	4	29,238	-7,828
23	22	42,810	6,400	7,500	4	29,236	-7,831
24	22	32,460	5,400	0,500	4	15,982	0,248
25	22	36,320	5,400	0,000	4	16,280	1,880
26	22	25,010	3,700	1,800	4	13,586	-1,081
27	22	7,490	0,000	0,300	4	2,273	1,473
28	22	24,250	0,100	1,400	4	8,063	4,063
29	22	24,290	0,100	1,500	4	8,206	3,939
30	22	7,520	0,100	0,300	4	2,413	1,347
31	22	22,000	2,600	0,800	4	10,033	0,967
32	22	21,990	2,600	0,800	4	10,031	0,964
33	22	31,790	3,200	2,800	4	15,948	-0,053
34	22	36,650	4,900	0,000	4	15,696	2,629
35	22	31,360	4,800	1,100	2	17,147	14,213
36	22	37,400	5,100	7,200	2	28,300	9,100
37	22	37,350	5,100	7,300	2	28,408	8,942
38	22	31,070	4,700	1,000	2	16,868	14,202
39	22	36,530	5,000	0,000	2	18,265	18,265
40	22	31,410	3,300	2,800	2	19,438	11,972
$\Sigma Q =$		1.265,06					

4.7 Perencanaan Pilecap Tiang Pancang

4.7.1 Perhitungan Tipe pilecap 1

$$F_z = P_u = 51,057 \text{ ton}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 350 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tiang (n)} = 4 \text{ buah}$$

$$F'_c = 45 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = 13 \text{ mm}$$

- a. Hitung beban terfaktor yang dipikul pada kolom. Reaksi pada masing masing tiang pancang adalah :

$$V_u = \frac{51,057}{4} = 12,76425 \text{ ton}$$

- b. Periksa terhadap geser dua arah. Estimasi tebal *pile cap* adalah 600 m, dengan d = tebal pondasi – selimut – 1 diameter tulangan

$$d = 600 - 75 - 13 = 512 \text{ mm}$$

- a.) Geser dua arah di sekitar kolom

$$b_o = 4 \cdot (c + d) = 4 \cdot (350 + 512) = 3448 \text{ mm}$$

Nilai kuat geser pons dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil antara :

$$V_{c1} = 0,17 \left(\frac{1+2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot c \cdot b_o \cdot d = 0,17 \left(\frac{1+2}{1} \right) (1) \sqrt{45} (3448) (512) \\ = 6.039.676,135 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot c \cdot b_o \cdot d = 0,083 \left(\frac{40 \times 512}{3448} + 2 \right) (1) \sqrt{45} \cdot (3448) \cdot (512) \\ = 7.804.126,536 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot c \cdot b_o \cdot d = 0,33 \cdot (1) \cdot \sqrt{45} \cdot (3448) \cdot (512) \\ = 3.908.025,734 \text{ N}$$

Maka :

$$\phi V_n = 0,75 \cdot V_n = 0,75 \cdot (3908025,734) = 2931019,301 \text{ N} \\ = 2931,02 \text{ kN} > V_u = 510,57 \text{ kN (OK!)}$$

- b.) Geser dua arah di sekitar tiang pancang

$$b_o = 2 \cdot (300 + c/2 + d/2) = 2 \cdot (300 + 150 + 256) = 1412 \text{ mm}$$

Nilai kuat geser pons dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil antara :

$$V_{c1} = 0,17 \left(\frac{1+2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d = 0,17 \left(\frac{1+2}{1} \right) (1) \sqrt{45} (1412) (512)$$

$$= 2.473.324,45 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d = 0,083 \left(\frac{40 \times 512}{1412} + 2 \right) (1) \sqrt{45} \cdot (1412) \cdot (512)$$

$$= 962.402,5126 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \cdot \lambda \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d = 0,33 \cdot (1) \cdot \sqrt{45} \cdot (1412) \cdot (512)$$

$$= 1.600.386,409 \text{ N}$$

Maka :

$$\phi V_n = 0,75 \cdot V_n = 0,75 \cdot (962402,5126) = 721801,8845 \text{ N}$$

$$= 721,802 \text{ kN} > V_u = 127,6425 \text{ kN (OK!)}$$

c. Desain terhadap lentur, Nilai momen lentur yang digunakan untuk mendesain penulangan *pile cap* diambil dari reaksi tiang pancang terhadap muka kolom. Dalam soal ini ada 4 buah tiang pancang yang menimbulkan momen terhadap muka kolom di masing masing arah. Maka :

- Desain Tulangan Arah Memanjang :

$$M_u = 4(255,285)(0,6 - (0,35/2)) = 216,99225 \text{ kN.m}$$

$$R_n = M_u / \phi \cdot b \cdot d^2 = (217 \times 10^6) / (0,9 \times 1350 \times 512^2) = 0,6813$$

$$p_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right] = 0,00172$$

$$A_s \text{ perlu} = p \cdot b \cdot d = 0,00172 \times (1350) \times (512) = 1188,864 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \times (1350) \times (600) = 1458 \text{ mm}^2$$

Maka, Gunakan D16 - 125 ($A_s = 1590 \text{ mm}^2$)

- Desain Tulangan Arah Memendek :

$$M_u = (255,285)(0,6 - (0,35/2)) = 108,4961 \text{ kN.m}$$

$$R_n = M_u / \phi \cdot b \cdot d^2 = (108,5 \times 10^6) / (0,9 \times 600 \times 512^2) = 0,7665$$

$$p_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right] = 0,00193$$

$$A_s \text{ perlu} = p \cdot b \cdot d = 0,00193 \times (600) \times (512) = 592,896 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \times (600) \times (600) = 648 \text{ mm}^2$$

Maka, Gunakan D13 - 180 ($A_s = 704 \text{ mm}^2$)

4.7.2 Perhitungan Tipe pilecap 2

$$F_z = P_u = 42,82 \text{ ton}$$

Dimensi kolom = 350 mm x 600 mm

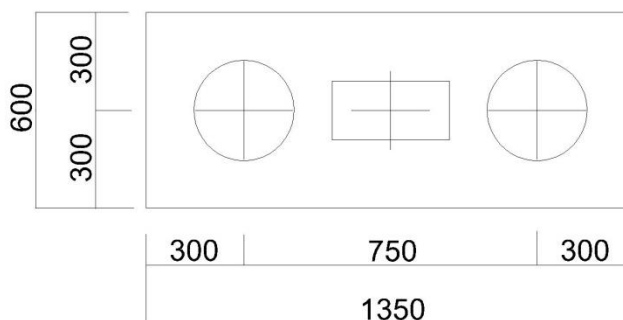
Diameter tiang = 300 mm

Jumlah tiang (n) = 2 buah

$$F'_c = 45 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan rencana (D) = 13 mm



Gambar 4.10 Konfigurasi Pile cap Tipe 2

- a. Hitung beban terfaktor yang dipikul pada kolom. Reaksi pada masing masing tiang pancang adalah :

$$V_u = \frac{42,82}{2} = 21,41 \text{ ton}$$

- b. Periksa terhadap geser dua arah. Estimasi tebal *pile cap* adalah 600 mm, dengan d = tebal pondasi – selimut – 1 diameter tulangan

$$d = 600 - 75 - 13 = 512 \text{ mm}$$

- a.) Geser dua arah di sekitar kolom

$$b_o = 2 \cdot (c_1 + d) + 2 \cdot (c_2 + d) = 2 \cdot (350 + 512) + 2 \cdot (600 + 512) = 3948$$

Nilai kuat geser pons dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil antara :

$$V_{c1} = 0,17 \left(\frac{1+2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,17 \left(\frac{1+2}{1} \right) (1) \sqrt{45} (3948) (512) \\ = 6.915.499,24 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,083 \left(\frac{40 \times 512}{3948} + 2 \right) (1) \sqrt{45} \cdot (3948) \cdot (512) \\ = 8.089.198,371 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,33 \cdot (1) \cdot \sqrt{45} \cdot (3948) \cdot (512) \\ = 4.474.734,803 \text{ N}$$

Maka :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \cdot V_n = 0,75 \cdot (4474734,803) = 3356051,102 \text{ N} \\ &= 3356,051 \text{ kN} > V_u = 428,2 \text{ kN (OK!)}\end{aligned}$$

b.) Geser dua arah di sekitar tiang pancang

$$b_o = 2 \cdot (300 + c/2 + d/2) = 2 \cdot (300 + 150 + 256) = 1412 \text{ mm}$$

Nilai kuat geser pons dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil antara :

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,17 \left(\frac{1+2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,17 \left(\frac{1+2}{1} \right) (1) \sqrt{45} (1412) (512) \\ &= 2.473.324,45 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,083 \left(\frac{40 \times 512}{1412} + 2 \right) (1) \sqrt{45} \cdot (1412) \cdot (512) \\ &= 962.402,5126 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c3} &= 0,33 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,33 \cdot (1) \cdot \sqrt{45} \cdot (1412) \cdot (512) \\ &= 1.600.386,409 \text{ N}\end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \cdot V_n = 0,75 \cdot (962402,5126) = 721801,8845 \text{ N} \\ &= 721,802 \text{ kN} > V_u = 214,1 \text{ kN (OK!)}\end{aligned}$$

c. Desain terhadap lentur, Nilai momen lentur yang digunakan untuk mendesain penulangan *pile cap* diambil dari reaksi tiang pancang terhadap muka kolom.

Dalam soal ini ada dua buah tiang pancang yang menimbulkan momen terhadap muka kolom di masing masing arah. Maka :

- Desain Tulangan Arah Memanjang :

$$M_u = 2(214,1)(0,6 - (0,6/2)) = 128,46 \text{ kN.m}$$

$$R_n = M_u / \phi \cdot b \cdot d^2 = (128,46 \times 10^6) / (0,9 \times 1350 \times 512^2) = 0,403$$

$$p_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right] = 0,00101$$

$$A_s \text{ perlu} = p \cdot b \cdot d = 0,00101 \times (1350) \times (512) = 698,112 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \times (1350) \times (600) = 1458 \text{ mm}^2$$

Maka, Gunakan D16 - 125 ($A_s = 1590 \text{ mm}^2$)

- Desain Tulangan Arah Memendek :

$$M_u = (214,1)(0,6 - (0,35/2)) = 108,4961 \text{ kN.m}$$

$$R_n = M_u / \phi \cdot b \cdot d^2 = (108,5 \times 10^6) / (0,9 \times 600 \times 512^2) = 0,7665$$

$$p_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_{rc}}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_{rc}}} \right] = 0,00193$$

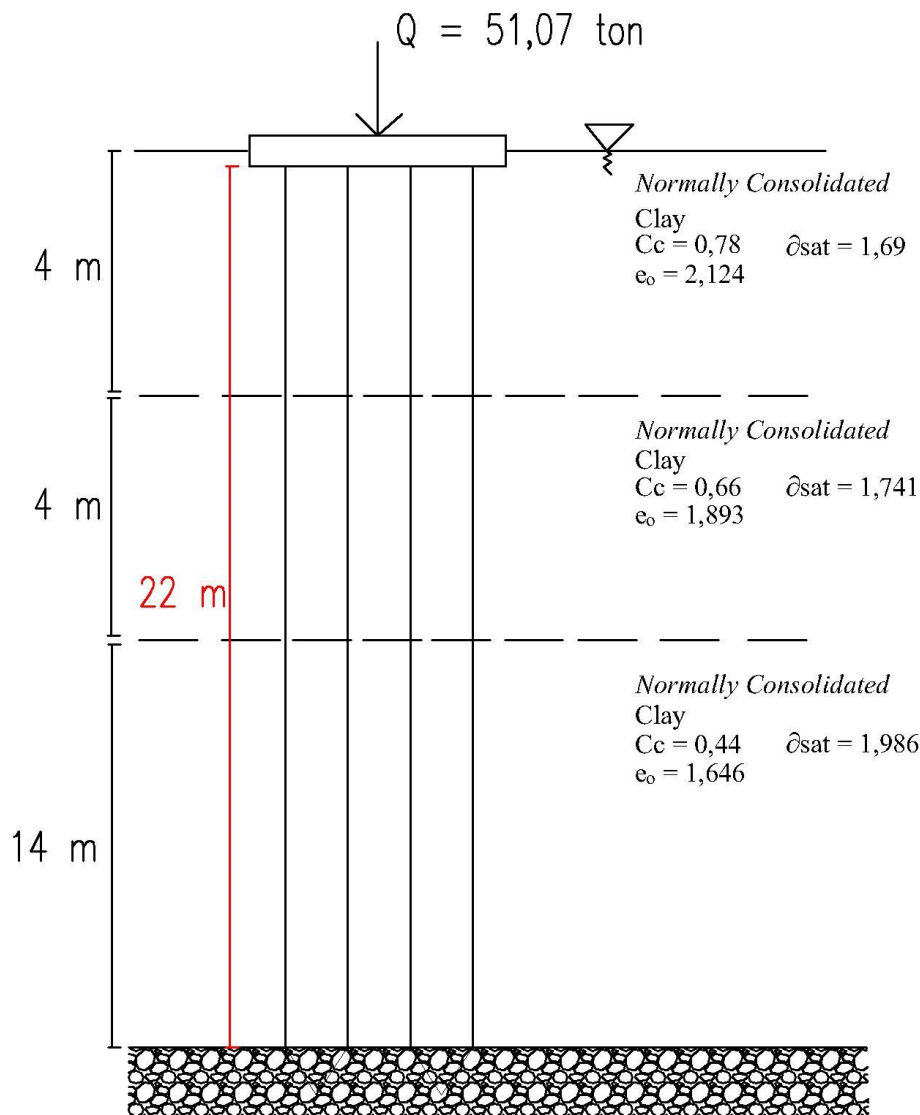
$$As \text{ perlu} = p \cdot b \cdot d = 0,00193 \times (600) \times (512) = 592,896 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 0,0018 \times (600) \times (600) = 648 \text{ mm}^2$$

Maka, Gunakan D13 - 180 ($As = 704 \text{ mm}^2$)

4.8 Penurunan Konsolidasi Pondasi Tiang Pancang

Penurunan konsolidasi kelompok tiang gesek dihitung dengan kemiringan penyebaran beban yaitu $1H/4V$ terletak pada $2/3 L$ panjang tiang yaitu sebesar $2/3 \times 22 = 14,67 \text{ m}$, maka perhitungan penurunan konsolidasi dimulai pada lapisan ke 3



Gambar 4.11 Ilustrasi Penurunan Konsolidasi Pondasi Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 W_{\text{pile cap}} &= L \times B \times t \times 2,4 \text{ ton} \\
 &= 1,35 \text{ m} \times 1,35 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton} \\
 &= 2,6244 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{aksial}} = 51,07 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{\text{aksial}} + W_{\text{pile cap}} \\
 &= 51,07 \text{ ton} + 2,6244 \text{ ton} \\
 &= 53,6944 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- **Penurunan Konsolidasi**

$$\Delta\sigma_{III} = \frac{\text{Beban Total}}{(Bg + Zi)(Lg + Zi)} = \frac{53,6944}{(1,05 + 3,665)(1,05 + 3,665)} = 2,415 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{0III} &= (4.(16,9 - 9,81) + (4.(17,41 - 9,81) + (7.(19,86 - 9,81)) \\
 &= 129,11 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- **Normal Konsolidasi**

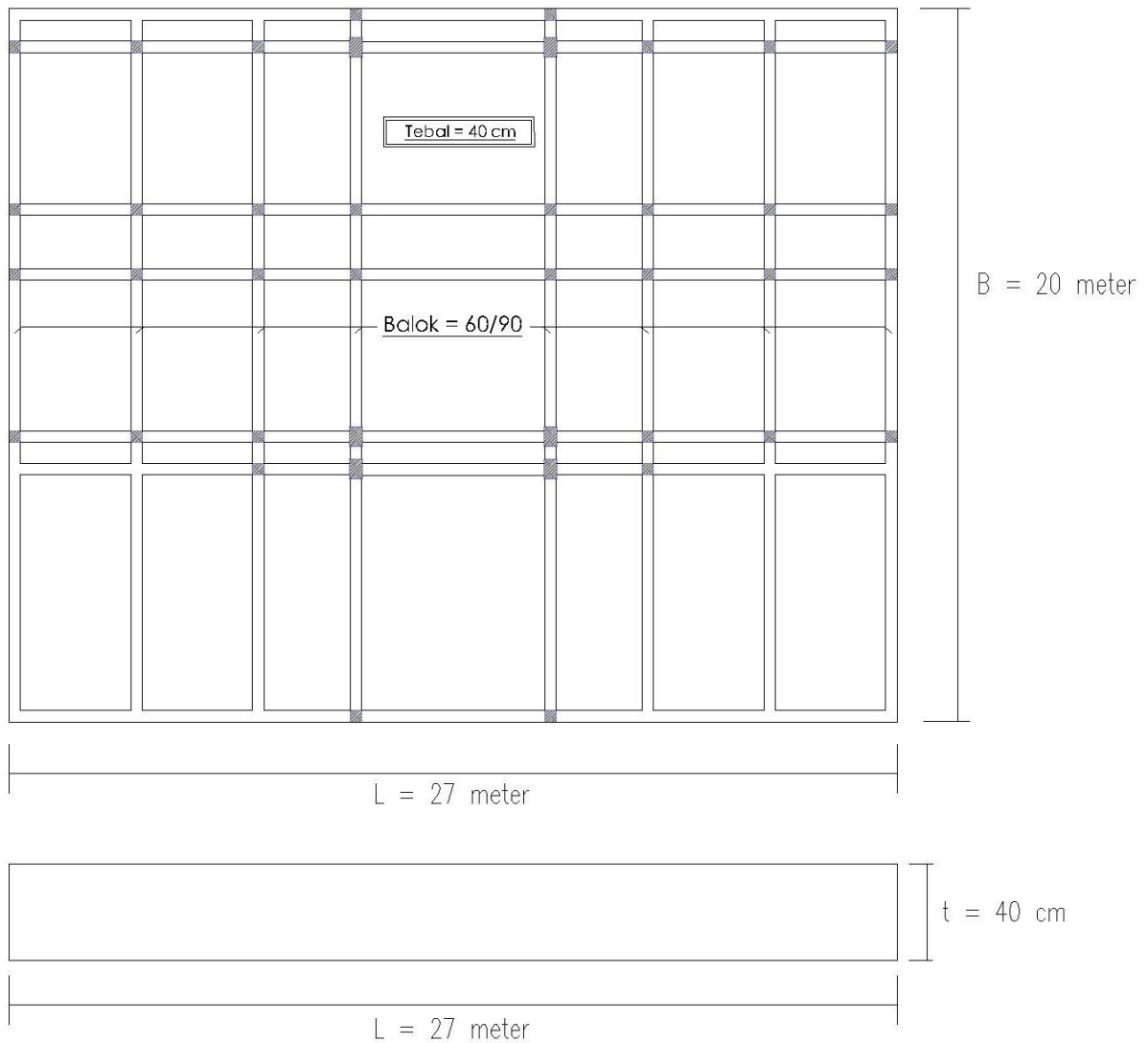
Lempung 3

$$S_{cIII} = \frac{Cc \cdot H}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0}$$

$$S_{cIII} = \frac{(0,44) \cdot (14)}{1 + 1,646} \cdot \log \frac{(129,11) + (2,415)}{(129,11)} = 0,0187 \text{ m} = \mathbf{1,87 \text{ cm}}$$

Berdasarkan SNI 8460:2017 (Persyaratan perancangan geoteknik) hal 178, penurunan ijin yaitu $Stot < 15 \text{ cm} + b/600$ (b = lebar terpendek dari pondasi dalam cm) $= 15 \text{ cm} + 105/600 = 15,175 \text{ cm} > 1,87 \text{ cm}$ maka penurunan masih dalam batas yang diijinkan.

4.9 Perencanaan Pondasi Rakit



Gambar 4.12 Ilustrasi Pondasi Rakit

Maka,

$$q_{u(net)} = 5,14 \cdot C \left(1 + \frac{0,195 \cdot B}{L}\right) \left(1 + 0,4 \frac{D_f}{B}\right)$$

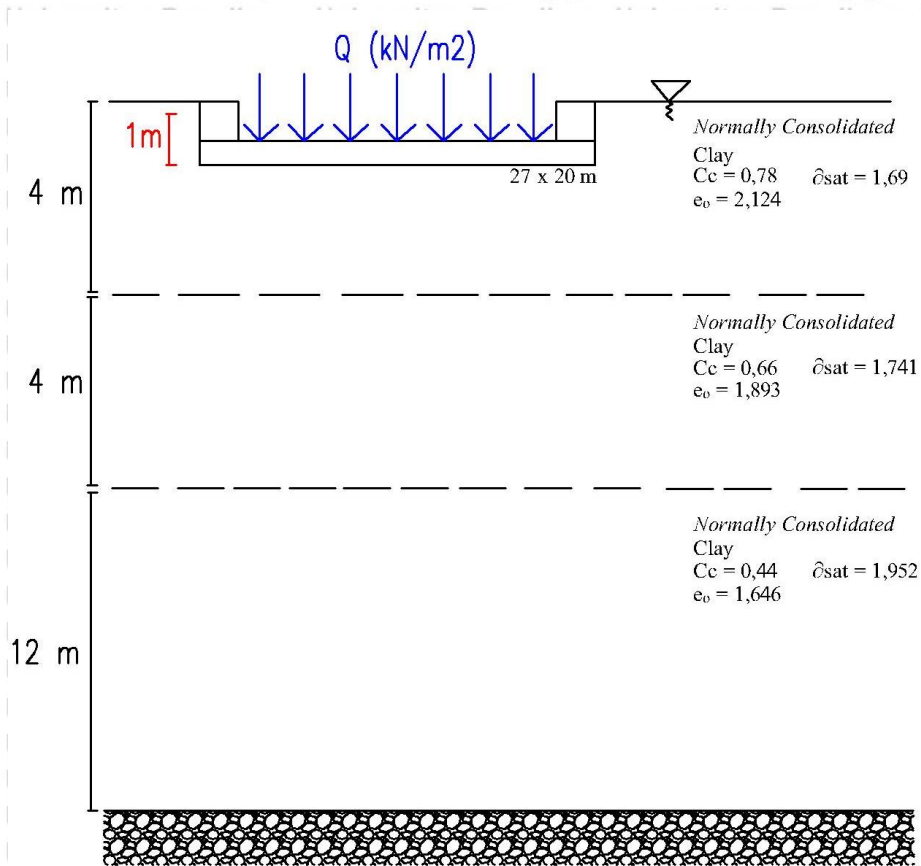
$$q_{u(net)} = 5,14 \cdot (18,5) \left(1 + \frac{0,195 \cdot (20)}{(27)}\right) \left(1 + 0,4 \frac{(1)}{(20)}\right)$$

$$q_{u(net)} = 111,002 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u(\text{allowable})} = 111,002 / 3 = 37 \text{ kN/m}^2$$

4.10 Penurunan Konsolidasi Pondasi Rakit

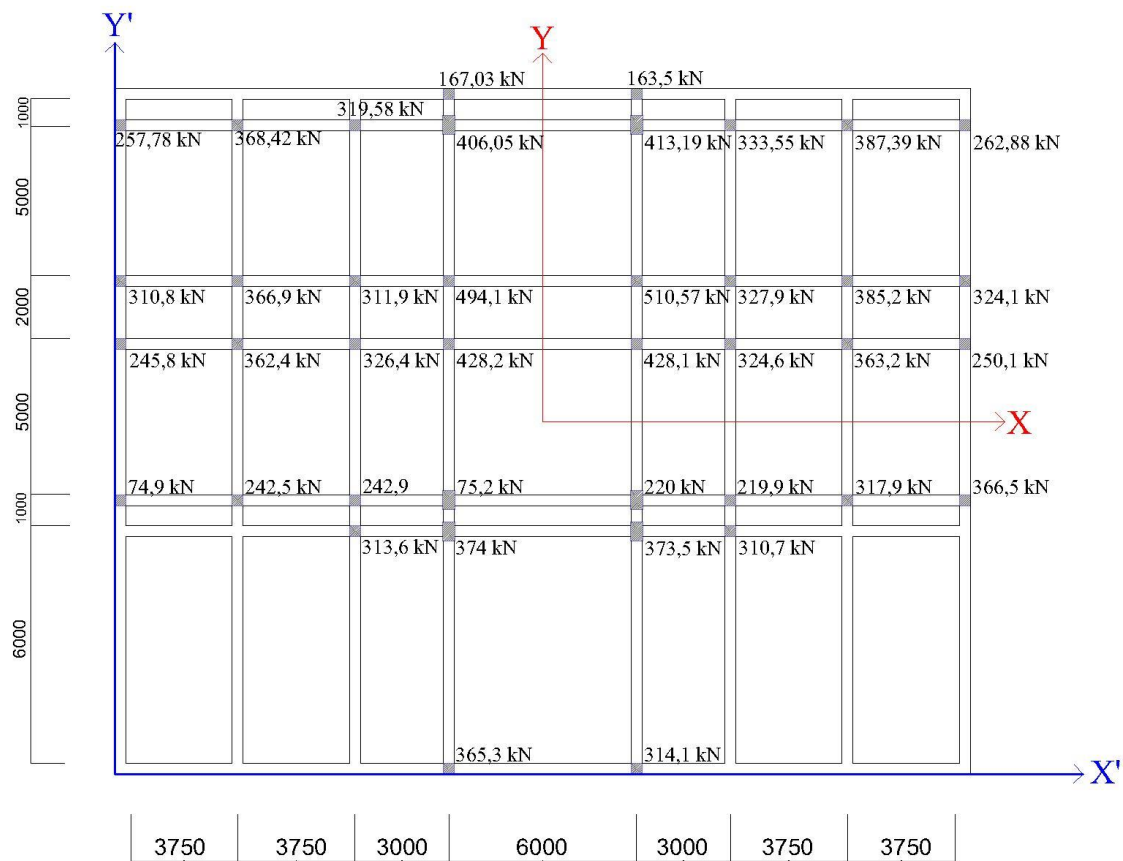
Penurunan (settlement) terjadi jika suatu lapisan tanah mengalami pembebanan.



Gambar 4.13 Sketsa Pondasi Rakit Terhadap Lapisan Tanah

Pembebanan yang terjadi pada pondasi rakit sebesar $(\sum Q) = 1265,065 \text{ ton} = 12650,65 \text{ kN}$.

- $D_f = 1 \text{ m}$
- $B = 20 \text{ m}$
- $L = 27 \text{ m}$
- $t = 0,4 \text{ m}$



Gambar 4.14 Denah Formasi Kolom pada Pondasi Rakit

Momen statis dengan tinjauan terhadap barisan kolom paling kiri dalam arah sumbu -

X:

$$\bar{X} = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{\sum Q}$$

$$Q_1 = 74,9 + 245,8 + 310,8 + 257,78 = 889,28 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 242,5 + 362,4 + 366,9 + 368,42 = 1340,22 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 313,6 + 242,9 + 326,4 + 311,9 + 319,58 = 1514,38 \text{ kN}$$

$$Q_4 = 365,3 + 374 + 75,2 + 428,2 + 494,1 + 406,05 + 167,03 = 2309,88 \text{ kN}$$

$$Q_5 = 314,1 + 373,5 + 220 + 428,1 + 510,57 + 413,19 + 163,5 = 2422,96 \text{ kN}$$

$$Q_6 = 310,7 + 219,9 + 324,6 + 327,9 + 333,55 = 1516,65 \text{ kN}$$

$$Q_7 = 317,9 + 363,2 + 385,2 + 387,39 = 1453,69 \text{ kN}$$

$$Q_8 = 366,5 + 250,1 + 324,1 + 262,88 = 1203,58 \text{ kN}$$

$$\bar{X} = \frac{1}{12650,65} [(889,2 \times 0,3) + (1340,22 \times 4,05) + (1514,38 \times 7,8) + (2309,88 \times 10,8) + (2422,96 \times 16,8) + (1516,65 \times 19,5) + (1453,69 \times 23,55) + (1203,58 \times 27)]$$

$$\bar{X} = 14,186 \text{ m}$$

$$e_x = x' - L/2 = (14,186) - (27/2) = 0,686 \text{ m atau } 0,7 \text{ m}$$

Oleh karena itu, garis aksi resultan terletak di kanan tengah matras. Jadi :

$$M_Y = (12650,65) \cdot (0,7) = \mathbf{8855,455 \text{ kN/m}}$$

- Momen statis dengan tinjauan terhadap barisan kolom paling kiri dalam arah sumbu -

Y:

$$\bar{Y} = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{\sum Q}$$

$$Q_1 = 365,3 + 314,1 = 679,4 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 313,6 + 374 + 373,5 + 310,7 = 1371,8 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 74,9 + 242,5 + 242,9 + 75,2 + 220 + 219,9 + 317,9 + 366,5 = 1759,8 \text{ kN}$$

$$Q_4 = 245,8 + 362,4 + 326,4 + 428,2 + 428,1 + 324,6 + 363,2 + 250,1 = 2728,8 \text{ kN}$$

$$Q_5 = 310,8 + 366,9 + 311,9 + 494,1 + 510,57 + 327,9 + 385,2 + 324,1 = 3031,47 \text{ kN}$$

$$Q_6 = 257,8 + 368,4 + 319,58 + 406,1 + 413,2 + 333,6 + 387,4 + 262,9 = 2748,98 \text{ kN}$$

$$Q_7 = 167,03 + 163,5 = 330,53 \text{ kN}$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{12650,65} [(679,4 \times 0,3) + (1371,8 \times 6,3) + (1759,8 \times 7,3) + (2728,8 \times 12,3) + (3031,47 \times 14,3) + (2748,98 \times 19,3) + (330,53 \times 19,7)]$$

$$\bar{Y} = 12,503 \text{ m}$$

$$e_y = y' - B/2 = (12,503) - (20/2) = 2,503 \text{ m atau } 2,5 \text{ m}$$

Oleh karena itu, garis aksi resultan terletak di atas tengah matras. Jadi :

$$M_x = (12650,65) \cdot (2,5) = \mathbf{31667,216 \text{ kN/m}}$$

$$I_x = \frac{1}{12} x L x B^3 = \frac{1}{12} x(27)x(20)^3 = 18000 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} x B x L^3 = \frac{1}{12} x(20)x(27)^3 = 32805 \text{ m}^4$$

- Menghitung tekanan netto (q_n) Sesuai dengan persamaan penyebaran tekanan pada dasar pondasi akibat beban vertikal adalah :

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

$$q = \frac{12650,65}{540} \pm \frac{8855,455 \cdot x}{32805} \pm \frac{31667,216 \cdot y}{18000}$$

$$q = 28,0126 \text{ kN/m}^2$$

Tebal pelat yang digunakan adalah 40 cm, maka beban pelat pondasi adalah :

$$Q_p = 0,4 \cdot 2400 = 960 \text{ Kg/m}^2 = 0,96 \text{ t/m}^2 = 9,6 \text{ kN/m}^2.$$

Sehingga besar tekanan pada dasar pondasi akibat beban yang bekerja (q_d) adalah :

$$Q_d = q_v (\text{akibat beban kolom}) + q_p (\text{akibat beban merata pelat})$$

$$= 28,0126 \text{ kN/m}^2 + 9,6 \text{ kN/m}^2$$

$$= 36,055 \text{ kN/m}^2 < q_{u(\text{allowable})} = 37 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{OK!})$$

$$S_c(p) = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \cdot \log \frac{\sigma_o + \Delta \sigma}{\sigma_o}$$

Lempung 3

$$\sigma'_o = (4 \cdot (16,9 - 9,81)) + (4 \cdot (17,41 - 9,81)) + (6 \cdot (19,52 - 9,81))$$

$$= 117,03 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta \sigma'_3 = \frac{(36,055)}{(20)(27)} = 0,06677 \text{ kN/m}^2$$

$$S_c3 = \frac{(0,44) \cdot (12)}{1 + 1,646} \cdot \log \frac{(117,03) + (0,06677)}{(117,03)} = 0,0004943 \text{ m} = 0,4943 \text{ mm}$$

Lempung 2

$$\sigma'_o = (4 \cdot (16,9 - 9,81)) + (2 \cdot (17,41 - 9,81))$$

$$= 43,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_2 = \frac{(36,055)}{(20)(27)} = 0,06677 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{c2} = \frac{(0,66) \cdot (4)}{1 + 1,893} \cdot \log \frac{(43,54) + (0,06677)}{(43,54)} = 0,0006073 \text{ m} = 0,6073 \text{ mm}$$

Lempung 1

$$\begin{aligned} \sigma'_0 &= (2 \cdot (16,9 - 9,81)) \\ &= 14,18 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma'_1 = \frac{(36,055)}{(20)(27)} = 0,06677 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{c1} = \frac{(0,78) \cdot (4)}{1 + 2,124} \cdot \log \frac{(14,18) + (0,06677)}{(14,18)} = 0,0020375 \text{ m} = 2,0375 \text{ mm}$$

Total Penurunan :

$$S_{c(tot)} = 2,0375 \text{ mm} + 0,6073 \text{ mm} + 0,4943 \text{ mm} = 3,1391 \text{ mm}$$

4.11 Perhitungan tulangan pondasi rakit

Tabel 4.6. Perhitungan Tegangan Kontak Pada Setiap Titik

Titik	X(m)	Y(m)	q (kN/m ²)
1	-13,5	9,5	33,270
2	-9,75	9,5	34,282
3	-6	9,5	35,294
4	-3	9,5	36,104
5	3	9,5	37,724
6	6	9,5	38,534
7	9,75	9,5	39,546
8	13,5	9,5	40,558
9	-3	10,5	37,524
10	3	10,5	39,144
11	-13,5	4,5	26,171
12	-9,75	4,5	27,184
13	-6	4,5	28,196
14	-3	4,5	29,006
15	3	4,5	30,626
16	6	4,5	31,435
17	9,75	4,5	32,448
18	13,5	4,5	33,460
19	-13,5	2,5	23,332
20	-9,75	2,5	24,344
21	-6	2,5	25,357
22	-3	2,5	26,167
23	3	2,5	27,786

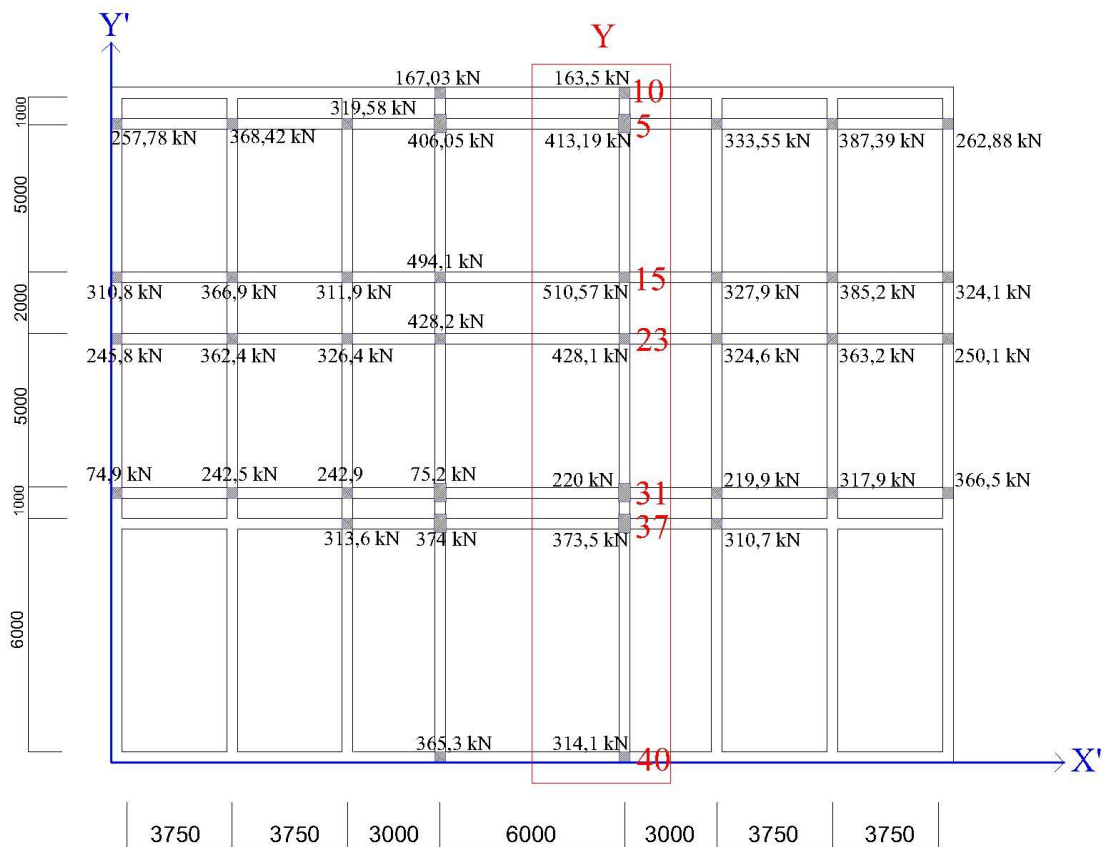
24	6	2,5	28,596
25	9,75	2,5	29,608
26	13,5	2,5	30,621
27	-13,5	-2,5	16,234
28	-9,75	-2,5	17,246
29	-6	-2,5	18,258
30	-3	-2,5	19,068
31	3	-2,5	20,688
32	6	-2,5	21,498
33	9,75	-2,5	22,510
34	13,5	-2,5	23,522
35	-6	-3,5	16,839
36	-3	-3,5	17,648
37	3	-3,5	19,268
38	6	-3,5	20,078
39	-3	-9,5	9,130
40	3	-9,5	10,750

Jumlah beban kolom pada strip tidak sama dengan reaksi tanah total. Oleh karena itu, reaksi tanah dan beban perlu disesuaikan.

- Penentuan Diagram Geser dan Momen untuk Strip Y:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan Tanah Rata - Rata} &= q_{(av)} = q_{(at 10)} + q_{(at 40)} \\ &= (39,144 + 10,750)/2 \\ &= 24,947 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total Reaksi Tanah} &= q_{(av)} \times B_1 \times L \\ &= (24,947 \text{ kN/m}^2) \times (4,5 \text{ m}) \times (20 \text{ m}) \\ &= 2245,23 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.15 Strip ke arah Y

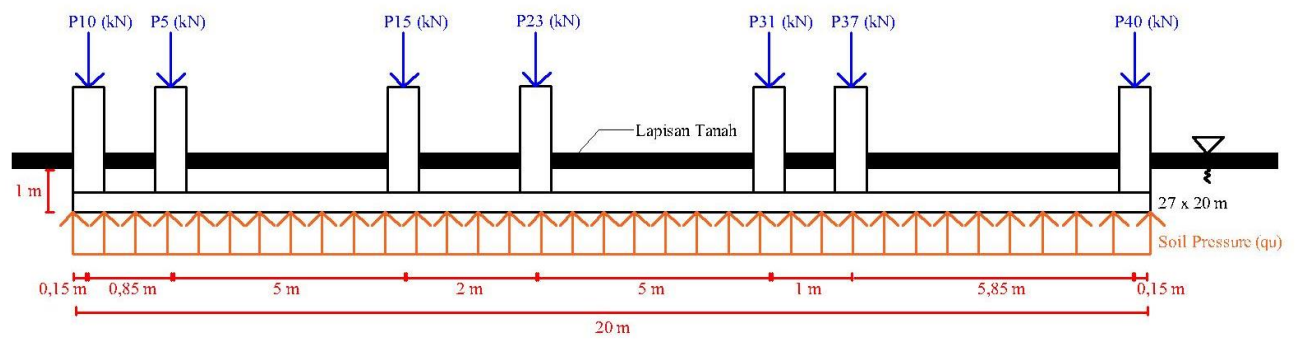
$$\begin{aligned} \text{Beban Rata - Rata} &= \frac{\text{beban akibat reaksi tanah} + \text{Beban Kolom}}{2} \\ &= \frac{(2245,23) + (2422,96)}{2} = 2334,095 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, tekanan tanah rata-rata dimodifikasi :

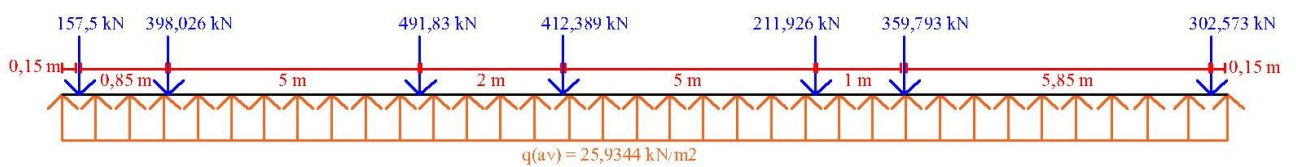
$$\begin{aligned} q_{av(\text{modifikasi})} &= q_{av} \cdot \left(\frac{2334,095}{2245,23} \right) = (24,947) \cdot \left(\frac{2334,095}{2245,23} \right) \\ q_{av(\text{modifikasi})} &= 25,9344 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban pada kolom dapat dimodifikasi dengan cara yang sama dengan mengalikan faktor :

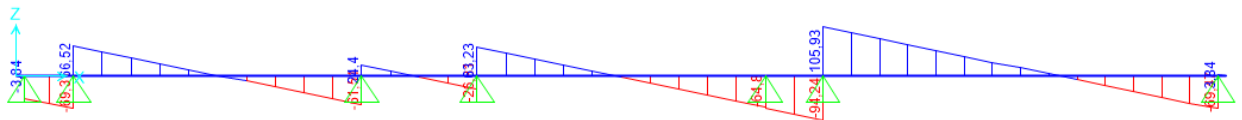
$$F = \frac{2334,095}{2422,96} = 0,9633$$



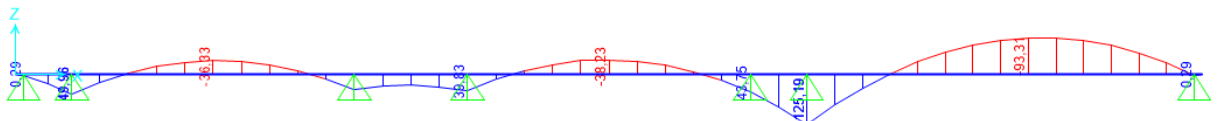
Gambar 4.16 Tampak Memanjang Strip pondasi rakit ke arah Y



Gambar 4.17 Diagram Pembebanan Strip ke arah Y



Gambar 4.18 Tampilan Diagram Lintang Strip ke arah Y



Gambar 4.19 Tampilan Diagram Momen Strip ke arah Y

Dari diagram momen yang ditunjukkan pada Gambar 4.21, dapat dilihat bahwa momen positif maksimum dan negatif terletak di strip Y dan besarnya.

Momen Positif Strip Y (Penulangan Bawah)

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9

$$d = 400 - 75 = 325 \text{ m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d \cdot x^2}$$

$$Rn = \frac{125,19}{(0,9).(1).(0,325)^2} = 1316,923 \frac{kN}{m^2}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{400}{0,85.45} = 10,4575$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{10,4575} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (10,4575) \cdot (1,317)}{400}} \right) = 0,003351$$

$$\rho_{min} = 1,4/fy = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + fy}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot 0,85 \cdot \frac{45}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400}$$

$$\rho_{max} = 0,0366$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0035$$

Tulangan Utama

$$As = \rho_{perlu} \cdot b \cdot dx = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 325 = 1137,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 13 mm jarak 100 mm (A D13 = 1270 mm²)

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1270 \cdot 400}{0,85 \cdot 45 \cdot 1000} = 13,281 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{13,281}{0,85} = 15,625 \text{ mm}$$

Regangan Tarik :

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \cdot \left(\frac{dx}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \cdot \left(\frac{325}{15,625} - 1 \right) = 0,0594 > 0,005 \text{ Tension Control}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \cdot As \cdot fy \cdot (dx - \frac{1}{2} a)$$

$$\emptyset Mn = (0,9) \cdot (1270) \cdot (400) \cdot (325 - \frac{1}{2}(13,281))$$

$$\emptyset Mn = 145553963,4 \text{ Nmm} = 145,554 \text{ kNm}$$

$$\emptyset Mn = 145,554 \text{ kNm} > Mu = 125,19 \text{ kNm} \text{ (OK!)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D13-100

Momen Negatif Strip Y (Penulangan Atas)

Pada perencanaan awal, \emptyset diasumsikan 0,9

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot dx^2}$$

$$Rn = \frac{93,3}{(0,9) \cdot (1) \cdot (0,325)^2} = 981,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 45} = 10,4575$$

$$p_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$p_{perlu} = \frac{1}{10,4575} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (10,4575) \cdot (0,98146)}{400}} \right) = 0,002486$$

$$\rho_{min} = 1,4/fy = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{max} = 0,75 \left(0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \left(0,85 \cdot \frac{45}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$\rho_{max} = 0,0366$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0035$$

Tulangan Utama

$$As = \rho_{perlu} \cdot b \cdot dx = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 325 = 1137,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 13 mm jarak 100 mm ($A_{D13} = 1270 \text{ mm}^2$)

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot x \cdot b} = \frac{1270 \cdot 400}{0,85 \cdot 45 \cdot 1000} = 13,281 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{13,281}{0,85} = 15,625 \text{ mm}$$

Regangan Tarik :

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \cdot \left(\frac{dx}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \cdot \left(\frac{325}{15,625} - 1 \right) = 0,0594 > 0,005 \text{ Tension Control}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

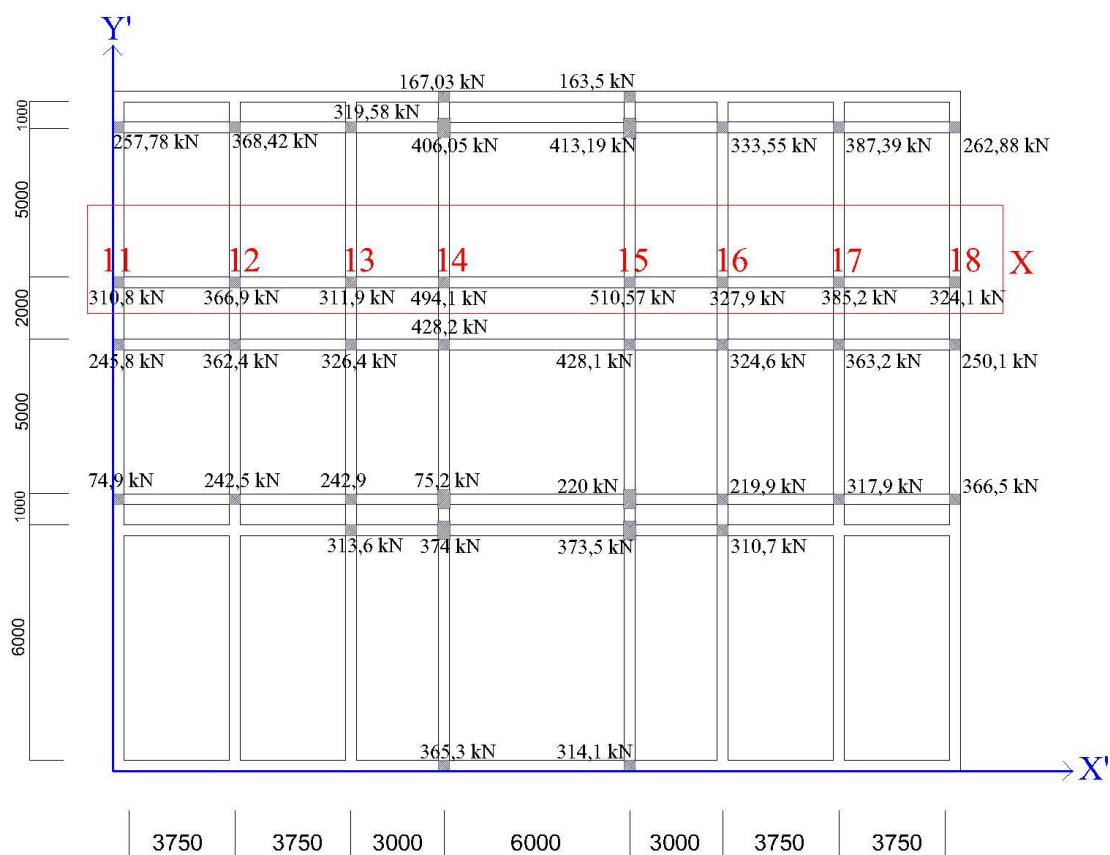
$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (dx - \frac{1}{2} a)$$

$$\phi M_n = (0,9) \cdot (1270) \cdot (400) \cdot (325 - \frac{1}{2} (13,281))$$

$$\phi M_n = 145553963,4 \text{ Nmm} = 145,554 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 145,554 \text{ kNm} > M_u = 93,3 \text{ kNm (OK!)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D13-100



Gambar 4.20 Strip ke arah X

Penentuan Diagram Geser dan Momen untuk Strip X:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan Tanah Rata - Rata} &= q_{(av)} = q_{(at 11)} + q_{(at 18)} \\ &= (26,171 + 33,460)/2 \end{aligned}$$

$$= 29,8155 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total Reaksi Tanah} &= q_{(av)} \times B_1 \times L \\ &= (29,8155 \text{ kN/m}^2) \times (3,5 \text{ m}) \times (27 \text{ m}) \\ &= 2817,565 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Rata - Rata} &= \frac{\text{beban akibat reaksi tanah} + \text{Beban Kolom}}{2} \\ &= \frac{(2817,565) + (3031,47)}{2} = 2924,5175 \text{ kN} \end{aligned}$$

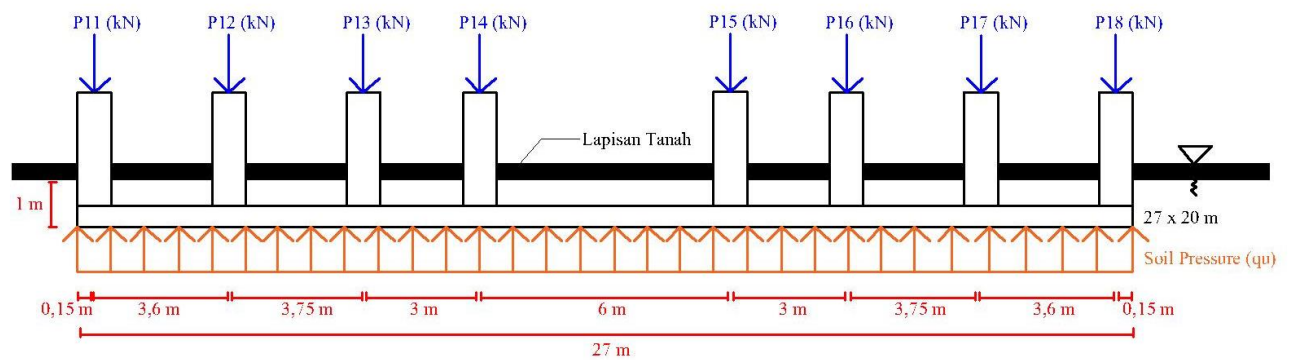
Jadi, tekanan tanah rata-rata dimodifikasi :

$$q_{av(\text{modifikasi})} = q_{av} \cdot \left(\frac{2334,095}{2245,23} \right) = (29,8155) \cdot \left(\frac{2924,5175}{2817,565} \right)$$

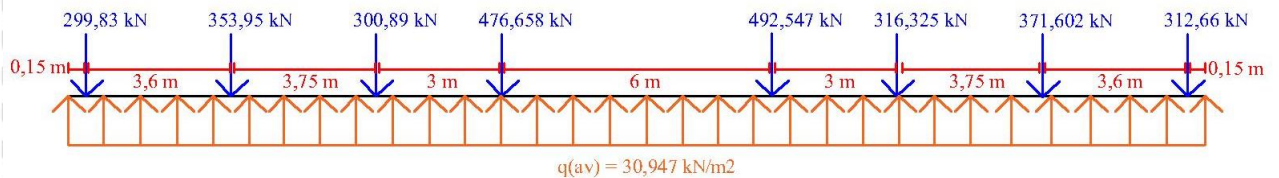
$$q_{av(modifikasi)} = 30,947 \text{ kN/m}^2$$

Beban pada kolom dapat dimodifikasi dengan cara yang sama dengan mengalikan faktor :

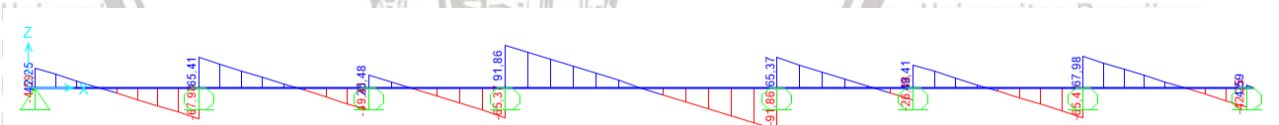
$$F = \frac{2924,5175}{3031,47} = 0,9647$$



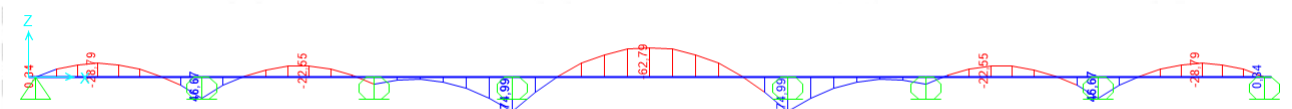
Gambar 4.21 Tampak Memanjang Strip pondasi rakit ke arah X



Gambar 4.22 Diagram Pembebanan Strip ke arah X



Gambar 4.23 Tampilan Diagram Lintang Strip ke arah X



Gambar 4.24 Tampilan Diagram Momen Strip ke arah X

Dari diagram momen yang ditunjukkan pada Gambar 4.26, dapat dilihat bahwa momen positif maksimum dan negatif terletak di strip X dan besarnya.

Momen Positif Strip X (Penulangan Bawah)

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9

$$d = 400 - 75 = 325 \text{ m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot dx^2}$$

$$Rn = \frac{75}{(0,9) \cdot (1) \cdot (0,325)^2} = 788,954 \frac{kN}{m^2}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 45} = 10,4575$$

$$p_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$p_{perlu} = \frac{1}{10,4575} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (10,4575) \cdot (0,789)}{400}} \right) = 0,001993$$

$$\rho_{min} = 1,4/fy = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot (0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + fy})$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot (0,85 \cdot \frac{45}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400})$$

$$\rho_{max} = 0,0366$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0035$$

Tulangan Utama

$$As = \rho_{perlu} \cdot b \cdot dx = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 325 = 1137,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 13 mm jarak 100 mm (A D13 = 1270 mm²)

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuvalen

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot x \cdot b} = \frac{1270 \cdot 400}{0,85 \cdot 45 \cdot 1000} = 13,281 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral:

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{13,281}{0,85} = 15,625 \text{ mm}$$

Regangan Tarik :

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \times \left(\frac{dx}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \times \left(\frac{325}{15,625} - 1 \right) = 0,0594 > 0,005 \text{ Tension Control}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (dx - \frac{1}{2} a)$$

$$\phi M_n = (0,9) \cdot (1270) \cdot (400) \cdot (325 - \frac{1}{2} (13,281))$$

$$\phi M_n = 145553963,4 \text{ Nmm} = 145,554 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 145,554 \text{ kNm} > M_u = 75 \text{ kNm} \text{ (OK!)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D13-100

Momen Negatif Strip X (Penulangan Atas)

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot dx^2}$$

$$R_n = \frac{62,79}{(0,9) \cdot (1) \cdot (0,325)^2} = 660,513 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 45} = 10,4575$$

$$p_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$p_{\text{perlu}} = \frac{1}{10,4575} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (10,4575) \cdot (0,6605)}{400}} \right) = 0,001665$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \left(0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \left(0,85 \cdot \frac{45}{400} \right) \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,0366$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

Tulangan Utama

$$A_s = \rho \text{ perlu} \times b \times d_x = 0,0035 \times 1000 \times 325 = 1137,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 13 mm jarak 100 mm ($A_{D13} = 1270 \text{ mm}^2$)

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1270 \times 400}{0,85 \times 45 \times 1000} = 13,281 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{13,281}{0,85} = 15,625 \text{ mm}$$

Regangan Tarik :

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d_x}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{325}{15,625} - 1 \right) = 0,0594 > 0,005 \text{ Tension Control}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_x - \frac{1}{2} a)$$

$$\phi M_n = (0,9) \cdot (1270) \cdot (400) \cdot (325 - \frac{1}{2} (13,281))$$

$$\phi M_n = 145553963,4 \text{ Nmm} = 145,554 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 145,554 \text{ kNm} > M_u = 62,79 \text{ kNm} \text{ (OK!)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D13-100

Tabel 4.7 Detail Tulangan pada Pondasi Rakit

	Moment (kNm)	Desain Manual	
X - Strip			
Tulangan Atas	62,79	D13-100	1270 mm ²
Tulangan Bawah	75	D13-100	1270 mm ²
Y - Strip			
Tulangan Atas	93,3	D13-100	1270 mm ²
Tulangan Bawah	125,19	D13-100	1270 mm ²

- Perencanaan Balok (Beam)

Data perencanaan penulangan balok:

Bentang = 6000 mm

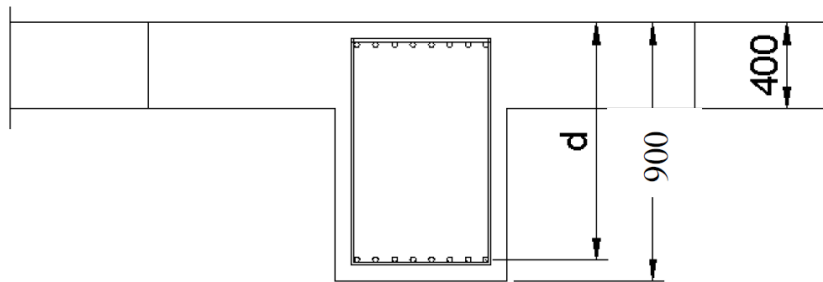
Lebar balok = 600 mm

Tebal balok penuh = 900 mm

Tebal decking = 75 mm

Diameter tulangan rencana = 22 mm

Diameter sengkang = 12 mm



Gambar 4.25 Penampang balok T

- Pembebanan

Beban Mati

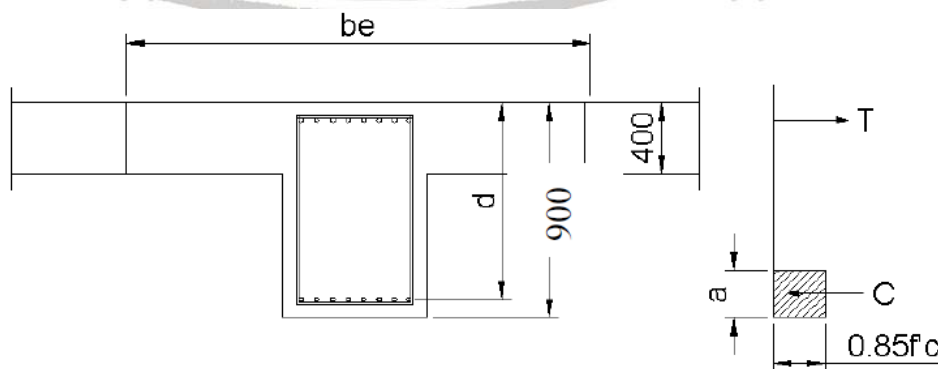
Berat sendiri balok = $0,6 \times 0,9 \times 2,4 = 1,296 \text{ t/m}^2$

Berat ekuivalen pelat $2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{l_x}{l_y}\right)^2\right) =$

$= 2 \times \frac{1}{2} \times 2,4 \times 0,4 \times 6 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{6}{9}\right)^2\right) = 4,907 \text{ t/m}^2$

Total beban mati = $1,296 + 4,907 = 6,293 \text{ t/m}^2$

Kombinasi beban = $1.4D = 8,6842 \text{ t/m}^2$



Gambar 4.26 Asumsi balok T

$$l_n = 6000 \text{ mm}$$

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (Gambar 4.7):

$$M_u = 1/8 q L^2 = 1/8 \times 8,6842 \times 6^2 = 39,0789 \text{ tm} = 390,789 \text{ kNm}$$

Lebar efektif balok T, b_e , yang diambil dari nilai terkecil antara:

$$a. b_w + 2(l_n/2) = 600 + 2(6000/2) = 6600 \text{ mm}$$

$$b. b_w + 2(8 \text{ tf}) = 600 + (8 \times 400) = 3800 \text{ mm}$$

$$c. l/4 = 6000/4 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil $b_e = 1500 \text{ mm}$

Diasumsikan tinggi blok tegangan tekan $a = t_f = \text{mm}$ dan

diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan simetris. Diperoleh:

$$d = 900 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 12 \text{ mm} = 801 \text{ mm}$$

Maka :

$$\phi M_n = \phi x f'_c x b x t_f \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 45 \times 1500 \times 400 \left(801 - \frac{400}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 14.604.300.000 \text{ Nmm} = 14.604,3 \text{ kNm} > 390,789 \text{ kNm}$$

Desain dapat dilakukan seperti penampang balok persegi.

Perencanaan tulangan lentur pada lapangan :

$$M_u \text{ lapangan (-)} = 390,789 \text{ kNm}$$

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d x^2}$$

$$R_n = \frac{390,789 \times 10^6}{(0,9) \cdot (600) \cdot (801)^2} = 1,12793 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 45} = 10,4575$$

$$p_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$p_{perlu} = \frac{1}{10,4575} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (10,4575) \times (1,12793)}{400}} \right) = 0,00286$$

$$\rho_{\min} = 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Ps.7.12.2.1)}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 Ps.7.12.2.1)}$$

$\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

$$\rho_{perlu} = 0,00286$$

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,00286 \times 600 \times 801 = 1374,516 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \text{ atau } \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{400} \times 600 \times 801 = 2014,977 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1,4 \times 600 \times 801}{400} = 1682,1 \text{ mm}^2$$

Maka, A_s pakai = 2014,977 mm²

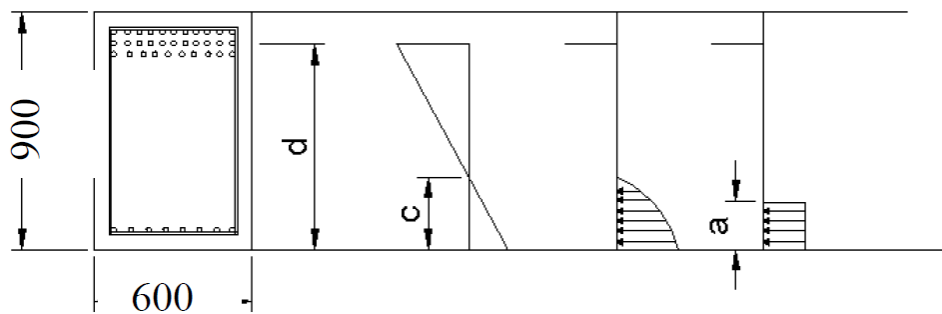
Digunakan tulangan D-22 mm ($A_{D22} = 380,286 \text{ mm}^2$)

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{pakai}}}{A_{D22}} = \frac{2014,997}{380,286} = 6 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 6D22 ($A_s = 2320 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3



- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2320 \times 400}{0,85 \times 45 \times 600} = 40,436 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral:

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{40,436}{0,85} = 47,572 \text{ mm}$$

Regangan Tarik :

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{\tau} = 0,003 \times \left(\frac{801}{47,572} - 1 \right) = 0,047513 \longrightarrow \emptyset = 0,9$$

Dipakai $\emptyset = 0,9$

$$\emptyset Mn = \emptyset \cdot As \cdot fy \cdot (dx - \frac{1}{2} a)$$

$$\emptyset Mn = (0,9) \cdot (2320) \cdot (400) \cdot (801 - \frac{1}{2} (40,436))$$

$$\emptyset Mn = 652109126,4 \text{ Nmm} = 65210,91 \text{ kgm}$$

$$\emptyset Mn = 65210,91 \text{ kgm} > Mu = 390,789 \text{ kgm} \text{ (OK!)}$$

- Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 2320 = 1160 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 4D22 ($As = 1550 \text{ mm}^2 = As'$)

- Penulangan Geser

$$Vu = \frac{1}{2} qul = \frac{1}{2} \times 8684,2 \times 6 = 26052,6 \text{ kg}$$

$$\emptyset Vc = \emptyset (0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d)$$

$$\emptyset Vc = 0,75 (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{(45)600 \cdot 801}) \times 10^{-1}$$

$$\emptyset Vc = 41105,526 \text{ kg}$$

$$1/2 \emptyset Vc \geq Vu$$

$$20552,763 \text{ kg} \geq 26052,6 \text{ kg} \text{ (Not OK!)}$$

Dibutuhkan tulangan geser.

$$1/2 \emptyset Vc \leq Vu \leq \emptyset Vc$$

$$20552,763 \text{ kg} \leq 26052,6 \text{ kg} \leq 41105,526 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Digunakan tulangan geser minimum

$$Vs = 0$$

$$Vc1 = 0,333 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$Vc1 = 0,333 \times \sqrt{45} \times 600 \times 801 = 1.073.579,616 \text{ kg}$$

$$Vs \leq Vc1$$

$$0 \leq 1.073.579,616 \text{ kg}$$

Digunakan D-12, dua kaki ($Av = 226,3 \text{ mm}^2$) pada jarak

maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$S_1 = d/2 = 801/2 = 400,5 \text{ mm}$$

$$S_2 = (A_v \times f_y t) / (0,35 \times b_w) = (226,3 \cdot 400) / (0,35 \cdot 600) = 431,047 \text{ mm}$$

$$S_3 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 300 \text{ mm}$ (dipasang D12-300)

4.12 Analisis Interaksi Tanah Struktur

Bangunan yang diteliti merupakan struktur beton 2 lantai. Struktur bangunan dianalisa 3 dimensi dengan menggunakan SAP2000 dengan mempertimbangkan interaksi tanah struktur. Analisa terhadap tiang pancang dan pondasi rakit seperti ditunjukkan pada lampiran. Struktur yang akan diuji termasuk tiang pancang menggunakan mutu beton dengan $f_c = 40 \text{ mpa}$. Nilai modulus elastisitas sesuai dengan SNI 1726:2012 adalah sebesar $E_p = 4700 \sqrt{f_c}$ (SNI 1726:2012,2012)

Pada studi ini, Pendekatan pemodelan tiang dianggap bahwa tanah disekitar tiang sebagai pegas dibuat menggunakan spring, panjang tiang pancang yang digunakan dalam pemodelan ini ialah 22 m. Nilai dari kekakuan spring ini menggunakan *subgrade reaction* dengan metode dari Bowles untuk tanah lempung dan metode dari Scott untuk tanah berpasir. Adapun persamaan yang digunakan untuk tanah lempung yaitu tanah disekitar pondasi dimodelkan sebagai sistem pegas (spring) dengan kekakuan k .

$$k = \frac{1,3 \cdot E_s \left[\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p} \right]^{1/12}}$$

Dimana :

k = subgrade reaction

μ_s = poisson ratio, (clay 0,1-0,5)

E_s = secant modulus tanah, (clay 2-250)

D = diameter tiang

E_p = modulus tiang

I_p = inersia tiang

Nilai subgrade reaction tanah lempung yang digunakan untuk pemodelan yaitu :

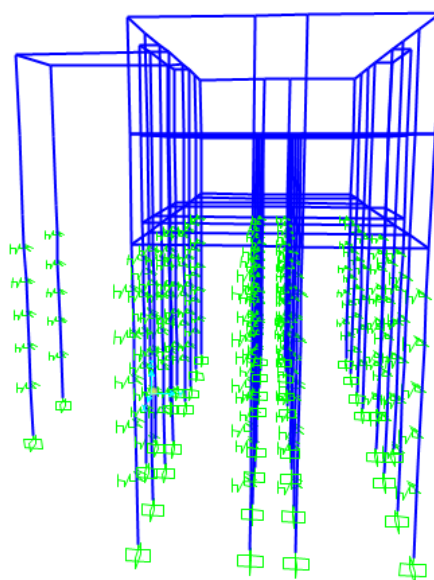
Tabel 4.8 Perhitungan Nilai *Subgrade Reaction* untuk tanah lempung

Dept (m)	Soil	Es	D (m)	Ep	Ip	k
0 - 22	Clay	15000	0,3	29725,41	0,000253	25015,639

Nilai-nilai k_1 yang disarankan oleh Tezaghi (1955), ditunjukkan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 4.9 Hubungan Nilai k_1 menurut Terzaghi

Konsistensi	Kaku	Sangat kaku	Keras
Kohesi undrained (c_u), kN/m ²	100 - 200	200 - 400	> 400
k_L , MN/m ³	18 - 36	36 - 72	> 72
k_1 direkomendasikan, MN/m ³	27	54	> 108



Gambar 4.27 Pemodelan Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit

Setelah semua data spesifikasi tiang pancang dan kombinasi pembebanan ditentukan serta pembuatan model selesai, selanjutnya yaitu memasukkan beban yang terjadi pada tiang pancang. Pembebanan dimasukkan pada tiang pancang secara langsung. Kemudian beban yang diterima tiang pancang secara otomatis oleh program akan disesuaikan berdasarkan kombinasi pembebanan yang telah ditentukan. Untuk mendownload *Time History* didapatkan di website <https://peer.berkeley.edu/research/data-sciences/databases>.

Berikut ini adalah output yang dihasilkan dari pemodelan tiang pancang dengan tumpuan Spring. Nilai gaya aksial, nilai gaya geser (shear), momen, dan defleksi akibat pembebanan dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.10. Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit Untuk El - Centro

Pembebanan	Max. Axial (kN)	Shear (kN)	Momen (kNm)	Defleksi (m)
El - Centro	413,71	22,165	94,681	0,0127

Dari tabel di atas menunjukkan bahwa defleksi terbesar akan terjadi dengan pembebanan *Time History* El – Centro yaitu sebesar 0,0127 m. Dari hasil defleksi di atas kemudian dilakukan kontrol defleksi sesuai dengan SNI03-2847-2002, dimana defleksi ijin ($L/240$) \geq defleksi maksimum yang terjadi.

Defleksi ijin \geq Defleksi yang terjadi

$$22 \text{ m} / 240 \geq 0,0127 \text{ m}$$

$$0,09167 \text{ m} \geq 0,0127 \text{ m (Aman)}$$

Tabel 4.11. Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit Untuk Koyna

Pembebanan	Max. Axial (kN)	Shear (kN)	Momen (kNm)	Defleksi (m)
Koyna	532,67	32,089	128,792	0,0238

Defleksi ijin \geq Defleksi yang terjadi

$$22 \text{ m} / 240 \geq 0,0238 \text{ m}$$

$$0,09167 \text{ m} \geq 0,0238 \text{ m (Aman)}$$

Tabel 4.12. Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Tiang Pancang dengan Tumpuan Jepit Untuk Loma Prieta

Pembebanan	Max. Axial (kN)	Shear (kN)	Momen (kNm)	Defleksi (m)
Loma Prieta	579,45	38,765	146,423	0,0297

Defleksi ijin \geq Defleksi yang terjadi

$$22 \text{ m} / 240 \geq 0,0297 \text{ m}$$

$$0,09167 \text{ m} \geq 0,0297 \text{ m (Aman)}$$

Untuk memahami pentingnya pengaruh tanah interaksi struktur pada respon seismik gedung bertingkat, yang menjadi perhatian studi ini evaluasi respon seismik beton bertulang gedung bertingkat di atas pondasi rakit dengan tebal sebesar 0,4 m untuk bangunan 2 lantai. Tanah di bawahnya dimodelkan dengan pendekatan pegas Winkler dengan statis setara kekakuan berdasarkan modulus elastisitas rentang Kekakuan pegas

tanah dapat diberikan sebagai (Gazetas 1991; Mylonakis et al. 2006; Kalkan, Chopra 2010).

$$K_z = \frac{G \cdot l}{1 - \nu} \left[0,73 + 1,54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,75} \right]$$

$$K_y = \frac{G \cdot l}{2 - \nu} \left[2 + 2,5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,85} \right]$$

$$K_x = K_y - \frac{0,2}{0,75 - \nu} GL \left[1 - \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

dimana, :

G = modulus geser tanah,

E = modulus dari elastisitas tanah;

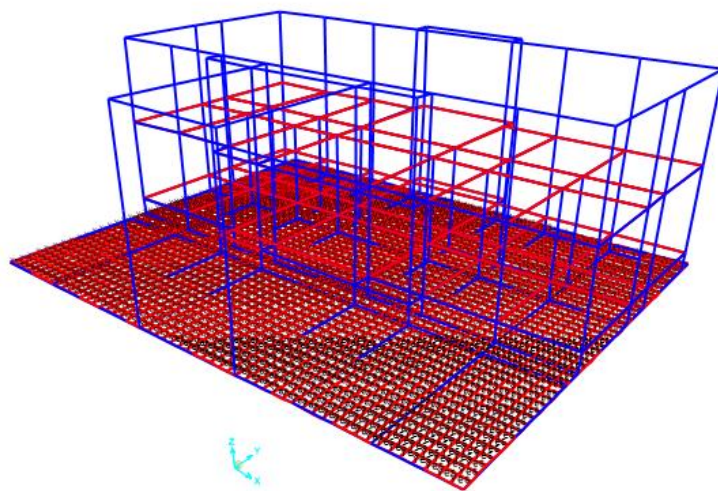
ν = rasio tanah Poisson.

L = Panjang Pondasi, dan

B = Lebar pondasi

Tabel 4.13. Sifat elastis dan kekakuan elemen pegas area tanah

Kondisi Tanah	Poisson's Ratio (ν)	Modulus Elastisitas E (kN/m ²)	K_x (kN/m ² /m)	K_y (kN/m ² /m)	K_z (kN/m ² /m)
Tanah Lempung Lunak	0,45	3000	2627,666	2627,666	3685,803



Gambar 4.28 Pemodelan Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring

Berikut ini adalah output yang dihasilkan dari pemodelan Pondasi Rakit dengan tumpuan Spring. Nilai gaya aksial, nilai gaya geser (shear), momen, dan defleksi akibat pembebanan dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.14. Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring Untuk El - Centro

Pembebanan	Max. Aksial (kN/m)	Shear (kN/m)	Momen max (kNm)	Defleksi (m)
El - Centro	108,1681	478,5291	231,4429	0,00491

Dari tabel di atas menunjukkan bahwa defleksi terbesar akan terjadi dengan pembebanan *Time History* El – Centro yaitu sebesar 0,00491 m. Dari hasil defleksi di atas kemudian dilakukan kontrol defleksi sesuai dengan SNI03-2847-2002, dimana defleksi ijin ($L/240$) \geq defleksi maksimum yang terjadi.

Defleksi ijin \geq Defleksi yang terjadi

$$1 \text{ m} / 240 \geq 0,00491 \text{ m}$$

$$0,0085 \text{ m} \geq 0,00491 \text{ m (Aman)}$$

Tabel 4.15. Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring Untuk Koyna

Pembebanan	Max. Aksial (kN/m)	Shear (kN/m)	Momen max (kNm)	Defleksi (m)
Koyna	109,8823	489,5401	345,7002	0,005849

Defleksi ijin \geq Defleksi yang terjadi

$$1 \text{ m} / 240 \geq 0,005849 \text{ m}$$

$$0,0085 \text{ m} \geq 0,00549 \text{ m (Aman)}$$

Tabel 4.16. Nilai Gaya Aksial, Gaya Geser, Momen dan Defleksi Pondasi Rakit dengan Tumpuan Spring Untuk Loma Prieta

Pembebanan	Max. Aksial (kN/m)	Shear (kN/m)	Momen max (kNm)	Defleksi (m)
Loma Prieta	144,4464	659,4785	348,815	0,00802

Defleksi ijin \geq Defleksi yang terjadi

$$1 \text{ m} / 240 \geq 0,00802 \text{ m}$$

$$0,085 \text{ m} \geq 0,00802 \text{ m (Aman)}$$

4.13 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi Tiang Pancang dan Pondasi Rakit

Perencanaan biaya yang dilakukan hanya terhadap harga kebutuhan bahan dan harga pelaksanaan dari Pondasi Tiang Pancang dan Pondasi rakit tidak meninjau faktor-faktor pengaruh harga lainnya seperti biaya alat berat dan biaya pekerja. Harga tiang pancang dan rakit ditentukan berdasarkan informasi yang diperoleh dari sebuah proyek di lapangan. Harga seluruh kebutuhan tiang pancang pada masing-masing kondisi perencanaan dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi Tiang Pancang

No.	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
I Pekerjaan Tanah					
1.	Galian + Pembuangan Keluar Lokasi	m ³	777,6	Rp 99.342	Rp 77.248.339
II Pekerjaan Pondasi Tiang Pancang					
1.	Pengeboran D30 cm	m ³	124,432	Rp 64.500	Rp 8.025.864
2.	Pemasangan Tiang Pancang Precast D30 cm	Jumlah	144	Rp 250.000	Rp 36.000.000
III Pekerjaan Pile Cap					
1.	Lantai Kerja Beton K-100 (10 cm)	m ³	3,12	Rp 983.675	Rp 3.069.066
2.	Bekisting Kayu	m ²	364,8	Rp 91.270	Rp 33.295.296
3.	Pembesian Pile Cap	kg	1435,581	Rp 15.456	Rp 22.188.341,261
4.	Pengecoran Pile Cap K-350	m ³	32,76	Rp 1.142.038	Rp 37.413.165
Total Biaya Konstruksi					Rp 217.240.071

Urutan pekerjaan atau *work breakdown structure* konstruksi pondasi rakit dan total keseluruhan biaya konstruksi pondasi rakit sesuai dengan volume pekerjaan dan harga satuan pekerjaan tercantum dalam tabel 4.18.

Tabel 4.18 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi Rakit

No.	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
I Pekerjaan Tanah					
1.	Galian + Pembuangan Keluar Lokasi	m ³	540	Rp 99.342	Rp 53.644.680
2.	Perataan Lahan Galian	m ²	540	Rp 2.023	Rp 1.092.420
II Pekerjaan Pondasi Rakit					
1.	Lantai Kerja Beton K-125	m ³	54	Rp 983.675	Rp 53.118.450
2.	Bekisting Pelat Pondasi Rakit (Kayu)	m ²	540	Rp 91.270	Rp 49.285.800
3.	Pembesian Pelat Pondasi Rakit, Baja Tulangan Ulir D13	kg	22613,128	Rp 15.456	Rp 349.508.511
4.	Pengecoran Pelat Pondasi Rakit, Beton K-450	m ³	216	Rp 1.177.046	Rp 254.241.936
Total Biaya Konstruksi					Rp 760.891.797

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Setelah dilakukan perhitungan dan analisa sebelumnya, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan perhitungan kapasitas daya dukung ujung batas menggunakan metode Alpha untuk Tanah Lempung. Dimana parameter tanah yang digunakan adalah: berat volume tanah (γ), sudut geser tanah (ϕ) dan Nilai Kohesi (C_u) pada kondisi terdrainase. Didapatkan daya dukung ijin sebesar 25,54622 ton. Selain itu, pondasi tiang pancang menggunakan tiang pancang beton precast spun pile diameter 300 mm dengan kedalaman 22 meter dari permukaan tanah. Penurunan yang terjadi pada pondasi tiang pancang tersebut adalah sebesar 1,87 cm, Nilai ini tidak melebihi penurunan yang diijinkan berdasarkan SNI 8460:2017 sebesar 15 cm. Nilai penurunan tersebut tergolong aman.

Dari hasil analisa dan dengan mempertimbangkan luas lahan dari proyek, maka direncanakan Pondasi rakit dengan tinggi 1 meter serta dimensi 27 meter untuk panjang dan 20 meter untuk lebar. Untuk daya dukung ijin yang didapatkan dari pondasi rakit adalah sebesar 37 kN/m². Daya dukung tersebut lebih kecil dibanding dengan pondasi tiang pancang dikarenakan pondasi rakit membagi beban yang dari terpusat menjadi beban terbagi rata ke seluruh luasan penampang.

Penurunan yang terjadi pada pondasi rakit tersebut adalah sebesar 3,1391 mm, Nilai ini sangat kecil dan dibandingkan dengan penurunan pondasi tiang pancang sebelumnya. Dikarenakan beban yang terjadi pada pondasi rakit terbagi rata menjadi beban merata ke seluruh luasan penampang pondasi rakit, dan beban tersebut menjadi lebih kecil dari beban terpusat

2. Perbandingan biaya terhadap kebutuhan pondasi tiang pancang dan pondasi rakit apabila perencanaan tanpa likuifaksi adalah :

- Pondasi Tiang = Rp 217.240.071,00
- Pondasi Rakit = Rp 760.891.797,00

Sehingga pondasi yang paling murah yang bisa dipakai adalah pondasi tiang pancang

3. Pada hasil analisa time history non-linear pada struktur pondasi tiang pancang, didapatkan pada kedalaman 22 meter dari permukaan tanah. Nilai lateral displacement atau defleksi untuk analisis time history gempa El-Centro sebesar 0,0127 m. Untuk gempa koyna sebesar 0,0238 m, sedangkan untuk gempa loma prieta defleksi yang terjadi sebesar 0,0297 m. untuk ketiga gempa tersebut dikategorikan aman dari defleksi yang diizinkan berdasarkan dengan SNI03-2847-2002 Pada hasil analisa time history non-linear pada struktur pondasi rakit, didapatkan pada kedalaman 1 meter dari permukaan tanah. Nilai lateral displacement atau defleksi untuk analisis time history gempa El-Centro sebesar 0,00491 m. Untuk gempa koyna sebesar 0,005849 m, sedangkan untuk gempa loma prieta defleksi yang terjadi sebesar 0,00802 m. untuk ketiga gempa tersebut dikategorikan aman dari defleksi yang diizinkan berdasarkan dengan SNI03-2847-2002

Maka pondasi yang disarankan dalam pelaksanaan pada proyek tersebut adalah menggunakan tiang pancang walaupun dari harga material lebih besar penurunan nya dan defleksi yang terjadi dibandingkan pondasi rakit tetapi pada pondasi tiang tidak mahal dan penurunan tanah (settlement) tidak menjadi masalah. Sedangkan jika menggunakan pondasi rakit perlu biaya yang lebih mahal. Karena pondasi rakit membutuhkan pekerjaan pekerjaan dan tulangan yang cukup besar sehingga tidak efektif digunakan pada proyek tersebut. Pondasi rakit bisa jadi alternatif pilihan karena lebih aman dibandingkan pondasi tiang pancang. Pondasi rakit dapat digunakan jika daya dukung tanah di permukaan cukup baik. Serta lapisan tanah yang bagus.

5.2 Saran

1. Agar perencanaan pondasi dapat lebih sempurna, sebaiknya pengujian labolatorium mengenai parameter parameter tanah lebih diperlengkap.

2. Pondasi rakit dapat ditopang dengan pondasi tiang pancang untuk mendukung tiap kolom sehingga pun dapat mengurangi potensi penurunan tanah dibawahnya.
3. Diperlukan data tanah yang pasti untuk menghindari kurang akuratnya perhitungan.
4. Perlu adanya bimbingan khusus dalam menggunakan perangkat lunak SAP2000 dalam analisis interaksi tanah struktur untuk mendapat hasil yang realistik.
5. Biaya konstruksi kedua pondasi perlu dianalisa secara lebih detail dengan menganalisa biaya-biaya konstruksi yang belum diperhitungkan sehingga perkiraan perbandingan biaya dapat lebih akurat.



DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J. E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid I Edisi ke 3*. Jakarta Pusat: Erlangga.
- Carter, Michael., Bentley, Stephen P. 1991. *Correlation of Soil Properties*.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga
- Sriandini, Cahyaningtyas. 2016. *Analisa Perilaku Tiang Pancang Pada Struktur Perpanjangan Kanal Water Intake Pltgu Grati*. Surabaya. Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Coduto, Donald P. 2001. *Foundation Design: Principles and Practices*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Wolf, J.P., 1985. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2010. *Analisa dan Perancangan Fondasi 1*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Kumalasari, Putu Tantri. 2008. *Analisa Pemodelan 3 Dimensi Sistem Struktur Gedung Dengan Pondasi Dangkal Di Atas Tanah Lunak Yang Mengakibatkan Penurunan Konsolidasi Merata*. Surabaya: Institute Teknologi Sepuluh Nopember.
- M. Das, Braja. 2007. *Principles of Foundation Engineering*. Canada: Thomson Canada Limited
- Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
- Hartono. 2016. *Perencanaan pondasi rakit dan pondasi Tiang dengan memperhatikan differential Settlement "studi kasus gedung fasilitas Umum pendidikan universitas 17 agustus 1945 Surabaya (untag)*, Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Rantri, Lola Kumala. 2018. *Analisis perbandingan pondasi rakit dengan pondasi tiang bor pada proyek pembangunan rumah sakit gigi dan mulut universitas brawijaya*. Malang, Universitas Brawijaya

Simatupang, Minson. 2019. *Perilaku pondasi tiang pancang dengan mempertimbangkan interaksi tanah tiang struktur pada gedung bertingkat menggunakan SAP 2000*, Kendasari, Halu Oleo University

Peck, Ralph B., Hanson, Walter E., Thornburn, Thomas H. 1973. *Teknik Pondasi*, Edisi Kedua.

Rizal, Fadhilah Khairul. 2019. *Analisis Gedung Dengan Pengaruh Interaksi Tanah Dengan Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Srpmk)*. Medan. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

Wahyu, Azmi Lisani. 2016. *Analisa Trial Embankment dan Prediksi Pemampatan Sekunder pada Proyek Pembangunan Kawasan Kota Summarecon Bandung*. Surabaya: Institute Teknologi Sepuluh Nopember

Mayangsari. 2018. *Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang Dengan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Pembangunan Rumah Sakit Gigi Dan Mulut Universitas Brawijaya*. Malang, Universitas Brawijaya

Sosrodarsono, S, Nakazawa, K, 1990, *Mekanika Tanah dan Teknik Fondasi*, Pt. Pradnya Paramita. Jakarta

Ulrich, Edward J. 1995. *Design and Performance of Mat Foundation*. Michigan: American Concrete Institute.

Patel, C.N., Sharma, K., Patel, H.S., 2011. *Modeling of Soil-Structure Interaction as Finite Element Using Using SAP2000*.

Suroso, Munawir, A., & Indrawahyuni, H. 2007. *Buku Ajar Teknik Pondasi*. Malang: Jurusan teknik Universitas Brawijaya.



(lembar ini sengaja dikosongkan)



LAMPIRAN 1

LAPORAN DATA TANAH ASLI PROYEK DAN LABORATORIUM






BORING LOG

PROJECT NAME	MAKO PASMAR 2	LOCATION	MARUNDA CILINCING - JAKARTA
BORE HOLE NO.	BH.1	DRILLER	YUSUP
GROUND ELEVATION		DATE STARTED	27 / 01 / 2018
GROUND WATER LEVEL	+0.80 m	DATE FINISHED	29 / 01 / 2018

Date	Depth (m)	Sampling Unit	Boring Log	Core Recovery (%)	Thickness	Soil Description	STANDARD PENETRATION TEST													
							N1 (0-15)	N2 (15-30)	N3 (30-45)	N VALUE	10	20	30	40	50					
	0																			
	1	1			95	4.00 m	Clay, soft, light grey.	1	2	1	3									
	2	2			95	4.00 m	Clay, soft, grey.	1	2	1	3									
	3																			
	4	3																		
	5	1																		
	6	4			95	4.00 m	Clay, soft, grey.	1	1	2	3									
	7																			
	8	5																		
	9	3																		
	10	6																		
	11																			
	12	7																		
	13																			
	14	8			90	14.00 m	Silt, medium stiff to stiff, dark grey.	3	4	6	10									
	15																			
	16	9																		
	17																			
	18	10																		
	19																			

PT. CIPTA DAYA TERATAI
J A K A R T A

LEGEND




-  Undisturbed Sample
-  Standard Penetration Test
-  Disturbed Sample

M/d	29 / 01 / 2018	I/p	
D/r	08 / 02 / 2018	E/t	Sheet 1 of 2
C/h	08 / 02 / 2018	S/r	

BORING LOG

PROJECT NAME	MAKO PASMAR 2	LOCATION	MARUNDA CILINCING - JAKARTA
BOREHOLE NO.	BH.1	DRILLER	YUSUP
GROUND ELEVATION		DATE STARTED	27 / 01 / 2018
GROUND WATER LEVEL	+ 0.80 m	DATE FINISHED	29 / 01 / 2018

Date	Depth(m)	Sampling Unit	Boring Log	Core Recovery (%)	Thickness	Soil Description	STANDARD PENETRATION TEST											
							N1 (0 - 15)	N2 (15 - 30)	N3 (30 - 45)	N VALUE	10	20	30	40	50			
	20	11		90	14.00 m	Silt, medium stiff to stiff, dark grey.	6	9	9	18								
	21																	
	22	12			2.00 m	Sand, very dense, blackish grey.	17	36	24	60								
	23																	
	24	13			2.00 m	Sand, very dense, brown, grey.	22	28	22	60								
	25																	
	26	14			4.00 m	Sand, very dense, brown, grey.	60	10	60	10								
	27																	
	28	15			28.00 m		34	60	22	60								
	29																	
	30	16			2.45 m	Sand, very dense, black.	23	39	21	60								
	31					END OF HOLE : 30.45 m GL												
	32																	
	33																	
	34																	
	35																	
	36																	
	37																	
	38																	
	39																	
	40																	
	41																	
	42																	
	43																	
	44																	

LEGEND  Undisturbed Sample  Standard Penetration Test  Disturbed Sample	M'd	29 / 01 / 2018	Jp
	D'r	08 / 02 / 2018	Tg
	C'h	08 / 02 / 2018	Kzl

PT. CIPTA DAYA TERATAI
JAKARTA

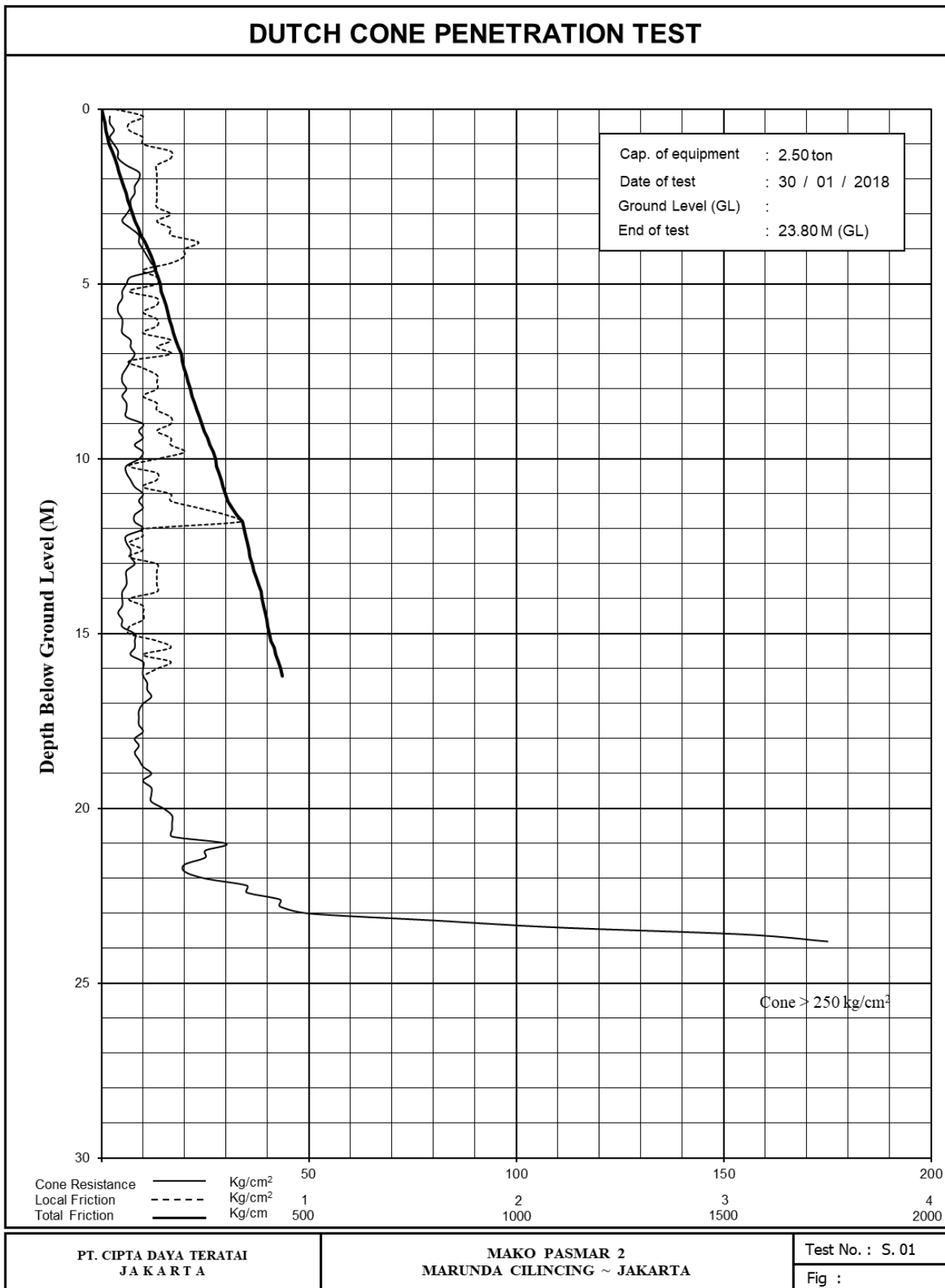
Sheet 2 of 2

DUTCH CONE PENETRATION TEST (DATA SHEET)

PROJECT : MAKO PASMAR 2		TEST No. : S.01	
LOCATION : MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA		DATE OF TEST : 30 / 01 / 2018	
CONE BASE AREA : 10 Cm ²	EQUIPMENT CAPACITY : 2.5 Tonf	TESTED BY : YUSUP	
PISTON (PLUNGER) AREA : 10 Cm ²	GROUND LEVEL (GL) :		SHEET No. :
CONE RESISTANCE = 1.0 x CONE READING (EQUIP. CAP. = 2.5 Tonf)			
CONE RESISTANCE = 2.0 x CONE READING (EQUIP. CAP. = 10.0 Tonf)			

1	2	READING			5	6	7	1	2	READING			5	6	7					
		ROD	DEPTH	JACKET OR LOCAL FRIC.						ROD	DEPTH	JACKET OR LOCAL FRIC.								
~	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm	~	m	Kg/cm ²	Kg/cm	~	m	Kg/cm ²	Kg/cm	~	m	Kg/cm ²	Kg/cm				
	5,90				4	4,00	10	17	6,00	0,40	112,00	14	14,00	5	9	2,00	0,13	386,67		
	5,80					4,20	11	17	6,00	0,40	120,00		14,20	5	7	3,00	0,20	390,67		
	5,60					4,40	12	18	5,00	0,33	126,67		14,40	4	7	3,00	0,20	394,67		
	5,40					4,60	13	18	3,00	0,20	130,67		14,60	5	8	3,00	0,20	398,67		
	5,20					4,80	7	10	4,00	0,27	136,00		14,80	5	8	2,00	0,13	401,33		
5	5,00				5	5,00	6	10	4,00	0,27	141,33	15	15,00	8	10	2,00	0,13	404,00		
	4,80					5,20	5	9	2,00	0,13	144,00		15,20	8	10	4,00	0,27	409,33		
	4,60					5,40	5	7	4,00	0,27	149,33		15,40	8	12	5,00	0,33	416,00		
	4,40					5,60	4	8	4,00	0,27	154,67		15,60	7	12	3,00	0,20	420,00		
	4,20					5,80	4	8	3,00	0,20	158,67		15,80	10	13	5,00	0,33	426,67		
4	4,00				6	6,00	5	8	4,00	0,27	164,00	16	16,00	10	15	4,00	0,27	432,00		
	3,80					6,20	5	9	4,00	0,27	169,33		16,20	10	14	3,00	0,20	436,00		
	3,60					6,40	5	9	3,00	0,20	173,33		16,40	11	14	3,00	0,20	440,00		
	3,40					6,60	7	10	5,00	0,33	180,00		16,60	11	14	3,00	0,20	444,00		
	3,20					6,80	7	12	4,00	0,27	185,33		16,80	12	15	5,00	0,33	450,67		
3	3,00				7	7,00	8	12	5,00	0,33	192,00	17	17,00	10	15	3,00	0,20	454,67		
	2,80					7,20	7	12	2,00	0,13	194,67		17,20	9	12	3,00	0,20	458,67		
	2,60					7,40	6	8	3,00	0,20	198,67		17,40	9	12	4,00	0,27	464,00		
	2,40					7,60	5	8	4,00	0,27	204,00		17,60	9	13	3,00	0,20	468,00		
	2,20					7,80	5	9	4,00	0,27	209,33		17,80	10	13	4,00	0,27	473,33		
2	2,00				8	8,00	6	10	4,00	0,27	214,67	18	18,00	8	12	4,00	0,27	478,67		
	1,80					8,20	5	9	3,00	0,20	218,67		18,20	9	13	4,00	0,27	484,00		
	1,60					8,40	6	9	4,00	0,27	224,00		18,40	8	12	3,00	0,20	488,00		
	1,40					8,60	6	10	4,00	0,27	229,33		18,60	9	12	5,00	0,33	494,67		
	1,20					8,80	6	10	5,00	0,33	236,00		18,80	10	15	10,00	0,67	508,00		
1	1,00				9	9,00	10	15	5,00	0,33	242,67	19	19,00	12	22	12,00	0,80	524,00		
	0,80					9,20	9	14	4,00	0,27	248,00		19,20	10	22	10,00	0,67	537,33		
	0,60					9,40	10	14	5,00	0,33	254,67		19,40	12	22	5,00	0,33	544,00		
	0,40					9,60	8	13	5,00	0,33	261,33		19,60	12	17	5,00	0,33	550,67		
	0,20					9,80	10	15	6,00	0,40	269,33		19,80	12	17	5,00	0,33	557,33		
0	0,00				10	10,00	9	15	4,00	0,27	274,67	20	20,00	15	20	5,00	0,33	564,00		
	0,20	2	3	3,00	0,20	5,33		10,20	6	10	2,00	0,13	277,33		20,20	17	22	4,00	0,27	569,33
	0,40	2	5	2,00	0,13	8,00		10,40	6	8	4,00	0,27	282,67		20,40	17	21	8,00	0,53	580,00
	0,60	3	5	2,00	0,13	10,67		10,60	7	11	4,00	0,27	288,00		20,60	17	25	8,00	0,53	590,67
	0,80	2	4	3,00	0,20	14,67		10,80	8	12	3,00	0,20	292,00		20,80	17	25	20,00	1,33	617,33
1	1,00	3	6	3,00	0,20	18,67		11,00	10	13	5,00	0,33	298,67	21	21,00	30	50	10,00	0,67	630,67
	1,20	4	7	5,00	0,33	25,33		11,20	9	14	5,00	0,33	305,33		21,20	25	35	10,00	0,67	644,00
	1,40	4	9	5,00	0,33	32,00		11,40	10	15	7,00	0,47	314,67		21,40	25	35	20,00	1,33	670,67
	1,60	6	11	4,00	0,27	37,33		11,60	8	15	9,00	0,60	326,67		21,60	20	40	20,00	1,33	697,33
	1,80	9	13	4,00	0,27	42,67		11,80	8	17	10,00	0,67	340,00		21,80	20	40	13,00	0,87	714,67
2	2,00	9	13	4,00	0,27	48,00		12,00	10	20	3,00	0,20	344,00	22	22,00	25	38	20,00	1,33	741,33
	2,20	8	12	4,00	0,27	53,33		12,20	6	9	3,00	0,20	348,00		22,20	35	55	20,00	1,33	768,00
	2,40	8	12	4,00	0,27	58,67		12,40	6	9	2,00	0,13	350,67		22,40	35	55	20,00	1,33	794,67
	2,60	7	11	4,00	0,27	64,00		12,60	7	9	3,00	0,20	354,67		22,60	43	63	22,00	1,47	824,00
	2,80	7	11	4,00	0,27	69,33		12,80	7	10	2,00	0,13	357,33		22,80	43	65	30,00	2,00	864,00
3	3,00	6	10	5,00	0,33	76,00		13,00	8	10	4,00	0,27	362,67	23	23,00	50	80	30,00	2,00	904,00
	3,20	5	10	4,00	0,27	81,33		13,20	6	10	4,00	0,27	368,00		23,20	80	110	20,00	1,33	930,67
	3,40	7	11	5,00	0,33	88,00		13,40	6	10	4,00	0,27	373,33		23,40	110	130	30,00	2,00	970,67
	3,60	9	14	5,00	0,33	94,67		13,60	6	10	4,00	0,27	378,67		23,60	155	185	50,00	3,33	1.037,33
	3,80	9	14	7,00	0,47	104,00		13,80	5	9	4,00	0,27	384,00		23,80	175	225	-	-	-

DUTCH CONE PENETRATION TEST



LABORATORY TEST RESULTS

PROJECT : MAKO PASMAR 2 & MESS PASMAR 2 LOCATION : MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA																														
BORING NUMBER AND SAMPLE NUMBER	SAMPLE DEPTH (Meter)	Natural Water Cont.	Wet Density	Dry Density	Specific Gravity	Void Ratio	Porosity	Degree of Saturation	ATTERBERG LIMITS						GRAIN SIZE DISTRIBUTION (% by weight)					Organic Content Test	Unconfined Compr. Test			TRIAXIAL TEST U. U.		TRIAXIAL TEST C. U.		DIRECT SHEAR TEST		CONSO- LIDATION TEST
									WL	Wp	Ip	Class	Aasho	Gravel	Sand	Silt	Clay	Org.	qu		St	c	∅	c	∅	c	∅	Comp. Index		
									%	t/m3	-	%	%	%	%	%	%	%	kg/cm ²		-	t/m ²	Degree	kg/cm ²	Degree	kg/cm ²	Degree	-		
BH. 1																														
UDS. 1	5.00 ~ 5.50	79,564	1,499	0,835	2,6089	2,124	0,680	97,71	150,30	61,21	89,09	MH	A-7-5	0,00	0,00	8,20	91,80	-	-	-	0,03	2,46 ⁰	-	-	-	-	-	-	0,78	
UDS. 2	7.00 ~ 7.50	60,249	1,574	0,982	2,6140	1,662	0,624	94,76	121,30	56,56	64,74	MH	A-7-5	0,00	0,00	9,40	90,60	-	-	-	0,03	5,53 ⁰	-	-	-	-	-	-	0,54	
UDS. 3	9.00 ~ 9.50	56,113	1,544	0,989	2,6168	1,646	0,622	89,21	107,30	46,84	60,46	MH	A-7-5	0,00	0,00	94,80	5,20	-	-	-	0,10	6,31 ⁰	-	-	-	-	-	-	0,44	
BH. 1																														
UDS. 1	5.00 ~ 5.50	57,035	1,647	1,049	2,6171	1,495	0,599	99,85	112,30	56,06	56,24	MH	A-7-5	0,00	0,00	8,90	91,10	-	-	-	0,05	5,00 ⁰	-	-	-	-	-	-	0,46	
UDS. 2	7.00 ~ 7.50	50,536	1,618	1,075	2,6174	1,435	0,589	92,19	101,50	47,10	54,40	MH	A-7-5	0,00	0,00	6,20	93,80	-	-	-	0,08	6,28 ⁰	-	-	-	-	-	-	0,52	
UDS. 3	9.00 ~ 9.50	59,857	1,589	0,994	2,6185	1,634	0,620	95,90	110,70	47,77	62,93	MH	A-7-5	0,00	0,00	5,70	94,30	-	-	-	0,08	6,31 ⁰	-	-	-	-	-	-	0,43	

ATTERBERG LIMIT TEST

(ASTM . D - 423 & 424)

PROJECT :	MAKO PASMAR 2		
LOCATION :	MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA		
BOREHOLE NO. :	BH. 1	SAMPLE TYPE :	Undisturb
SAMPLE NO. :	UDS. 1	TESTED BY :	Yanto
DEPTH :	5.00 ~ 5.50 m	CHECKED BY :	Ary

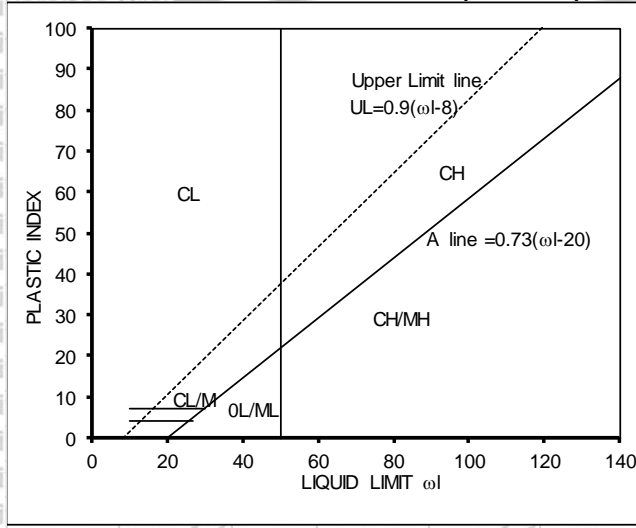
Soil Description :

TEST No.	LIQUID LIMIT				PLASTIC LIMIT	
	1	2	3	4	5	6
Number Of Blows	40	28	18	9		
Tare No.	1	2	3	4	5	6
Weight Of Wet Soil + Tare	gr 39,99	40,87	40,10	39,67	23,11	23,17
Weight Of Dry Soil + Tare	gr 21,00	20,56	19,67	19,00	16,89	16,94
Weight Of Tare	gr 6,86	6,76	6,71	6,66	6,71	6,78
Weight Of Water	gr 18,99	20,31	20,43	20,67	6,22	6,23
Weight Of Dry Soil	gr 14,14	13,80	12,96	12,34	10,18	10,16
Water Content	% 134,27	147,19	157,69	167,46	61,10	61,32

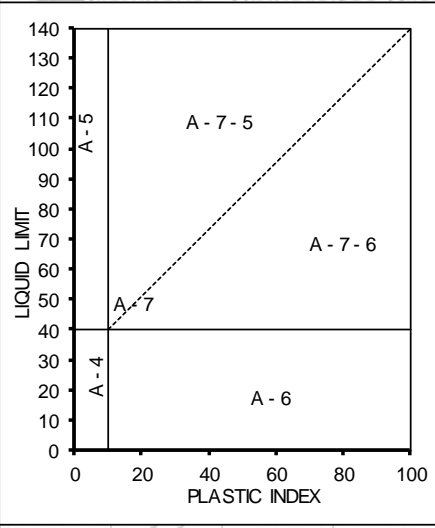


LIQUID LIMITS, LL (%)	150,30
PLASTIC LIMITS, PL (%)	61,21
PLASTIC INDEX, PI (%)	89,09
AASHTO	A - 7 - 5
U.S.C.S	MH

SOIL CLASIFICATION U.S.C.S (UNIFIED)



SUB GROUP AASHTO



ATTERBERG LIMIT TEST

(ASTM . D - 423 & 424)

PROJECT :	MAKO PASMAR 2		
LOCATION :	MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA		
BOREHOLE NO. :	BH. 1	SAMPLE TYPE :	Undisturb
SAMPLE NO. :	UDS. 2	TESTED BY :	Yanto
DEPTH :	7.00 ~ 7.50 m	CHECKED BY :	Ary

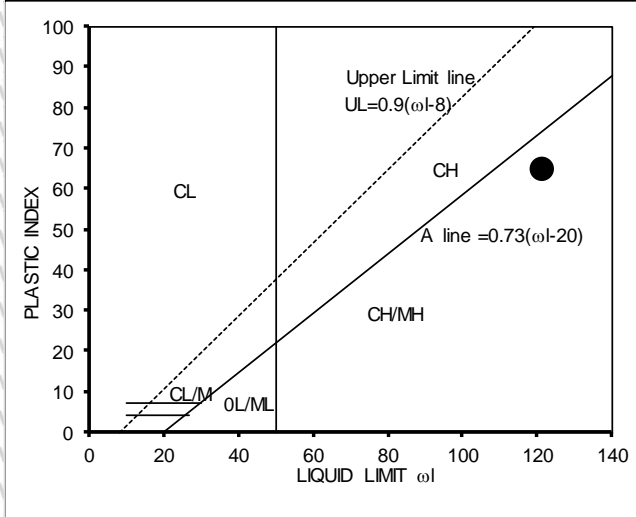
Soil Description :

TEST No.	LIQUID LIMIT				PLASTIC LIMIT	
	1	2	3	4	5	6
Number - Of Blows	40	28	18	10		
Tare No.	7	8	9	10	11	12
Weight Of Wet Soil + Tare gr	40,38	40,66	40,46	39,93	23,41	23,54
Weight Of Dry Soil + Tare gr	22,47	22,11	21,67	21,07	17,35	17,49
Weight Of Tare gr	6,65	6,78	6,85	6,78	6,63	6,80
Weight Of Water gr	17,91	18,55	18,79	18,86	6,06	6,05
Weight Of Dry Soil gr	15,82	15,33	14,82	14,29	10,72	10,69
Water Content %	113,21	121,00	126,79	131,98	56,53	56,58

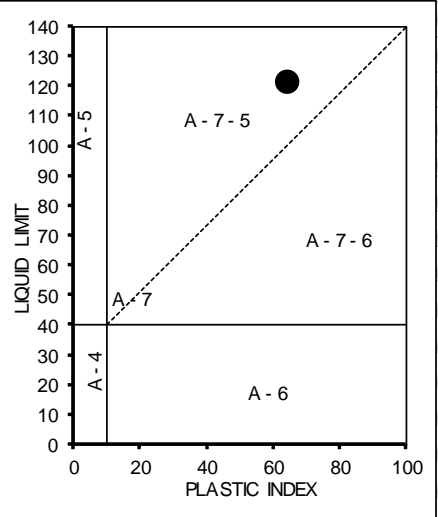


LIQUID LIMITS, LL (%)	121,30
PLASTIC LIMITS, PL (%)	56,56
PLASTIC INDEX, PI (%)	64,74
AASHTO	A - 7 - 5
U.S.C.S	MH

SOIL CLASIFICATION U.S.C.S (UNIFIED)



SUB GROUP AASHTO



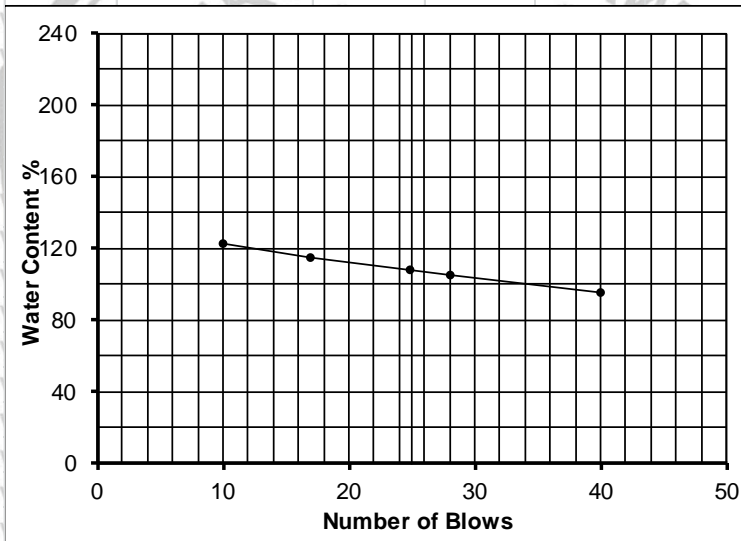
ATTERBERG LIMIT TEST

(ASTM . D - 423 & 424)

PROJECT :	MAKO PASMAR 2		
LOCATION :	MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA		
BOREHOLE NO. :	BH. 1	SAMPLE TYPE :	Undisturb
SAMPLE NO. :	UDS. 3	TESTED BY :	Yanto
DEPTH :	9.00 ~ 9.50 m	CHECKED BY :	Ary

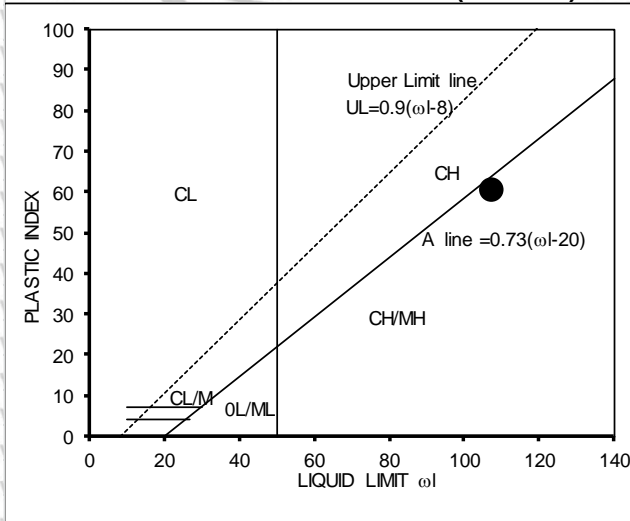
Soil Description :

TEST No.	LIQUID LIMIT				PLASTIC LIMIT	
	1	2	3	4	5	6
Number Of Blows	40	28	17	10		
Tare No.	13	14	15	16	17	18
Weight Of Wet Soil + Tare	gr 37,49	37,48	37,23	37,31	23,28	23,39
Weight Of Dry Soil + Tare	gr 22,56	21,66	20,96	20,56	17,96	18,05
Weight Of Tare	gr 6,86	6,56	6,75	6,86	6,57	6,68
Weight Of Water	gr 14,93	15,82	16,27	16,75	5,32	5,34
Weight Of Dry Soil	gr 15,70	15,10	14,21	13,70	11,39	11,37
Water Content	% 95,11	104,80	114,50	122,27	46,71	46,97

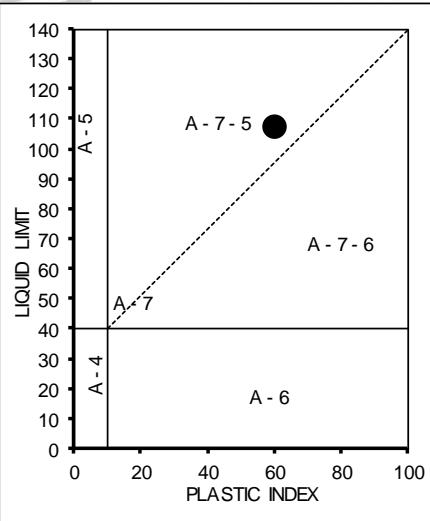


LIQUID LIMITS, LL (%)	107,30
PLASTIC LIMITS, PL (%)	46,84
PLASTIC INDEX, PI (%)	60,46
AASHTO	A - 7 - 5
U.S.C.S	MH

SOIL CLASIFICATION U.S.C.S (UNIFIED)



SUB GROUP AASHTO

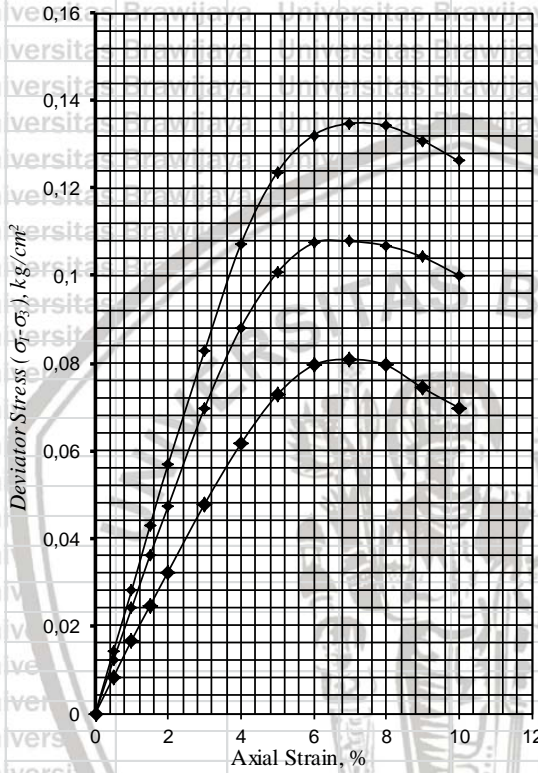


TRIAXIAL TEST

(ASTM D.2850-95)

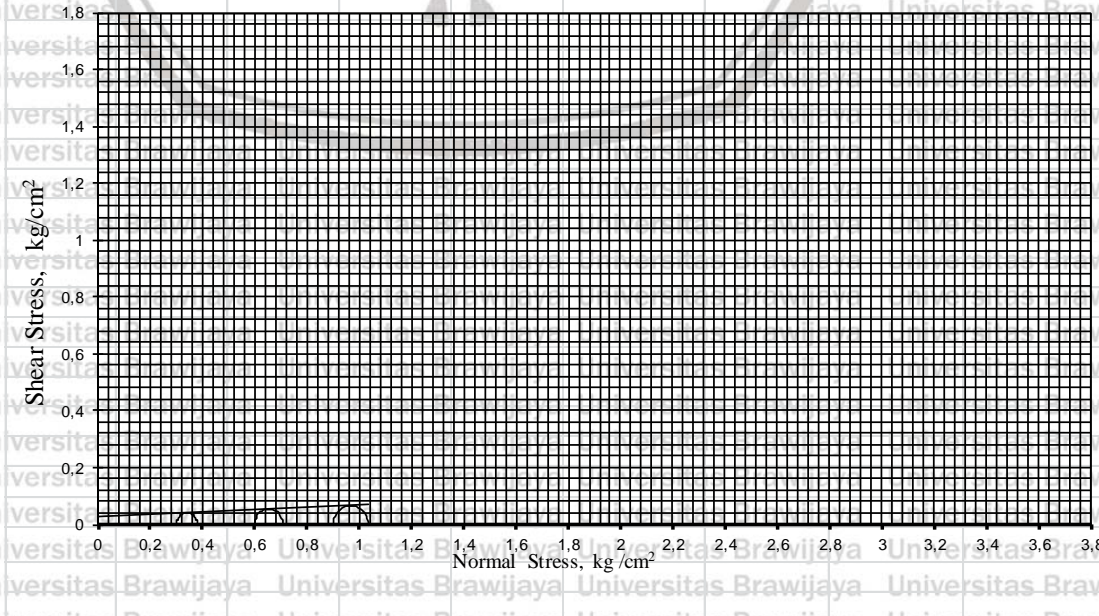
PROJECT :	MAKO PASMAR 2		
LOCATION :	MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA	SAMPLE TYPE :	Undisturb
BORE HOLE NO. :	BH. 1	DATE OF TEST :	10/ 02/ 2018
SAMPLE NO. :	UDS. 1	TESTED BY :	Yanto
DEPTH :	5.00 ~ 5.50 m	CHECKED BY :	Ir.J.C. KARDJI

Soil Description :



Test Type : <input checked="" type="checkbox"/> UU <input type="checkbox"/> CU <input type="checkbox"/> CD			
Test No.	1	2	3
γ_t , t/m ³	1,498	1,498	1,499
ω_N , %	79,560	79,562	79,564
γ_d , t/m ³	0,834	0,835	0,835
e	2,127	2,126	2,125
Sr, %	97,58	97,62	97,68
GS	2,6089	2,6089	2,6089
σ_3 , kg/cm ²	0,30	0,60	0,90
σ_1 , kg/cm ²	0,38	0,71	1,03
Curve Symbol	◆	■	▲
Sample Dia.	3.8cm	3.8cm	3.8cm
Sample Ht.	7.6cm	7.6cm	7.6cm
Type of Failure			
Remarks :			

Angel of shearing resistance, ϕ : **2,46°**
 Cohesion, c : **0,03 (kg/cm²)**

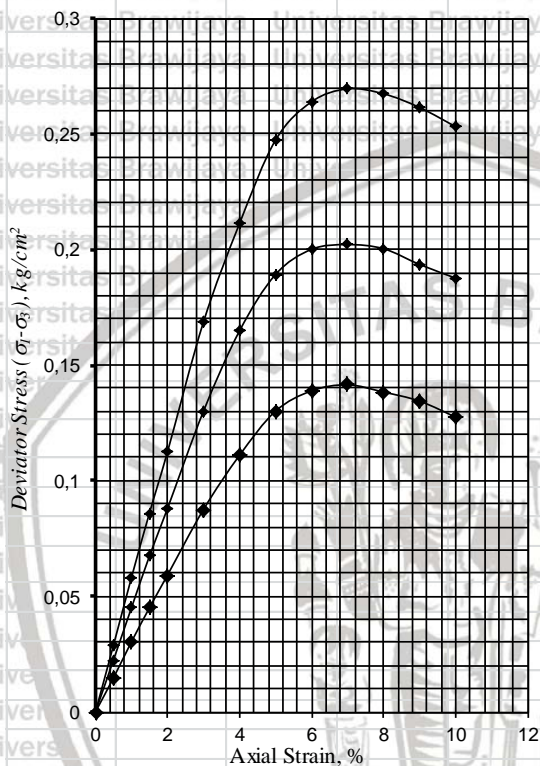


TRIAXIAL TEST

(ASTM D.2850-95)

PROJECT :	MAKO PASMAR 2		
LOCATION :	MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA	SAMPLE TYPE :	Undisturb
BORE HOLE NO. :	BH. 1	DATE OF TEST :	10 / 02 / 2018
SAMPLE NO. :	UDS. 2	TESTED BY :	Yanto
DEPTH :	7.00 ~ 7.50 m	CHECKED BY :	Ir.J.C. KARDJI

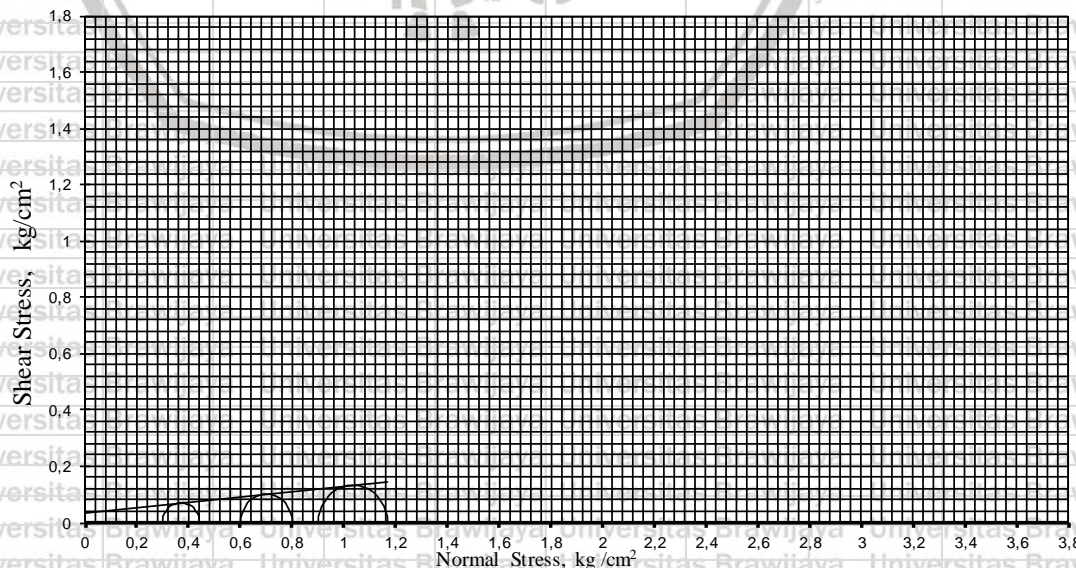
Soil Description :



Test Type : UU CU CD

Test No.	1	2	3
γ_t , t/m ³	1,573	1,573	1,574
ω_N , %	60,249	60,253	60,255
γ_d , t/m ³	0,982	0,982	0,982
e	1,663	1,663	1,662
Sr, %	94,70	94,73	94,79
GS	2,6140	2,6140	2,6140
σ_3 , kg/cm ²	0,30	0,60	0,90
σ_1 , kg/cm ²	0,44	0,80	1,17
Curve Symbol	◆	■	▲
Sample Dia.	3.8cm	3.8cm	3.8cm
Sample Ht.	7.6cm	7.6cm	7.6cm
Type of Failure			
Remarks :			

Angel of shearing resistance, ϕ : 5,53°
Cohesion, c : 0,03 (kg/cm²)

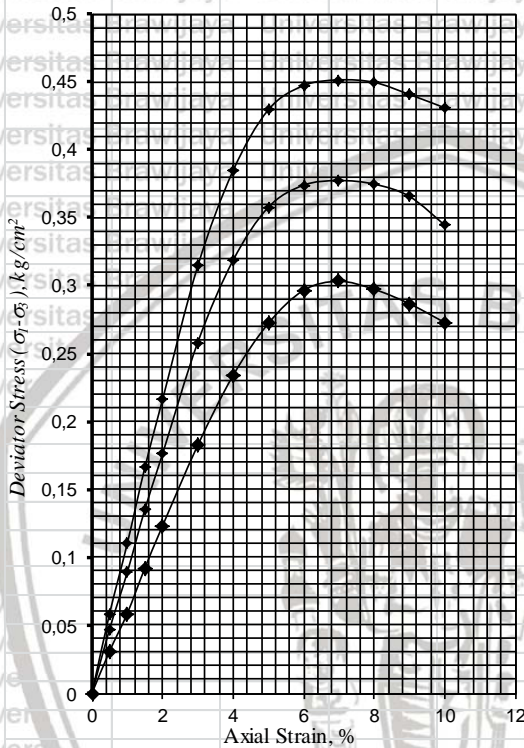


TRIAXIAL TEST

(ASTM D.2850-95)

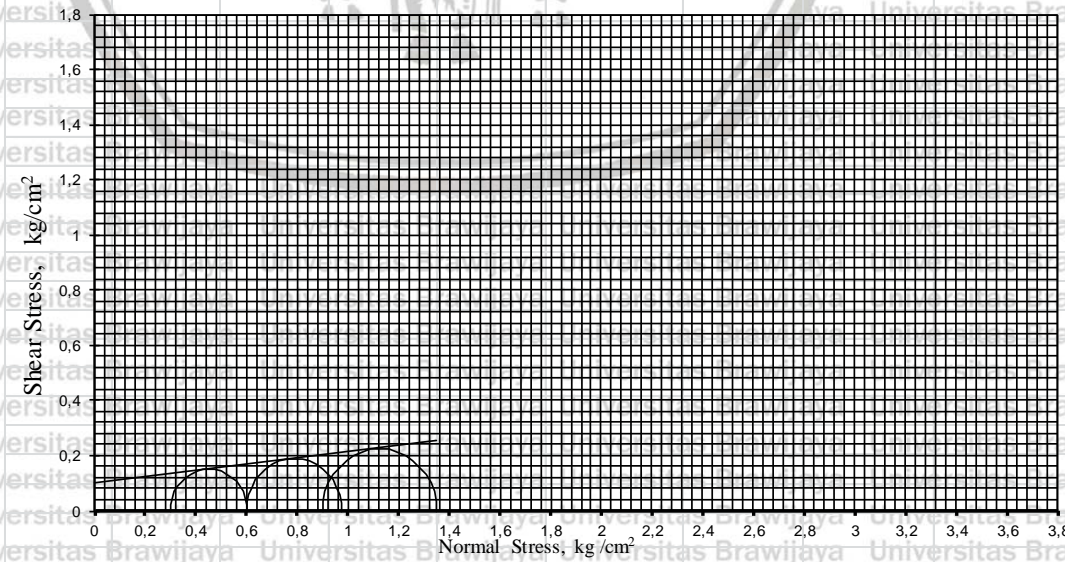
PROJECT : MAKO PASMAR 2	
LOCATION : MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA	SAMPLE TYPE : Undisturb
BORE HOLE NO. : BH. 1	DATE OF TEST : 10 / 02 / 2018
SAMPLE NO. : UDS. 3	TESTED BY : Yanto
DEPTH : 9.00 ~ 9.50 m	CHECKED BY : Ir.J.C. KARDJI

Soil Description :



Test Type : <input checked="" type="checkbox"/> UU <input type="checkbox"/> CU <input type="checkbox"/> CD			
Test No.	1	2	3
γ_t , t/m ³	1,544	1,544	1,544
ω_N , %	56,113	56,115	56,117
γ_d , t/m ³	0,989	0,989	0,989
e	1,647	1,646	1,645
Sr, %	89,17	89,20	89,24
GS	2,6168	2,6168	2,6168
σ_3 , kg/cm ²	0,30	0,60	0,90
σ_1 , kg/cm ²	0,60	0,98	1,35
Curve Symbol	◆	■	▲
Sample Dia.	3.8cm	3.8cm	3.8cm
Sample Ht.	7.6cm	7.6cm	7.6cm
Type of Failure	□	□	□
Remarks :			

Angel of shearing resistance, ϕ : **6,31 °**
 Cohesion, c : **0,10 (kg/cm²)**



SPECIFIC GRAVITY TEST

PROJECT : MAKO PASMAR 2

SAMPLE CODE : BH. 1

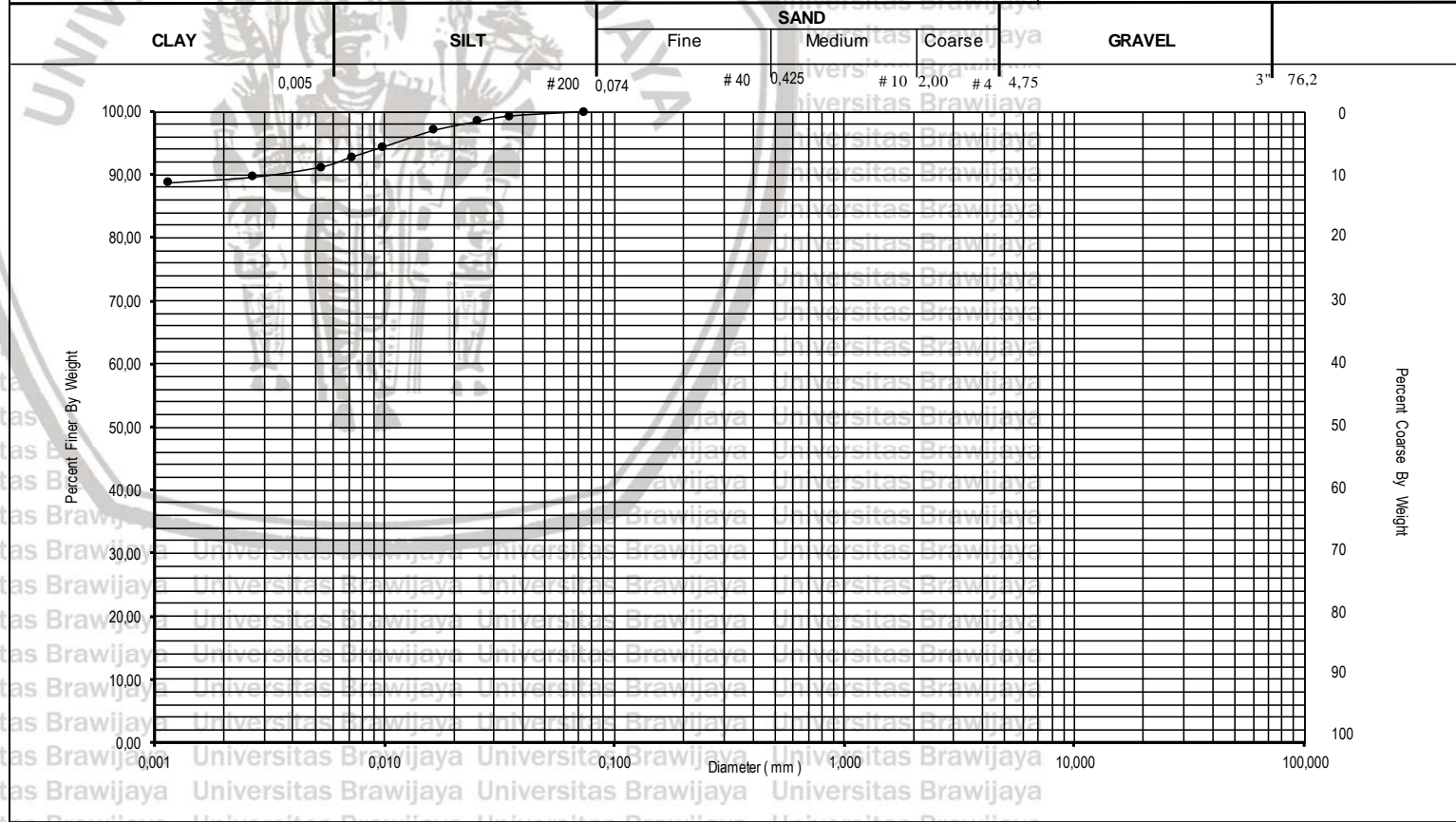
LOCATION : MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA

TESTING BY : Yanto

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Pycnometer in gram		42,0800	39,8500	26,6500	27,4200	42,2400	31,0400	40,1900	28,6600	38,6900	50,8700	27,6200	41,1600
Water in Pyc. at 30° C		99,5000	100,0100	109,4200	99,5700	99,5700	99,6600	99,8500	99,4400	100,1500	99,1500	100,3100	99,8400
T°		25	26	27	28	29	30						
γ water		0,9971	0,9966	0,9965	0,9963	0,9960	0,9957						
a	Date												
b	Sample no. / Depth, m	UDS. 1 5.00 ~ 5.50	UDS. 2 7.00 ~ 7.50	UDS. 3 9.00 ~ 9.50									
c	Container no.	1	2	3									
d	Wt. of Cont. gram	42,0800	39,8500	26,6500									
e	Wt. of Cont. + dry soil gram	76,5320	74,5600	60,2570									
f	Wt. of dry soil, (e - d) gram	34,4520	34,7100	33,6070									
g	Pycnometer no.	1	2	3									
h	Wt. of Pycnometer gram	42,0800	39,8500	26,6500									
i	Wt. of water in Pyc. at 30° C gram	99,5000	100,0100	109,4200									
j	Wt. of Pyc. + soil + Water	162,883	161,349	156,889									
k	Temperatur at (j) gram	30	30	30									
l	Deflocculant corr. (γ_w at k/ γ_w 30°)	1	1	1									
m	Wt. of water in Pyc. corr. (i x l) gram	99,5000	100,0100	109,4200									
n	Floated water (f + h + m - j) gram	13,1488	13,2215	12,7878									
o	Gs at T° C (f / n)	2,6202	2,6253	2,6281									
p	Coefficient Temperature	0,9957	0,9957	0,9957									
q	Specific Gravity (o x p)	2,6089	2,6140	2,6168									

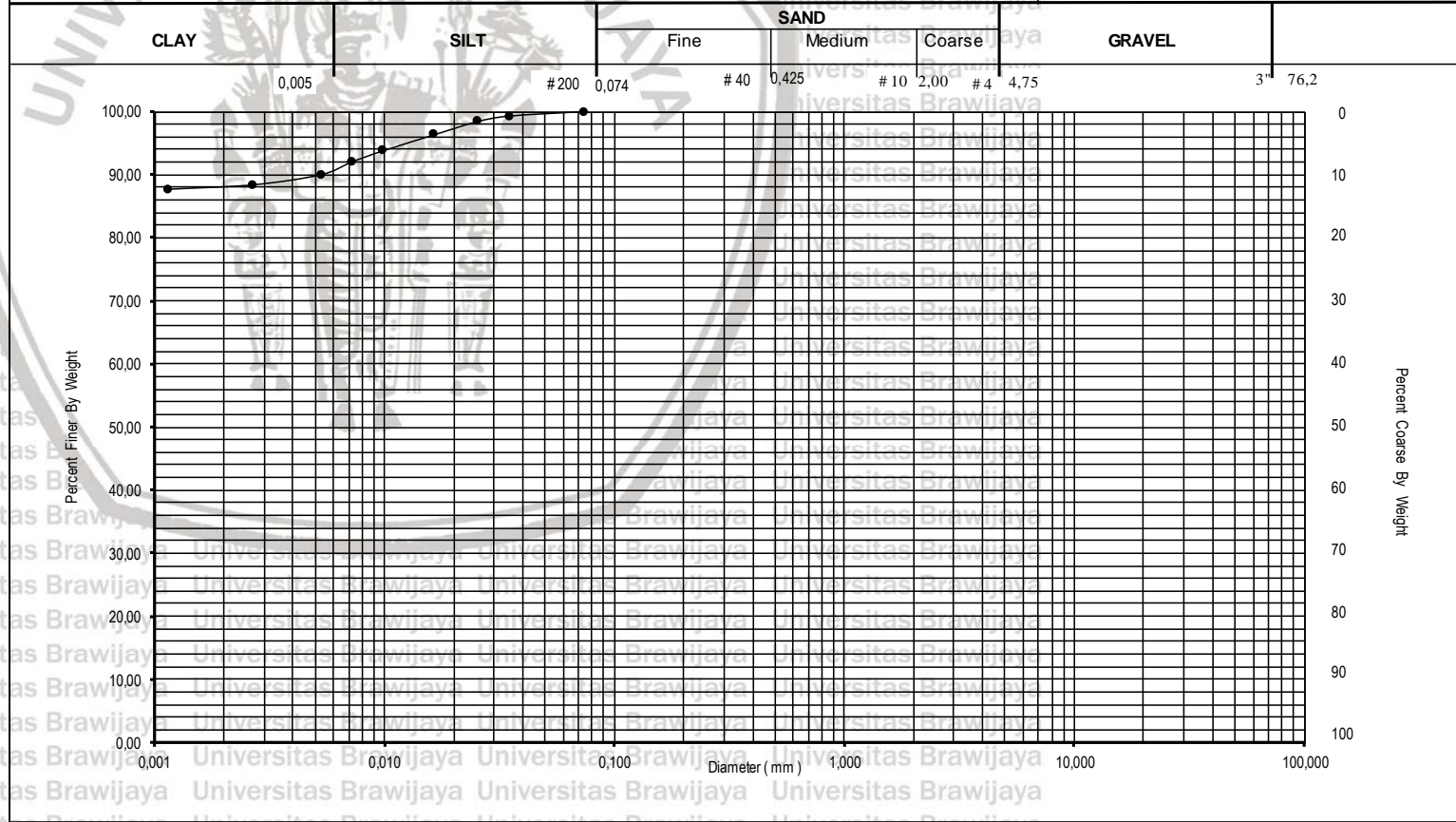
GRAIN - SIZE DISTRIBUTION CURVE

PROJECT : MAKO PASMAR 2 LOCATION : MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA	TESTED BY : Yanto
---	--------------------------



GRAIN - SIZE DISTRIBUTION CURVE

PROJECT : MAKO PASMAR 2
 LOCATION : MARUNDA CILINCING ~ JAKARTA
 TESTED BY : Yanto

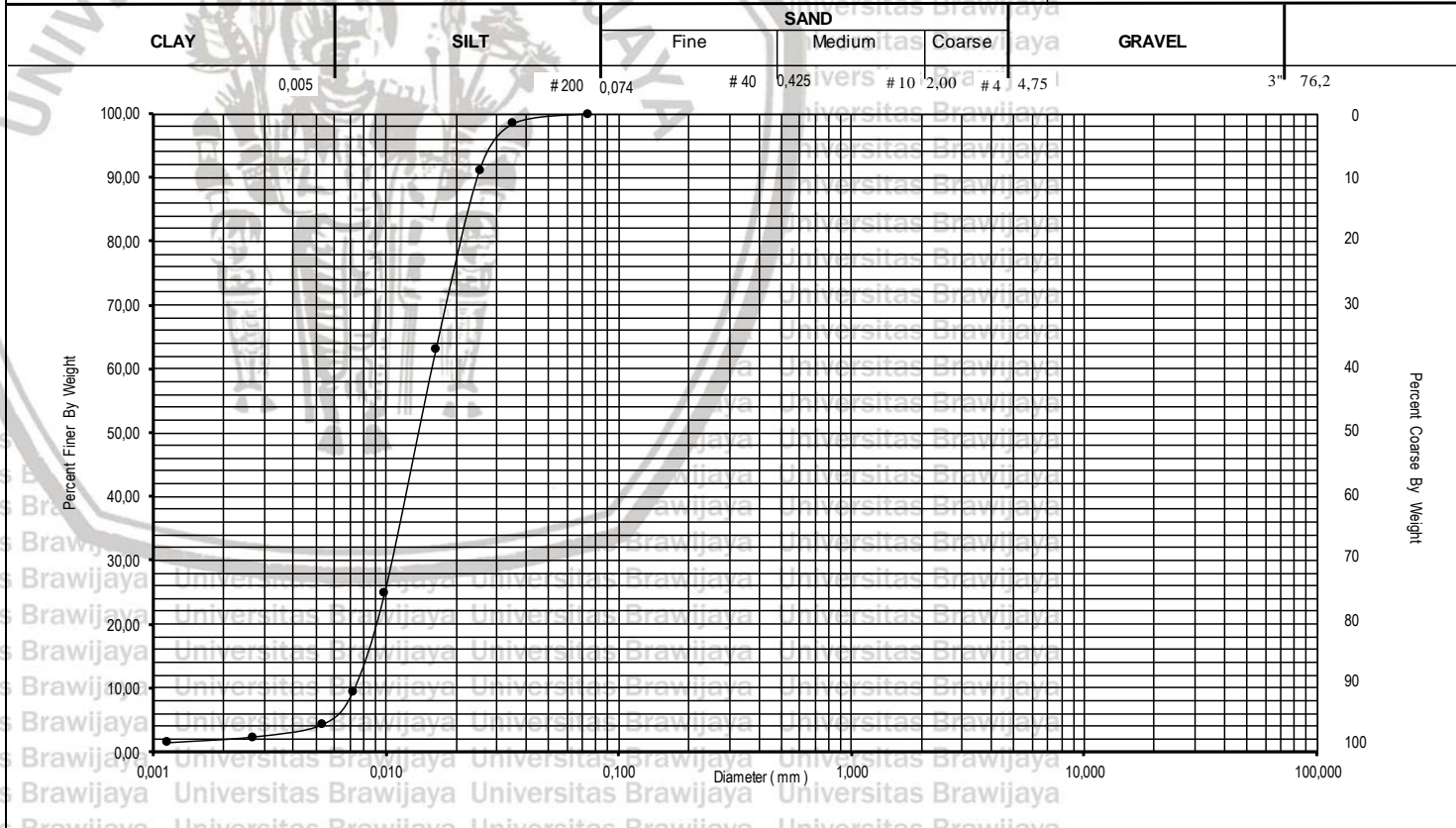


Sample Code	Depth, mm	Gravel %	Sand %	Silt %	Clay %	Max Dia, mm	D ₆₀ , mm	D ₃₀ , mm	D ₁₀ , mm	Cu = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$	Cc = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$	wL %	Ip, %	Unified Classification
BH. 1 / UDS. 2	7.00 ~ 7.50	0.00	0.00	9.40	90.60	0.75								

GRAIN - SIZE DISTRIBUTION CURVE

PROJECT : MAKO PASMAR 2
 LOCATION : MARUNDA CILINCING - JAKARTA

TESTED BY : Yanto



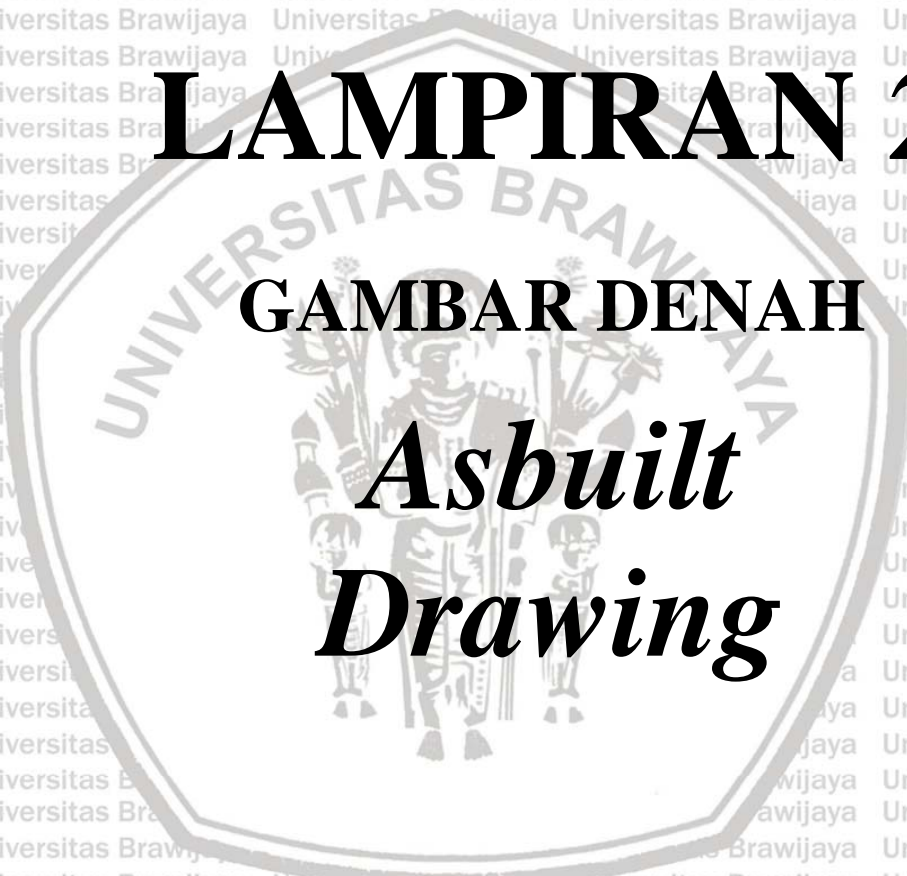
Sample Code	Depth, mm	Gravel %	Sand %	Silt %	Clay %	Max Dia, mm	D ₆₀ , mm	D ₃₀ , mm	D ₁₀ , mm	Cu = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$	Cc = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$	w L %	Ip, %	Unified Classification
BH. 1 / UDS. 3	9.00 ~ 9.50	0.00	0.00	94.80	5.20	0.75								

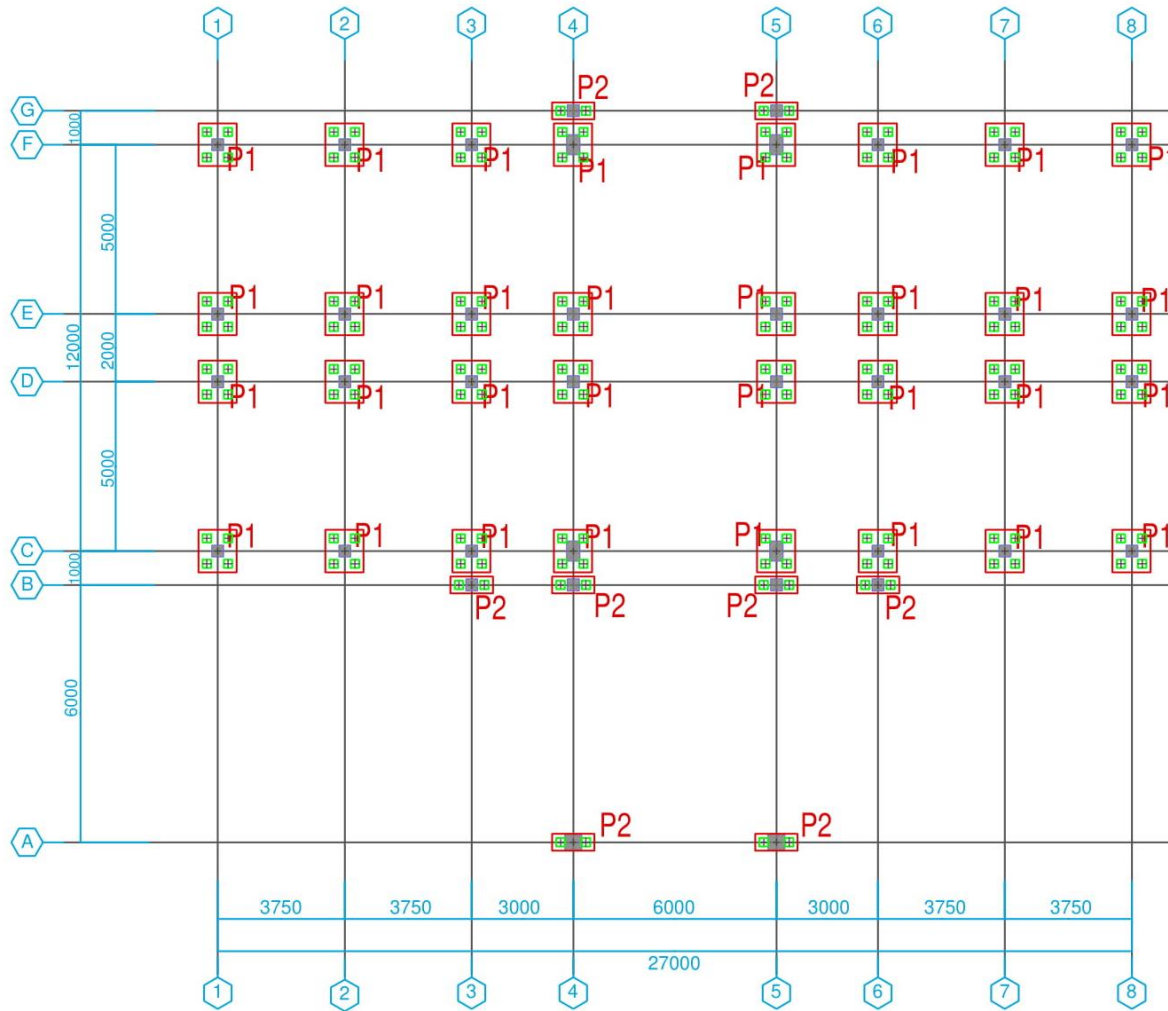


LAMPIRAN 2

GAMBAR DENAH

Asbuilt Drawing





DENAH PONDASI PILECAP
SKALA = 1:150



Kementerian Riset Teknologi dan Pendidikan Tinggi
Universitas Brawijaya
Fakultas Teknik
Jurusan Teknik Sipil

MATA KULIAH

Skripsi

JUDUL GAMBAR

Denah Pondasi
Pilecap

KEGIATAN/PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN
GEDUNG & SARPRAS
PASMAR - 2 JAKARTA

LOKASI

PASMAR - 2 MARUNDA
JAKARTA UTARA

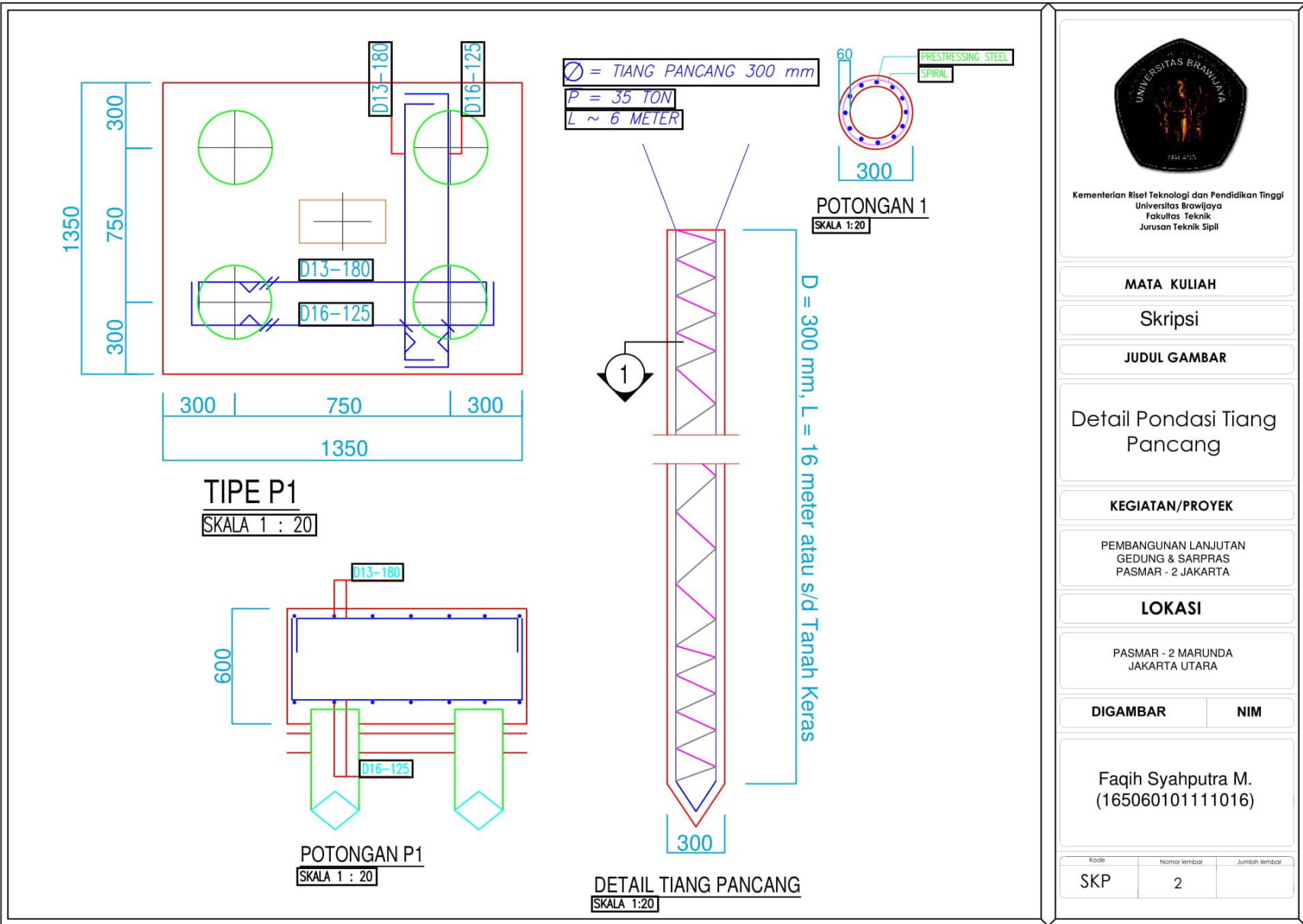
DIGAMBAR

NIM

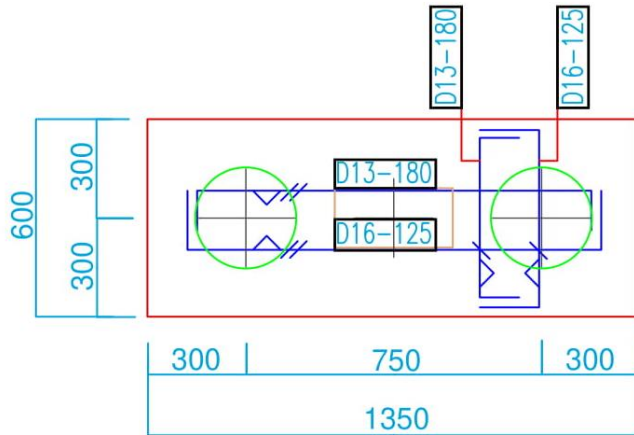
Faqih Syahputra M.
(165060101111016)

Kode	Nomor lembar	Jumlah lembar
SKP	1	

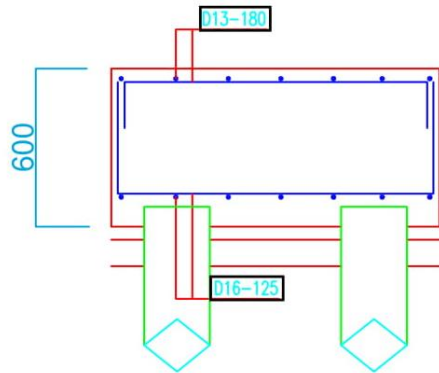




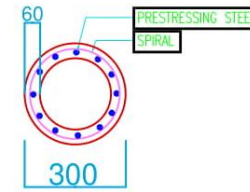
\varnothing = TIANG PANCANG 300 mm
 P = 35 TON
 L ~ 6 METER



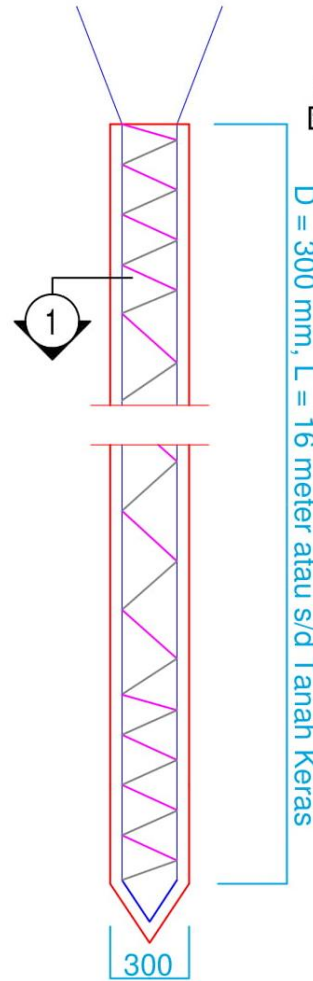
TIPE P2
 SKALA 1 : 20



POTONGAN P2
 SKALA 1 : 20



POTONGAN 1
 SKALA 1:20



DETAIL TIANG PANCANG
 SKALA 1:20



Kementerian Riset Teknologi dan Pendidikan Tinggi
 Universitas Brawijaya
 Fakultas Teknik
 Jurusan Teknik Sipil

MATA KULIAH

Skripsi

JUDUL GAMBAR

Detail Pondasi Tiang Pancang

KEGIATAN/PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN
 GEDUNG & SARPRAS
 PASMAR - 2 JAKARTA

LOKASI

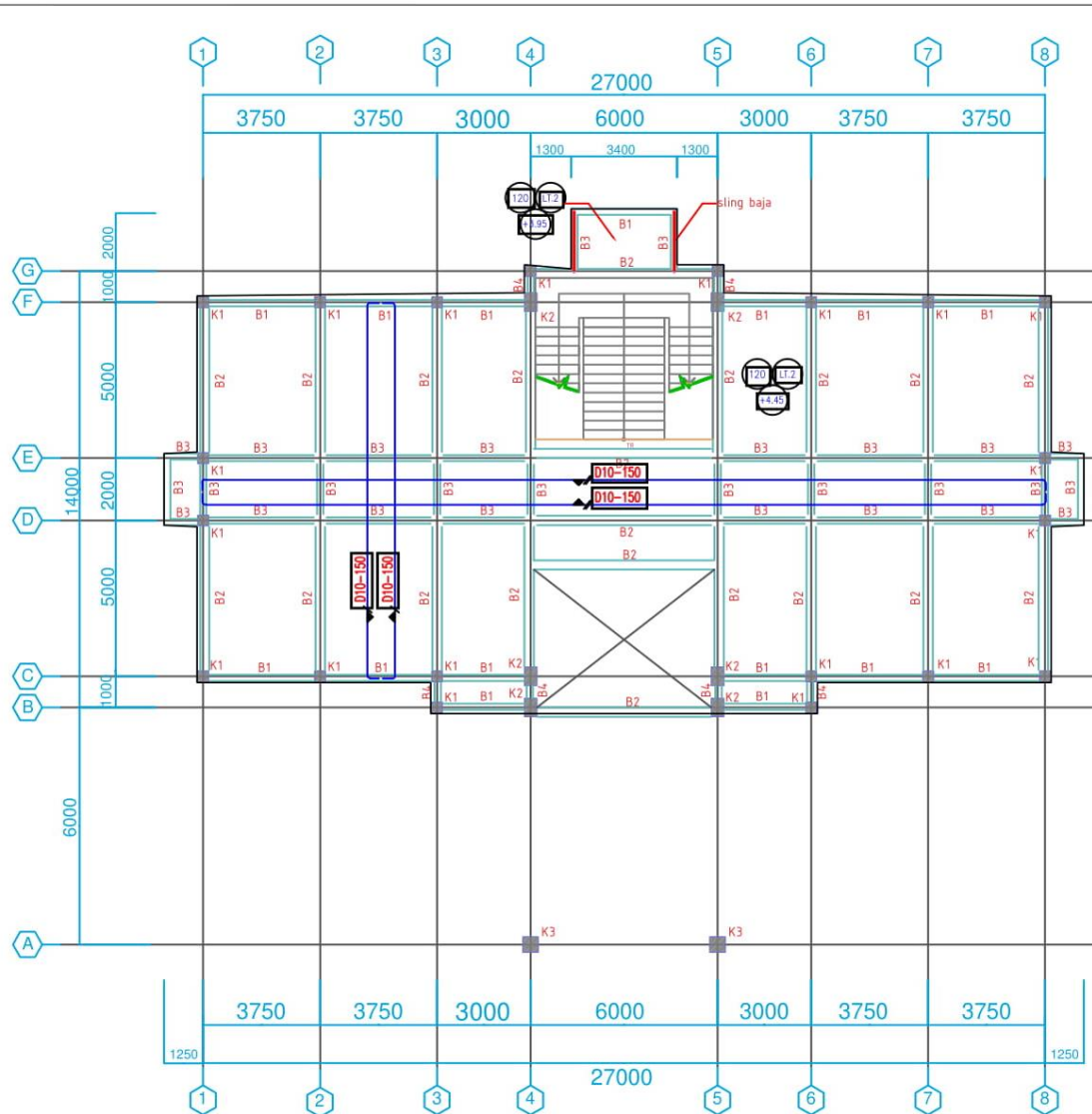
PASMAR - 2 MARUNDA
 JAKARTA UTARA

DIGAMBAR

NIM

Faqih Syahputra M.
 (165060101111016)

Kode	Nomor lembar	Jumlah lembar
SKP	2	



DENAH KOLOM, BALOK DAN PLAT & LANTAI BAWAH
 SKALA = 1:150

KETERANGAN

K1	350x350
K2	350x600
K3	500x500
B1	200x400
B2	250x500
B3	250x400
B4	250x400

CATATAN

- Ukuran gambar dalam milimeter kecuali dituliskan berbeda.
- Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan menocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan secepatnya sebelum memulai pekerjaan.

PEMLIK

KEMENTERIAN PERTAHANAN
 REPUBLIK INDONESIA

KEGIATAN / PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

LOKASI

PASMAR - 2 MARUNDA
 JAKARTA UTARA

PERENCANA

BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN
 PUSAT KONSTRUKSI

Kasubid Mirengan	Kasubid Anas	Kasubid Rancang
---------------------	-----------------	--------------------

R. Sri Darmasari, ST Letkol Sp.1 NRP 120500	R. Saifuludin, MM Letkol Laut (P)1 NRP 120500	Surya Cahyadi, ST Letkol Cdi NRP 119901256979
---	---	---

Kepala Pusat Konstruksi Kasubid Rencan

Bambang Kusuharto, S. Sos, MM
Brigadir Jenderal TNI

R. Aswari Y. Hidayatman, MAF
Kolonel Laut (P)1 NRP 100467P

PENGUNA

Mengotahui / Menyetujui
 Asisten Logistik Dankomarm

Budiarno, S. E
 Kolonel Marinir NRP 10427P

KONSULTAN PERENCANA

CPTI
 CIVIL ENGINEERING

Jl. PONDOK PINANG - JEL. CLANTANG KID - PUSAT EKSP. JAKARTA TIMUR 12770
 Telp. 021-6789888 Fax. 021-6789888 e-mail: info@cptiindonesia.com

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab

Digambar	ME	Struktur	Arsitek	Direktur
----------	----	----------	---------	----------

Widyaiswara Dosen	Widyaiswara Dosen	Widyaiswara Dosen	Widyaiswara Dosen	Widyaiswara Dosen
----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

PAKET PEKERJAAN

GEDUNG MAKO YON ARHANUD

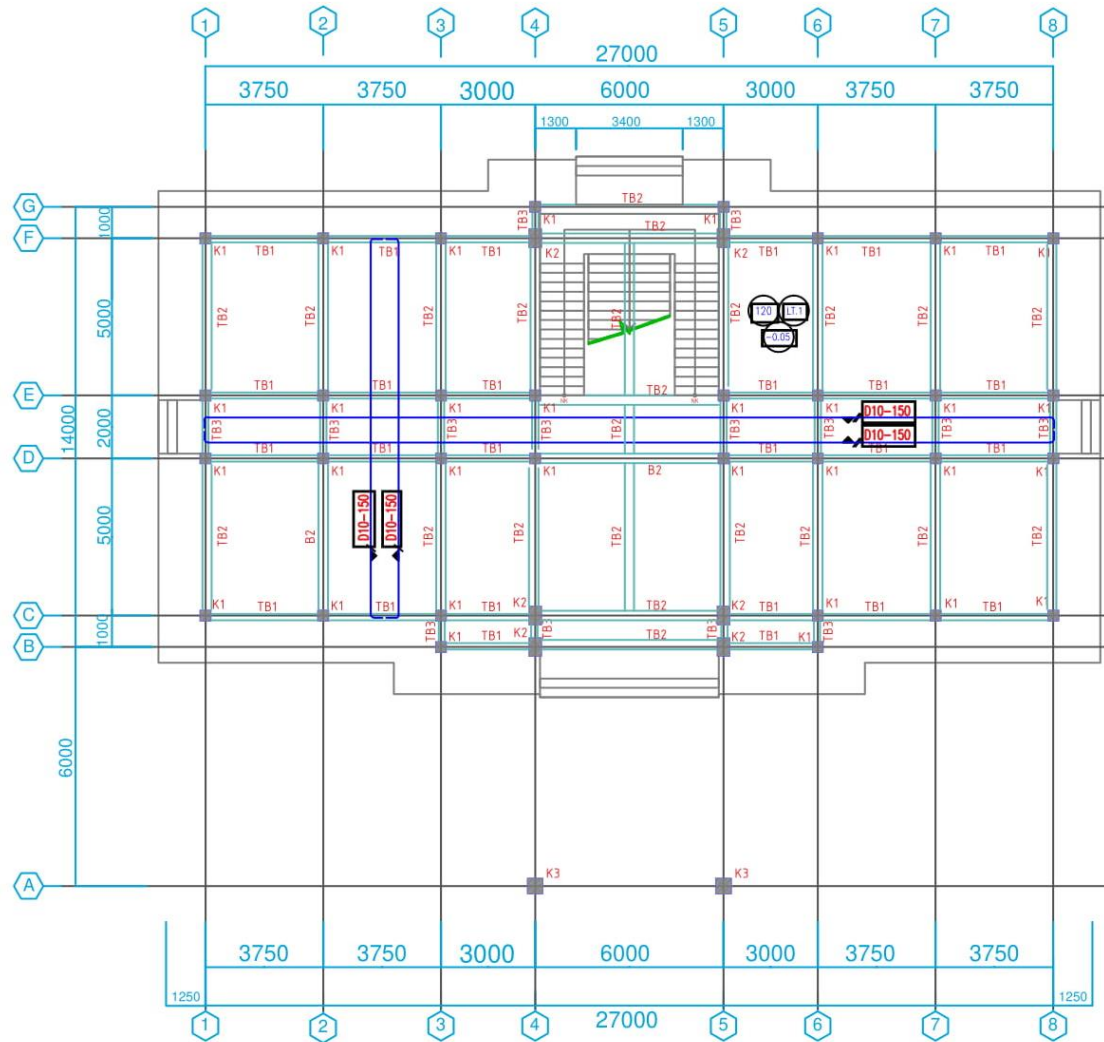
NAMA GAMBAR

DENAH KOLOM, BALOK & PLAT DAK LANTAI BAWAH

	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
2018	1:150	ST-03	1

SUBYEK

STRUKTUR



DENAH KOLOM, BALOK DAN PLAT & LANTAI BAWAH
SKALA = 1:150

KETERANGAN

K1	350x350
K2	350x600
K3	500x500
TB1	200x400
TB2	250x500
TB3	250x400

- CATATAN**
1. Ukuran gambar dalam milimeter kecuali diizinkan berbeda.
 2. Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan mencocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.

PEMILIK
KEMENTERIAN PERTAHANAN
REPUBLIK INDONESIA

KEGIATAN / PROYEK
PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

LOKASI
PASMAR - 2 MARUNDA
JAKARTA UTARA

PERENCANA
BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN
PUSAT KONSTRUKSI

Kasubid Mirrekon	Kasubid Azas	Kasubid Rancang
Ries Romantia, ST Letkol Dua NRP 121000	I. Syahidun MM Letkol Laut P10 NRP 127400	Surya Suprianto, ST Letkol C2 NRP 1190001000273

Kepala Pusat Konstruksi Kabid Renkon

Bambang Kuarharto, S.Sis, MM
Brigadir Jenderal TNI

I. Aswin V. Hutahaean, MAF
Kolonel Laut (KH) NRP 10046P

PENGUNA
Mengetahui / Menyetujui
Asisten Logistik Dankomar

Budianso, S. E
Kolonel Marinir NRP 10427P

KONSULTAN PERENCANA
CPTI
Jl. PONDOKMUDA I NO. 140, CIPANGKAS, PAKAR BEKASI, JAKARTA TEBER 12710
Telp. 021 6778222 Fax. 021 6778222 E-MAIL: CPTI@CPTI-KO.ID

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab

Digambar	ME	Struktur	Arsitek	Direktur
Bambang H. Hutahaean	Budianso, S. E	I. M. Sholah	I. Purnomo Prasojo, A. S. H.	I. Yudo Wicaksono, M. A.

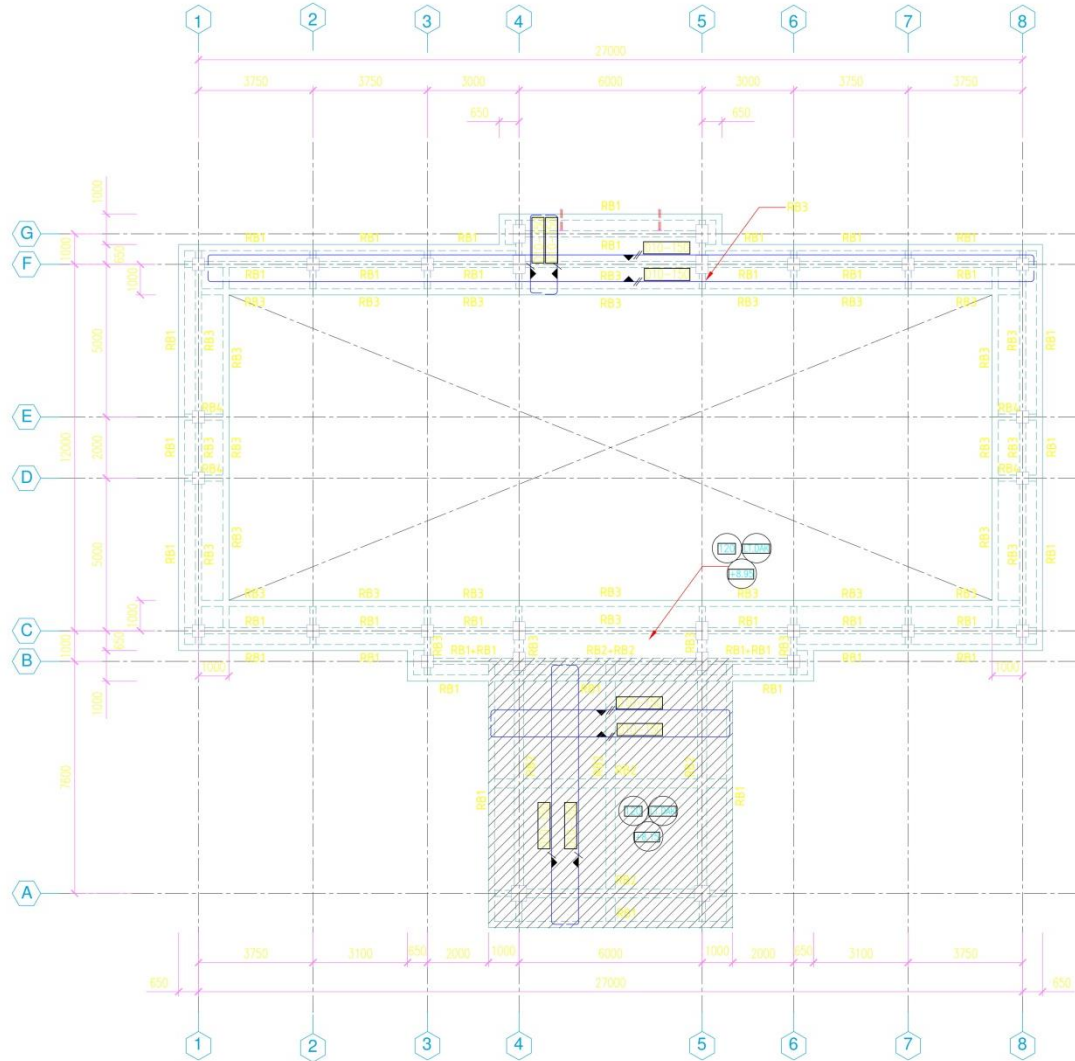
PAKET PEKERJAAN

GEDUNG MAKO YON ARHANUD

NAMA GAMBAR
DENAH KOLOM, BALOK & PLAT DAK LANTAI BAWAH

2018	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
	1:150	ST-02	1

SUBYEK
STRUKTUR



DENAH LANTAI DAK & RING BALOK
SKALA = 1:150

KETERANGAN

K1	350x350
K2	350x600
K3	500x500
RB1	200x400
RB2	300x600
RB3	250x400
RB4	250x400

■ CATATAN

- Ukuran gambar dalam milimeter kecuali dituliskan berbeda.
- Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan mencocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.

■ PEMILIK

**KEMENTERIAN PERTAHANAN
REPUBLIK INDONESIA**

■ KEGIATAN / PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

■ LOKASI

**PASMAR - 2 MARUNDA
JAKARTA UTARA**

■ PERENCANA

**BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN
PUSAT KONSTRUKSI**

Kasubid Monev	Kasubid Akses	Kasubid Rencana
Reni Bramartara, ST Lektor Sesi NRP 027000	I. Syaikhudin, MM Lektor Sesi NRP 12754P	Surya Supriatna, ST Lektor Sesi NRP 1199012669273
Kepala Pusat Konstruksi		Kabid Renkon
Bambang Kusnanto, S.Sos, MM Diponegoro, Indonesia TNI		I. Aswin V. Hutahaean, M.AP Kolonel Laut (P) NRP 10048P

■ PENGGUNA

Mengastuhal / Menyetujui
Asisten Logistik Dankoramar

Rudianso, S. E
Kolonel Marinir NRP. 10427P

■ KONSULTAN PERENCANA

CIPTI
DANA KREATIFITAS

AL PERENCANA IN-101 VEB, CIPTI/INDO/CIPTI PAMAR PENC, JAKARTA TOLDA 1070
Telp. 021-9178881 Fax. 021-9178882 E-MAIL: CIPTI@PERENCANA.CO.ID

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab

Digambar	ME	Struktur	Arstek	Direktur
Bambang K. Dindiharjo	Adnan, BE Mekanika/Direktur	I. M. Dham Struktur	I. Purandya Pratiwi Arstek	I. Yudi Pratiwi, MS Arstek

■ PAKET PEKERJAAN

**GEDUNG
MAKO YON ARHANUD**

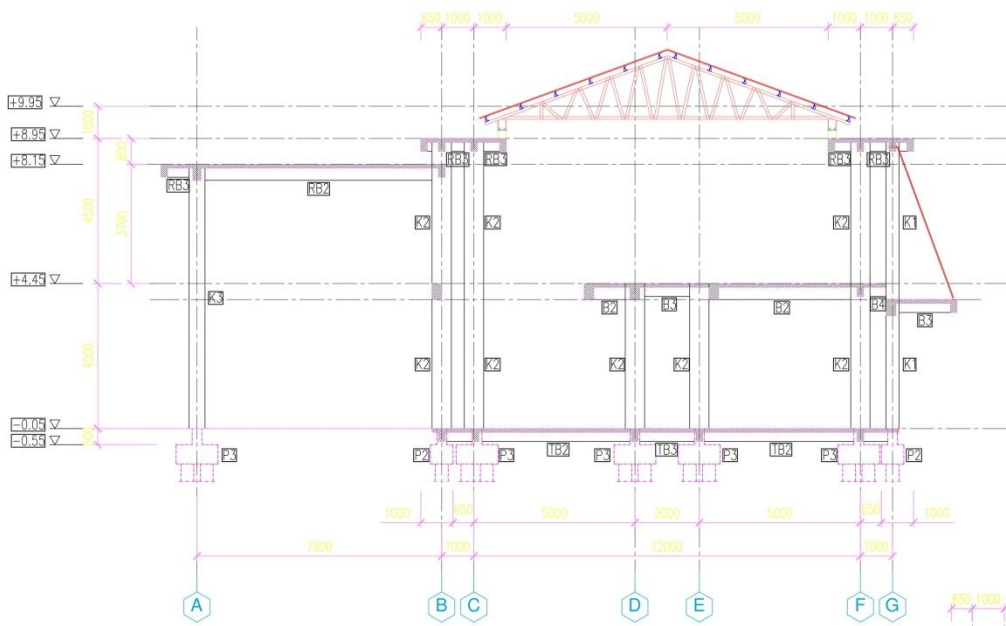
■ NAMA GAMBAR

**DENAH LANTAI DAK &
RING BALOK**

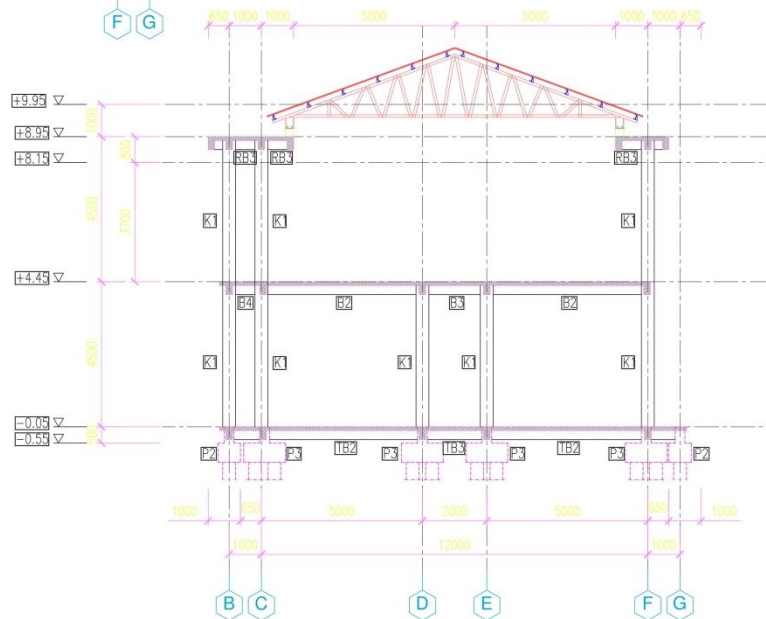
2018	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
	1:150	ST-04	1

■ SUBYEK

STRUKTUR



POTONGAN - AS 4-5
SKALA = 1:150



POTONGAN - AS 3
SKALA = 1:150

■ CATATAN

1. Ukuran gambar dalam milimeter kecuali dituliskan berbeda.
2. Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan menepatkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.

■ PEMILIK



■ KEGIATAN / PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

■ LOKASI

PASMAR - 2 MARUNDA
JAKARTA UTARA

■ PERENCANA

BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN
PUSAT KONSTRUKSI

Kasubbid Minrenkon	Kasubbid Anas	Kasubbid Rancang
Rei Biantara, ST Lektor Sesi NRP 525953	I. Syahudin, MM Lektor Sesi NRP 12754P	Surya Supranto, ST Lektor Sesi NRP 1199501255373
Kepala Pusat Konstruksi		Kabid Rerconi

Bambang Kusrianto, S.Sos, MM Bintang Jendral TNI	I. Aswin Y. Hutahaean, MAP Kolonel Laut (RH) NRP 10048P
---	--

■ PENGGUNA

Mengetahui / Menyetujui
Asisten Logistik Dankormar

Budianso, S. E.
Kolonel Marinir NRP. 10427P

■ KONSULTAN PERENCANA



Jl. HIRDEWATI 8 No. 1 TEL. 021-71970000 FAX 021-71970001 • ANAK REBO • JAWABTA 1984 1010
TEL 021-67177000 FAX 021-67177001 • LAMAR, CIPRA, CIPRANG, CIPRANG

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab				
Digambar	ME	Struktur	Asitek	Direktur
Bambang K. Dukuhon	Subianto, ST Murnaningrum	I. M. Sholah Suharto	I. Pradana Hestika Asitek	I. Fudhy Pratomo, MSc Asitek

■ PAKET PEKERJAAN

**GEDUNG
MAKO YON ARHANUD**

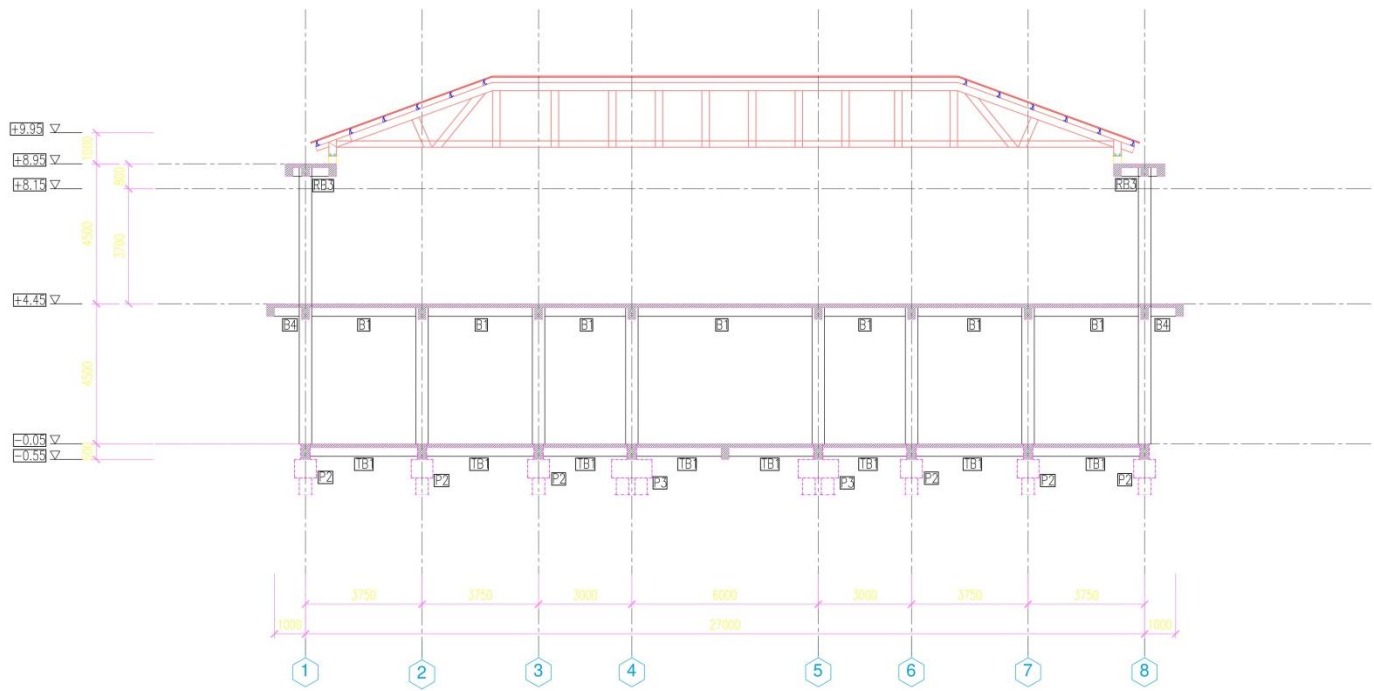
■ NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

2018	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
	1:150	ST-08	1

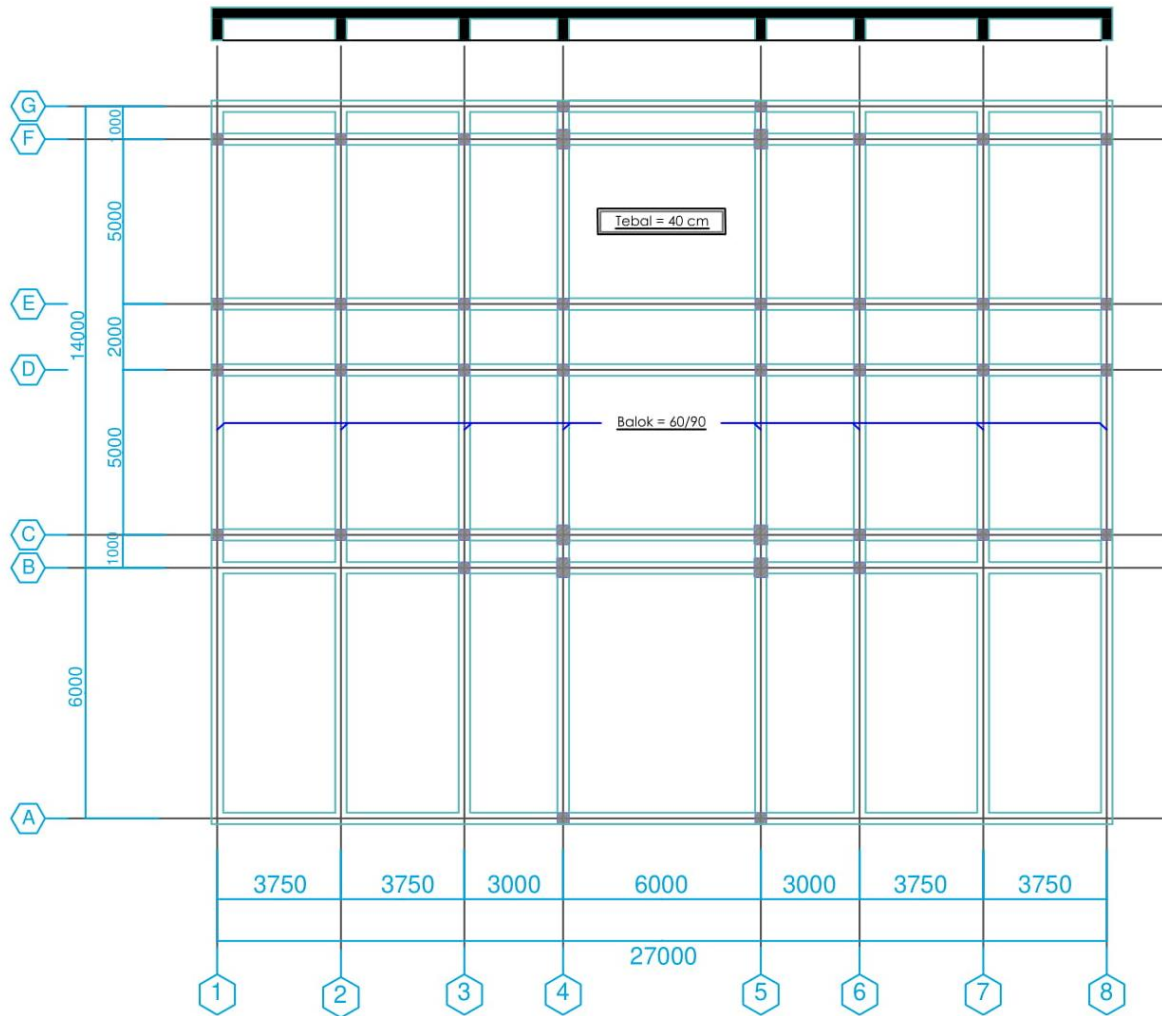
■ SUBYEK

STRUKTUR



POTONGAN - AS E
SKALA = 1:150

■ CATATAN 1. Ukuran gambar dalam milimeter kecuali diujiskan berbeda. 2. Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan menocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.			
■ PEMILIK  KEMENTERIAN PERTAHANAN REPUBLIC INDONESIA			
■ KEGIATAN / PROYEK PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA			
■ LOKASI PASMAR - 2 MARUDA JAKARTA UTARA			
■ PERENCANA BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN PUSAT KONSTRUKSI			
Kasubid Monevicon	Kasubid Arsas	Kasubid Rancangan	
Ir. Bambang S. ST Lektor Dis NRP 122320	Ir. Syaifulin, MT Lektor Dis NRP 127547	Surya Sapranan, ST Lektor Dis NRP 119801-020373	
Kepala Pusat Konstruksi		Kabid Rencan	
Bambang Kuarho, S. Sca, MM Bilikat Jenderal TNI		Ir. Aswin V. Hutabean, MAP Kolonel Laut (P) NRP 1004519	
■ PENGGUNA Mengetahui / Menyetujui Asisten Logistik Dankormar Rudianso, S. E Kolonel Maritim NRP. 104271P			
■ KONSULTAN PERENCANA  J. PRABOWO H. NO. 1 KEL. CANTUNGREKEL PADANG BEBER, JAWA TENGAH 33710 Telp: (0271) 33630 Fax: (0271) 33631 E-mail: CIPTA@CIPTAINDONESIA.ID			
Tenaga Ahli & Penanggung Jawab			
Digambar	ME	Struktur	Arsitek
Bambang K. Odiyandono	Sutomo, BE Murnid Hartono	H. M. Sholah Struktur	I. Pratiwi Satrio Arsitek
■ PAKET PEKERJAAN GEDUNG MAKO YON ARHANUD			
■ NAMA GAMBAR POTONGAN MEMANJANG			
2018	Skala 1:150	No. Gambar ST-09	Jml. Lembar 1
■ SUBYEK STRUKTUR			



DETAIL PONDASI RAKIT

SKALA = 1:150



Kementerian Riset Teknologi dan Pendidikan Tinggi
 Universitas Brawijaya
 Fakultas Teknik
 Jurusan Teknik Sipil

MATA KULIAH

Skripsi

JUDUL GAMBAR

Detail Pondasi Rakit

KEGIATAN/PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN
 GEDUNG & SARPRAS
 PASMAR - 2 JAKARTA

LOKASI

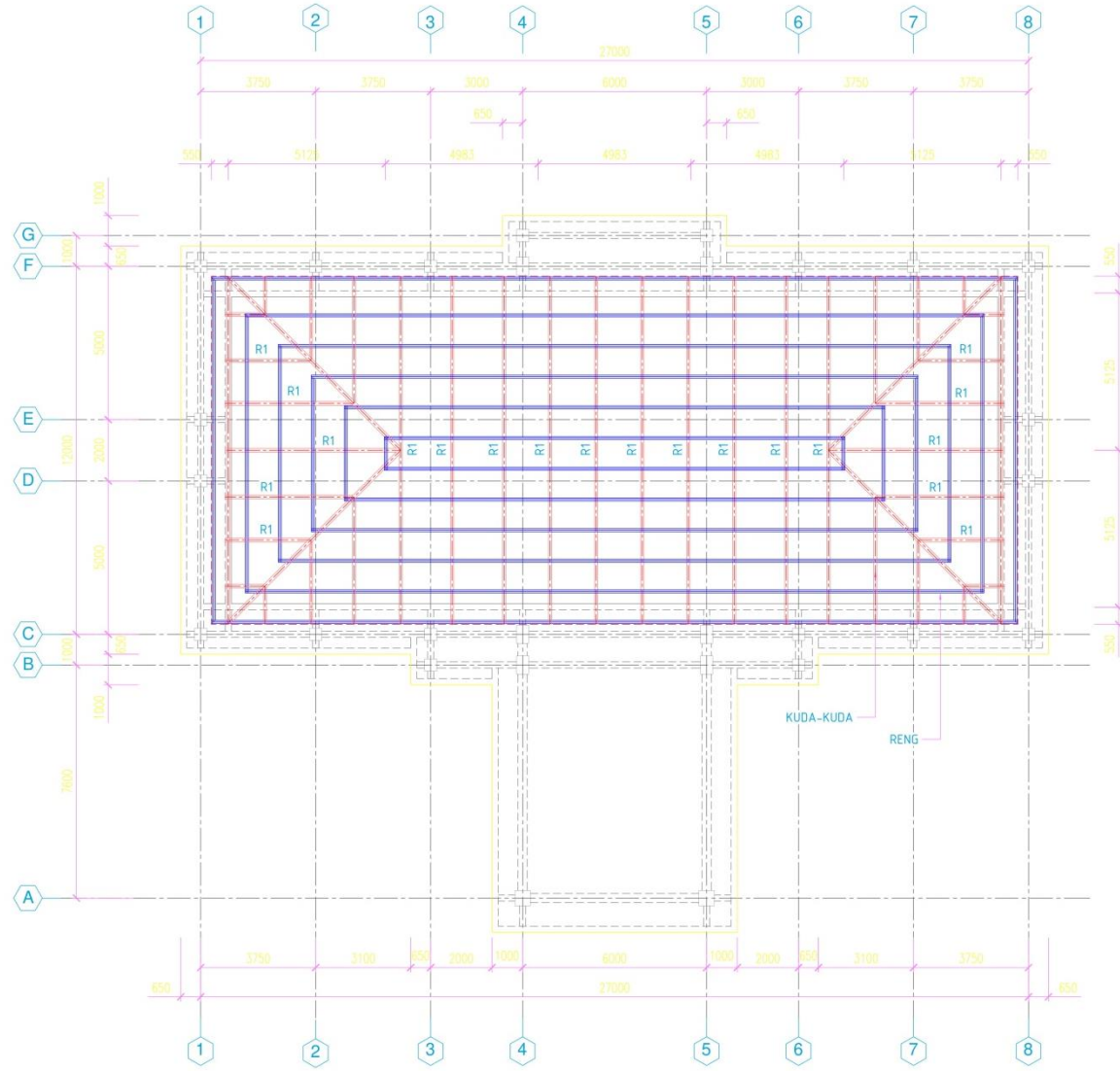
PASMAR - 2 MARUNDA
 JAKARTA UTARA

DIGAMBAR

NIM



Faqih Syahputra M.
 (165060101111016)

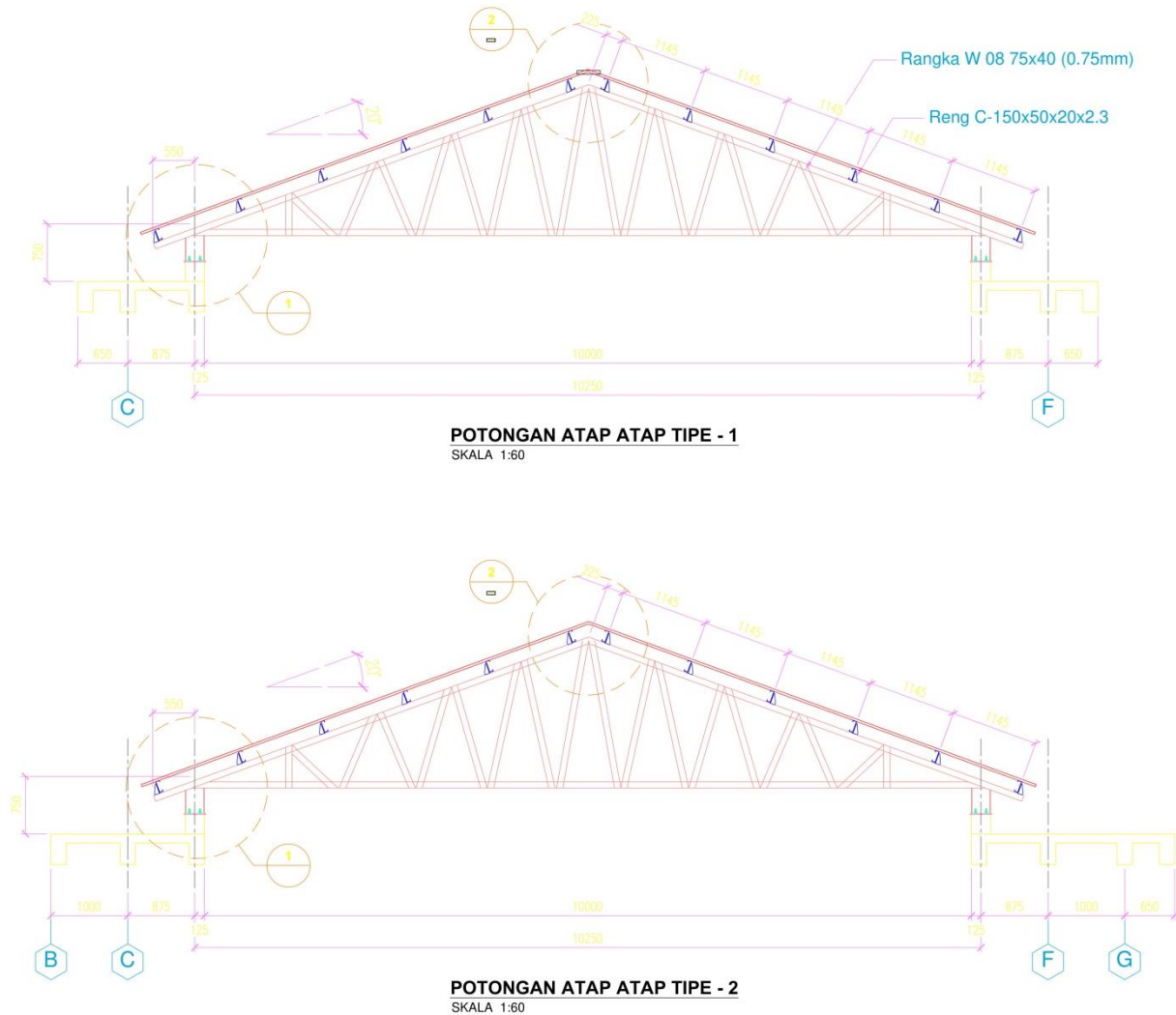
Kode	Nomor lembar	Jumlah lembar
DNH	1	



DENAH RANGKA ATAP
SKALA = 1:150

KETERANGAN
R1 | Rangka W 08 75x40 (0,75mm)

■ CATATAN 1. Ukuran gambar dalam milimeter kecuali dituliskan berbeda. 2. Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan mencocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.		
■ PEMILIK  KEMENTERIAN PERTAHANAN REPUBLIK INDONESIA		
■ KEGIATAN / PROYEK PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA		
■ LOKASI PASMAR - 2 MARUNDA JAKARTA UTARA		
■ PERENCANA BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN PUSAT KONSTRUKSI		
Kasubbid Minrekon	Kasubbid Anes	Kasubbid Rancang
Reil Bramontas, ST Letkol Sus NRP 50260	Ir. Spakulidin, MM Letkol Laut (P)N NRP 12754P	Surya Suarman, ST Letkol Col NRP 110901 020573
Kepala Pusat Konstruksi		Kabid Renkon
Bambang Kuarhatis, S.Soc, MM Brigadir Jenderal TNI	Ir. Aswin Y. Hutahaean, MAP Kolonel Laut (KH) NRP 10046P	
■ PENGGUNA Mengetahui / Menyetujui Asisten Logistik DanKOMAR		
Budiarso, S. E Kolonel Marinir NRP. 10427/P		
■ KONSULTAN PERENCANA  PT. CIPTA PERENCANA		
J. PENSIKAWAN DI NO. 1 TEL. CANTANG KEC. PAKAR BEBES, JAKARTA TIMUR 10770 TSP 40-070801 FAX 40-070802 E-MAIL: CIPTA@CIPTAPERENCANA.CO.ID		
Tenaga Ahli & Penanggung Jawab		
Digambar	ME	Struktur
		Arsitek
		Direktur
Bambang Y. Dindiman	Kusnanto Sidi Mardiana Daryasa	Ir. M. Sholah Sholahur
		Ir. Pratiyo Sasana Anand
		Ir. Yulia Wilana, MS Anand
■ PAKET PEKERJAAN GEDUNG MAKO YON ARHANUD		
■ NAMA GAMBAR DENAH RANGKA ATAP		
2018	Skala 1:150	No. Gambar ST-05
		Jml. Lembar 1
■ SUBYEK STRUKTUR		



■ CATATAN
 1. Ukuran gambar dalam milimeter kecuali dituliskan berbeda.
 2. Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan menyetujui semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.

■ PEMILIK
 KEMENTERIAN PERTAHANAN
 REPUBLIK INDONESIA

■ KEGIATAN / PROYEK
 PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG &
 SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

■ LOKASI
 PASMAR - 2 MARUNDA
 JAKARTA UTARA

■ PERENCANA
 BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN
 PUSAT KONSTRUKSI

Kasubbid Mirenerkon	Kasubbid Aries	Kasubbid Pancang
Resi Binantoro, ST Jumlah SKK NRP 020050	I. Syarifuddin, MM Jumlah SKK NRP 12754/P	Surya Suprman, ST Jumlah SKK NRP 119501/050373
Kepala Pusat Konstruksi		Kabid Renkon

Bambang Kusnanto, S.Sos, MM Brigadir Jenderal TNI	Ir. Aswin V. Hutahaean, MAP Kolonel Laut (KH) NRP 10046/P
--	--

■ PENGGUNA
 Mengetahui / Menyetujui
 Asisten Logistik Dansektor

 Budiarso, S. E
 Kolonel Marinir NRP. 10427/P

■ KONSULTAN PERENCANA

 Jl. PONDOKAN INDO 1/101, CANTIKUNING MTC, PUSAT NEGARA, JAKARTA TIMUR 13710
 Telp. 021-57199888, Fax. 021-57199888, E-mail: CIPTA@CIPTAINDO.CO.ID

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab

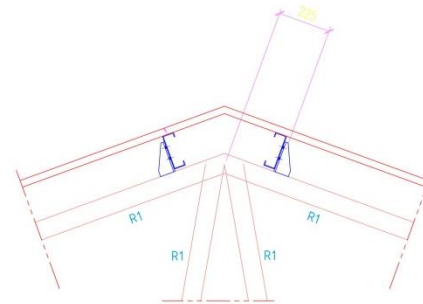
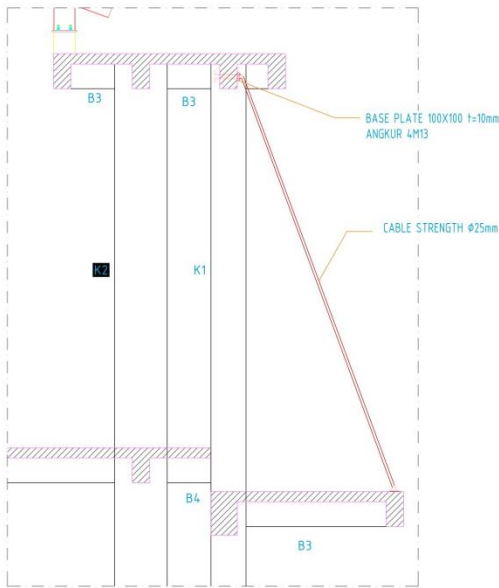
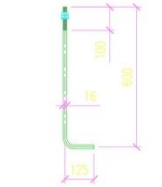
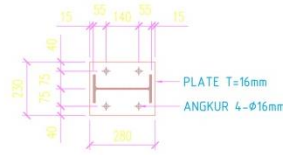
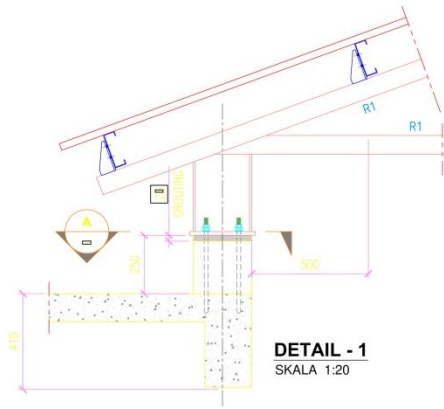
Digambar	ME	Struktur	Arsitek	Direktur
Dibimbing K. Dindarmas	Sudarmo, SE Manajemen Teknik	I. M. Satrio Struktur	A. Priatomo Dharma Arsitek	I. Yulio Mulyo, MS Arsitek

■ PAKET PEKERJAAN
**GEDUNG
 MAKO YON ARHANUD**

■ NAMA GAMBAR
POTONGAN ATAP

2018	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
	1:60	ST-06	1

■ SUBYEK
STRUKTUR



KETERANGAN

R1	Rangka W 08 75x40 (0,75mm)
B3	BALOK 250x400
B4	BALOK 250x400
K1	KOLOM 400x400
K2	KOLOM 400x600

CATATAN

- Ukuran gambar dalam milimeter kecuali diulaskan berbeda.
- Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan mencocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.

PEMILIK

KEMENTERIAN PERTAHANAN
REPUBLIK INDONESIA

KEGIATAN / PROYEK

PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

LOKASI

PASMAR - 2 MARUNDA
JAKARTA UTARA

PERENCANA

BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN
PUSAT KONSTRUKSI

Kasubid Minrekon	Kasubid Anes	Kasubid Rancang
---------------------	-----------------	--------------------

Revi Bramanara, ST
Letkol Sus
NRP 50060

Ir. Syahuddin, MM
Letkol Laut (P)N
NRP 12754-P

Surya Suprman, ST
Letkol C2
NRP 119902080373

Kepala Pusat Konstruksi

Kabid Renkon

Bambang Kusharto, S.Soc, MM
Brigadir Jenderal TNI

Ir. Aswin V. Hutabayan, MAP
Kolonel Laut (KH) NRP 10048-P

PENGGUNA

Mengetahui / Menyetujui
Asisten Logistik Danrektor

Budiarso, S. E
Kolonel Marinir NRP. 10427/P

KONSULTAN PERENCANA

CIPTA
JAYA ESTETIKA BMS

Jl. HINDAYANA No.101 - TEL. 021-75004142 - PUSAT RENCANA - JAKARTA TELUK 13715
RUMAH KEMBARAN KAW. DA. KEMBARAN - KAW. DA. KEMBARAN - CIBINONG - BOGOR

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab

Digambar	ME	Struktur	Arsitek	Direktur
----------	----	----------	---------	----------

Bambang P.
Ditirukan

Sudono, SE
Maklumat Teknikal

I. H. Sholah
Ditirukan

I. Pratiwi Susanto
Arsitek

I. Tudu Wiyono, MS
Arsitek

PAKET PEKERJAAN

**GEDUNG
MAKO YON ARHANUD**

NAMA GAMBAR

**DETAIL SAMBUNGAN ATAPAN SLING
BAJA KANOPI**

	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
2018	1:20 1:10	ST-07	1

SUBYEK

STRUKTUR

- CATATAN
1. Ukuran gambar dalam milimeter kecuali dituliskan berbeda.
 2. Penyedia jasa pelaksanaan konstruksi harus memeriksa kembali dan mencocokkan semua ukuran dalam gambar dengan kondisi lapangan sebenarnya sebelum memulai pekerjaan.

■ PEMILIK
 KEMENTERIAN PERTAHANAN REPUBLIK INDONESIA

■ KEGIATAN / PROYEK
PEMBANGUNAN LANJUTAN GEDUNG & SARPRAS PASMAR - 2 JAKARTA

■ LOKASI
PASMAR - 2 MARUNDA JAKARTA UTARA

■ PERENCANA
BADAN SARANA PERTAHANAN KEMHAN PUSAT KONSTRUKSI

Kasubid Monevicon	Kasubid Anes	Kasubid Rancang
Resi Bismaranta, ST Lektor Sesi NRP 520950	Iy. Syahudin, MM Lektor Sesi NRP 127544P	Surya Supratman, ST Lektor Cui NRP 11169012002073
Kepala Pusat Konstruksi	Kabid Renkon	

Barbang Kusuharto, S.Sos, MM
Singdi Jendrali TNi

Iy. Aswin V. Hutahaean, MAP
Kolonel Laut (P) NRP 100461P

■ PENGGUNA
 Mengetahui / Menyetujui
 Asisten Logistik Dankormar

Sudargo, S.E
 Kolonel Marinir NRP: 104271P

■ KONSULTAN PERENCANA

 **CIPT**
 J. PONDOKAN 6-10-1 KEL. CILAMANGI NO.2 PASIR BESAR, JAKARTA TIMUR 13710
 Telp. 021-8778881 Fax. 021-8778882 * 6 Line. GPRS, 021-8784000.0010

Tenaga Ahli & Penanggung Jawab

Digambar	ME	Struktur	Arsitek	Direktur
Barbang F. Sudargo	Sudargo, S.E	Iy. M. Sidiq	Iy. Firdausy Saadun	Iy. Tully Widy, MBA
	Struktur	Arsitek	Konstr.	Arsitek

■ PAKET PEKERJAAN

GEDUNG MAKO YON ARHANUD

■ NAMA GAMBAR
DETAIL TIEBEAM, KOLOM DAN BALOK

2018	Skala	No. Gambar	Jml. Lembar
	1:50	ST-10	1

■ SUBYEK
STRUKTUR

DETAIL PEMBESIAN TIE BEAM

MARK	TBE1			TBE2			TBE3		
	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN
PENAMPANG									
UKURAN (B x H)	300 x 400			350 x 500			350 x 400		
TUL. ATAS	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309
TUL. BAWAH	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309
SENGKANG	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100
TUL. PINGGANG	E-308			E-308			E-308		

DETAIL PEMBESIAN KOLOM

MARK	K1			K2			K3		
	PENAMPANG								
UKURAN (B x H)	300 x 300			300 x 300			300 x 300		
TUL. VERTICAL	E-308			E-308			E-308		
SENGKANG	100 - 100/150/100			100 - 100/150/100			100 - 100/150/100		
PENGIKAT	E-301 - 150			E-301 - 150			E-301 - 150		

LT. ATAP

LT. 2

LT. 1

PONDASI

DETAIL PEMBESIAN BALOK LT.2

MARK	B1			B2			B3			B4		
	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN
PENAMPANG												
UKURAN (B x H)	300 x 300			350 x 500			300 x 300			350 x 400		
TUL. ATAS	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309
TUL. BAWAH	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309
SENGKANG	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100	100 - 150	100 - 100
TUL. PINGGANG	E-308			E-308			E-308			E-308		

DETAIL PEMBESIAN BALOK LT.2AK

MARK	B2B1			B2B2			B2B3			B2B4		
	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN	HIMPUNAN	LAPANGAN	HIMPUNAN
PENAMPANG												
UKURAN (B x H)	300 x 400			300 x 300			350 x 400			350 x 400		
TUL. ATAS	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309
TUL. BAWAH	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309	E-309
SENGKANG	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100	100 - 100	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100	100 - 150	100 - 100	100 - 100
TUL. PINGGANG	E-308			E-308			E-308			E-308		