



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**ALTERNATIF PERBAIKAN DAN PERKUATAN
TANAH DASAR TIMBUNAN PROYEK DOUBLE
TRACK JOMBANG – MOJOKERTO STA 67 + 400 –
STA 68 + 400**

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
NRP. 0311154000053

Dosen Pembimbing I
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.

Dosen Pembimbing II.
Ir. Suwarno, M.Eng.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**ALTERNATIF PERBAIKAN DAN PERKUATAN TANAH
DASAR TIMBUNAN PROYEK *DOUBLE TRACK*
JOMBANG – MOJOKERTO STA 67 + 400 – STA 68 + 400**

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
NRP. 0311154000053

Dosen Pembimbing I
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.

Dosen Pembimbing II
Ir. Suwarno, M.Eng.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT – RC18-4803

**ALTERNATIVE OF SUBGRADE SOIL IMPROVEMENT
AND REINFORCEMENT ON DOUBLE TRACK
PROJECT JOMBANG – MOJOKERTO STA 67 + 400 –
STA 68 + 400**

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
NRP. 0311154000053

Academic Supervisor I
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.

Academic Supervisor II
Ir. Suwarno, M.Eng.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Planning, and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

halaman ini sengaja dikosongkan

**ALTERNATIF PERBAIKAN DAN PERKUATAN TANAH
DASAR TIMBUNAN PROYEK *DOUBLE TRACK*
JOMBANG – MOJOKERTO STA 67 + 400 – STA 68 + 400**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ZEFIRA WISNA MAULIDHA

NRP. 0311154000053

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. Yudhi Lastiana, S.T., M.P.

2. Ir. Suwarno, M.Eng.



(Handwritten signature of Zefira Wisna Maulidha)
.....
(Handwritten signature of Dr. Yudhi Lastiana)
.....

**SURABAYA
JANUARI, 2020**

halaman ini sengaja dikosongkan

**ALTERNATIF PERBAIKAN DAN PERKUATAN TANAH
DASAR TIMBUNAN PROYEK *DOUBLE TRACK*
JOMBANG – MOJOKERTO STA 67 + 400 – STA 68 + 400**

Nama : Zefira Wisna Maulidha
NRP : 0311154000053
Departemen : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.
2. Ir. Suwarno, M.Eng.

Abstrak

Jawa Timur merupakan salah satu Provinsi dengan pengguna jasa kereta api terbanyak. Peningkatan jumlah pengguna jasa kereta api harus diimbangi dengan ketersediaan sarana dan prasarana sehingga dapat mendukung terselenggaranya pelayanan kereta api yang optimal yaitu dengan pengembangan jaringan jalan rel di Jawa Timur dengan Jalur Ganda. Pengembangan meliputi Surabaya-Mojokerto-Jombang-Madiun-Solo. Pada Tugas Akhir ini direncanakan jalan rel Jombang-Mojokerto STA 67+400 – STA 68+400. Berdasarkan data CBR di lapangan, daya dukung tanah dasar pada timbunan baru tidak cukup kuat untuk menerima beban yang direncanakan, oleh karena itu dilakukan perbaikan tanah dasar yaitu dengan penggalian dan kemudian dilakukan penimbunan dengan tanah baru berbutir yang dibungkus dengan geotextile (Replacement) sedalam 1.2 meter. Pada perencanaan tugas akhir ini akan dianalisis bila menggunakan perkuatan timbunan berupa geotextile, geotextile wall dan freyssonal sedangkan untuk perkuatan tanah dasar berupa micropile dan stone column.

Pada tugas akhir ini, penulis membahas mengenai besarnya waktu dan konsolidasi. Penulis juga menganalisa stabilitas timbunan yang terjadi apakah safety factor yang terjadi kurang atau lebih dari SF rencana. Jika Safety Factor yang terjadi kurang dari SF rencana ($SF < 1.5$), maka akan direncanakan alternatif perkuatan. Alternatif perkuatan yang digunakan adalah

micropile, dan stone column pada timbunan miring dan Geotextile wall dan freyssisol pada timbunan tegak..

1. Hasil yang didapat adalah pemampatan yang terjadi pada Zona 1 dengan ketinggian 2.5 meter, 3.5 meter dan 4.5 meter adalah sebesar 0.01 meter, pemampatan yang terjadi pada Zona 2 dengan ketinggian timbunan 2.5 meter adalah sebesar 0.09 meter, pemampatan yang terjadi pada Zona 2 dengan ketinggian timbunan 3.5 meter adalah 0.12 meter, pemampatan yang terjadi pada Zona 2 dengan ketinggian 4.5 meter adalah 0.14 meter. Besar waktu pemampatan yang terjadi pada Zona adalah 1 hari. Besar waktu pemampatan yang terjadi pada Zona 2 adalah 17 hari. Oleh karena itu, pada perencanaan ini tidak memerlukan PVD. Stabilitas Timbunan yang terjadi pada Zona 1 dan Zona 2 memiliki Safety Factor (SF) yang kurang dari SF rencana sehingga diperlukan alternatif perkuatan. Dari beberapa alternatif yang digunakan (geotextile, micropile, stone column, geotextile wall, freyssisol) akan dipilih alternatif yang murah untuk masing-masing Zona. Dari alternatif yang diajukan, akan dipilih alternatif yang murah untuk masing-masing zona. Pada timbunan miring Zona 1 dipilih alternatif geotextile pada masing-masing variasi ketinggian 2.5 m, 3.5 m, dan 4.5 m dengan harga Rp249.480.000,- Rp388.080.000,- ; dan Rp388.080.000,-. Pada timbunan tegak Zona 1, dipilih alternatif geotextile wall karena memiliki harga lebih murah yaitu sebesar Rp24.948.000,-. Pada Zona 2 untuk seluruh variasi ketinggian timbunan dipilih alternatif perkuatan kombinasi geotextile + micropile dengan harga Rp386.925.000,- untuk ketinggian 2.5 m, Rp490.875.000,- untuk ketinggian 3.5 m, dan Rp746.900.000,- untuk ketinggian 4.5 m karena merupakan alternatif yang paling murah.

Kata Kunci—Freyssisol, Geotextile, Geotextile Wall, Micropile, Stone Column.

**ALTERNATIVE OF SUBGRADE SOIL
IMPROVEMENT AND REINFORCEMENT ON
DOUBLE TRACK PROJECT JOMBANG –
MOJOKERTO STA 67 + 400 – STA 68 + 400**

Name : Zefira Wisna Maulidha
NRP : 0311154000053
Departement : Civil Engineering FTSPK-ITS
Academic Supervisor : 1. Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.
2. Ir. Suwarno, M.Eng.

Abstract

East Java is one of the provinces with the most train users. The increase in the number of users of railroad services must be balanced with the availability of facilities and infrastructure so that it can support the implementation of optimal railroad services, namely by developing the railroad network in East Java with Multiple Tracks. Development includes Surabaya-Mojokerto-Jombang-Madiun-Solo. In this Final Project, the planned Jombang-Mojokerto railroad is STA 67 + 400 - STA 68 + 400. Based on CBR data in the field, the carrying capacity of the subgrade in the new pile is not strong enough to accept the planned load, therefore a subgrade improvement is carried out by excavation and then piling up with grained new soil wrapped in geotextile (Replacement) as deep as 1.2 meters . In this final project planning will be analyzed when using embankment reinforcement in the form of geotextile, geotextile wall and freyssisol while for strengthening of subgrade in the form of micropile and stone column.

In this thesis, the author discusses the amount of time and consolidation. The author also analyzes the stability of the pile that occurs whether the safety factor that occurs is less or more than the SF plan. If the Safety Factor that occurs is less than the SF plan (SF <1.5), then an alternative reinforcement will be planned.

Alternative reinforcement used is micropile, and stone column on sloping pile and Geotextile wall and freyssisol in vertical pile.

The results obtained are compression that occurs in Zone 1 with a height of 2.5 meters, 3.5 meters and 4.5 meters is 0.01 meters, compression that occurs in Zone 2 with a heap height of 2.5 meters is 0.09 meters, compression that occurs in Zone 2 with a heap height 3.5 meters is 0.11 meters, compression occurs in Zone 2 with a height of 4.5 meters is 0.14 meters. The amount of compression time that occurs in the Zone is 1 day. The amount of compression that occurs in Zone 2 is 17 days. Therefore, this planning does not require PVD. Stockpile stability that occurs in Zone 1 and Zone 2 has a Safety Factor (SF) that is less than the SF plan so an alternative reinforcement is needed. Of the several alternatives used (geotextile, micropile, stone column, geotextile wall, freyssisol) an inexpensive and efficient alternative for each zone will be chosen. From the proposed alternatives, cheap and efficient alternatives for each zone will be chosen. In the tilt heap of Zone 1 geotextile alternatives were chosen for each of the 2.5 m, 3.5 m and 4.5 m altitude variations at a price of Rp249,480,000, - Rp388,080,000, -; and Rp. 388,080,000. In the upright heap of Zone 1, an alternative geotextile wall was chosen because it has a lower price of Rp24,948,000. In Zone 2 for the entire pile height variation an alternative combination of geotextile + micropile is selected at a price of Rp386,925,000, - for a height of 2.5 m, Rp.490,875,000, - for a height of 3.5 m, and Rp746,900,000, - for an altitude of 4.5 m because it is an alternative the cheapest one.

Keyword—Freyssisol, Geotextile, Geotextile Wall, Micropile, Stone Column.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT, karena atas berkah dan anugrah-Nya lah penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik. Dalam penyelesaiannya sudah tentu penulis banyak mendapatkan kesulitan-kesulitan, namun atas bantuan beberapa pihak, tugas akhir ini dapat diselesaikan. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terimakasih sebesar – besarnya kepada :

1. Kedua orang tua dan seluruh keluarga besar penulis yang selalu memberikan dukungan serta doa terhadap penulis.
2. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT dan Bapak Ir. Suwarno, M.Eng selaku dosen pembimbing yang telah memberikan banyak bantuan, saran dan kritik selama penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. Ph.D., Prof. Ir. Noor Endah, MSc. Ph.D., Prof. Herman Wahyudi, Dr.Ir.Ria Asih Aryani Soemitro M.Eng, Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT, Ir.Suwarno, M.Eng, dan seluruh dosen geoteknik Jurusan Teknik Sipil ITS yang telah memberikan ilmu pengetahuan dan membukakan wawasan pengetahuan tentang geoteknik.
4. Sahabat-sahabat terbaik penulis yang selalu memberikan dukungan secara langsung maupun tidak langsung (Farrel, Himayari, Yuri, Bunga, Isna, Nurvita, Dian, Encik, Nurfa, Jeni, Frelya, Latif, Hafid, Brian, Basyar, Yona, Naufal, Kenya, mas mahe)
5. Teman-teman angkatan CE-ITS 2015, S-58, yang telah memberikan bantuan dan motivasi selama proses penyusunan tugas akhir ini.
6. Pihak-pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu yang telah memberikan bantuan secara ikhlas.

Penulis sadari bahwa tugas akhir yang telah dibuat ini masih belum sempurna, sehingga kritik dan saran sangat dibutuhkan dalam penyempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata, penulis sebagai penyusun memohon maaf jika ada kesalahan dalam penulisan dan penganalisaan tugas akhir ini. Atas perhatian pembaca, penulis sampaikan terimakasih.

Surabaya, Januari 2020

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	v
ABSTRAK	vii
ABSTRACT	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.3 Tujuan	6
1.4 Batasan Masalah	6
1.5 Manfaat	6
1.6 Lokasi Perencanaan.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Deskripsi Tanah	7
2.2 Tanah Lempung	12
2.3 Tekanan Tanah Lateral.....	24
2.4 Penentuan Parameter Tanah.....	26
2.5 Pembebanan Kereta Api.....	35
2.6 Konstruksi Perkuatan Timbunan.....	38
2.7 Konstruksi Perkuatan Tanah Dasar	45
BAB III METODOLOGI	59
3.1 Umum	59
3.2 Rangkaian Kegiatan Perencanaan	59
3.3 Diagram Alir	62

BAB IV DATA PERENCANAAN DAN ANALISIS DATA	
TANAH.....	65
4.1 Data Pembebanan Kereta Api.....	65
4.2 Analisis Data Tanah.....	69
4.3 Data Material Perkuatan.....	76
BAB V PERENCANAAN, STABILITAS, DAN PERKUATAN	
TIMBUNAN	77
5.1 Perhitungan Pemampatan Timbunan	77
5.2 Waktu Konsolidasi.....	83
5.3 Stabilitas Timbunan	84
5.4 Perencanaan Perkuatan Timbunan.....	87
5.5 Perencanaan Perkuatan Tanah Dasar	107
BAB VI ANALISA KEBUTUHAN DAN BIAYA MATERIAL	
.....	119
6.1 Analisa Total Biaya Perkuatan Timbunan Miring Zona 1	
.....	119
6.2 Analisa Total Biaya Perkuatan Tanah Dasar dan Timbunan	
Miring Zona 2	120
6.3 Analisa Total Biaya Perkuatan Oprit Tegak Zona 1	121
BAB VII KESIMPULAN	123
DAFTAR PUSTAKA.....	125
LAMPIRAN	127
BIODATA PENULIS.....	191

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Jalur Kereta Api Jawa Timur	1
Gambar 1.2	Peta Jalur Tengah Kereta Api Jawa Timur	2
Gambar 1.3	Penampang Melintang Timbunan	2
Gambar 1.4	<i>Replacement</i>	3
Gambar 1.5	<i>Replacement</i>	3
Gambar 1.6	Pemadatan Timbunan dengan <i>Vibration Roller</i>	4
Gambar 1.7	Lokasi Perencanaan <i>Double Track</i>	6
Gambar 2.1	Tiga Fase Elemen Tanah	8
Gambar 2.2	Grafik untuk menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium	22
Gambar 2.3	Grafik Klasifikasi Tanah Menurut Schmertmann	28
Gambar 2.4	Diagram Tegangan Tanah	40
Gambar 2.5	<i>External Stability</i> pada <i>Geotextile</i> (a) aman terhadap guling (b) aman terhadap geser (c) aman terhadap kelongsoran daya dukung	42
Gambar 2.6	<i>Freyssisol</i>	44
Gambar 2.7	Asumsi gaya yang diterima cerucuk	46
Gambar 2.8	Kurva untuk menentukan harga f dari berbagai jenis tanah	47
Gambar 2.9	Grafik untuk menentukan besarnya F_M (NAVFAC DM-7,1971)	48
Gambar 2.10	Diameter Ekuivalen Pola Pemasangan Triangular <i>Stone Column</i>	51
Gambar 2.11	Diameter Ekuivalen Pola Pemasangan Square (Bujur Sangkar) <i>Stone Column</i>	51
Gambar 2.12	Mekanisme Keruntuhan <i>Stone Column</i> Tunggal	53

Gambar 2.13	Mekanisme Keruntuhan <i>Stone Column Grup</i>	53
Gambar 2.14	Analisa <i>Stone Column Group</i>	55
Gambar 2.15	Analisa Stabilitas Embankment	57
Gambar 3.1	Diagram Alir Metodologi Pelaksanaan Tugas Akhir	62
Gambar 4.1	Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 1921).....	65
Gambar 4.2	Skema Pembebanan Kereta Api dengan Gandar lebih dari 8	66
Gambar 4.3	Desain Penampang Melintang Jalan Rel.....	68
Gambar 4.4	Desain Penampang Melintang Jalan Rel pada Lengkungan	69
Gambar 4.5	Grafik Profil Schmertmann.....	71
Gambar 5.1	Grafik Hubungan H final dan H initial Untuk Ketinggian timbunan 2.5, 3.5 dan 4.5 meter pada Zona 1	81
Gambar 5.2	Grafik Hubungan H final dan <i>Settlement</i> Untuk Ketinggian Timbunan 2.5, 3.5 dan 4.5 meter pada Zona 1	82
Gambar 5.3	Stabilitas Tinggi Timbunan 2.5 meter di Zona 1 ..	84
Gambar 5.4	Stabilitas Tinggi Timbunan 3.5 meter di Zona 1 ..	84
Gambar 5.5	Stabilitas Tinggi Timbunan 4.5 meter di Zona 1	85
Gambar 5.6	Stabilitas Tinggi Timbunan 2.5 meter di Zona 2	85
Gambar 5.7	Stabilitas Tinggi Timbunan 3.5 meter di Zona 2	85
Gambar 5.8	Stabilitas Tinggi Timbunan 4.5 meter di Zona 2	86
Gambar 5.9	Keruntuhan Geser berdasarkan Rankine.....	87

Gambar 5.10	Sketsa Pemasangan Geotextile.....	95
Gambar 5.11	Sketsa Pemasangan <i>Geotextile Wall</i> untuk Ketinggian oprit 3.5 m.....	98
Gambar 5.12	Gaya dan Momen yang bekerja pada Oprit 3.5 m	99
Gambar 5.13	Sketsa Penggunaan <i>Freyssisol</i> untuk Timbunan Oprit	102
Gambar 5.14	Sketsa Pemasangan <i>Freyssisol</i> untuk ketinggian oprit 3.5 m	104
Gambar 5.15	Gaya dan Momen yang bekerja pada Oprit 3.5 m	105
Gambar 5.16	Sketsa Pemasangan <i>Micropile</i> pada H = 2.5 m	110
Gambar 5.17	Sketsa Perencanaan Awal <i>Stone Column</i> pada H = 2.5 meter Zona 2 (<i>Overall Stability</i>)	115
Gambar 5.18	Sketsa Perencanaan Akhir <i>Stone Column</i> pada H = 2.5 m.....	118

halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO.....	10
Tabel 2.2	Sistem Klasifikasi Tanah USCS.....	11
Tabel 2.3	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS.....	12
Tabel 2.4	Sifat-sifat Umum Tanah Lempung Lunak.....	14
Tabel 2.5	Nilai α_m	20
Tabel 2.6	Hubungan Faktor Waktu (T_v) dan Derajat Konsolidasi	24
Tabel 2.7	Perkiraan Hubungan Antara Tahanan Ujung Qonus (q_c) dan Angka Penetrasi Standar	28
Tabel 2.8	Tabel Hubungan Tingkat Kepadatan Relatif (D_c), sudut geser dalam (θ), Nilai Konus (q_c) dengan N_{SPT}	30
Tabel 2.9	Tabel Hubungan nilai q_u dengan Nilai N	30
Tabel 2.10	Klasifikasi Tanah dari Data Sondir.....	32
Tabel 2.11	Nilai Kohesi Tanah dari Hasil Unconfined Compression Strength.....	32
Tabel 2.12	Nilai Konsistensi Tanah untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung	33
Tabel 2.13	Pedoman Prakiraan Harga ϕ dari Harga NSPT untuk tanah dominan pasir	33
Tabel 2.14	Korelasi Nilai N -SPT.....	34
Tabel 2.15	Nilai Tipikal Berat Volume Tanah	34
Tabel 2.16	Kelas Jalan Rel Lebar 1067 mm	35
Tabel 2.17	Kelas Jalan Rel Lebar 1435 mm	36
Tabel 2.18	Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921	37
Tabel 2.19	Nilai Faktor Keamanan Geotextile Akibat Faktor Luar.....	39

Tabel 2.20	Tabel Harga Nilai N_c , N_q , dan N_γ	43
Tabel 2.21	Dimensi dan Kuat Tarik <i>Geostrip</i>	44
Tabel 2.22	Faktor Reduksi terhadap Kerusakan Saat Pemasangan, f_{m21}	45
Tabel 2.23	Faktor Reduksi terhadap Degradasi Lingkungan, f_{m22}	45
Tabel 4.1	Parameter Tanah untuk Balas.....	67
Tabel 4.2	Data Parameter Timbunan Eksisting.....	67
Tabel 4.3	Data Parameter Timbunan Baru	67
Tabel 4.4	Kriteria Kelas Jalan Rel untuk Lebar 1067 mm	68
Tabel 4.5	Data Kelas Jalan Penampang Melintang Jalan Rel .	69
Tabel 4.6	Data Sondir STA 67+400.....	70
Tabel 4.7	Jenis Tanah Berdasarkan Grafik Schmertmann	71
Tabel 4.8	Zona 1.....	72
Tabel 4.9	Zona 2.....	72
Tabel 4.10	Nilai Koefisien Permeabilitas (k).....	73
Tabel 4.11	Taksiran harga E dan ν	74
Tabel 4.12	Rekapitulasi Data Tanah pada Zona 1 (STA 67+400 – STA 68+100)	75
Tabel 4.13	Rekapitulasi Data Tanah pada Zona 2 (STA 68+150 – STA 68+400)	75
Tabel 5.1	Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi Timbunan 2.5 meter, 3.5 meter, dan 4.5 meter di Zona 1.....	80
Tabel 5.2	Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi Timbunan 2.5 meter di Zona 2	80
Tabel 5.3	Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi Timbunan 3.5 meter di Zona 2	81

Tabel 5.4	Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi Timbunan 4.5 meter di Zona 2	81
Tabel 5.5	Hasil Perhitungan H final, H initial dan <i>Settlement</i> pada Variasi Tinggi Timbunan.....	82
Tabel 5.6	Hasil Penjumlahan Total <i>Consolidation Settlement</i> dan <i>Immediate Settlement</i>	83
Tabel 5.7	Hasil Analisa Stabilitas Timbunan	86
Tabel 5.8	Jumlah Lapisan <i>Geotextile</i> pada Tinggi Timbunan 2.5 meter di Zona 1	89
Tabel 5.9	Jumlah Lapisan <i>Geotextile</i> pada Tinggi Timbunan 3.5 meter di Zona 1	89
Tabel 5.10	Jumlah Lapisan <i>Geotextile</i> pada Tinggi Timbunan 4.5 meter di Zona 1	90
Tabel 5.11	Jumlah Lapisan <i>Geotextile</i> pada Tinggi Timbunan 2.5 meter di Zona 2	90
Tabel 5.12	Jumlah Lapisan <i>Geotextile</i> pada Tinggi Timbunan 3.5 meter di Zona 2	91
Tabel 5.13	Jumlah Lapisan <i>Geotextile</i> pada Tinggi Timbunan 4.5 meter di Zona 2	91
Tabel 5.14	Rangkuman Jumlah Lapis <i>Geotextile</i> pada Seluruh Variasi Ketinggian.....	92
Tabel 5.15	Perhitungan L total <i>Geotextile</i> untuk H final 2.5 meter di Zona 1.....	93
Tabel 5.16	Perhitungan L total <i>Geotextile</i> untuk H final 3.5 meter di Zona 1.....	94
Tabel 5.17	Perhitungan L total <i>Geotextile</i> untuk H final 4.5 meter di Zona 1.....	94
Tabel 5.18	Perhitungan L total <i>Geotextile</i> untuk H final 2.5 meter di Zona 2.....	94

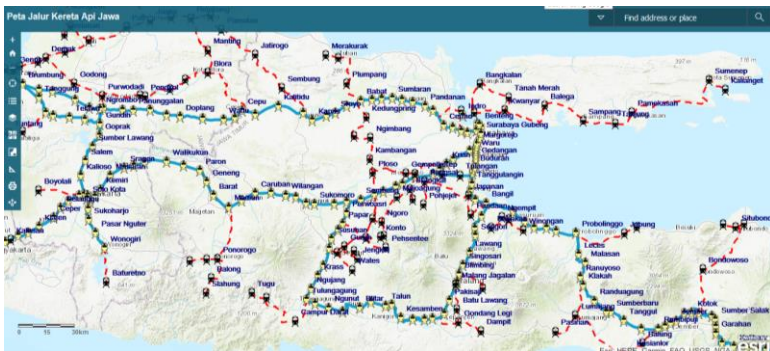
Tabel 5.19	Perhitungan L total <i>Geotextile</i> untuk H final 3.5 meter di Zona 2.....	94
Tabel 5.20	Perhitungan L total <i>Geotextile</i> untuk H final 4.5 meter di Zona 2.....	95
Tabel 5.21	Rangkuman Jumlah <i>Geotextile</i> dan Panjang <i>geotextile</i> pada Seluruh Variasi Ketinggian.....	95
Tabel 5.22	Rekap Nilai Sv untuk Ketinggian Oprit 3.5 m.....	97
Tabel 5.23	Nilai Le, Lo, Lr dan L total pada Oprit 3.5 m.....	98
Tabel 5.24	Rekap nilai T_{allow} untuk masing-masing nilai T_{ult}	103
Tabel 5.25	Rekap Kebutuhan <i>Geolinier</i> untuk Dinding <i>Precast</i> , H oprit = 3.5 m.....	104
Tabel 5.26	Rekapan Kebutuhan, Panjang dan Jarak <i>Micropile</i> pada Keseluruhan Ketinggian.....	109
Tabel 5.27	Perhitungan Momen Penahan Tiap <i>Stone Column</i> pada H = 2.5 m Zona 2 (<i>overall stability</i>).....	116
Tabel 5.28	Rangkuman Hasil Perhitungan Kebutuhan Jumlah <i>Stone Column</i>	116

BAB I PENDAHULUAN

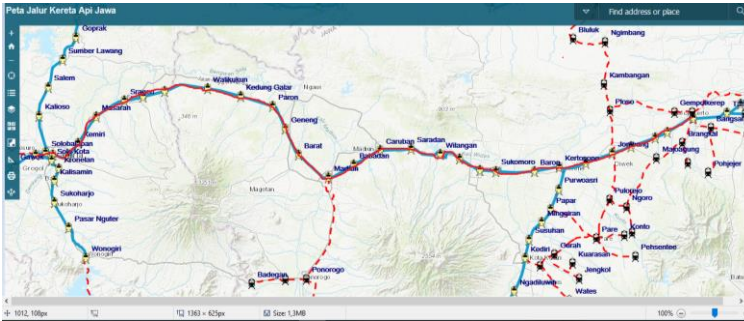
1.1 Latar Belakang

Jawa Timur merupakan salah satu Provinsi dengan pengguna jasa kereta api terbanyak. Peningkatan jumlah pengguna jasa kereta api harus diimbangi dengan ketersediaan sarana dan prasarana sehingga dapat mendukung terselenggaranya pelayanan kereta api yang optimal.

Jumlah jalur tunggal yang ada sekarang belum mampu mengatasi terjadinya penundaan kereta sehingga berpengaruh terhadap kedatangan dan keberangkatan kereta. Oleh karena itu, untuk mengatasi permasalahan tersebut pemerintah berencana untuk mengembangkan jaringan jalan rel di Jawa Timur dengan jalur ganda (*double track*). Pembangunan *double track* yang direncanakan melalui jalur tengah Jawa Timur yaitu Surabaya-Mojokerto-Jombang-Madiun-Solo seperti yang terlihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2. Dalam tugas akhir ini yang direncanakan yaitu jalan rel Jombang-Mojokerto. Jalan rel yang ditinjau berada pada STA 67+400 sampai dengan STA 68+400.

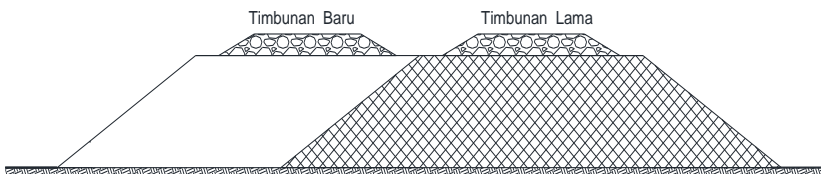


Gambar 1.1 Peta Jalur Kereta Api Jawa Timur (Sumber : <https://www.arcgis.com/apps/View/index.html?appid=27b7119dc6754d3e9e584a4fa71e5744>)



Gambar 1.2 Peta Jalur Tengah Kereta Api Jawa Timur (Sumber : <https://www.arcgis.com/apps/View/index.html?appid=27b7119dc6754d3e9e584a4fa71e5744>)

Pada kondisi sebelumnya, jalur lintasan rel kereta api Jombang – Mojokerto sudah terdapat timbunan jalan rel yang lama. Selanjutnya akan ditambahkan timbunan di samping timbunan lama seperti yang terlihat pada Gambar 1.3. Yang perlu diperhatikan ketika pelaksanaan timbunan baru adalah timbunan lama harus tetap beroperasi sehingga tidak perlu dilakukan pembongkaran pada timbunan lama. Timbunan baru direncanakan dengan ketinggian 2.5 meter hingga 4.5 meter. Kondisi lingkungan sekitar trase jalan rel merupakan persawahan dan tegalan.



Gambar 1.3 Penampang Melintang Timbunan (Sumber : Gambar Perencanaan)

Berdasarkan data CBR di lapangan, daya dukung tanah dasar pada timbunan baru tidak cukup kuat untuk menerima beban

yang direncanakan, oleh karena itu dilakukan perbaikan tanah dasar yaitu dengan penggalian dan kemudian dilakukan penimbunan dengan tanah baru berbutir yang dibungkus dengan geotextile (*Replacement*) sedalam 1.2 meter. Gambar 1.4 dan Gambar 1.5 merupakan kondisi lapangan dimana dilakukan perbaikan tanah dengan *replacement*.



Gambar 1.4 *Replacement* (Sumber : Gambar Proyek)



Gambar 1.5 *Replacement* (Sumber : Gambar Proyek)

Pada kondisi di lapangan, timbunan baru direncanakan tanpa perkuatan timbunan, hanya perbaikan tanah dasar dengan

replacement. Penimbunan dilakukan secara bertahap setinggi 30 cm, lalu dilakukan pemadatan setiap pentahapan menggunakan *vibration roller* yang ditampilkan pada Gambar 1.6.



Gambar 1.6 Pemadatan Timbunan dengan *Vibration Roller*
(Sumber : Gambar Proyek)

Tanah dasar pada daerah yang ditinjau memiliki jenis yang beraneka ragam. Tanah dasar timbunan yang memiliki $q_c \leq 40$ kg/cm² terletak pada kedalaman 0.6 meter di zona 1 dan 4.8 meter di zona 2 sehingga perlu dilakukan pengecekan stabilitas timbunan apakah perlu dilakukan perkuatan timbunan dan tanah dasar apa tidak. Perkuatan timbunan dan tanah dasar dilakukan untuk meningkatkan daya dukung dan mencegah kelongsoran. Untuk itu perlu diadakan perbaikan dan perkuatan tanah dasar timbunan dengan beberapa alternatif.

Berdasarkan kondisi eksisting, maka pada perencanaan tugas akhir ini akan dianalisis bila menggunakan perkuatan timbunan berupa *geotextile*, *geotextile wall* dan *freyssisol* sedangkan untuk perkuatan tanah dasar berupa *micropile* dan *stone column*.

Alternatif yang diajukan pada tugas akhir ini akan dipilih yang paling murah untuk dapat ditetapkan di lapangan.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian yang dituliskan di atas, masalah perencanaan yang harus diselesaikan adalah :

1. Bagaimana kondisi tanah di lokasi ?
2. Berapakah H initial yang diperlukan untuk mendapatkan tinggi timbunan yang direncanakan ?
3. Berapakah besar pemampatan yang terjadi ?
4. Berapa besar waktu pemampatan yang terjadi ?
5. Bagaimana stabilitas timbunan yang terjadi ?
6. Bagaimana perencanaan perkuatan timbunan miring ?
7. Bagaimana perencanaan perkuatan timbunan tegak ?
8. Bagaimana perencanaan perkuatan tanah dasar di lokasi tersebut ?
9. Alternatif perkuatan timbunan dan tanah dasar manakah yang paling murah ?

1.3 Tujuan

Pada tugas akhir ini, tujuan yang ingin dicapai adalah :

1. Mengetahui kondisi tanah di lokasi.
2. Mengetahui H initial yang diperlukan untuk mendapatkan tinggi timbunan yang direncanakan.
3. Mengetahui besar pemampatan yang terjadi.
4. Mengetahui besar waktu pemampatan yang terjadi.
5. Mengetahui stabilitas timbunan yang terjadi.
6. Mengetahui perencanaan perkuatan pada timbunan miring.
7. Mengetahui perencanaan perkuatan pada timbunan tegak.
8. Mengetahui perencanaan perkuatan tanah dasar di lokasi tersebut.
9. Mengetahui alternatif perkuatan timbunan dan tanah dasar yang paling murah untuk diterapkan di lapangan.

1.4 Batasan Masalah

Pada penulisan tugas akhir ini, agar tidak terjadi kerancuan pada penyelesaian masalah, maka permasalahan dibatasi pada pokok – pokok pembahasan sebagai berikut :

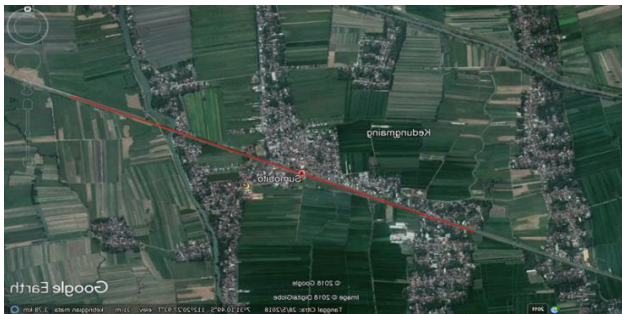
1. Perencanaan yang ditinjau adalah pada STA 67+400 hingga STA 68+400.
2. Tidak membahas perencanaan geometrik lintasan rel kereta api.
3. Tidak membahas desain struktur lintasan jalan rel.
4. Tidak membahas sistem drainase sekitar lintasan jalan rel.
5. Tidak menghitung RAB, hanya biaya material saja.
6. Tidak membahas metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Pada tugas akhir ini, manfaat yang didapat adalah memberi saran dan alternatif terkait perbaikan dan penguatan tanah dasar dan timbunan pada proyek *double track* Jombang – Mojokerto.

1.6. Lokasi Perencanaan

Gambar berikut merupakan lokasi perencanaan studi yang terletak di Stasiun Sumobito sepanjang 3 km, namun peninjauan dilakukan sepanjang 1 km pada STA 67+400 sampai STA 68+400.



Gambar 1.7 Lokasi Perencanaan *Double Track* (Sumber : *Google Earth*)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Deskripsi Tanah

2.1.1 Definisi Tanah

Tanah merupakan material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral - mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat air dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1995).

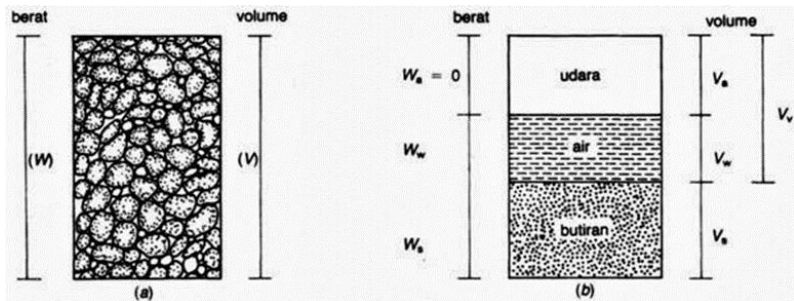
Tanah ialah benda alami yang terdapat di permukaan bumi yang tersusun dari bahan-bahan mineral sebagai hasil pelapukan batuan dan bahan organik “pelapukan sisa tumbuhan dan hewan” yang merupakan medium pertumbuhan tanaman dengan sifat-sifat tertentu yang terjadi akibat gabungan dari faktor-faktor alami, iklim, bahan induk, jasad hidup, bentuk wilayah dan lamanya waktu pembentukan.

Tanah sangat vital peranannya bagi semua kehidupan di bumi karena tanah mendukung kehidupan tumbuhan dengan menyediakan hara dan air sekaligus sebagai penopang akar. Struktur tanah yang berongga-rongga juga menjadi tempat yang baik bagi akar untuk bernapas dan tumbuh. Tanah juga menjadi habitat hidup berbagai mikroorganisme. Bagi sebagian besar hewan darat, tanah menjadi lahan untuk hidup dan bergerak. Ilmu yang mempelajari berbagai aspek mengenai tanah dikenal sebagai ilmu tanah. Dari segi klimatologi, tanah memegang peranan penting sebagai penyimpan air dan menekan erosi, meskipun tanah sendiri juga dapat tererosi. Komposisi tanah berbeda-beda pada satu lokasi dengan lokasi yang lain. Air dan udara merupakan bagian dari tanah.

2.1.2 Komposisi Tanah dan Klasifikasinya

Menurut *Braja M. Das*, tanah merupakan material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut.

Tanah terdiri dari tiga elemen yaitu : butiran padat (solid), air, dan udara. Seperti ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Tiga Fase Elemen Tanah (Sumber : Das, 1995)

Hubungan volume – berat :

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (2.1)$$

Dimana :

V_s = Volume Butiran Padat

V_v = Volume Pori

V_w = Volume air dalam pori

V_a = Volume udara dalam pori

Apabila udara dianggap tidak memiliki berat, maka berat total dari contoh tanah dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$W = W_s + W_w \quad (2.2)$$

Dimana :

W_s = Berat Butiran Padat

W_w = Berat Air

Klasifikasi tanah merupakan suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda – beda tetapi memiliki sifat yang sama ke dalam kelompok – kelompok berdasarkan pemakaiannya.

Sistem klasifikasi bertujuan untuk menentukan dan mengidentifikasi tanah secara sistematis guna menentukan kesesuaian terhadap pemakaian tertentu dan juga untuk menyampaikan informasi mengenai kondisi tanah dari satu daerah ke daerah yang lain dalam bentuk data tanah. Sistem klasifikasi juga berguna dalam proses konstruksi dalam menentukan pemakaian alat serta perbaikan dan perkuatan yang sesuai.

Adapun sistem klasifikasi tersebut adalah sebagai berikut :

1. Sistem Klasifikasi AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official)

Sistem klasifikasi ini didasarkan pada kriteria sebagai berikut :

- a. Ukuran butir dibagi menjadi :
 - Kerikil : bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 75 mm dan tertahan pada ayakan 2 mm.
 - Pasir : bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 2 mm dan tertahan pada ayakan diameter 0,0075 mm.
 - Lanau dan Lempung : Bagian tanah yang lolos ayakan pada diameter 0,0075 mm.
- b. Plastisitas, tanah yang memiliki indeks plastisitas (IP) sebesar 10 atau kurang merupakan tanah berlanau. Jika tanah memiliki indeks plastisitas (IP) sebesar 11 atau lebih, merupakan tanah berlempung.
- c. Jika pada tanah yang akan diuji ditemukan batuan dengan diameter lebih besar dari 75 mm maka batuan tersebut harus dikeluarkan terlebih dahulu, tetapi presentase batuan yang dikeluarkan harus dicatat.

Tabel 2.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO (Sumber : Das,1995)

Klasifikasi umum	Tanah berbutir (35% atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No.200)						
	A-1		A-3	A-2			
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Analisis ayakan (% lolos) No.1 0 No.4	Maks 50 Maks 30 Maks 15	Maks 50 Maks 25	Min 51 Maks 10	Maks 35	Maks 35	Maks 35	Maks 35
Sifat fraksi yang lolos ayakan No.40 Batas Cair (LL) Indeks Plastisitas (PI)	Maks 6		NP	Maks 40 Maks 10	Min 41 Maks 10	Maks 40 Min 11	Min 41 Min 11
Tipe material yang paling dominan	Batu pecah, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil dan pasir yang berlanau atau berlempung			
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Baik sekali sampai baik						
Klasifikasi umum	Tanah berbutir (Lebih dari 35% dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No.200)						
	A-4	A-5	A-6	A-7			
				A-7-5	A-7-6		
Analisis ayakan (% lolos) No.1 0 No.40	Min 36	Min 3	Min 36		Min 36		
Sifat fraksi yang lolos ayakan No.40 Batas Cair (LL) Indeks Plastisitas (PI)	Maks 40 Maks 10	Min 41 Maks 10	Maks 40 Min 11	Min 41 Min 11			
Tipe material yang paling dominan	Tanah berlanau			Tanah Berlempung			
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Biasa sampai jelek						

2. Sistem *Unified Soil Classification System* (USCS)

Unified Soil Classification System (USCS) pertama kali dicetuskan oleh Casagrande dan kemudian dikembangkan oleh *united state Bureau of Reclamation* (USBR) dan *United State Army Corps of Engineer* (USACE). Dalam USCS, tanah diklasifikasikan ke dalam dua kategori utama, yaitu :

- Tanah berbutir kasar (*coarse-grained soil*), merupakan tanah kerikil dan pasir yang kurang dari 50 % berat total contoh tanah lolos saringan No. 200. Simbol untuk kelompok ini adalah G untuk tanah berkerikil dan S untuk tanah berpasir. Selain itu

untuk gradasi tanah simbol W untuk gradasi baik dan P untuk gradasi buruk.

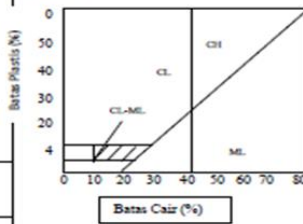
- Tanah berbutir halus (*fine-grained soil*), yaitu tanah yang lebih dari 50 % berat contoh tanahnya lolos dari saringan No. 200. Simbol kelompok ini adalah C untuk lempung anorganik dan O untuk lanau anorganik. Simbol Pt digunakan untuk gambut dan tanah dengan kandungan organik tinggi. Plastisitas dinyatakan dengan L untuk plastisitas rendah dan H untuk plastisitas tinggi.

Menurut Das, kelompok – kelompok tanah utama sistem klasifikasi USCS dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan Tabel 2.3.

Tabel 2.2 Sistem Klasifikasi Tanah USCS (Sumber : Das, 1995)

Jenis Tanah	Prefiks	Sub Kelompok	Sufiks
Kerikil	G	Gradasi baik	W
		Gradasi buruk	P
Pasir	S	Berlanau	M
		Berlempung	C
Lanau	M		
Lempung	C	$w_L < 50 \%$	L
Organik	O	$w_L > 50 \%$	H
Gambut	Pt		

Tabel 2.3 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS (Sumber : Bowles, 1989)

Divisi Utama	Simbol	Nama Umum	Kriteria Klasifikasi			
Tanah berbutir kasar, 50% butiran terhalus seragam No. 200	Kerikil 50% fraksi kasar terhalus seragam No. 4	GW	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} - 4$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW Batas-batas <i>Aterberg</i> di bawah garis A atau $PI = 4$ Batas-batas <i>Aterberg</i> di bawah garis A atau $PI = 7$ $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} - 6$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas <i>Aterberg</i> di bawah garis A atau $PI = 4$ Batas-batas <i>Aterberg</i> di bawah garis A atau $PI = 7$		
		GP	Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus			
		Kerikil dengan butiran halus	GM		Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau	
			GC		Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung	
	Pasir, 50% fraksi kasar > 0,075 mm seragam No. 4	Pasir berbutir (hanya pasir)	SW		Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	
			SP		Pasir bergradasi-buruk, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	
			Pasir dengan butiran halus		SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau
		SC			Pasir berlempung, campuran pasir-lempung	
		Tanah-tanah halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200			Lanau dan lempung batas cair $\leq 50\%$	ML
			CL			Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" (<i>lean clays</i>)
OL	Lanau-organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah					
Lanau dan lempung batas cair $\geq 50\%$	MH		Lanau anorganik atau pasir halus distomae, atau lanau distomae, lanau yang elastis			
	CH		Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" (<i>fat clays</i>)			
	OH		Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi			
Tanah-tanah dengan kandungan organik	PT	Peat (gambut), <i>musch</i> , dan tanah-tanah lain dengan kandungan	Diagram Plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas <i>Aterberg</i> yang termasuk dalam daerah yang di arur berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.  Garis A : $PI = 0.73 (LL - 20)$			

2.2 Tanah Lempung

2.2.1 Karakteristik Tanah Lempung

Tanah lempung merupakan tanah yang bersifat *multi component* yang terdiri dari tiga fase yaitu padat, cair dan udara.

Mineral-mineral lempung merupakan substansi-substansi kristal yang sangat tipis pembentukan utamanya. Pembentukannya berasal dari perubahan kimia pada pembentukan mineral – mineral dasar.

Tanah lempung merupakan tanah yang berukuran mikroskopis sampai dengan sub mikroskopis yang berasal dari pelapukan unsur-unsur kimiawi penyusun batuan, tanah lempung sangat keras dalam keadaan kering dan bersifat plastis pada kadar air sedang. Pada kadar air lebih tinggi lempung bersifat lengket (kohesif) dan sangat lunak (Das, 1995).

Mitchell (1976) memberikan batasan bahwa yang dimaksud dengan ukuran butir lempung adalah partikel tanah yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm, sedangkan mineral lempung adalah kelompok-kelompok partikel kristal berukuran koloid (< 0,002 mm) yang terjadi akibat proses pelapukan dan batuan ditambah dengan sifatnya yang dijelaskan lebih lanjut. Sedangkan menurut Craig (1987), tanah lempung adalah mineral tanah sebagai kelompok-kelompok partikel kristal koloid berukuran kurang dari 0,002 mm, yang terjadi akibat proses pelapukan kimia pada batuan yang salah satu penyebabnya adalah air yang mengandung asam ataupun alkali, dan karbondioksida.

Mineral lempung merupakan pelapukan akibat reaksi kimia yang menghasilkan susunan kelompok partikel berukuran koloid dengan diameter butiran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel lempung dapat berbentuk seperti lembaran khusus karena lempung mempunyai sifat yang sangat dipengaruhi oleh gaya-gaya permukaan. Secara umum kira-kira 15 macam mineral diklasifikasikan sebagai mineral lempung. Di antaranya terdiri dari kelompok-kelompok yaitu montmorillonite, illite, kaolinite, dan polygorskite. Kelompok yang lain, yang perlu diketahui adalah chlorite, vermiculite, dan hallosite.

Air sangat mempengaruhi tanah lempung, karena lempung memiliki spesifik permukaan yang besar, variasi kadar air yang mempengaruhi plastisitas tanahnya, distribusi ukuran butiran. Sedangkan air tidak banyak mempengaruhi kelakuan tanah

nonkohesif. Kuat geser tanah pasir mendekati sama pada kondisi kering maupun jenuh air. Tetapi, jika air berada lapisan pasir yang tidak padat, maka beban dinamis seperti gempa bumi akan mempengaruhi kuat gesernya.

2.2.2 Karakteristik Tanah Lempung Lunak

Tanah lempung lunak merupakan tanah kohesif yang memiliki butiran-butiran yang sangat kecil. Sifat tanah lempung lunak adalah pemampatan yang besar, gaya geser yang kecil, koefisien permeabilitas yang kecil dan daya dukung yang rendah. Berikut ini merupakan ciri-ciri tanah lempung lunak :

1. Pemampatan yang besar.
2. Kuat geser tanah yang rendah.
3. Kuat geser berkurang apabila terjadi penambahan air.
4. Kuat geser yang berkurang menyebabkan struktur tanah terganggu.
5. Bersifat *swelling soil* dan *shrinkage soil* (mengembang bila basah, menyusut bila kering).
6. Permeabilitas rendah.
7. Material kedap air.

Menurut Terzaghi (1967) tanah lempung kohesif diklasifikasikan sebagai tanah lempung lunak apabila mempunyai daya dukung maksimum lebih kecil dari $0,5 \text{ kg/cm}^2$ dan nilai standard penetrasi tes lebih kecil dari 4 (N-value < 4). Berdasarkan uji lapangan, lempung lunak secara fisik dapat diremas dengan mudah oleh jari-jari tangan. Toha (1989) menguraikan sifat umum lempung lunak seperti dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Sifat-Sifat Umum Tanah Lempung Lunak (Toha,1989)

No	Parameter	Nilai
1	Kadar air	80 – 100%
2	Batas cair	80 – 110%
3	Batas plastik	30 – 45%
4	Lolos saringan no. 200	> 90%
5	Kuat geser	20 – 40 kN/m ²

Lapisan lempung lunak terdiri dari tanah yang butiran-butiran yang sangat kecil. Pada lapisan lunak, semakin muda umur akumulasinya, semakin besar tinggi letak muka airnya.

Sifat lapisan tanah lempung lunak adalah gaya gesernya yang kecil, pemampatan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Jadi, jika pembebanan konstruksi melampaui daya dukung kritisnya, maka akan terjadi penurunan yang besar dan kemudian akan mengakibatkan berbagai kesulitan.

2.2.3 Settlement pada Lapisan Tanah Lunak

Menurut Bowles (1984), semua tanah yang diberi tegangan akan mengalami regangan di dalam kerangka tanah tersebut. Regangan ini disebabkan oleh penggulingan, penggeseran atau penggelinciran dan terkadang juga kehancuran partikel-partikel tanah pada titik-titik kontakannya. Akumulasi statistik dari deformasi dalam arah yang ditinjau ini merupakan regangan. Integrasi regangan (deformasi per satuan panjang) sepanjang pengaruh kedalaman disebut penurunan. Regangan pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus yang kering atau jenuh akan terjadi dengan segera sesudah bekerjanya tegangan. Bekerjanya tegangan terhadap tanah berbutir halus yang jenuh (dan hampir jenuh) akan menghasilkan regangan yang tergantung pada waktu. Penurunan yang dihasilkan akan tergantung juga pada waktu dan disebut penurunan konsolidasi. Waktu yang terpakai untuk itu didasarkan pada laju konsolidasi.

Jangka waktu terjadinya penurunan konsolidasi tergantung pada bagaimana cepatnya tekanan pori yang berlebih akibat beban yang bekerja dapat dihilangkan. Karena itu, koefisien permeabilitas merupakan faktor penting, disamping penentuan berapa jauh jarak air pori yang harus dikeluarkan dari pori-pori yang ukurannya bertambah kecil untuk dapat meniadakan tekanan yang berlebih.

Teori umum yang mencakup konsep tekanan pori dan tegangan efektif adalah salah satu hal yang dikembangkan oleh

Terzaghi selama tahun 1920-1974. Teori konsolidasi Terzaghi membuat asumsi-asumsi sebagai berikut :

1. Tanah adalah, dan tetap akan, jenuh ($S = 100\%$). Penurunan konsolidasi dapat diperoleh untuk tanah yang tidak jenuh, tetapi peramalan waktu terjadinya penurunan sangat tidak dapat dipercaya.
2. Air dan butiran-butiran tanah tidak dapat ditekan.
3. Terdapat hubungan linier antar tekanan yang bekerja dan perubahan volume.
4. Koefisien permeabilitas (k) merupakan suatu konstanta.
5. Hukum Darcy berlaku ($v = ki$).
6. Terdapat temperatur yang konstan.
7. Konsolidasi merupakan konsolidasi satu-dimensi (vertikal), sehingga tidak terdapat aliran air atau pergerakan tanah lateral.
8. Contoh yang digunakan merupakan contoh tidak terganggu (undisturbed sample).

Karakteristik-karakteristik konsolidasi (atau parameter-parameter) suatu tanah adalah indeks tekanan (compression index, C_c) dan koefisien konsolidasi (coefficient of consolidation, C_v). Parameter-parameter konsolidasi dapat diperoleh (atau diperkirakan) dari uji konsolidasi di laboratorium. Contoh tanah yang telah dirapikan (diameternya biasanya dari 6,3 sampai 11,3 cm) diletakkan di dalam cincin logam pengeang. Tekanan tanah yang seragam dikerjakan melalui blok pembebanan, dan batu berpori memungkinkan tekanan pori yang berlebihan akibat penambahan beban untuk keluar secara bebas pada saat rongga-rongga tanah mengalami tekanan.

Penurunan segera terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering (tidak jenuh) terjadi segera setelah beban bekerja. Penurunan ini bersifat elastis, dalam praktek sangat sulit diperkirakan besarnya penurunan ini. Penurunan segera ini banyak diperhatikan pada fondasi bangunan yang terletak pada

tanah granuler atau tanah berbutir kasar. Perhitungan *Settlement* pada tanah lunak berdasarkan data laboratorium dan data sondir. Pemaparannya adalah sebagai berikut.

1. Perhitungan *Settlement* berdasarkan Data Laboratorium

Bila lapisan tanah jenuh berpermeabilitas rendah dibebani, maka tekanan air pori di dalam tanah tersebut segera bertambah. Perbedaan tekanan air pori pada lapisan tanah berakibat air mengalir ke lapisan tanah dengan tekanan air pori yang lebih rendah, yang diikuti penurunan tanahnya. Karena permeabilitas tanah yang rendah, proses ini membutuhkan waktu. Konsolidasi adalah proses berkurangnya volume atau berkurangnya rongga pori dari tanah jenuh berpermeabilitas rendah akibat pembebanan, dimana prosesnya dipengaruhi oleh kecepatan terperasnya air pori keluar dari rongga tanah. Proses konsolidasi dapat diamati dengan pemasangan piezometer, untuk mencatat perubahan tekanan air pori dengan waktunya. Besarnya penurunan dapat diukur dengan berpedoman pada titik referensi ketinggian pada tempat tertentu. Pemampatan dibagi dalam dua kelompok besar yaitu :

1. Immediate settlement / pemampatan segera, (S_i) yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan bentuk elastis tanah tanpa perubahan kadar air. Penurunan segera umumnya didasarkan pada penurunan yang diturunkan dari teori elastisitas. (Das, Braja M. 1991)
2. Consolidation settlement / primary consolidation / pemampatan konsolidasi, (S_c) yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan volume tanah jenuh air akibat dari keluarnya air yang menempati pori-pori tanah.

Perhitungan pemampatan segera (*Immediate Settlement*) adalah :

$$S_i = P B \frac{1 - \mu^2}{E} I_p \quad (2.3)$$

Dimana :

- P = Beban terbagi rata
 B = Lebar Pondasi (diameternya)
 I_p = Faktor pengaruh

E = Modulus Young
 μ = Poisson Ratio

Menurut teori Terzaghi (1925) untuk perhitungan pemampatan pada tanah lempung adalah :

1. Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC Soil)

$$S_c = \frac{H}{1+e_0} \left[C_c \log \left(\frac{\sigma_{o'} + \Delta\sigma}{\sigma_{o'}} \right) \right] \quad (2.4)$$

2. Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC Soil)

- Bila $(\sigma_{o'} + \Delta\sigma) < \sigma_{c'}$

$$S_c = \frac{H}{1+e_0} \left[C_s \log \left(\frac{\sigma_{o'} + \Delta\sigma}{\sigma_{o'}} \right) \right] \quad (2.5)$$

- Bila $(\sigma_{o'} + \Delta\sigma) > \sigma_{c'}$

$$S_c = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \log \frac{\sigma_{c'}}{\sigma_{o'}} \right] + \left[\frac{H}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma_{o'} + \Delta\sigma}{\sigma_{o'}} \right] \quad (2.6)$$

Dimana :

S_c = Pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau

H = Tebal lapisan tanah yang ditinjau

e_0 = Angka pori awal pada lapisan tanah yang ditinjau

C_c = *Compression Index*

C_s = *Swelling Index*

$\sigma_{o'}$ = Tegangan efektif *overburden* pada lapisan yang ditinjau

σ_c = tegangan prakonsolidasi efektif yang lebih besar dari $\sigma_{o'}$

$\Delta\sigma$ = Penambahan tegangan vertikal di titik yang ditinjau akibat beban luar

2. Perhitungan *Settlement* berdasarkan Data Sondir

Tes sondir atau *Cone Penetration Test* menjadi salah satu tes yang banyak dilakukan di lapangan dengan tujuan untuk mengestimasi profil tanah serta sifat fisik tanah. Tes ini juga bertujuan untuk mengestimasi parameter yang dibutuhkan untuk menghitung pemampatan yang umumnya didapatkan dari tes laboratorium. Untuk mendapatkan parameter pemampatan dari tes laboratorium dilakukan dengan Oedometer atau uji triaksial yang

memakan waktu dan biaya yang cukup mahal, oleh karena itu memungkinkan adanya batasan tes yang dilakukan. *Cone Penetration Test* (CPT) dilakukan pembacaan nilai perlawanan konus (q_c) setiap interval 20 cm yang nantinya dikorelasi menjadi parameter yang dibutuhkan dalam prediksi pemampatan.

Jika tanah dan air pori dalam ruang pori tanah diasumsikan memampat, perubahan volume dalam tanah akibat beban *preloading* akan terjadi. Kondisi ini dinamakan konsolidasi. Konsolidasi menyebabkan butiran-butiran tanah tersusun kembali menjadi lebih stabil dan padat serta mengalami pengurangan volume dan memampat (Holtz dan Kovac, 1981). Karena adanya perubahan tegangan yang menghasilkan pemampatan, analisa yang dilakukan pertama kali adalah menghitung tegangan vertikal pada lapisan tanah.

Regangan (ϵ) yang terjadi dari suatu lapisan (H) akan menghasilkan rumusan pemampatan sebagai berikut:

$$S_c = \epsilon \cdot H \quad (2.7)$$

Regangan ini berhubungan dengan tegangan efektif overburden (σ_v') dan penambahan tegangan ($\Delta\sigma_v$). Umumnya, hubungan tegangan-regangan diperoleh dari tes konsolidasi satu dimensi menggunakan Oedometer atau uji triaksial, yang berlaku di persamaan konsolidasi oleh Terzaghi sebagai berikut :

$$S_c = m_v \cdot \Delta\sigma_v \cdot H \quad (2.8)$$

Dimana m_v adalah koefisien perubahan volume yang didapat dari persamaan :

$$m_v = \frac{\epsilon_v}{\sigma_v} \quad (2.9)$$

Kebalikan m_v disebut sebagai *modulus constrained* (M)/ modulus oedometrik (D) dengan persamaan sebagai berikut :

$$M = \frac{\sigma_v}{\epsilon_v} = \frac{1}{m_v} \quad (2.10)$$

Sehingga pemampatan juga dapat dirumuskan :

$$S_c = \frac{\Delta\sigma_v H}{M} \quad (2.11)$$

Nilai M bisa didapat dari korelasi dari nilai perlawanan konus (q_c) dari uji tanah berdasarkan Sondir. Berdasarkan penelitian mengenai hubungan kompresibilitas dengan nilai perlawanan konus (q_c), nilai *modulus constrained* (M) untuk tanah dengan kohesi rendah (pasir) menurut Buisman (1940, 1941) sebagai berikut :

$$M = \frac{1}{mv} = 1.5 q_c \quad (2.12)$$

Untuk tanah kohesif, menurut Sanglerat (1972) koefisien 1,5 diganti dengan α yang bergantung dari sifat tanahnya sebagai berikut :

$$M = \alpha_m q_c \quad (2.13)$$

Nilai α_m menurut Sanglerat dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Nilai α_m (Sanglerat, 1972)

Criteria	α_m	Soil Type
$q_c < 0.7$ MPa	$3 < \alpha_m < 8$	Clay of low plasticity (CL)
$0.7 < q_c < 2$ MPa	$2 < \alpha_m < 5$	
$q_c \geq 2$ MPa	$1 < \alpha_m < 2.5$	Silts of low plasticity (ML)
$q_c < 2$ MPa	$3 < \alpha_m < 6$	
$q_c \geq 2$ MPa	$1 < \alpha_m < 2$	Highly plastic silts and clay (MH CH)
$q_c < 2$ MPa	$2 < \alpha_m < 6$	
$q_c \geq 2$ MPa	$1 < \alpha_m < 2$	Organic Loam (OL)
$q_c < 1.2$ MPa	$2 < \alpha_m < 8$	
$q_c < 0.7$ MPa		Peat and Organic clay (Pt, OH)
$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha_m < 4$	
$100 < w < 200$	$1 < \alpha_m < 1.5$	
$w \geq 200$	$0.4 < \alpha_m < 1$	
$2 < q_c < 3$ MPa	$2 < \alpha_m < 4$	Chalks
$q_c \geq 3$ MPa	$1.5 < \alpha_m < 3$	
$q_c < 5$ MPa	$\alpha_m = 2$	Sands
$q_c \geq 10$ MPa	$\alpha_m = 1.5$	

w: water content

2.2.4 Parameter Tanah untuk Perhitungan *Consolidation Settlement*

Menurut Wahyudi (1997) berikut adalah cara menentukan parameter-parameter tanah yang akan digunakan dalam perhitungan *consolidation settlement*:

1. Tebal lapisan *Compressible*

Tebal lapisan *compressible* (H) yang diperhitungkan adalah yang masih bisa mengalami konsolidasi primer ($N-SPT \leq 10$ atau $q_c \leq 40 \text{ kg/cm}^2$). Karena apabila nilai $N-SPT > 10$ umumnya dapat dianggap sudah tidak mengalami konsolidasi primer sehingga tidak perlu diperhittungkan lagi sebagai tebal lapisan *compressible* (H).

2. Beban atau Surchage

Surchage yang dimaksud adalah besarnya beban yang bekerja di atas permukaan tanah asli (*compressible soil*) dalam satuan tegangan. Persamaan yang digunakan adalah:

$$\Delta p = I \times q_0 \quad (2.14)$$

$$q_0 = \gamma_{\text{timbunan}} \times H \quad (2.15)$$

Dimana :

Δp = beban surcharge yang terjadi

I = koefisien pengaruh beban terhadap titik yang ditinjau

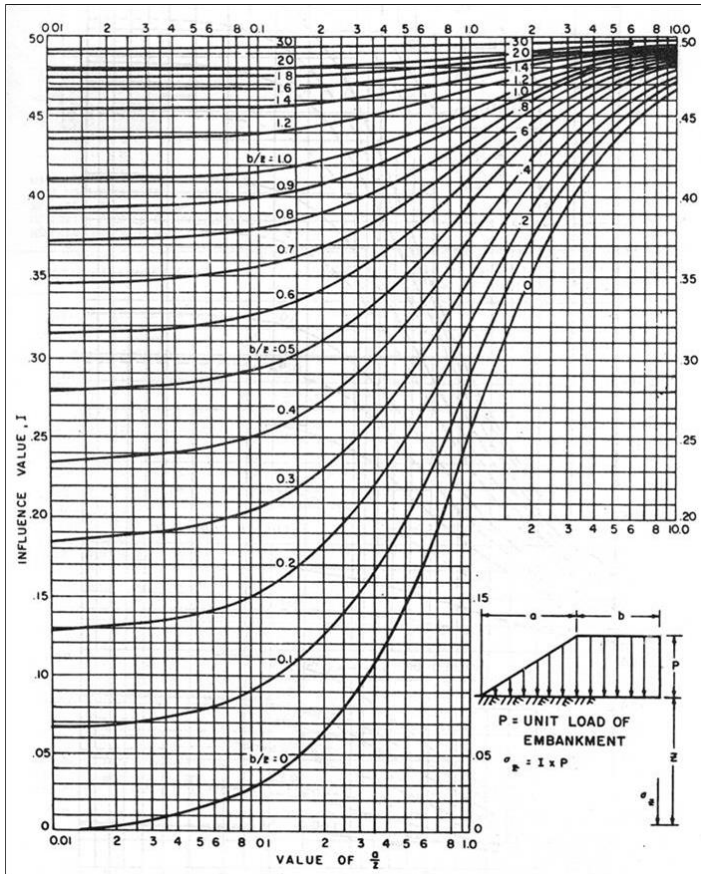
γ_{timbunan} = berat volume dari tanah timbunan

H = tinggi timbunan

Apabila timbunan terendam air, maka digunakan harga γ_{timbunan} efektif ($\gamma'_{\text{timbunan}}$).

3. Koefisien pengaruh I

Berdasarkan grafik Osterberg (Gambar 2.2) besarnya nilai koefisien pengaruh I untuk perhitungan besarnya tegangan vertikal (Δp) yang diterima oleh suatu titik tinjau tertentu dipengaruhi oleh a, b, dan z yang merupakan karakteristik geometrik dan bentuk timbunan reklamasi dan kedalaman titik tinjau. Adapun grafik Osterberg tersebut adalah sebagai berikut :



Gambar 2.2 Grafik untuk menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium

2.2.5 Penentuan H-initial dan H-final

Suatu timbunan setelah mengalami pemampatan (*settlement*) akan mengalami perubahan berat karena terjadi penurunan sebagian tanah timbunan tenggelam berada di bawah muka air tanah. Oleh karena itu, setelah pemampatan tanah dasar terjadi tinggi timbunan awal (H-initial) yang direncanakan harus

sesuai dengan timbunan yang diinginkan (H-akhir). Penentuan tinggi H-awal dan H-akhir dapat dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 q_{\text{akhir}} &= q = (H_{\text{awal}} - S_c) \gamma_{\text{timb}} + S_c (\gamma_{\text{sat-timb}} - \gamma_w) \\
 q &= H_{\text{awal}} \cdot \gamma_{\text{timb}} - S_c \cdot \gamma_{\text{timb}} + S_c \cdot \gamma'_{\text{timb}} \\
 q &= H_{\text{awal}} \cdot \gamma_{\text{timb}} - S_c (\gamma_{\text{timb}} - \gamma') \\
 \text{Jadi, } H_{\text{awal (i)}} &= \frac{q_{(i)} + S_{c(i)} (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \\
 H_{\text{akhir (i)}} &= H_{\text{awal (i)}} - S_{c(i)}
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

2.2.6 Penentuan Waktu Konsolidasi

Menurut Terzaghi dalam buku Braja Das, menghitung waktu konsolidasi didasarkan pada beberapa asumsi, yaitu:

1. Tanah adalah homogen.
2. Tanah dalam kondisi jenuh.
3. Kemampumampatan air dan butiran diabaikan.
4. Aliran air hanya terjadi dalam satu arah (pada arah pemampatan)
5. Hukum Darcy berlaku

Lama waktu konsolidasi (t) dapat dihitung dengan persamaan :

$$t = \frac{T_v \cdot (H_{dr}^2)}{c_v} \tag{2.17}$$

Dimana :

- T_v = Faktor waktu, tergantung dari derajat konsolidasi
 H_{dr} = tebal lapisan yang memampat (panjang aliran yang harus ditempuh air pori)
 c_v = Koefisien konsolidasi untuk aliran pori tanah vertikal
 t = lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi

Hubungan faktor waktu dan derajat konsolidasi ditampilkan pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Hubungan Faktor Waktu (T_v) dan Derajat Konsolidasi

Derajat Konsolidasi	Faktor Waktu (T_v)
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	~

2.3 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan yang penting dalam sejumlah persoalan tentang teknik pondasi termasuk konstruksi penahan tanah. Dinding penahan tanah dan dinding turap, galian yang diperkokoh dan yang tidak (*braced* dan *unbraced excavation*), semuanya memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas.

Untuk dapat memperkirakan dan menghitung kestabilan dinding penahan, diperlukan menghitung tekanan ke arah samping (lateral). Karena massa tanah berupa butiran, maka saat menerima tegangan normal baik akibat beban yang diterima tanah maupun akibat berat kolom tanah di atas kedalaman atau juga tanah yang kita tinjau, akan menyebabkan tekanan tanah ke arah tegak lurus

atau ke arah samping. Tekanan inilah yang disebut sebagai tekanan tanah lateral (*lateral earth pressure*). Pengetahuan tentang tekanan lateral ini diperlukan untuk pendekatan perancangan kestabilan.

Tekanan tanah lateral dibedakan menjadi tekanan tanah lateral aktif dan tekanan lateral pasif. Tekanan lateral aktif adalah tekanan lateral yang ditimbulkan tanah secara aktif pada struktur yang kita selenggarakan. Sedangkan tekanan lateral pasif merupakan tekanan yang timbul pada tanah saat menerima beban struktur yang kita salurkan pada secara lateral.

Besarnya tekanan tanah sangat dipengaruhi oleh fisik tanah, sudut geser, dan kemiringan tanah terhadap bentuk struktur dinding penahan tanah.

2.3.1 Tekanan Tanah Aktif

Suatu dinding penahan tanah harus dalam keadaan seimbang dalam menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan tanah ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah aktif (K_a). Tekanan vertikal yang diakibatkan oleh berat suatu tanah dengan kedalaman H adalah γH dengan γ adalah berat volume tanah. Untuk mendapatkan tekanan horizontal maka K_a adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertikal menjadi tekanan horizontal. Rumusan tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\sigma_H = K_a \times \gamma \times H \quad (2.18)$$

Dimana :

σ_H = Tekanan tanah horizontal (kN/m^2)

K_a = Koefisien tanah aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

H = Kedalaman tanah / ketinggian timbunan (m)

Untuk harga K_a adalah sebagai berikut :

$$K_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) \quad (2.19)$$

Dimana :

K_a = Koefisien Tanah Aktif

θ = Sudut geser tanah

2.3.2 Tekanan Tanah Pasif

Jika suatu gaya mendorong dinding penahan tanah ke arah urugannya, maka tekanan tanah dalam kondisi ini disebut tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan tekanan tanah aktif. Tekanan Tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah yaitu gaya yang dibutuhkan untuk menahan dinding penahan tanah sebelum mengalami kegagalan. Rumusan tekanan horizontal adalah sebagai berikut.

$$\sigma_H = K_p \times \gamma \times H \quad (2.20)$$

Dimana :

σ_H = Tekanan tanah horizontal (kN/m²)

K_p = Koefisien tanah pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah / ketinggian timbunan (m)

Untuk harga K_a adalah sebagai berikut :

$$K_p = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \frac{1}{K_a} \quad (2.21)$$

Dimana :

K_p = Koefisien Tanah pasif

θ = Sudut geser tanah

2.4 Penentuan Parameter Tanah

2.4.1 Parameter Tanah dari *Cone Penetration Test*

Cone Penetration Test atau biasa disebut sondir adalah sebuah alat yang ujungnya berbentuk kerucut dengan sudut 60° dan dengan luasan ujung 1,54 in² (10 cm²). Alat ini digunakan dengan cara ditekan ke dalam tanah secara terus menerus dengan kecepatan tetap 20 mm/ detik, sementara itu besarnya perlawanan tanah terhadap kerucut penetrasi (q_c) juga terus menerus diukur. Pengujian sondir digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tanah. Hambatan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian dapat

langsung dikorelasikan dengan kapasitas dukung tanah. Pada pengujian sondir, terjadi perubahan yang kompleks dari tegangan tanah saat penetrasi sehingga mempersulit interpretasi secara teoritis. Dengan demikian pengujian sondir bersifat empiris.

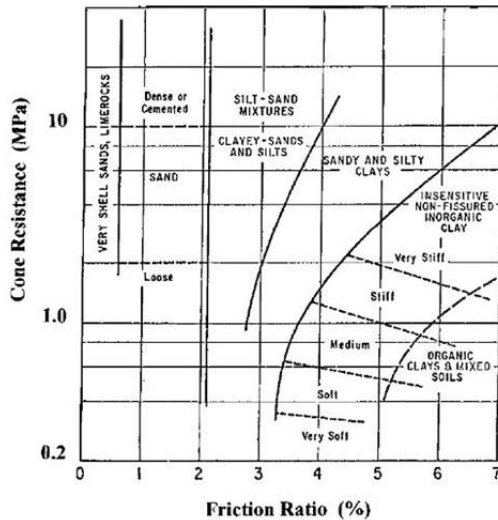
Dari alat penetrometer yang lazim dipakai, sebagian besar mempunyai selubung geser (biconus) yang dapat bergerak mengikuti kerucut penetrometer tersebut. Jadi, kita dapat membaca secara terpisah harga perlawanan ujung conus dan harga hambatan geser dari tanah. Selubung geser mempunyai luas muka sekitar 23,25 in² (150 cm²).

Di masa lampau, alat Sondir lebih banyak digunakan di Eropa daripada di Amerika Serikat. Tetapi, belakangan ini alat tersebut mulai banyak dipakai di Amerika Serikat. Salah satu keuntungan utama dari alat ini ialah bahwa tidak perlu diadakan pengeboran tanah untuk penyelidikan tanah. Tetapi, tidak seperti uji penetrasi baku, dengan alat sondir sampel tanah tidak dapat diperoleh untuk penyelidikan langsung (observasi mata) atau untuk uji laboratorium.

Pada Tabel 2.7 diberikan perkiraan hubungan antara harga perlawanan ujung dari sondir (q_c) dan angka penetrasi baku (N) dari tanah berbutir. Oleh berbagai peneliti, harga q_c tersebut juga telah dikorelasikan terhadap harga modulus Young (E) dari tanah dasar. Schmertmann (1970) telah menyodorkan suatu rumusan sederhana untuk tanah pasir. Pada Gambar 2.3. merupakan grafik klasifikasi tanah menurut Schmertmann.

Tabel 2.7 Perkiraan Hubungan Antara Tahanan Ujung Qonus (q_c) dan Angka Penetrasi Standar (Sumber : Braja M. Das, 1994)

Bentuk tanah	q_c/N	
	$q_c = \text{kN/m}^2$	$q_c = \text{ton/ft}^2$
Pasir halus dan lanau	150–350	1,5–3,5
Pasir halus sampai dengan Pasir kasar	350–750	3,5–5,0
Kerikil	500–750	5,0–7,5
	750–1500	7,5–15,0



Gambar 2.3 Grafik Klasifikasi Tanah Menurut Schmertmann (Sumber : Schmertmann, 1978)

Berikut merupakan kelebihan dan kekurangan uji sondir menurut (Rahardjo, 2008)

Keuntungan Uji Sondir :

1. Cukup Ekonomis dan cepat.
2. Dapat dilakukan ulang dengan hasil yang relatif hampir sama.
3. Korelasi empirik yang terbukti semakin handal.

4. Perkembangan yang semakin meningkat khususnya dengan adanya penambahan sensor pada sondir listrik.

Kekurangan Uji Sondir :

1. Tidak didapat sample tanah.
2. Kedalaman penetrasi terbatas.
3. Tidak dapat menembus kerikil atau lapis pasir yang padat.

2.4.2 Parameter Tanah dari *Standard Penetration Test*

Standard Penetration Test merupakan percobaan dinamis (*dynamic penetrometer*). Percobaan dinamis yang dimaksud merupakan pengujian yang ujungnya dimasukkan ke dalam tanah dengan dijatuhkan beban dengan ketinggian tertentu dan jumlah pukulan yang diperlukan untuk mendorong ujung tersebut menembus jarak tertentu. SPT merupakan suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui kekuatan tanah.

Pukulan yang digunakan merupakan pukulan palu setinggi 76 cm pada setiap penetrasi 15 cm. Palu yang digunakan merupakan besi atau baja masif berbentuk silinder dan di tengahnya berlubang daripada diameter pipa bor. Ujung alat penetrasi berbentuk kerucut (terbuka dan tertutup) untuk menahan perlawanan tanah.

Pada uji SPT ini, beban jatuh menggunakan palu dengan berat 63,5 kg yang dijatuhkan secara berulang dengan ketinggian 0,76 m. Pelaksanaan pengujian dibagi menjadi tiga tahap, yaitu berturut-turut setebal 150 mm untuk masing-masing tahap. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan N_1 . Nilai N_1 tidak diperhitungkan karena tanah masih kotor/bekas pengeboran, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap kedua N_2 dan ketiga N_3 dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT atau $NSPT = N_2 + N_3$ (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m). Kemudian nilai N tersebut dapat dikorelasikan dengan sifat-sifat tanah yang sudah dilakukan penelitian. Korelasi antar parameter tanah dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9.

Tabel 2.8 Tabel Hubungan Tingkat Kepadatan Relatif (D_r), sudut geser dalam (θ), Nilai Konus (q_c) dengan N_{SPT}

Tingkat Kepadatan	D_r	θ ($^\circ$)	q_c (Kg/cm ²)	N
sangat lepas	< 0.2	< 30	< 20.4	< 4
lepas	0.2 - 0.4	30 - 35	20.4 - 45.9	4 - 10
agak padat	0.4 - 0.6	35 - 40	45.9 - 132.6	10 - 30
padat	0.6 - 0.8	40 - 45	132.6 - 224.4	30 - 50
sangat padat	> 0.8	> 45	> 224.4	> 50

Tabel 2.9 Tabel Hubungan nilai q_u dengan Nilai N

Kondisi	q_u (Kg/cm ²)	N
sangat lunak	< 0.25	< 2
lunak	0.25 - 0.5	2 - 4
agak lunak	0.5 - 1	4 - 8
agak keras	1 - 2	8 - 15
keras	2 - 4	15 - 30
sangat keras	4 - 8.5	> 30

2.4.3 Parameter Tanah dari *Soil Boring*

Pengujian tanah *soil boring* adalah suatu teknik yang digunakan untuk mengidentifikasi tanah dengan pengambilan beberapa sample dari inti dangkal. *Soil boring* dilakukan dengan tujuan antara lain :

- Mengidentifikasi jenis tanah sepanjang kedalaman lubang bor yang dilakukan terhadap contoh tanah terganggu yang diambil dari mata bor atau *care barrel*.
- Untuk memasukkan tabung (*sampler*) di kedalaman yang dikehendaki untuk pengambilan contoh tanah asli.

- Untuk memasukkan alat uji penetrasi baku (*Standard Penetration Test, SPT*) di kedalaman yang dikehendaki untuk pengujian SPT.
- Untuk memasukkan alat uji lainnya di kedalaman yang dikehendaki.

Jenis pengeboran ada dua yaitu pengeboran dangkal dan pengeboran dalam. Kedalaman pengeboran ditentukan berdasarkan besar dan jenis struktur yang akan dibangun, karakteristik dari struktur bawah tanah yang ditemui selama pengeboran, dan jenis pondasi yang akan dibuat untuk struktur yang direncanakan.

Struktur di atas pondasi dangkal, misalnya gedung tak bertingkat dengan beban kolom rendah, kedalaman pengeboran paling sedikit mencapai dua kali lebar rencana pondasi, dimana tekanan akibat pondasi di kedalaman itu sudah sangat kecil dan pengaruhnya pada penurunan juga tidak berarti. Pengeboran harus lebih dalam dari lapisan tanah yang tidak bagus, seperti lapisan timbunan yang tidak padat, humus dan tanah organik, tanah lempung atau lanau yang lunak, tanah pasir yang lepas.

Tidak ada rumus atau pedoman yang pasti dan cepat untuk menentukan jumlah titik pengeboran atau kedalaman tanah sampai dimana pengeboran harus dilakukan. Pada umumnya untuk bangunan, sekurang-kurangnya satu pengeboran pada bangunan dapat dilakukan tergantung dari kondisi tanah di tempat yang bersangkutan. Berikut merupakan jarak lubang bor untuk perencanaan :

- Bangunan satu lantai (23 – 30 meter)
- Bangunan bertingkat banyak (15 – 23 meter)
- Jalan Raya (230 – 305 meter)
- Dam tanah (23 – 46 meter)
- Real Estate (61 – 92 meter)

2.4.4 Korelasi Nilai Parameter Tanah

Adapun beberapa hubungan beberapa parameter tanah yang telah dijelaskan sebelumnya dengan nilai SPT (N_{spt}) dan nilai CPT. Korelasi antar parameter tanah dapat dilihat pada Tabel 2.10 sampai Tabel 2.15.

Tabel 2.10 Klasifikasi Tanah dari Data Sondir (Sumber : Buku Mekanika Tanah, Braja M. Das Jilid 1)

Hasil Sondir		Klasifikasi
qc	fs	
6,0	0,15 - 0,40	Humus, lempung sangat lunak
6,0 - 10,0	0,20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
	0,20 - 0,60	Lempung lembek, lempung kelanauan lembek
10,0 - 30,0	0,10	Kerikil lepas
	0,10 - 0,40	Pasir lepas
	0,40 - 0,80	Lempung atau lempung kelanauan
	0,80 - 2,00	Lempung agak kenyal
30 - 60	1,50	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1,0 - 3,0	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60 - 150	1,0	Kerikil kepasiran lepas
	1,0 - 3,0	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan lempung kelanauan
	3,0	Lempung kekerikilan kenyal
150 - 300	1,0 - 2,0	Pasir padat, pasir kekerikilan, pasir kasar pasir, pasir kelanauan sangat padat

Tabel 2.11 Nilai Kohesi Tanah dari Hasil Unconfined Compression Strength (Sumber : Arsip Data PT. Krakatau Posco)

Konsistensi	Unconfined Compression Strength q_u (kg/cm ²)	Kohesi $C = \frac{1}{2} q_u$ (kg/cm ²)
Sangat lemah	0,3	0,15
Lemah	0,3-0,6	0,15-0,3
Sedang	0,6-1,2	0,3-0,6
Solid	1,2-2,4	0,6-1,2
Sangat solid	2,4	1,2

Tabel 2.12 Nilai Konsistensi Tanah untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung (Sumber : Mochtar, 2006)

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c	
				(dari Sondir)	
	kPa	ton/ m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000–2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.	5 – 10	20– 40	2000 –4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10.	10 – 20	40 –75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10. – 20.	20 – 40	75– 150	7500 – 15000
Keras (hard)	> 200	> 20.	> 40	> 150	> 15000

Tabel 2.13 Pedoman Prakiraan Harga ϕ dari Harga NSPT untuk tanah dominan pasir (Teng, 1962) (Sumber : Perkiraan Mochtar, 2009)

Kondisi kepadatan	Relative Density (kepadatan relatif) R_d	Perkiraan Harga N_{SPT}	Perkiraan harga ϕ (°)	Perkiraan berat volume jenuh, γ_{sat} (ton/m ³)
very loose (sangat renggang)	0 % s/d 15 %	0 s/d 4	0 s/d 28	< 1.60
loose (renggang)	15 % s/d 35 %	4 s/d 10	28 s/d 30	1.50 – 2.0
medium (menengah)	35% s/d 65 %	10 s/d 30	30 s/d 36	1.75 – 2.10
dense (rapat)	65% s/d 85 %	30 s/d 50	36 s/d 41	1.75 – 2.25
very dense (sangat rapat)	85% s/d 100 %	> 50	41*	

Tabel 2.14 Korelasi Nilai N-SPT (Sumber : Bowles, 1984)

Tabel 1 : Korelasi n-SPT dengan Karakteristik Tanah Lainnya (*J.E Bowles, 1984 da Wahyudi, 1999*)

Cohesionless Soil					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (kN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
ϕ (°)	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Cohesive Soil					
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (kN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu (kPa)	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Tabel 2.15 Nilai Tipikal Berat Volume Tanah (Sumber : Soil Mechanics and Foundation, John Wiley & Sons, 2000)

Jenis Tanah	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{dry} (KN/m ³)
kerikil	20-22	15-17
pasir	18-20	13-16
lanau	18-20	14-18
lempung	16-22	14-21

Menurut Wahyudi dan Lastiasih, untuk mencari γ_{sat} (ton/m³) pada tanah lempung jika nilai SPT < 4 adalah sebagai berikut.

$$\gamma_{sat} = 0.08 \text{ NSPT} + 1.47 \quad (2.22)$$

Keterangan :

$$\gamma_{sat} = \text{Berat Volume saturated (ton/m}^3\text{)}$$

$$\text{NSPT} = \text{nilai berdasarkan SPT}$$

Pada kondisi antara timbunan baru dan timbunan lama, tanah dasar pada timbunan lama telah mengalami peningkatan nilai Cu. Perhitungan yang digunakan berdasarkan *gain strength in soil mechanic* adalah sebagai berikut.

$$C_u \text{ baru} = C_u \text{ lama} + U \sigma_v \tan \phi \quad (2.23)$$

Keterangan :

C_u = Kohesi Undrained (kPa)

U = Derajat Konsolidasi

σ_v = Tegangan Vertikal (kPa)

ϕ = Sudut Geser

2.5 Pembebanan Kereta Api

Dalam perencanaan perkuatan timbunan memerlukan beban kereta api yang akan melintas. Mengacu pada Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia No : PM. 60 Tahun 2012, beban gandar maksimum yang digunakan untuk mendesain perkuatan timbunan sebesar 18 ton untuk lebar jalan rel 1067 mm dan 22,5 ton untuk lebar jalan rel 1435 mm. Berikut merupakan kelas jalan rel 1067 mm dan 1435 mm yang ditunjukkan pada Tabel 2.16 dan 2.17.

Tabel 2.16 Kelas Jalan Rel Lebar 1067 mm (Sumber : PM. 60 Tahun 2012)

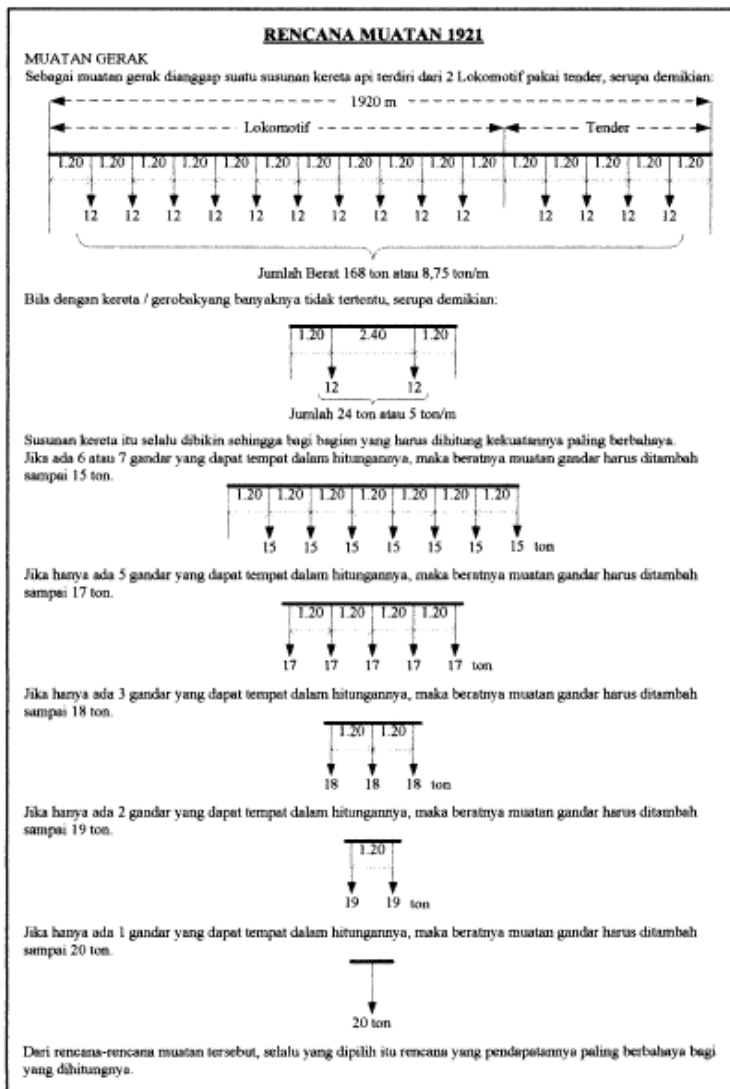
Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20 \cdot 10^6$	120	18	R.60/R.54	Beton 60	Elastis Ganda	30	60
II	$10 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^6$	110	18	R.54/R.50	Beton/Kayu 60	Elastis Ganda	30	50
III	$5 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6$	100	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda	30	40
IV	$2,5 \cdot 10^6 - 5 \cdot 10^6$	90	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda/Tunggal	25	40
V	$< 2,5 \cdot 10^6$	80	18	R.42	Kayu/Baja 60	Elastis Tunggal	25	35

Tabel 2.17 Kelas Jalan Rel Lebar 1435 mm (Sumber : PM. 60 Tahun 2012)

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20 \cdot 10^6$	160	22,5	R. 60	Beton 60	Elastis Ganda	30	60
II	$10 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^6$	140	22,5	R. 60	Beton 60	Elastis Ganda	30	50
III	$5 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6$	120	22,5	R. 60/R. 54	Beton 60	Elastis Ganda	30	40
IV	$< 5 \cdot 10^6$	100	22,5	R. 60/R. 54	Beton 60	Elastis Ganda	30	40

Berikut ini merupakan Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21) yang ditunjukkan pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (Sumber : PM. 60 Tahun 2012)



2.6 Konstruksi Perkuatan Timbunan

Timbunan yang direncanakan harus mencapai titik stabil dan tidak terjadi kelongsoran. Apabila stabilitas timbunan memiliki angka keamanan (SF) kurang dari 1.5 maka diperlukan alternatif perkuatan. Untuk itu diperlukan beberapa perkuatan timbunan yaitu *geotextile*, *geotextile wall* dan *freyssisol*.

2.6.1 Perkuatan dengan *geotextile*

Geotextile merupakan salah satu bahan *Geosynthesis* yang paling luas penggunaannya dalam bidang teknik sipil, salah satunya untuk perkuatan timbunan. Jenis *geosynthesis* yang banyak digunakan untuk peningkatan daya dukung tanah dasar adalah *geotextile* dan *geogrid*. Pada perencanaan *geotextile* harus dipertimbangkan kekuatan tarik ijin dari bahan *geotextile* dalam menerima atau memikul gaya geser saat terjadi kelongsoran. Rumus kekuatan bahan *geotextile* adalah persamaan :

$$T_{\text{allow}} = T_{\text{ultimate}} \left[\frac{1}{FS_{\text{id}} \times FS_{\text{cr}} \times FS_{\text{cd}} \times FS_{\text{bd}}} \right] \quad (2.24)$$

Dimana :

T_{allow} = kuat tarik *geotextile* yang diijinkan

T_{ult} = kuat tarik ultimate *geotextile*

FS_{id} = faktor keamanan akibat kerusakan pada saat pemasangan

FS_{cr} = faktor keamanan akibat rangkai

FS_{cd} = faktor keamanan akibat pengaruh bahan-bahan kimia

FS_{bd} = faktor keamanan akibat pengaruh aktivitas biologis dalam tanah

FS_{id} , FS_{cr} , FS_{cd} , dan FS_{bd} merupakan faktor reduksi akibat pengurangan kekuatan *geotextile* yang besarnya dapat dilihat pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19 Nilai Faktor Keamanan Geotextile Akibat Faktor Luar

Penggunaan Geotekstile	Faktor Pemasangan FS _{IP}	Faktor Rangkak FS _{CR}	Faktor Kimia FS _{CO}	Faktor Biologi FS _{BO}
Separation	1,1 – 2,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Cushioning	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Unpaved roads	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Walls	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Embankments	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Bearing capacity	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Slope stabilitation	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement overlays	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Railroads	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,2
Flexible form	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Silt fences	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1

Pada saat pemasangan geotextile, maka dihitung keperluan panjang geotextile. Cara menghitung panjang geotextile yang ditanam (L) adalah :

$$L = L_r + L_e \quad (2.25)$$

Dimana :

L_r = panjang *geotextile* didepan bidang longsor.

L_e = panjang *geotextile* di belakang bidang longsor, dengan panjang minimal = 1 m.

$$L_e = \frac{T_{allow} \times SF}{(\tau_1 + \tau_2) E} \quad (2.26)$$

$$L_o = \frac{1}{2} L_e \quad (2.27)$$

Dimana :

L_o = panjang lipatan, dengan panjang minimal = 1 m.

2.6.2 Perkuatan dengan *Geotextile Wall*

Geotextile Wall berfungsi sebagai dinding penahan tanah timbunan oprit tegak. Tujuan pemasangan *geotextile wall* untuk menjaga kestabilan lereng timbunan. Kontrol stabilitas dari *geotextile* sebagai dinding penahan tanah yang perlu ditinjau adalah :

- *Internal Stability*
- *External Stability*

1. Internal Stability

Pada *Internal Stability* gaya-gaya yang perlu diperhatikan adalah :

- Tanah di belakang dinding
- Beban luar (Beban *Surcharge* dan beban hidup)

Besar tegangan horisontal yang diterima dinding (σ_H) :

$$\sigma_H = \sigma_{HS} + \sigma_{Hq} + \sigma_{HL} \quad (2.28)$$

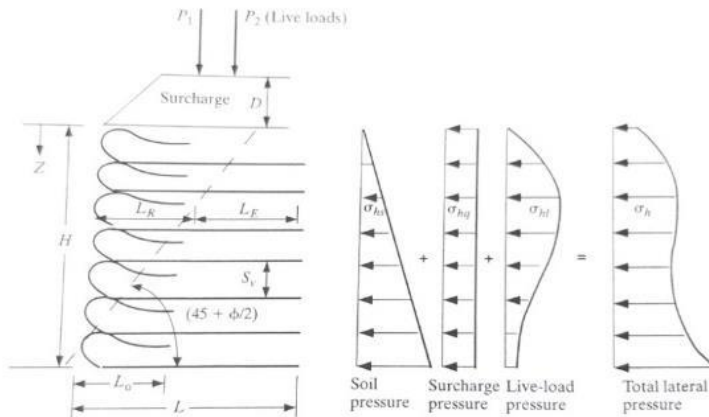
Dimana :

σ_{HS} = tegangan horisontal akibat tanah di belakang dinding

σ_{Hq} = tegangan horisontal akibat *surcharge*

σ_{HL} = tegangan horisontal akibat *live load*

Diagram tegangan tanah dapat dilihat pada Gambar 2.4 sebagai berikut.



Earth pressure concepts and theory for geotextile wall design.

Gambar 2.4 Diagram Tegangan Tanah

Jarak vertikal pemasangan *geotextile* (S_v) adalah :

$$S_v = \frac{T_{all}}{SF \times \sigma_H \times 1} \quad (2.29)$$

Dimana :

T_{all} = kuat tarik *geotextile* yang diijinkan

$$\begin{aligned}\sigma_{HZ} &= \text{tegangan horizontal pada kedalaman } z \\ SF &= 1.5\end{aligned}$$

Panjang *geotextile* yang ditanam (L)

$$L = L_e + L_r \quad (2.30)$$

Dimana :

L_e = Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor

L_r = Panjang *geotextile* yang berada di depan bidang longsor

Panjang L_e :

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_H \times SF}{2 \times [c + \sigma_v (\tan \phi)]} \quad (2.31)$$

Panjang L_r :

$$L_r = (H - Z) \times \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (2.32)$$

Panjang L_o :

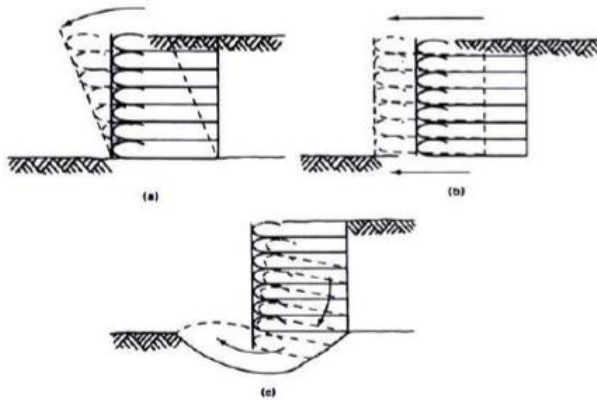
$$L_o = \frac{1}{2} L_e \quad (2.33)$$

2. External Stability

Untuk perencanaan *geotextile* sebagai dinding penahan tanah perlu diperhatikan *External Stability*, yaitu :

- Aman terhadap geser
- Aman terhadap guling
- Aman terhadap kelongsoran daya dukung

External Stability pada *geotextile wall* ditunjukkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 *External Stability* pada *Geotextile* (a) aman terhadap guling (b) aman terhadap geser (c) aman terhadap kelongsoran daya dukung

- Kontrol terhadap Geser

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan :

$$SF = \frac{\Sigma \text{ Gaya Penahan}}{\Sigma \text{ Gaya Dorong}} \geq 1.5 \quad (2.34)$$

Dimana :

$$\text{Gaya Penahan} = \left[c + \left(\frac{w_1 + w_2 + Pa \sin \delta}{L} \right) \tan \delta \right] L \quad (2.35)$$

$$\text{Gaya pendorong} = Pa \cos \delta \quad (2.36)$$

- Kontrol terhadap Guling

$$SF = \frac{\Sigma \text{ Gaya Penahan}}{\Sigma \text{ Gaya Dorong}} \geq 3 \quad (2.37)$$

Dimana :

$$\text{Momen Penahan} = (Pa \sin \delta) X + W X \quad (2.38)$$

$$\text{Momen pendorong} = (Pa \cos \delta) R \quad (2.39)$$

- Kontrol terhadap kelongsoran daya dukung

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan :

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{action}}} \geq 3 \quad (2.40)$$

Dimana :

$$q_{\text{ultimate}} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_y \quad (2.41)$$

$$q \text{ action} = (\gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}) + q \quad (2.42)$$

Nilai N_c , N_q dan N_y dapat dilihat pada Tabel 2.20.

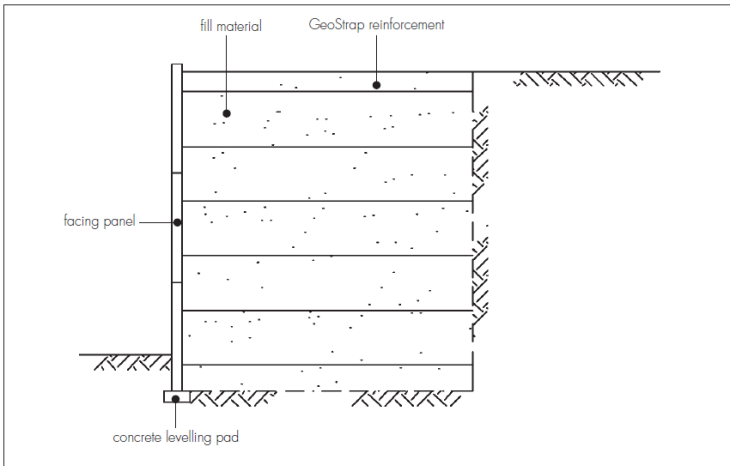
Tabel 2.20 Tabel Harga Nilai N_c , N_q , dan N_y

Tabel 1. Faktor- faktor daya dukung untuk persamaan daya dukung Meyerhof, Hansen, dan Vesic (Bowles, 1992)

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131

2.6.3 Perkuatan dengan *Freyssisol*

Freyssisol adalah salah satu metode perkuatan timbunan yang tergolong dalam kelompok dinding penahan tanah (Gambar 2.6). Metode ini memanfaatkan *geostrip* untuk menahan beban yang terjadi. *Geostrip* adalah sekelompok geosintetik strip beberapa kanal terpisah yang ditegangkan satu persatu. Kemampuan *geostrip* dalam menahan tegangan yang nantinya akan digunakan dalam perencanaan *freyssisol* (Tabel 2.21).



Gambar 2.6 *Freyssisol* (Sumber : BBA HAPAS certiciate 12/H182)

Tabel 2.21 Dimensi dan Kuat Tarik *Geostrip* (Sumber : BBA HAPAS certiciate 12/H182)

Type	Strength grade [kN]	Coil length (m)	Nominal Weight of coil (kg)	Mean width (mm)	Mean thickness (mm)	Weight of LDPE Coating (g.m ⁻¹)	Characteristic short-term tensile strength ¹⁾ (T _{cr}) [kN]
5B	37.5	100	11.3	49.5 ± 0.5	2.5 ± 0.5	62 ± 2	37.5*
5B	50	100	14.0	49.5 ± 0.5	4.0 ± 0.5	70 ± 2	50*
5B	65	100	18.2	49.5 ± 0.5	4.5 ± 0.5	90 ± 3	65*
9B	30	100	14.6	90 ± 1.0	1.5 ± 0.5	105 ± 3	30*
9B	50	100	19.3	90 ± 1.0	2.5 ± 0.5	125 ± 4	50*
9B	75	100	26.2	90 ± 1.0	3.5 ± 0.5	150 ± 5	75*
9B	100	100	30.4	90 ± 1.0	4.0 ± 0.5	165 ± 5	100*

Design kekuatan *geostrip* dihitung terhadap batas *ultimate* dan ijin. Pada perhitungan dengan batas *ultimate*, tegangan material yang digunakan adalah kekuatan *long-term tensile creep rupture*, T_{cr}. Sedangkan pada perhitungan batas ijin, tegangan yang digunakan, T_{cs}.

- Desain tegangan pada batas ultimate

$$T_{cr} = T_{ult} \times 60\% \quad (2.43)$$

$$F_m = f_{m11} \times f_{m121} \times f_{m122} \times f_{m21} \times f_{m22} \quad (2.44)$$

$$T_d = \frac{T_{cr}}{F_n \times F_m} \quad (2.45)$$

Dimana :

T_d = tegangan ijin desain *geostrip*

T_{cr} = kekuatan *long-term tensile creep rupture*

F_n = faktor parsial untuk kegagalan cabang

F_m = faktor tereduksinya kekuatan material akibat pemasangan, iklim, bahan kimia dan efek lingkungan lain

f_{m11} = Consistency of manufacture = 1.0

f_{m121} = Assessment of available test data = 1.0

f_{m122} = Extrapolation to 120-year design life = 1.05

f_{m21} = Effects of installation damage (Table 2.22)

f_{m22} = Environmental degradation (Tabel 2.23)

f_n = partial factor for ramification of failure = 1.0

Tabel 2.22 Faktor Reduksi terhadap Kerusakan Saat Pemasangan, f_{m21}

Paraweb grade	f_{m21} (ULS)	f_{m21} (SLS)
30	1.10	1.00
50	1.05	1.00
100	1.05	1.00

Tabel 2.23 Faktor Reduksi terhadap Degradasi Lingkungan, f_{m22}

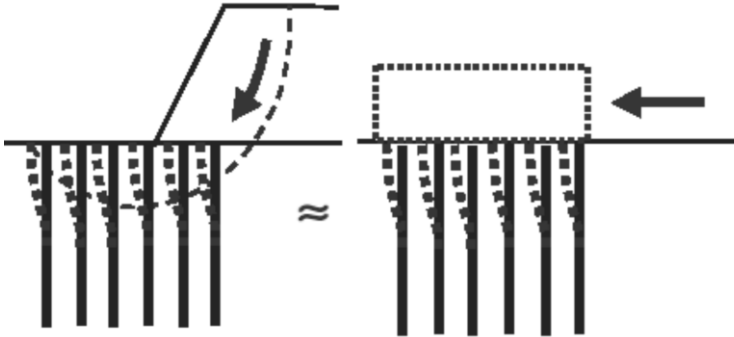
Soil pH level (pH)	f_{m22} (ULS)	f_{m22} (SLS)
4.0–9.0	1.05	1.00

2.7 Konstruksi Perkuatan Tanah Dasar

2.7.1 Perkuatan dengan *Micropile*

Penggunaan cerucuk difungsikan untuk menaikkan kekuatan geser tanah. Bila kekuatan geser tanah meningkat, maka daya dukung tanah juga meningkat. Penggunaan cerucuk berfungsi

untuk meningkatkan daya dukung tanah. Gambar 2.7 merupakan asumsi gaya yang diterima cerucuk.



Gambar 2.7 Asumsi gaya yang diterima cerucuk

Mochtar, I.B. (2000) mengembangkan teori untuk konstruksi cerucuk / *micropile* dengan menggunakan asumsi (Gambar 2.7) sebagai berikut :

1. Kelompok cerucuk dianggap sebagai kelompok tiang dengan “*rigid cap*” di muka tanah yang menerima gaya horizontal.
2. Gaya horizontal merupakan tegangan geser yang terjadi di sepanjang bidang gelincir.

Untuk menghitung kebutuhan cerucuk per-meter, terlebih dahulu menentukan kekuatan satu tiang cerucuk untuk menahan gaya horizontal. Kemudian berdasarkan perbandingan momen pendorong dan penahan, ditentukan jumlah cerucuk yang diperlukan. Sesuai persyaratan dalam stabilitas lereng, harga angka keamanan (SF) untuk cerucuk kurang lebih 1.10 untuk kondisi dengan beban sementara (kendaraan) dan 1.50 untuk kondisi hanya beban timbunan / embankment saja.

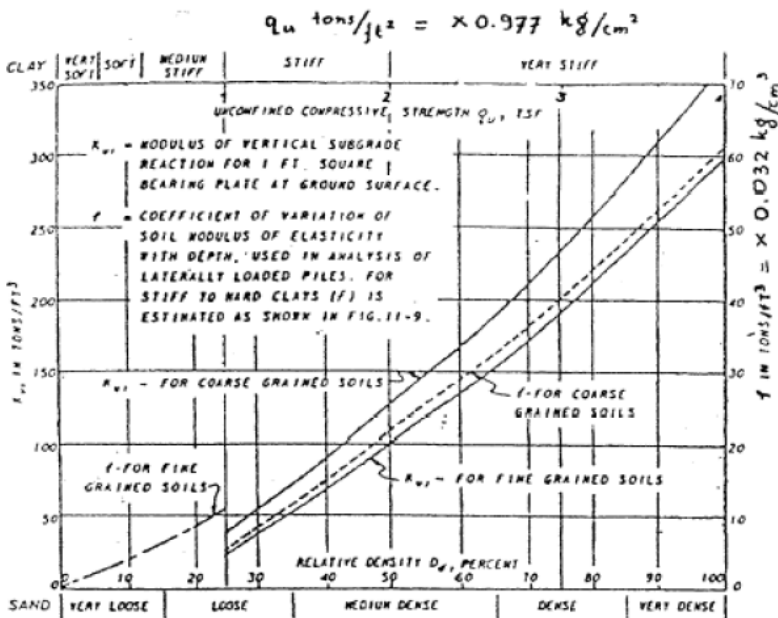
Untuk menghitung kekuatan 1 cerucuk, terlebih dahulu harus ditentukan faktor kekakuan relatif (T) seperti yang telah dijelaskan dalam NAVFAC DM-7, 1971 yaitu :

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{1/5} \tag{2.46}$$

Dimana :

- E = modulus elastisitas tiang cerucuk (kg/cm²)
- I = momen inersia tiang cerucuk (cm⁴)
- f = koefisien dari variasi modulus tanah, (kg/cm³)
- T = faktor kekakuan relatif (cm)

Harga f didapat dengan bantuan Gambar 2.8 (Design manual, NAVFAC DM-1971) yang merupakan grafik hubungan antara f dengan *unconfined compression strenght*, $q_u = 2 C_u$.



Gambar 2.8 Kurva untuk menentukan harga f dari berbagai jenis tanah

Harga T yang didapat dipakai untuk menghitung gaya horizontal (P) yang mampu ditahan oleh 1 (satu) tiang dengan rumus :

$$P = \frac{M_p}{F_M \times T} \quad (2.47)$$

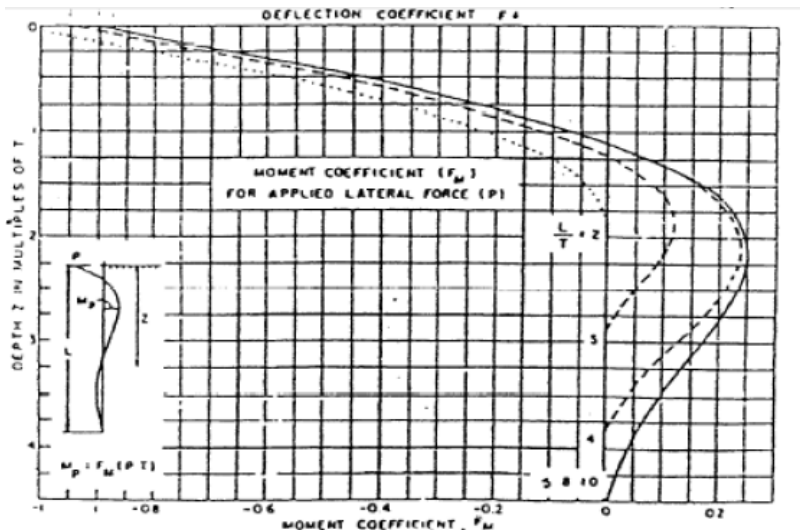
Dimana :

M_p = momen lentur yang bekerja pada cerucuk akibat beban P , kg-cm

F_M = koefisien momen akibat gaya lateral P

P = gaya horizontal yang diterima cerucuk, kg

T = faktor kekakuan relatif, cm



Gambar 2.9 Grafik untuk menentukan besarnya F_M (NAVFAC DM-7,1971)

Harga F_M ditentukan dengan menggunakan Gambar 2.9 (Design manual, NAVFAC DM-1971) dengan terlebih dahulu merencanakan panjang cerucuk yang tertahan di bawah bidang gelincir (L). Dengan bantuan Gambar 2.9, harga L/T kemudian dipakai untuk menentukan harga F_M pada kedalaman ($=Z$).

Bila kekuatan bahan cerucuk ($\sigma_{\text{mak-bahan}}$) dan dimensinya diketahui, maka momen maksimum lentur cerucuk (M_p) adalah :

$$M_{p \text{ mak-1cerucuk}} = \frac{\sigma_{\text{mak-bahan}} \times I_n}{D/2} \quad (2.48)$$

dimana :

σ_{mak} = tegangan tarik/tekan maksimum dari bahan cerucuk

I_n = Momen inersia penampang cerucuk terhadap garis netral penampang

D = diameter cerucuk (untuk cerucuk dengan penampang bentuk lingkaran)

Harga M_p yang diperoleh kemudian dipergunakan untuk menghitung gaya maksimum (P_{max}) yang dapat ditahan oleh 1 cerucuk, yaitu :

$$P_{\text{max 1 cerucuk}} = \frac{M_{p \text{ max 1 cerucuk}}}{FM \times T} \cdot F_k \quad (2.49)$$

Dimana menurut Mochtar dan Arya (2002),

$$F_k = 2.643 \left[\frac{0.89 + 0.12 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)}{2.69} \right] \cdot \left[\frac{0.855 \cdot Cu^{-0.392}}{2.865} \right] \quad (2.50)$$

dimana :

L = panjang cerucuk di bawah bidang longsor

D = diameter cerucuk (untuk cerucuk lingkaran)

Untuk menghitung banyaknya tiang/cerucuk per-satuan panjang, hal pertama yang dilakukan adalah menentukan gaya horizontal tambahan pada bidang gelincir (P_t) yang dibutuhkan untuk menambah kekuatan geser tanah.

Dengan menggunakan program *XSTABL* dan *GEO5* diperoleh angka keamanan minimum (SF_{min}), Momen Penahan (M_R), titik pusat bidang longsor, dan jari-jari kelongsoran. Dari data yang diperoleh tersebut kemudian dihitung Momen Dorong (M_D), yaitu :

$$\text{Momen Dorong (M}_D) = [(M_R) / SF_{\min}] \quad (2.51)$$

Dimana :

SF = *Safety Factor* / angka keamanan

M_R = Momen penahan

Menentukan angka keamanan rencana (SF rencana)

- SF rencana ≥ 1.10 untuk beban sementara
- SF rencana ≥ 1.50 untuk beban tetap

Menghitung Momen Penahan Tambahan (ΔM_r) :

$$\Delta M_r = (SF \text{ rencana} - SF \text{ minimum}) \times M_D$$

Dengan diperolehnya ΔM_r , besarnya tambahan gaya yang harus dipikul oleh cerucuk (Pt) dapat ditentukan dengan cara :

$$Pt = [\Delta M_r / R] , \text{ dimana } R = \text{jari-jari kelongsoran}$$

Jumlah cerucuk (n) yang harus dipasang per-satuan panjang adalah:

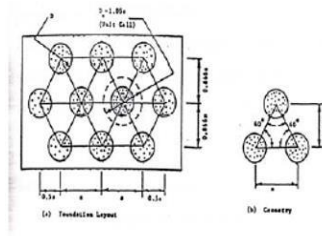
$$n = [Pt / P_{\text{maks-1cerucuk}}] = [\Delta M_r / \{R \times P_{\text{maks-1cerucuk}}\}] \quad (2.52)$$

2.7.2 Perkuatan dengan *Stone Column*

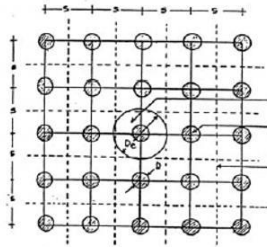
Perencanaan *stone column* bertujuan untuk meningkatkan daya dukung tanah, mengurangi *settlement*, mempercepat pemampatan, menghindari *liquifaction*.

1. Pola Pemasangan *Stone Column*

Stone column memiliki dua macam pola pemasangan yaitu triangular dan pola square (Gambar 2.10 dan Gambar 2.11). Pada pola triangular, nilai D_e adalah $1.05 S$ dan pada pola square D_e adalah $1.13 S$ dimana S adalah jarak antara titik pusat *stone column* (Barksdale dan Bachus, 1983). Diameter ekuivalen (D_e) adalah diameter *stone column* ditambah dengan luasan tanah yang terkena pengaruh *stone column*.



Gambar 2.10 Diameter Ekuivalen Pola Pemasangan Triangular *Stone Column* (Sumber : Barksdale dan Bachus, 1983)



Gambar 2.11 Diameter Ekuivalen Pola Pemasangan Square (Bujur Sangkar) *Stone Column* (Sumber : Barksdale dan Bachus, 1983)

Pada saat pemasangan *stone column* terjadi penggantian volume tanah dengan material *stone column* yang disebut dengan *area replacement*. Penggantian dengan material yang lebih baik akan meningkatkan daya dukung tanah dasar. *Area replacement* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$a_s = \frac{A_s}{A} \quad \text{atau} \quad a_s = C_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (2.53)$$

$$a_c = \frac{A_c}{A} \quad \text{atau} \quad a_c = 1 - a_s \quad (2.54)$$

Dimana :

a_s = *area replacement* untuk *stone column*

a_c = *area replacement* untuk tanah dasar lunak

A_s = luas penampang *stone column*

A_c = luas penampang tanah lunak disekeliling *stone column*

dalam 1 *unit cell*.

A = luas penampang total *unit cell*.

D = diameter *stone column*

S = jarak antar *stone column*

C₁ = konstanta yang besarnya tergantung pola pemasangan dari *stone column*

- Pola segiempat, $C_1 = \frac{\pi}{4}$ (2.55)

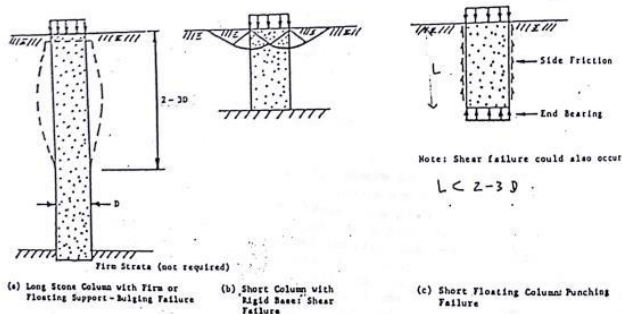
- Pola segitiga (triangular), $C_1 = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} = 0.907$ (2.56)

2. Mekanisme Keruntuhan *Stone Column*

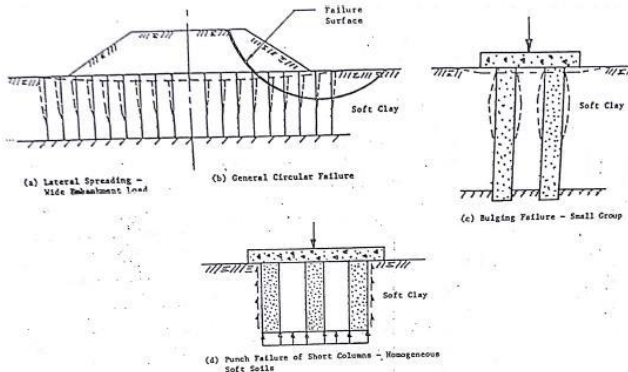
Stone column dapat direncanakan sebagai *end bearing* dimana ujung bawah *stone column* mencapai tanah keras yang berada di bawah lapisan tanah lunak atau sebagai *floating column* dengan ujung bawah *stone column* tertanam di lapisan lunak. Akibat adanya beban, *stone column* mengalami keruntuhan dengan tipe yang bermacam – macam. Tipe keruntuhan tersebut adalah sebagai berikut :

1. Keruntuhan *bulging* adalah keruntuhan *stone column* yang disebabkan oleh bergesernya material *stone column* secara horizontal akibat adanya beban vertikal. *Bulging* akan terjadi sepanjang 2 sampai 3 kali diameter pada tiang dekat permukaan. (Gambar 2.12 a)
2. Keruntuhan geser dangkal terjadi pada *stone column* pendek dimana $L/D < 3$ untuk kondisi *end bearing*. Keruntuhan ini sama seperti keruntuhan pada pondasi dangkal. (Gambar 2.12 b)
3. Keruntuhan geser dasar dan selimut, keruntuhan ini terjadi pada *floating stone column* dimana $L < 2 - 3D$. (Gambar 2.12 c)

Ketiga tipe keruntuhan diatas adalah untuk *stone column* tunggal. Tipe keruntuhan untuk *stone column* group yang berada dibawah beban *embankment* adalah *spreading* (Gambar 2.13). *Spreading* akan berakibat pada bertambahnya *settlement*, serta berkurangnya ikatan antara *stone column* dengan tanah sekelilingnya.



Gambar 2.12 Mekanisme Keruntuhan *Stone Column* Tunggal
(Sumber : Barksdale and Bachus, 1983)



Gambar 2.13 Mekanisme Keruntuhan *Stone Column Grup*
(Sumber : Barksdale and Bachus, 1983)

3. Faktor Konsentrasi Tegangan

Beban timbunan yang bekerja pada tanah yang diperbaiki dengan stone column, konsentrasi tegangan yang lebih besar terjadi pada stone column, sedangkan distribusi tegangan yang lebih kecil akan terjadi pada tanah disekelilingnya.

Konsentrasi tegangan akan menyebabkan peningkatan tegangan geser pada stone column dan menyebabkan pengurangan

pemampatan pada tanah dasar disekeliling stone column. Faktor konsentrasi tegangan, n , adalah perbandingan tegangan antara tegangan pada stone column dan tegangan pada tanah sekitarnya. Nilai n dapat dihitung dengan persamaan (Barksdale dan Bachus, 1983) berikut :

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (2.57)$$

Dimana :

n = Faktor konsentrasi tegangan
 σ_s = Tegangan pada *stone column*
 σ_c = Tegangan pada tanah di sekeliling *stone column*

Nilai rata-rata vertical stress pada unit cell area (σ) adalah sebagai berikut.

$$\sigma = \sigma_s \times a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (2.58)$$

Dari substitusi 2 rumusan terakhir di atas, nilai tegangan vertikal yang terjadi pada *stone column* dan tanah di sekeliling *stone column* adalah sebagai berikut.

$$\sigma_c = \frac{1}{[1 + (n - 1) a_s]} = \mu_c \times \sigma \quad (2.59)$$

$$\sigma_s = \frac{n}{[1 + (n - 1) a_s]} = \mu_s \times \sigma \quad (2.60)$$

Dimana μ_c dan μ_s merupakan faktor konsentrasi stress pada *stone column* dan tanah di sekelilingnya.

4. Daya Dukung Stone Column Tunggal

Akibat beban yang mengenai *stone column*, *stone column* akan mengalami keruntuhan bulging sepanjang 2 sampai 3 diameter *stone column* dari permukaan tanah. Pada saat *bulging*, material-material *stone column* tertekan dan sebagian masuk ke dalam tanah lunak di sekelilingnya.

Daya dukung *stone column* tunggal ditentukan berdasarkan teori *Cavity Expansion* yang disederhanakan dengan asumsi bahwa bulging tidak hanya terjadi pada 2 sampai 3 diameter *stone column*, tetapi terjadi disepanjang *stone column*. Adanya

bulging sepanjang *stone column* menyebabkan terjadinya tegangan perlawanan pasif (σ_3) yang dirumuskan sebagai berikut :

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c \left[1 + Ln e \frac{Ec}{2c(1+v)} \right] \quad (2.61)$$

Dimana :

- σ_3 = tegangan perlawanan pasif dari tanah di sekitarnya
- σ_{ro} = tegangan horisontal total
- Ec = modulus elastisitas tanah
- C = kekuatan geser *undrained*
- v = angka *poisson* (*poisson's ratio*)

Tegangan vertikal ultimit (σ_1) yang dapat didukung oleh *stone column* adalah tegangan horizontal (σ_3) dikalikan dengan koefisien tekanan tanah pasif (K_p). Nilai K_p adalah sebagai berikut.

$$K_p = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.62)$$

Dimana :

ϕ = Sudut geser tanah pada *stone column*

Substitusi Persamaan [2.61] dan Persamaan [2.62] maka tegangan vertikal maksimum yang dapat didukung oleh *stone column* tunggal adalah sebagai berikut :

$$q_{ult} = \left\{ \sigma_{ro} + c \left[1 + Ln e \frac{Ec}{2c(1+v)} \right] \right\} \left\{ \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right\} \quad (2.63)$$

5. Daya Dukung *Stone Column* Group

Daya dukung *stone column* dipertimbangkan berdasarkan (Barksdale dan Bachus, 1983) :

- Memakai pondasi (plat beton) kaku, bentuk persegi atau panjang tak terhingga (Gambar 2.14).
- Garis Keruntuhan permukaan adalah garis lurus. Tahanan geser rata-rata terjadi pada sepanjang garis lurus (Gambar 2.13).
- Komposit adalah gabungan dari beberapa *stone column* dan tanah disekitarnya. Sehingga untuk blok komposit dirumuskan dengan persamaan berikut :

$$\tan \phi_{\text{avg}} = \mu_s \times a_s \times \tan \phi_s \quad (2.64)$$

$$C_{\text{avg}} = (1 - a_s) C_u \quad (2.65)$$

$$\beta = 45 + \frac{\phi_{\text{avg}}}{2} \quad (2.66)$$

$$\phi_{\text{avg}} = \tan^{-1} (\mu_s \times a_s \times \tan \phi_s) \quad (2.67)$$

- Daya dukung ultimate (q_{ult}) blok komposit tergantung pada tegangan pasif horizontal (σ_3), dimana :

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_c \times B \times \tan \beta}{2} + 2C_u \quad (2.68)$$

Dimana :

γ_c = berat volume tanah jenuh

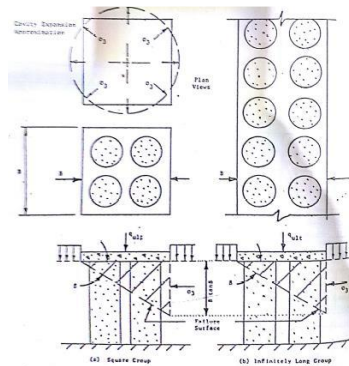
B = lebar pondasi

β = sudut kegagalan permukaan

C_u = *undrained shear strength* tanah asli

jadi daya dukung ultimit adalah sebagai berikut.

$$q_{\text{ult}} = \sigma_3 \tan^2 \beta + 2 C_{\text{avg}} \tan \beta \quad (2.69)$$



Gambar 2.14 Analisa Stone Column Group (sumber : Barksdale and Bachus, 1983)

6. Teori Stabilitas Timbunan di atas Tanah Lunak yang diperkuat dengan Stone Column

Stabilitas suatu embankment diatas tanah lunak yang diperkuat dengan *stone column* dapat dihitung dengan cara keruntuhan lingkaran (Gambar 2.15). Misalkan busur lingkaran (Gambar 2.15) merupakan bidang longsor dari tanah dasar yang menghasilkan angka kemanan (SF) yang kecil. Memasang *stone column* diharapkan harga SF_{min} keamanan menjadi lebih besar dari yang disyaratkan ($SF_{min} > 1.5$).

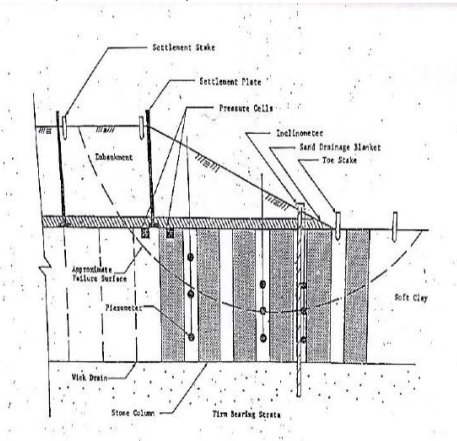


FIGURE 58. TYPICAL FIELD INSTRUMENTATION FOR EMBANKMENT CONSTRUCTED ON STONE COLUMN IMPROVED SOFT CLAY.

Gambar 2.15 Analisa Stabilitas Embankment (Sumber : Barksdale and Bachus, 1983)

Stone Column pada bidang gelincir akan memberikan tambahan perlawanan sebagai berikut.

$$\tau^2_z = (\sigma^2_z \cos^2 \beta) \times \tan \phi_s \quad (2.70)$$

Dimana :

τ^2_z = tegangan geser rata-rata yang bekerja di dalam *stone column* pada bidang gelincir di kedalaman z dari muka tanah yang diperbaiki

σ_z^2 = tegangan vertikal efektif *stone column* yang bekerja pada bidang gelincir di kedalaman z dari muka tanah yang diperbaiki

β = sudut inklinasi antara garis singgung permukaan geser bidang dengan bidang horizontal

ϕ_s = sudut geser dalam *stone column*

Nilai σ_z^2 didapat dengan cara sebagai berikut :

$$\sigma_z^2 = \gamma_s \times z + \sigma \times \mu_s \quad (2.71)$$

$$\sigma = \gamma_{\text{timb}} \times H \quad (2.72)$$

Dimana :

H = tinggi timbunan di atas *stone column*

Gaya geser maksimum akibat *stone column* pada bidang gelincir adalah sebagai berikut.

$$P_{zi} = \frac{\tau_{zi} \times A_s}{\cos \beta} \quad (2.73)$$

Momen penahan tambahan (resistant momen = ΔM_R) akibat adanya *stone column* adalah

$$\Delta M_R = \sum_{i=1}^m (P_{zi} \times R) \quad (2.74)$$

Bidang longsor dan besar momen penahan awal (M_R awal) dapat diketahui melalui program GEO 5.

Momen pendorong (M_D) akibat timbunan adalah sebagai berikut :

$$M_D = \frac{M_{R \text{ awal}}}{SF \text{ min}} \quad (2.75)$$

Apabila angka keamanan yang didapat kurang dari 1.5, maka diperlukan tambahan momen penahan (ΔM_R)

Besar momen tambahan yang harus diterima oleh *stone column* (ΔM_R) dapat digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\Delta M_R = ((M_D \times SF_{\text{rencana}}) - M_{R \text{ awal}}) \quad (2.76)$$

Dimana :

SF_{rencana} = angka keamanan = 1.5

Gaya geser yang harus diterima oleh *stone column* adalah

$$\sum P = \frac{\Delta M_R}{R} \quad (2.77)$$

BAB III

METODOLOGI

3.1 Umum

Dalam bab ini dijelaskan langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir ini. Seluruh tahapan penyelesaian tugas akhir ini secara umum dijelaskan dalam rangkaian kegiatan perencanaan dan disusun dalam diagram alir sehingga dapat terlihat urutan kerja yang sistematis dan terencana.

3.2 Rangkaian Kegiatan Perencanaan

Kegiatan perencanaan untuk menyelesaikan tugas akhir ini adalah :

1. Identifikasi Masalah

Mengetahui dan memahami masalah yang terjadi pada Proyek Double Track Jombang-Mojokerto pada STA 67+400 – STA 68+400.

2. Identifikasi Kebutuhan Data

Data-data yang dipakai dalam perencanaan ini adalah data sekunder yang didapat dari instansi terkait yaitu PT. Krida Utama. Beberapa data yang diperlukan dalam proses perhitungan antara lain :

- Data tanah pada proyek *Double Track* Jombang-Mojokerto
- Data gambar perencanaan meliputi tampak atas, *Cross Section*, dan desain timbunan
- Data Spesifikasi Bahan

3. Studi Literatur

Studi Literatur dalam sebuah perencanaan mempunyai tujuan yaitu mengumpulkan referensi yang diperlukan untuk mendapatkan gambaran menyeluruh terkait tugas akhir ini. Adanya referensi dapat membantu dalam penyelesaian permasalahan. Referensi yang ada bisa didapatkan dari berbagai macam sumber, dimulai dari diktat kuliah, buku-buku yang berhubungan dengan perencanaan tersebut, jurnal, bahkan dari internet. Berikut ini

merupakan bahan yang nantinya akan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan :

1. Teori Deskripsi Tanah (Definisi tanah, komposisi dan klasifikasinya)
2. Teori Tanah Lempung (Karakteristik, Tanah lempung lunak, dan settlement)
3. Penentuan parameter tanah (CPT)
4. Pembebanan
5. Teori Preloading (Pemampatan konsolidasi, penentuan H_{inial} dan H_{final})
6. Teori Konstruksi Stabilitas Timbunan
7. Teori Perkuatan Timbunan (*geotextile*, *geotextile wall* dan *freysisol*)
8. Teori Perkuatan Tanah Dasar (*micropile* dan *stone column*)

4. Perencanaan Geoteknik

Dalam perencanaan ini, hal pertama yang harus dilakukan adalah menentukan parameter tanah dari hasil penyelidikan tanah di lapangan. Parameter tanah tersebut kemudian dilakukan analisa hingga didapatkan data parameter tanah akhir yang akan digunakan untuk perencanaan. Data tersebut kemudian digunakan dalam merencanakan timbunan preloading dengan tahapan sebagai berikut :

- Perhitungan pemampatan dengan pembebanan bertahap.
- Perhitungan besar dan waktu pemampatan.
- Perhitungan PVD, jika waktu pemampatan dengan preloading membutuhkan waktu > 6 bulan.
- Hal selanjutnya adalah mengecek stabilitas timbunan.
- Apabila stabilitas timbunan memiliki SF kurang dari yang direncanakan ($SF < 1.5$), maka perlu direncanakan perkuatan timbunan dan tanah dasar.
- Dari perhitungan perkuatan timbunan dan tanah dasar yang direncanakan, dilakukan pengecekan angka keamanan (safety factor) apakah sudah memenuhi SF yang direncanakan ($SF > 1.5$).

5. Merencanakan Perkuatan Timbunan dan Tanah Dasar

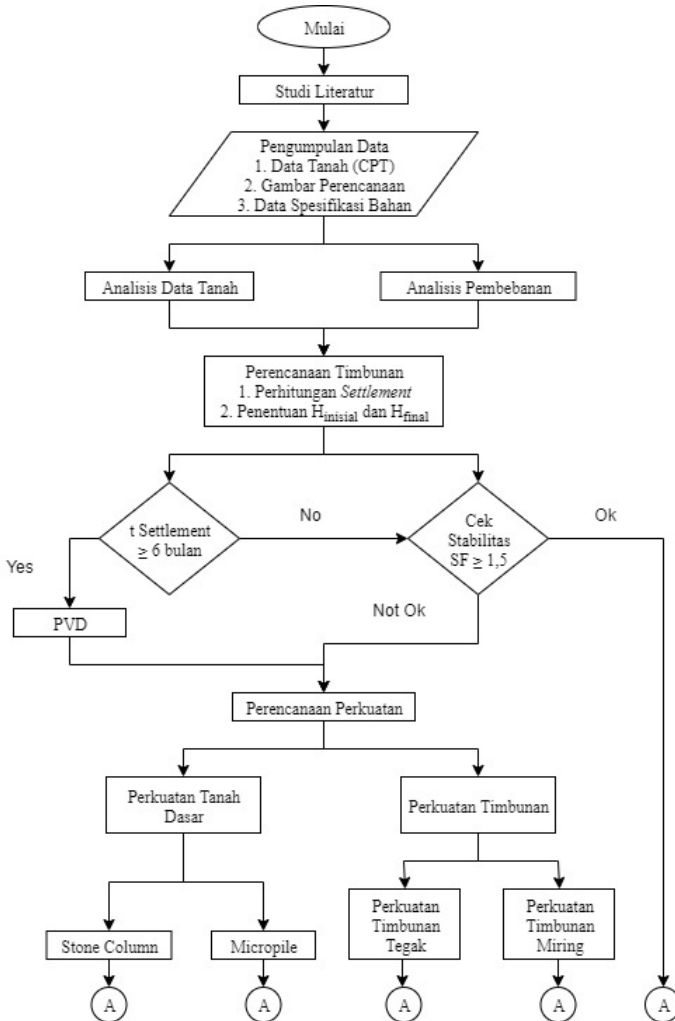
Alternatif perkuatan pada metodologi ini untuk timbunan miring terdiri dari tiga alternatif yaitu *geotextile*, *micropile*, dan *stone column*, lalu untuk timbunan tegak terdiri dari 2 alternatif yaitu *geotextile wall* dan *freyssisol*. Alternatif yang direncanakan ini selanjutnya akan dicek apakah angka keamanan sudah memenuhi atau belum. Hal selanjutnya adalah penentuan perkuatan yang paling murah untuk masing-masing zona.

6. Kesimpulan

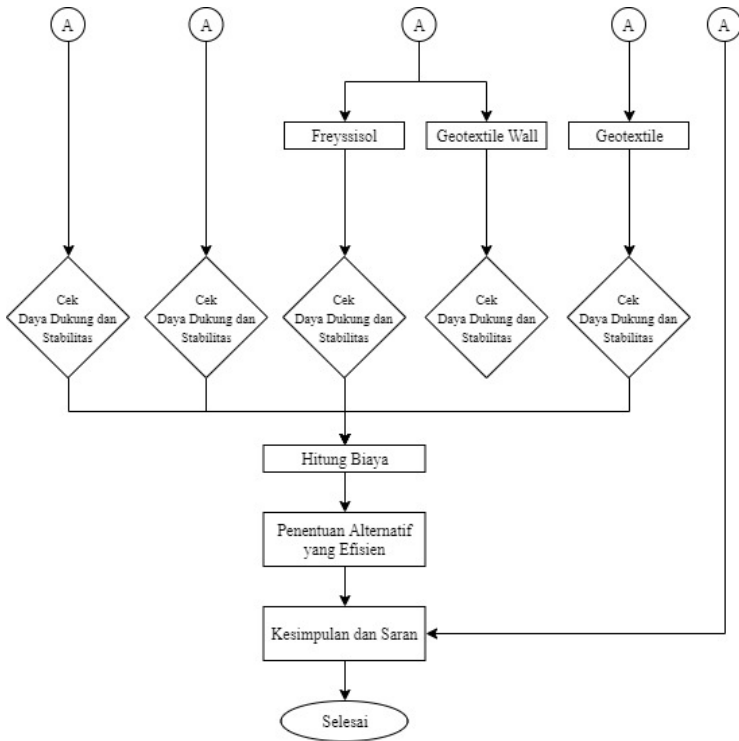
Setelah dilakukan perhitungan untuk merencanakan perkuatan timbunan dan tanah dasar, maka akan dipilih alternatif perkuatan yang paling murah. Diharapkan hasil yang diperoleh dari perencanaan ini dapat menjadi solusi permasalahan stabilitas timbunan yang mungkin saja terjadi suatu saat nanti.

3.3 Diagram Alir

Metodologi tugas ini mengikuti bagan alir seperti pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Pelaksanaan Tugas Akhir



Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Pelaksanaan Tugas Akhir (lanjutan)

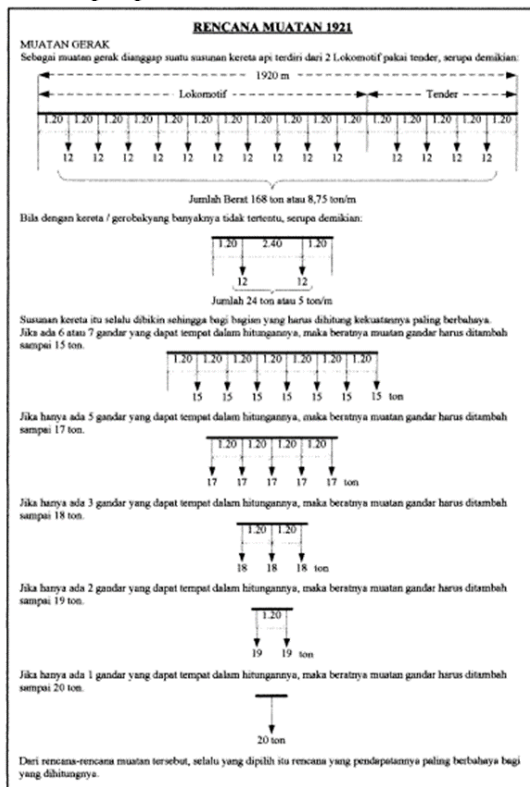
halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV DATA PERENCANAAN DAN ANALISIS DATA TANAH

4.1 Data Pembebanan Kereta Api

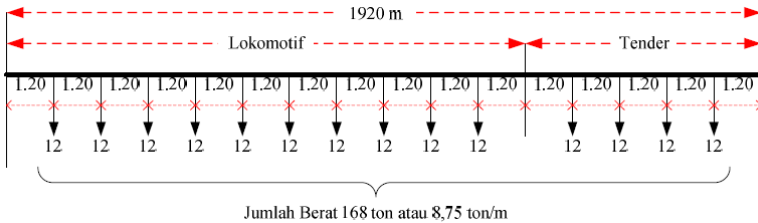
A. Pembebanan Kereta Api Maksimum

Skema pembebanan kereta api yang digunakan dalam perencanaan ini didasarkan pada Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia No. 60 Tahun 2012. Skema pembebanan 100 % RM 1921 terdapat pada Gambar 4.1 di bawah ini.



Gambar 4.1 Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 1921) (Sumber : PP No. 60 Tahun 2012)

Dari beberapa beban yang disajikan pada Peraturan Menteri didapatkan beban maksimum untuk kereta api yaitu dengan jumlah gandar lebih dari 8 dengan beban total 168 ton atau sebesar 8.75 ton/m' seperti pada Gambar 4.2 dibawah ini.



Gambar 4.2 Skema Pembebanan Kereta Api dengan Gandar lebih dari 8

B. Data Material Jalan Rel Kereta Api

Material penyusun jalan rel kereta api terdiri dari Rel kereta api, bantalan, Balas, Timbunan dan lapisan tanah dasar. Berikut merupakan data material penyusun struktur jalan rel.

1. Rel Kereta Api

Berat rel kereta api untuk tipe R54 adalah sebesar 0,535 kN/m. Pada struktur jalan rel, terdapat 2 batang rel kereta sehingga berat total rel sebesar 1,0696 kN/m. Karena jarak antar bantalan adalah 60 cm, beban rel kereta sebesar 60 % beban per meter, yaitu 0,64 kN.

2. Bantalan

Bantalan berfungsi untuk meneruskan beban kereta api dan berat konstruksi jalan rel ke balas, mempertahankan lebar jalan rel dan stabilitas ke arah luar jalan rel. Bantalan yang digunakan adalah bantalan beton dengan persyaratan sebagai berikut :

Panjang : 2000 mm

Lebar : 260 mm

Tebal : 220 mm

K beton : 600 kg/cm²

fc' : K beton x 0.83 = 600 x 0.83 = 498 kg/cm² = 49.8 MPa

E beton : $4700 \sqrt{f_{c'}} = 33167.48 \text{ MPa}$

Poisson Ratio : 0,2

Berat Bantalan balok rel beton sebesar 200 kg/buah yang setara dengan 1,96 kN/buah.

3. Balas

Dengan ketentuan yang di atas maka data tanah material balas yang merupakan kerikil pilihan dengan massa jenis tinggi yang ditumpuk di atas lapisan timbunan. Data material balas yang memenuhi persyaratan perencanaan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Parameter Tanah untuk Balas

	γ_{sat}	γ_{t}	θ	Cu
	kN/m ³	kN/m ³		kN/m ²
Balas	20	20	35	0

4. Timbunan

Timbunan yang berada di bawah balas merupakan timbunan dari material tanah berbutir pilihan. Data material timbunan yang memenuhi persyaratan perencanaan ditunjukkan pada Tabel 4.2 dan 4.3.

Tabel 4.2 Data Parameter Timbunan Eksisting

	γ_{sat}	γ_{t}	θ	C
	kN/m ³	kN/m ³		kN/m ²
Timbunan Eksisting	18	18	30	0

Tabel 4.3 Data Parameter Timbunan Baru

	γ_{sat}	γ_{t}	θ	C
	kN/m ³	kN/m ³		kN/m ²
Timbunan Baru	18	18	30	0

C. Desain Timbunan Jalan Rel Kereta Api

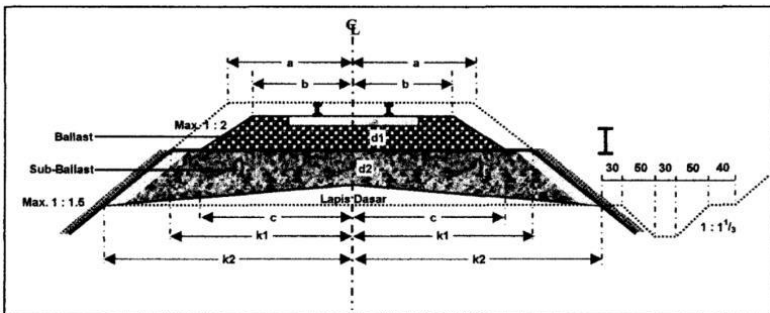
Desain timbunan rel kereta api didasarkan pada Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia No. 60 Tahun 2012. Kelas jalan rel yang digunakan pada jalur rel lintas Jombang –

Mojokerto adalah Kelas Jalan I. Pada Tabel 4.4 merupakan kriteria kelas jalan rel I untuk lebar rel 1067 mm.

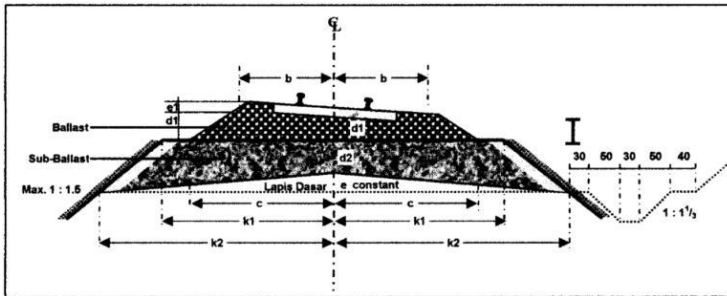
Tabel 4.4 Kriteria Kelas Jalan Rel untuk Lebar 1067 mm (Sumber : PP No. 60 Tahun 2012)

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20.10^6$	120	18	R.60/R.54	Beton 60	Elastis Ganda	30	60
II	$10.10^6 - 20.10^6$	110	18	R.54/R.50	Beton/Kayu 60	Elastis Ganda	30	50
III	$5.10^6 - 10.10^6$	100	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda	30	40
IV	$2.5.10^6 - 5.10^6$	90	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda/Tunggal	25	40
V	$< 2.5.10^6$	80	18	R.42	Kayu/Baja 60	Elastis Tunggal	25	35

Desain penampang melintang untuk lebar jalan rel 1067 mm kelas jalan rel I ditunjukkan pada Gambar 4.3, Gambar 4.4, dan Tabel 4.5.



Gambar 4.3 Desain Penampang Melintang Jalan Rel (Sumber : PP No. 60 Tahun 2012)



Gambar 4.4 Desain Penampang Melintang Jalan Rel pada Lengkungan (Sumber : PP No. 60 Tahun 2012)

Tabel 4.5 Data Kelas Jalan Penampang Melintang Jalan Rel (Sumber : PP No. 60 Tahun 2012)

KELAS JALAN	V Maks (km/jam)	d1 (cm)	b (cm)	c (cm)	k1 (cm)	d2 (cm)	e (cm)	k2 (cm)
I	120	30	150	235	265	15 – 50	25	375
II	110	30	150	235	265	15 – 50	25	375
III	100	30	140	225	240	15 – 50	22	325
IV	90	25	140	215	240	15 – 35	20	300
V	80	25	135	210	240	15 – 35	20	300

4.2 Analisa Data Tanah

Analisa data tanah yang dipergunakan dalam tugas akhir ini adalah data hasil pekerjaan penyelidikan tanah oleh Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Data tanah dasar diketahui pada lokasi penyelidikan tanah di JGJM 2 di titik S9-S29 untuk STA 67+400 – STA 68+400 yang terletak di Stasiun Sumobito, Jombang, Jawa Timur.

Penyelidikan data tanah pada STA 67+400 – STA 68+400 menghasilkan data dalam bentuk Sondir (*Cone Penetration Test*). Pengujian tersebut menghasilkan tekanan konus, q_c (kg/cm^2) dan *friction ratio* (%), sehingga untuk memperoleh parameter tanah lainnya dilakukan korelasi parameter tanah dari data sondir yang

tersedia. Hasil penyelidikan data tanah dalam bentuk sondir akan dilampirkan pada Lampiran 1.

4.2.1 Korelasi Parameter Tanah Dasar

Pada tugas akhir ini didapatkan hasil tes sondir pada STA 67+400 – STA 68+400. Data tanah ini akan dibagi menjadi 2 zona berdasarkan jenis tanah, yaitu :

1. Zona 1 merupakan STA 67+400 – STA 68+100
2. Zona 2 merupakan STA 68+150 – STA 68+400

Statigrafi dari data tanah ini akan dilampirkan pada Lampiran 1.

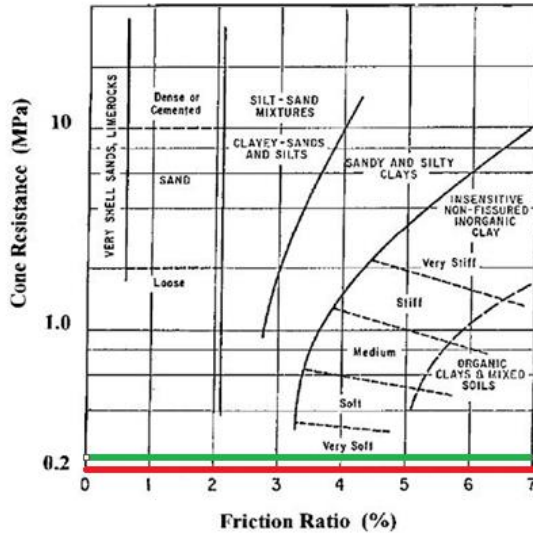
Data tanah yang tersedia untuk melakukan analisis sangat terbatas yakni hanya sebatas data sondir, sedangkan parameter tanah yang dibutuhkan masih cukup banyak seperti γ_{sat} , Cu, ϕ , v, Cv, dan E. Oleh karena itu, untuk melengkapi parameter tanah tersebut maka dilakukan korelasi parameter tanah dengan tahapan sebagai berikut :

Sebagai contoh digunakan data sondir STA 67+400 dan Zona 1.

1. Menentukan jenis tanah pada lokasi berdasarkan data konus (Mpa) dan *friction ratio* (%) dengan menggunakan grafik profil Schmertmann (1978). Adapun contoh penentuan jenis tanah ditunjukkan pada Tabel 4.6 sebagai berikut :

Tabel 4.6 Data Sondir STA 67+400

Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)
0,20	2	0,196133	10,00
0,40	3	0,2942	8,89



Gambar 4.5 Grafik Profil Schmertmann (1978)

Berdasarkan contoh pada Tabel 4.6, maka dengan menggunakan grafik profil Schmertmann pada Gambar 4.5 didapatkan jenis tanah pada lokasi seperti terlihat pada Tabel 4.7 yaitu :

Tabel 4.7 Jenis Tanah Berdasarkan Grafik Schmertmann (1978)

Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0,20	2	0,196133	10,00	Clay (Soft)
0,40	3	0,2942	8,89	Clay (Soft)

Setelah didapatkan keseluruhan jenis tanah pada masing-masing STA, dilakukan zonasi berdasarkan jenis tanah untuk mempermudah analisa stabilitas. Hasil zonasi didapatkan 2 Zona, Zona 1 pada STA 67+400 – STA 68+100 dan Zona 2 pada STA 68+150 – STA 68+400 ditunjukkan pada Tabel 4.8 dan Tabel 4.9.

Tabel 4.8 Zona 1 (sumber : hasil analisa)

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	Tipe Tanah	konsistensi
1	0	0,6	0,6	0,3	15	1,5	clay	soft
2	0,6	4	3,4	2,3	86	8,6	sand	medium
3	4	7,4	3,4	5,7	150	15	sand	dense

Tabel 4.9 Zona 2 (sumber : hasil analisa)

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	Tipe Tanah	konsistensi
1	0	1,2	1,2	0,6	7,5	0,75	clay	very soft
2	1,2	4,8	3,6	3,0	31,3	3,13	clay	medium
3	4,8	7,2	2,4	6,0	86,4	8,64	sand	medium

2. Mendapatkan taksiran N-SPT dengan menggunakan korelasi dari tahanan konus (qc) berdasarkan Tabel 2.12 (Mochtar,2006). Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 0.6 meter (clay) dengan harga konus (qc) = 15 kg/cm² :

$$N-SPT = \left(\left(\frac{15 - 10}{20 - 10} \right) \times (5 - 2.5) \right) + 2.5 = 3.8 \approx 4$$

3. Mendapatkan nilai kekuatan geser *undrained* atau kohesi *undrained* (Su atau Cu) dengan menggunakan korelasi dari N-SPT menurut Mochtar (2006) pada Tabel 2.12.

Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 0.6 meter (clay) dengan N-SPT 4 :

$$Cu = \left(\left(\frac{4 - 2.5}{5 - 2.5} \right) \times (25 - 12.5) \right) + 12.5 = 18.75 \text{ kN/m}^2$$

4. Menghitung berat volume jenuh (γ_{sat}) berdasarkan Wahyudi dan Lastiasih (2007) dan Bowles (1984) untuk tanah dominan lempung pada Tabel 2.14. Untuk tanah dominan pasir, menggunakan korelasi Mochtar (2009) pada Tabel 2.13.

Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 0.6 meter (clay) dengan N-SPT 4 :

Batas bawah -> N-SPT = 1 -> $\gamma_{sat} = 0.08 \text{ NSPT} + 1.47 = 0.08(1) + 1.47 = 1.55 \text{ t/m}^3 = 15.5 \text{ kN/m}^3$

Batas atas -> N-SPT = 25 -> $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ t/m}^3$

$$\gamma_{\text{sat}} = \left(\left(\frac{4-1}{25-1} \right) \times (20 - 15.5) \right) + 15.5 = 16.00 \text{ kN/m}^3$$

5. Menentukan taksiran harga sudut geser atau *friction angle* (ϕ) dengan menggunakan korelasi dengan N-SPT berdasarkan pengalaman di lapangan (untuk tanah dominan lempung). Untuk tanah dominan pasir, menggunakan korelasi Mochtar (2009) pada Tabel 2.13.

Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 0.6 meter (clay) dengan N-SPT 4 :

$$\phi = \text{N-SPT} - 2 = 2^\circ$$

Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 3.

Dengan kedalaman 4 – 7.4 meter (sand) dengan N-SPT 40 :

$$\phi = \left(\left(\frac{40-30}{50-30} \right) \times (41 - 36) \right) + 36 = 38.5^\circ$$

6. Menentukan koefisien permeabilitas (k) berdasarkan Vaughan (1994) dari Burt Look pada Tabel 4.10 berikut ini.

Tabel 4.10 Nilai Koefisien Permeabilitas (k) (Vaughan, 1994)

Type of soil	Coefficient of permeability m/s	Approximate capillary rise
Sand	10^{-4}	0.1–0.2 m
Silt	10^{-6}	1–2 m
Clay	10^{-8}	10–20 m

Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 0.6 meter (clay) dengan N-SPT 4 :

$$k = 10^{-8} \text{ m/s}$$

7. Menentukan koefisien konsolidasi (C_v) menurut Burt Look yaitu :

$$C_v = k / (m_v \gamma_w)$$

Nilai m_v didapatkan pada Persamaan 2.9 dan 2.10.

Sebagai contoh pada Zona 1 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 0.6 meter (clay) dengan N-SPT 4 :

$$C_v = (10^{-8} \times 100) / (0.0173 / 1000) = 0.05769 \text{ cm}^2/\text{s}$$

8. Menentukan taksiran harga *poisson ratio* (ν) dan *Modulus Young* (E) berdasarkan Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Taksiran harga E dan ν (Braja M Das, 1984)

Jenis Tanah	<i>Young Modulus</i> (E)	Koefisien <i>Poisson</i> (ν)
Pasir lepas	10350 - 27600 Kn/m ²	0,2 - 0,4
Pasir agak padat		0,25 - 0,4
Pasir padat	34500 - 69000 Kn/m ²	0,3 - 0,45
Pasir berlanau		0,2 - 0,4
Lempung lembek	1380 - 3450 Kn/m ²	0,15 - 0,25
Lempung agak kaku		0,2 - 0,5
Lempung keras	5865 - 13800 Kn/m ²	-

Sebagai contoh pada Zona 2 lapisan 1.

Dengan kedalaman 0 – 1.2 meter (clay) dengan N-SPT 2 :

$$E = 2415 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

Rekapitulasi korelasi data tanah pada Zona 1 (STA 67+400 – 68+100) dan Zona 2 (STA 68+150 – STA 68+400) dapat dilihat pada Tabel 4.12 dan Tabel 4.13 di bawah ini.

Tabel 4.12 Rekapitulasi Data Tanah pada Zona 1 (STA 67+400 – STA 68+100)

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ_{sat} (ton/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	ϕ (°)	α_m	k	M (kg/cm ²)	mv	Cv	v	E	Tipe Tanah	konsistensi
1	0	0,6	0,6	0,3	15	1,5	4	1,60	16,0	18,75	2	3,85	0,00000001	57,7	0,017333	0,06	0,2	2415	clay	soft
2	0,6	4	3,4	2,3	86	8,6	23	1,81	18,1	0	33,88	1,5	0,0001	129	0,007752	1290,00	0,3	29900	sand	medium
3	4	7,4	3,4	5,7	150	15	40	2,09	20,9	0	38,50	1,5	0,0001	225	0,004444	2250,00	0,3	34500	sand	dense

Tabel 4.13 Rekapitulasi Data Tanah pada Zona 2 (STA 68+150 – STA 68+400)

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ_{sat} (ton/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	ϕ (°)	α_m	k	M (kg/cm ²)	mv	Cv	v	E	Tipe Tanah	konsistensi
1	0	1,2	1,2	0,6	7,5	0,75	2	1,57	15,7	9,4	0,2	2,1	0,00000001	15,972	0,062608	0,016	0,2	2415	clay	very soft
2	1,2	4,8	3,6	3,0	31,3	3,13	8	1,68	16,8	39,1	6	1,6	0,00000001	48,857	0,020468	0,049	0,2	3450	clay	medium
3	4,8	7,2	2,4	6,0	86,4	8,64	23	1,81	18,1	0	33,91	1,5	0,0001	129,643	0,007713	1296	0,3	29900	sand	medium

Tanah dasar pada timbunan lama telah mengalami peningkatan nilai Cu dengan menggunakan perhitungan pada Persamaan 2.20. Rekapitulasi tanah dasar timbunan lama yang telah mengalami peningkatan nilai Cu akan dilampirkan pada Lampiran 1.

4.3 Data Material Perkuatan

A. Geotextile

Tipe *Geotextile* yang dipilih adalah tipe geotextile Woven SK Sekawan TW 250. Geotextile ini memiliki kekuatan tarik *ultimate* sebesar 60 kN/m. Brosur dari SK Sekawan ditampilkan pada Lampiran 2.

B. Micropiles

Micropiles yang digunakan adalah *Prestressed Concrete Spun Piles (JBI Piles)*. Brosur yang digunakan adalah dari PT. Beton Prima Indonesia yang ditampilkan pada Lampiran 2.

C. Stone Column

Material stone column yang digunakan adalah batu pecah.

D. Freyssisol

Material yang digunakan adalah facing dinding beton precast (*Geoforce Segmental Retaining Wall*) dari PT. Geoforce Indonesia. Brosur yang digunakan akan ditampilkan pada Lampiran 2.

BAB V

PERENCANAAN DAN STABILITAS TIMBUNAN

5.1 Perhitungan Pemampatan Timbunan

Suatu lapisan tanah dianggap mudah memampat apabila tanah tersebut berupa tanah lempung atau lanau dengan konsistensi sangat lunak (*very soft*) sampai dengan menengah (*medium*). Untuk mencari besar pemampatan, langkah awal yang dilakukan adalah membagi tanah dasar menjadi tiap lapisan. Setelah langkah tersebut, selanjutnya dilakukan perhitungan besar pemampatan akibat pemberian variasi beban timbunan (q), balas dan kereta api.

Perhitungan pemampatan (S_c) dilakukan untuk mendapatkan tinggi timbunan awal (H -initial) dari tinggi timbunan yang direncanakan (H -final). Desain tinggi timbunan final pada perencanaan ini adalah 2.5 m, 3.5 m, dan 4.5 m.

5.1.1 Perhitungan Pemampatan dan H-inital

Pada desain timbunan yang berbeda, maka variasi beban timbunan yang diberikan untuk mencari besar pemampatan (S_c) yaitu :

1. Variasi beban timbunan yang diberikan untuk keseluruhan tinggi timbunan adalah :
 - H timbunan= 1 m $\rightarrow q = 1 \times \gamma_{\text{timb}} = 1.8 \text{ t/m}^2$
 - H timbunan= 3 m $\rightarrow q = 3 \times \gamma_{\text{timb}} = 5.4 \text{ t/m}^2$
 - H timbunan= 5 m $\rightarrow q = 5 \times \gamma_{\text{timb}} = 9.0 \text{ t/m}^2$
 - H timbunan= 7 m $\rightarrow q = 7 \times \gamma_{\text{timb}} = 12.6 \text{ t/m}^2$

Beban-beban tersebut didistribusikan kedalaman tanah yang ditinjau (z) sebagai beban trapesium. Untuk beban balas digunakan $q = 1.0 \text{ t/m}^2$ dan untuk beban kereta api digunakan beban gandar maksimum 8.75 ton/m^2 . Beban kereta api lalu didistribusikan sebagai beban garis di kedalaman (z).

Setelah beban didistribusikan, kemudian akan dihitung besar pemampatan yang terjadi dengan menggunakan rumusan yang

berdasarkan data sondir. Berikut merupakan contoh perhitungan timbunan pada Zona 1 dengan tinggi 2.5 meter :

Pada lapisan 1 :

$$H = 0.6 \text{ meter}$$

$$Z = 0.3 \text{ meter}$$

$$q = 1.8 \text{ t/m}^2$$

$$a = 3.75 \text{ meter}$$

$$b = 3.15 \text{ meter}$$

Maka distribusi tegangan akibat beban timbunan ($\Delta\sigma'$) adalah :

$$a/z = 12.5$$

$$b/z = 10.5$$

$$I = 0.5$$

$$\Delta\sigma = I \times q = 0.5 \times 1.8 = 0.9 \text{ t/m}^2$$

$$2\Delta\sigma = 2 \times 0.9 = 1.8 \text{ t/m}^2$$

Selanjutnya distribusi tegangan akibat beban balas adalah :

$$H \text{ balas} = 0.5 \text{ meter}$$

$$Z = 1.3 \text{ meter}$$

$$q = 1.0 \text{ t/m}^2$$

$$a = 1 \text{ meter}$$

$$b = 1.5 \text{ meter}$$

$$a/z = 0.77$$

$$b/z = 1.15$$

$$I = 0.462$$

$$\Delta\sigma = 0.462 \times 1 = 0.462$$

$$2\Delta\sigma = 2 \times 0.462 = 0.924 \text{ t/m}^2$$

Hasil perhitungan $\Delta\sigma$ untuk seluruh lapisan ditampilkan pada Lampiran 3.

Kemudian dilakukan perhitungan pemampatan akibat beban timbunan. Perumusan yang digunakan adalah Persamaan 2.7 hingga 2.13. Berikut adalah contoh perhitungan pemampatan tanah

dasar akibat beban timbunan 1.8 t/m^2 pada ketinggian timbunan 2.5 meter di Zona 1 :

Pada lapisan 1 :

$$q_c = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_c = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_m = 3.8$$

$$M = q_c \times \alpha_m = 15 \times 3.8 = 57.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_v = 1/M = 0.0173 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$S_c = m_v \times H_{\text{lapisan}} \times \Delta\sigma = 0.0173 \times 0.6 \times 1.8/10 \\ = 0.001872 \text{ m}$$

Untuk perhitungan pemampatan akibat beban balas, memiliki persamaan perhitungan seperti akibat beban timbunan, pemampatan (S_c balas) yang didapat adalah 0.00096096 meter. Pemampatan total yang terjadi dari seluruh layer tanah beban timbunan dapat dilihat pada Lampiran 3.

Setelah tanah dasar mengalami pemampatan akibat beban timbunan dan beban balas, maka timbunan yang diletakkan akan menjadi lebih rendah dari elevasi rencana. Oleh sebab itu perlu dicari tinggi awal timbunan (H -initial) dengan menggunakan Persamaan 2.16. Berikut adalah contoh perhitungan tinggi timbunan awal :

$$H \text{ initial} = \frac{q + S_c (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}}$$

$$H \text{ initial} = 1.001 \text{ meter}$$

Setelah mendapatkan H initial, kemudian dihitung kembali besarnya pemampatan akibat beban kereta api dengan kedalaman distribusi yang sudah disesuaikan dengan H inisial yang sudah didapat. Berikut contoh perhitungan *settlement* tanah dasar akibat beban gandar kereta sebesar $P = 8.75 \text{ ton/m}$ '.

Pada lapisan 1 :

$$z_i = H_{\text{initial}} \text{ timbunan} + H_i \text{ balas} + z = 1.80104 \text{ meter}$$

$$x = 0$$

Dengan menggunakan rumus Boussinesq untuk mencari tegangan normal yang terjadi akibat beban garis :

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 2Pz^3/\pi (x^2 + z^2)^2 \\ \sigma_z &= 2(8.75)(1.80104^3)/\pi (0.57^2 + 1.80104^2)^2 \\ \sigma_z &= 2.555357 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Dengan cara yang sama dalam menghitung pemampatan akibat beban timbunan dan balas, maka didapatkan pemampatan akibat beban gandar kereta (S_c) adalah 0.00266 meter. Total pemampatan secara keseluruhan dapat dilihat pada Lampiran 3.

Langkah-langkah tersebut diulang dengan menggunakan tinggi timbunan yang berbeda dan beban balas sebesar 1.0 t/m². Hasil perhitungan *settlement* untuk seluruh lapisan tanah ditampilkan pada Lampiran 3. Selanjutnya menghitung tinggi final (H-final) sesuai dengan Persamaan 2.16.

H initial = 1.00104 meter

H final = H initial – S_c akibat timbunan – S_c akibat balas – S_c akibat beban kereta api

H final = 0.996 meter

Hasil perhitungan H final untuk setiap variasi desain timbunan disajikan dalam Tabel 5.1 sampai Tabel 5.4.

Tabel 5.1 Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi Timbunan 2.5 meter, 3.5 meter, dan 4.5 meter di Zona 1

H timb	Beban Q	Settlement akibat timbunan	H Initial	settlement akibat balas	Settlement akibat kereta api	Tinggi Final	Total Settlement
1	1.8	0.0019	1.001	0.00096	0.0027	0.996	0.00549
3	5.4	0.0056	3.003	0.00067	0.0015	2.995	0.00774
5	9	0.0094	5.005	0.00048	0.0010	4.994	0.01082
7	12.6	0.0131	7.007	0.00035	0.0007	6.993	0.01419

Tabel 5.2 Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi Timbunan 2.5 meter di Zona 2

H timb	Beban Q	Settlement akibat timbunan	H Initial	Settlement akibat Balas	Settlement akibat Kereta	Tinggi Final	Total Settlement
1	1.8	0.0259	1.014	0.0108	0.0260	0.952	0.063
3	5.4	0.0776	3.043	0.0075	0.0159	2.942	0.101
5	9	0.1293	5.072	0.0060	0.0114	4.925	0.147
7	12.6	0.1810	7.101	0.0044	0.0089	6.906	0.194

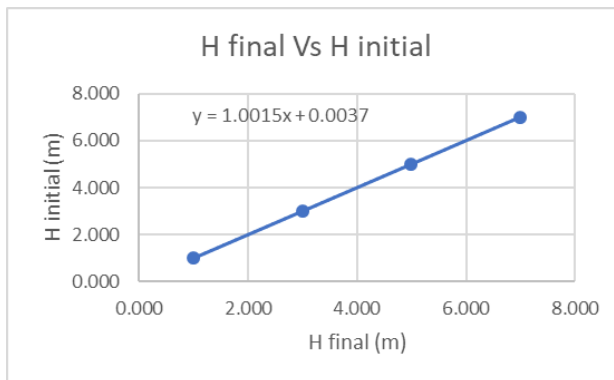
Tabel 5.3 Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi
Timbunan 3.5 meter di Zona 2

H timb	Beban Q	Settlement akibat timbunan	H Initial	Settlement akibat Balas	Settlement akibat Kereta	Tinggi Final	Total Settlement
1	1.8	0.0259	1.014	0.0108	0.0260	0.952	0.063
3	5.4	0.0778	3.043	0.0075	0.0159	2.942	0.101
5	9	0.1297	5.072	0.0060	0.0114	4.925	0.147
7	12.6	0.1816	7.101	0.0044	0.0089	6.906	0.195

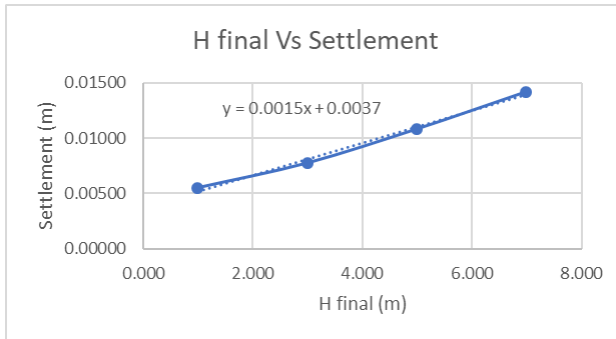
Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Pemampatan untuk Variasi Tinggi
Timbunan 4.5 meter di Zona 2

H timb	Beban Q	Settlement akibat timbunan	H Initial	Settlement akibat Balas	Settlement akibat Kereta	Tinggi Final	Total Settlement
1	1.8	0.0260	1.014	0.0108	0.0260	0.952	0.063
3	5.4	0.0781	3.043	0.0075	0.0159	2.942	0.102
5	9	0.1302	5.072	0.0060	0.0114	4.925	0.148
7	12.6	0.1823	7.101	0.0044	0.0089	6.906	0.196

Berikut merupakan hubungan grafik antara H final, H initial, dan Sc pada H final 2.5, 3.5 dan 4.5 meter pada Zona 1 yang disajikan pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2. Untuk grafik H final, H initial, dan Sc pada keseluruhan variasi ketinggian akan disajikan pada Lampiran 3.



Gambar 5.1 Grafik Hubungan H final dan H initial Untuk Ketinggian timbunan 2.5, 3.5 dan 4.5 meter pada Zona 1



Gambar 5.2 Grafik Hubungan H final dan *Settlement* Untuk Ketinggian timbunan 2.5, 3.5 dan 4.5 meter pada Zona 1

Hasil perhitungan untuk H final, H initial, dan *Settlement* dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Hasil Perhitungan H final, H initial dan *Settlement* pada Variasi Tinggi Timbunan

Zona	H final (m)	H intial (m)	Sc (m)
1	2.5	2.51	0.01
	3.5	3.51	0.01
	4.5	4.51	0.01
2	2.5	2.59	0.09
	3.5	3.62	0.12
	4.5	4.64	0.14

Dari perhitungan pemampatan yang telah dilakukan didapatkan besar pemampatan yang sangat kecil (mendekati tidak ada).

Karena pemampatan yang terjadi sangat kecil dan tanah dasar didominasi pasir, maka dilakukan perhitungan *Immediate Settlement* sesuai persamaan 2.3. Setelah didapatkan hasil *immediate settlement*, maka akan dijumlahkan dengan nilai *consolidation settlement*. Hasil perhitungan totalnya akan ditunjukkan pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Hasil Penjumlahan Total *Consolidation Settlement* dan *Immediate Settlement*

Zona	H final (m)	Sc (m)	Si	Total (m)
1	2.5	0.01	0.04275	0.05
	3.5	0.01	0.04815	0.06
	4.5	0.01	0.05355	0.06
2	2.5	0.09	0.0285	0.12
	3.5	0.12	0.0321	0.15
	4.5	0.14	0.0357	0.18

5.2 Waktu Konsolidasi

Perhitungan waktu konsolidasi dilakukan untuk mengetahui waktu yang dibutuhkan tanah dasar untuk memampat. Perhitungan waktu konsolidasi dapat dilihat pada persamaan 2.17, dengan derajat konsolidasi (U) sebesar 90 % , sehingga perhitungan waktu konsolidasi untuk tanah dasar adalah sebagai berikut :

$$t = \frac{T_v (Hdr)^2}{C_v}$$

Contoh perhitungan waktu konsolidasi pada Zona 1 :

$$T_v = 0.848 \text{ (lihat Tabel 2.6)}$$

$$Hdr = 0.3 \text{ meter}$$

$$C_{v_{gab}} = \text{koefisien konsolidasi vertikal gabungan}$$

$$C_v \text{ gabungan} = 179.45 \text{ m}^2/\text{tahun}$$

Sehingga :

$$t = \frac{0.848 \cdot 0.3^2}{179.45}$$

$$t = 0.0004253 \text{ tahun}$$

$$t = 0.155237654 \text{ hari} = 1 \text{ hari}$$

Karena waktu yang dibutuhkan untuk konsolidasi sebesar 90% sangat cepat, maka *vertical drain* tidak diperlukan.

Contoh perhitungan waktu konsolidasi pada Zona 2 :

$T_v = 0.848$ (lihat tabel 2.6)

$H_{dr} = 2.4$ meter

$C_{v_{gab}}$ = koefisien konsolidasi vertikal gabungan

C_v gabungan = 107.8121033 m²/tahun

Sehingga :

$$t = \frac{0.848 \cdot 2.4^2}{107.8121033}$$

$t = 0.045305488$ tahun

$t = 16.53650329$ hari = 17 hari

Karena waktu yang dibutuhkan untuk konsolidasi sebesar 90% sangat cepat, maka *vertical drain* tidak diperlukan.

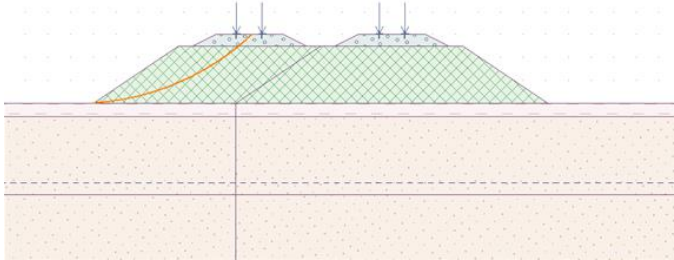
Dari semua perhitungan waktu konsolidasi dalam masing-masing zona, *Vertical Drain* tidak diperlukan.

5.3 Stabilitas Timbunan

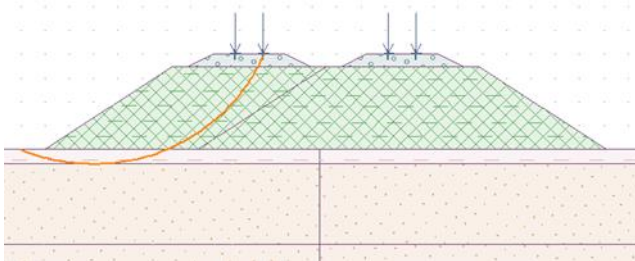
5.3.1 Analisa Stabilitas Timbunan Miring

Analisa stabilitas timbunan dilakukan untuk mengevaluasi stabilitas timbunan yang telah direncanakan terhadap tanah dasar. Stabilitas timbunan untuk jalan rel kereta api direncanakan $SF > 1.5$. Apabila analisa stabilitas tidak memenuhi kriteria ($SF < 1.5$) maka perlu adanya perkuatan terhadap timbunan dan tanah dasar. Dalam menganalisa stabilitas timbunan menggunakan GEO5.

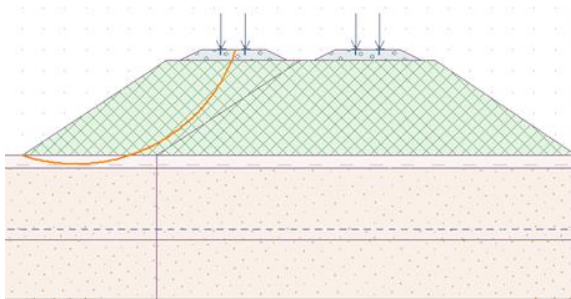
Berikut merupakan hasil analisa stabilitas pada variasi tinggi timbunan miring yang terdapat pada Gambar 5.3 – Gambar 5.8.



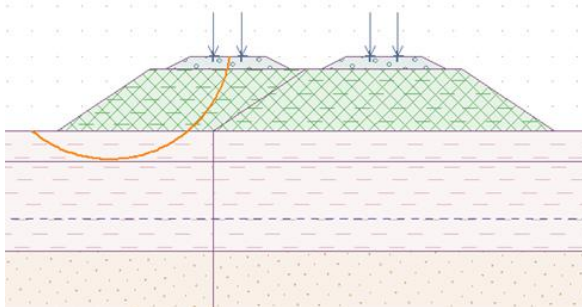
Gambar 5.3 Stabilitas Tinggi Timbunan Final 2.5 meter di Zona 1



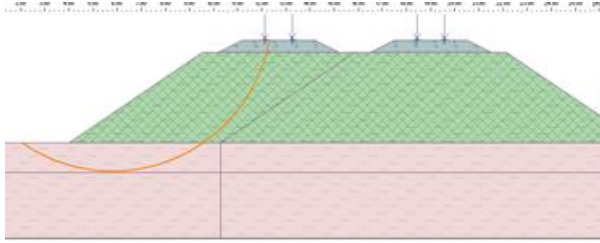
Gambar 5.4 Stabilitas Tinggi Timbunan Final 3.5 meter di Zona 1



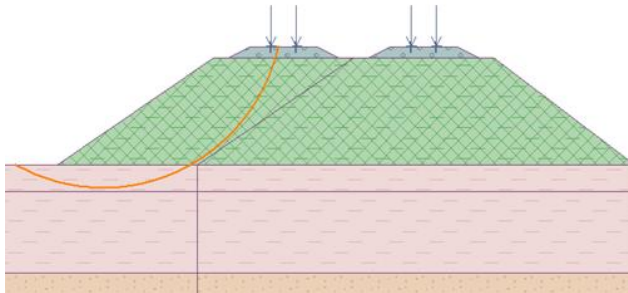
Gambar 5.5 Stabilitas Tinggi Timbunan Final 4.5 meter di Zona 1



Gambar 5.6 Stabilitas Tinggi Timbunan Final 2.5 meter di Zona 2



Gambar 5.7 Stabilitas Tinggi Timbunan Final 3.5 meter di Zona 2



Gambar 5.8 Stabilitas Tinggi Timbunan Final 4.5 meter di Zona 2

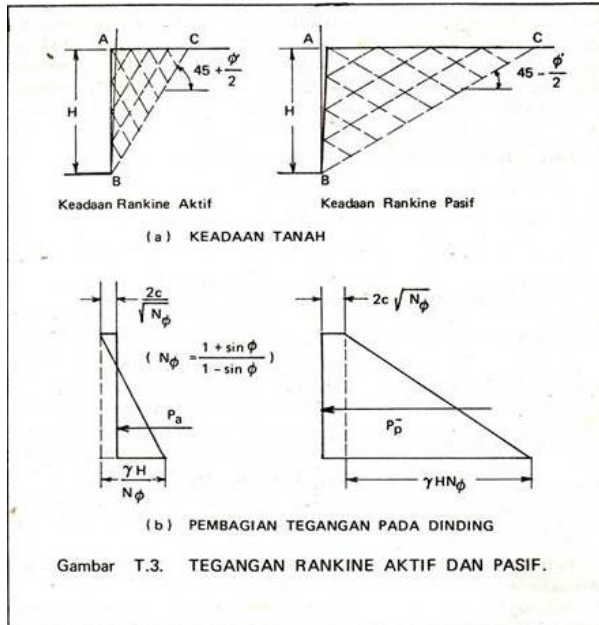
Dari hasil analisa GEO5, didapatkan stabilitas timbunan dengan *safety factor* (SF) yang kurang dari 1.5. Rangkuman nilai *safety factor* (SF) ditunjukkan pada Tabel 5.7. Untuk data keseluruhan stabilitas akan ditampilkan pada Lampiran 4.

Tabel 5.7 Hasil Analisa Stabilitas Timbunan

Zona	H	SF	MR GEO 5
1	2.5	1.2	1025.34
	3.5	1.37	2081.74
	4.5	1.36	2156.67
2	2.5	0.96	610.28
	3.5	0.91	1116
	4.5	0.91	1747.67

5.3.2 Analisa Stabilitas Timbunan Tegak

Analisa stabilitas timbunan dilakukan untuk mengevaluasi stabilitas timbunan yang telah direncanakan terhadap tanah dasar. Analisa stabilitas timbunan tegak menggunakan teori keruntuhan rankine yang ditunjukkan pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Keruntuhan Geser berdasarkan Rankine

5.4 Perencanaan Perkuatan Timbunan

5.4.1 Perencanaan Perkuatan Timbunan Miring

Pada perencanaan perkuatan Timbunan miring, digunakan alternatif perkuatan, yaitu *Geotextile*.

5.4.1.1 Perencanaan Perkuatan dengan *Geotextile*

Geotextile digunakan sebagai perkuatan timbunan. Dalam menghitung *geotextile* dibutuhkan parameter yaitu nilai SF_{min} , jari-jari bidang longsor, momen resisten (M_R), momen dorong (M_D), dan koordinat titik pusat bidang longsor yang didapat dari hasil

analisa program GEO5. Selanjutnya menghitung kebutuhan *geotextile* untuk tinggi timbunan yang bervariasi dengan menggunakan nilai T_{allow} dikali jarak pasang masing-masing *geotextile* terhadap titik pusat jari-jari kelongsoran hingga memenuhi $\Delta MR \leq T_{allow} \times \Sigma Ri$.

Karena SF_{min} kurang dari 1.5 maka diperlukan perkuatan timbunan.

Berikut contoh perhitungan perkuatan *geotextile* pada ketinggian final 2.5 meter di Zona 2 :

Hasil analisis GEO5 :

SF	= 0.96
MR GEO5	= 610.28 kNm
MD	= 635.71 kNm
FS rencana	= 1.5
MR rencana	= 953.56 kNm
ΔMR	= 343.28 kNm
x coord	= 6.14
y	= 0.79
r	= 4.92

Pada perencanaan ini digunakan *geotextile* dengan *tensile strength* (T_{ult}) sebesar 60 kN/m.

$$T_{allow} = T_{ultimate} \left[\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right]$$

FS_{id}	= 1.3	FS_{cd}	= 1.25
FS_{cr}	= 1.75	FS_{bd}	= 1.15

$$T_{allow} = 60 \left[\frac{1}{1.3 \times 1.75 \times 1.25 \times 1.15} \right] = 18.35 \text{ kN/m}$$

Geotextile direncanakan dipasang tiap jarak (S_v) senilai 30 cm. Berikut adalah contoh perhitungan untuk perencanaan perkuatan *geotextile* timbunan.

- Menghitung jarak *geotextile* ke titik pusat kelongsoran (T_i)
 T_i dapat dihitung dengan selisih ordinat dasar kelongsoran dengan jarak pemasangan *geotextile*. Berikut adalah contoh perhitungan T_i untuk timbunan final 2.5 meter di Zona 2 :
 Pada lapis 1 :

$$T_i = 0.79 + 3 - 0 = 3.79 \text{ meter}$$

Pada Lapis 2 :

$$T_i = 3.79 - 0.3 = 3.49 \text{ meter}$$

- Menghitung Jumlah Lapisan *geotextile* yang dibutuhkan

Lapis 1 :

$$M_{\text{geotextile}} = T_{\text{allow}} \times T_i = 18.35 \times 3.79 = 69.53 \text{ kNm}$$

Kemudian, $MR_{\text{geotextile}}$ dikumulatifkan dengan lapisan di atasnya, sehingga $\sum MR_{\text{geotextile}} > \Delta MR$. Untuk Hasil perhitungan jumlah lapisan *geotextile* pada keseluruhan ditampilkan pada Tabel 5.8 – Tabel 5.13.

Tabel 5.8 Jumlah Lapisan *Geotextile* pada Tinggi Timbunan Final 2.5 meter di Zona 1

Lapis Geotextile ke	Spacing (m)	Si (kN)	Ti (m)	Si.Ti (kNm)	\sum Si.Ti (kNm)
1	0	18.34687	11.30	207.3196	207.3196
2	0.3	18.34687	11.00	201.8156	409.1352
3	0.3	18.34687	10.70	196.3115	605.4467

Tabel 5.9 Jumlah Lapisan *Geotextile* pada Tinggi Timbunan Final 3.5 meter di Zona 1

Lapis Geotextile ke	Spacing (m)	Si (kN)	Ti (m)	Si.Ti (kNm)	\sum Si.Ti (kNm)
1	0	18.34687	7.00	128.4281	128.4281
2	0.3	18.34687	6.70	122.924	251.3521
3	0.3	18.34687	6.40	117.42	368.7721
4	0.3	18.34687	6.10	111.9159	480.688

Tabel 5.10 Jumlah Lapisan *Geotextile* pada Tinggi Timbunan Final 4.5 meter di Zona 1

Lapis Geotextile ke	Spacing (m)	Si (kN)	Ti (m)	Si.Ti (kNm)	\sum Si.Ti (kNm)
1	0	18.34687	7.50	137.6015	137.6015
2	0.3	18.34687	7.20	132.0975	269.699
3	0.3	18.34687	6.90	126.5934	396.2924
4	0.3	18.34687	6.60	121.0893	517.3817

Tabel 5.11 Jumlah Lapisan *Geotextile* pada Tinggi Timbunan Final 2.5 meter di Zona 2

Lapis Geotextile ke	Spacing (m)	Si (kN)	Ti (m)	Si.Ti (kNm)	\sum Si.Ti (kNm)
1	0	18.34687	3.79	69.53464	69.53464
2	0.3	18.34687	3.49	64.03058	133.5652
3	0.3	18.34687	3.19	58.52652	192.0917
4	0.3	18.34687	2.89	53.02246	245.1142
5	0.3	18.34687	2.59	47.51839	292.6326
6	0.3	18.34687	2.29	42.01433	334.6469
7	0.3	18.34687	1.99	36.51027	371.1572

Tabel 5.12 Jumlah Lapisan *Geotextile* pada Tinggi Timbunan Final 3.5 meter di Zona 2

Lapis Geotextile ke	Spacing (m)	Si (kN)	Ti (m)	Si.Ti (kNm)	Σ Si.Ti (kNm)
1	0	18.34687	5.46	100.1739	100.1739
2	0.3	18.34687	5.16	94.66985	194.8438
3	0.3	18.34687	4.86	89.16579	284.0096
4	0.3	18.34687	4.56	83.66173	367.6713
5	0.3	18.34687	4.26	78.15767	445.829
6	0.3	18.34687	3.96	72.65361	518.4826
7	0.3	18.34687	3.66	67.14955	585.6321
8	0.3	18.34687	3.36	61.64548	647.2776
9	0.3	18.34687	3.06	56.14142	703.419
10	0.3	18.34687	2.76	50.63736	754.0564

Tabel 5.13 Jumlah Lapisan *Geotextile* pada Tinggi Timbunan Final 4.5 meter di Zona 2

Lapis Geotextile ke	Spacing (m)	Si (kN)	Ti (m)	Si.Ti (kNm)	Σ Si.Ti (kNm)
1	0	18.34687	7.12	130.6297181	130.6297181
2	0.3	18.34687	6.82	125.125657	255.7553751
3	0.3	18.34687	6.52	119.6215958	375.3769709
4	0.3	18.34687	6.22	114.1175346	489.4945055
5	0.3	18.34687	5.92	108.6134735	598.107979
6	0.3	18.34687	5.62	103.1094123	701.2173913
7	0.3	18.34687	5.32	97.60535117	798.8227425
8	0.3	18.34687	5.02	92.10129001	890.9240325
9	0.3	18.34687	4.72	86.59722886	977.5212613
10	0.3	18.34687	4.42	81.0931677	1058.614429
11	0.3	18.34687	4.12	75.58910655	1134.203536
12	0.3	18.34687	3.82	70.08504539	1204.288581
13	0.3	18.34687	3.52	64.58098423	1268.869565
14	0.3	18.34687	3.22	59.07692308	1327.946488
15	0.3	18.34687	2.92	53.57286192	1381.51935
16	0.3	18.34687	2.62	48.06880076	1429.588151

Dari Tabel 5.8 sampai Tabel 5.13 didapatkan jumlah *geotextile* pada tiap variasi tinggi timbunan yang dirangkum pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Rangkuman Jumlah Lapis *Geotextile* pada Seluruh Variasi Ketinggian

Zona	H (m)	Jml lapis Geotextile
1	2.5	3
	3.5	4
	4.5	4
2	2.5	7
	3.5	10
	4.5	16

- Menghitung tegangan geser *geotextile* dengan tanah dasar (τ_1)
 Dengan mengetahui tegangan geser *undrained* tanah dasar (Cu_1) dan sudut geser tanah dasar (θ_1), maka τ_1 dapat dihitung sebagai berikut. Pada ketinggian final 2.5 meter di Zona 2.

$$Cu_1 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 18 \text{ kN/m}^3 \times 2.6 \text{ m} \\ &= 46.8 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tan \theta_1 &= \tan (0.2^\circ) \\ &= 0.0035\end{aligned}$$

maka:

$$\begin{aligned}\tau_1 &= Cu_1 + \sigma_v \cdot \tan \theta_1 \\ &= 9.4 + (46.8 \text{ kN/m}^2 \times 0.0035) \\ &= 9.6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Menghitung tegangan geser *geotextile* dengan tanah timbunan (τ_2)

Dengan mengetahui tegangan geser *undrained* tanah timbunan (Cu_2) dan sudut geser tanah timbunan (θ_2), maka τ_2 dapat dihitung sebagai berikut.

$$Cu_2 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma_{\text{timb}} \times H \\ &= 18 \text{ kN/m}^3 \times 2.6 \text{ m} = 46.8 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tan \theta_2 &= \tan (30^\circ) \\ &= 0.577\end{aligned}$$

maka:

$$\tau_2 = Cu_2 + \sigma_v \cdot \tan \theta_2$$

$$= 0 + (46.8 \text{ kN/m}^2 \times 0.577)$$

$$= 27 \text{ kN/m}^2$$

- Menghitung panjang *geotextile* di belakang bidang longsor (L_e)
Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor:

$$L_e = (T_{allow} \times SF_{rencana}) / ((\tau_1 + \tau_2) \times E)$$

$$L_e = (18.35 \text{ kN} \times 1.5) / [(9.4 \text{ kN/m}^2 + 27 \text{ kN/m}^2) \times 0.8]$$

$$= 0.9 \text{ meter}$$

$$L_e \text{ pakai} = 1 \text{ meter}$$

$$L_e \text{ lapangan} = 0.72$$

- Menghitung Panjang *Geotextile* di Depan Bidang Longsor (L_r)
Panjang *Geotextile* di Depan Bidang Longsor (L_r) ditentukan menggunakan program bantu AutoCAD untuk mempermudah perhitungan.

$$L_r = 5.28 \text{ meter}$$

- Menghitung Panjang Lipatan *Geotextile* (L_o)

Panjang minimal lipatan *geotextile* yaitu sepanjang 1 meter.

Berikut contoh perhitungan panjang lipatan *geotextile* (L_o):

$$L_o = 0.5 L_e$$

$$= 0.5 \text{ meter}$$

Maka L_o pakai = 1 meter.

Dengan cara yang sama seperti di atas, maka perhitungan panjang *geotextile* untuk variasi tinggi timbunan dapat dihitung. Hasil perhitungan panjang *geotextile* untuk keseluruhan variasi timbunan dapat dilihat pada Tabel 5.15 – Tabel 5.20

Tabel 5.15 Perhitungan L total *Geotextile* untuk H final 2.5 meter di Zona 1

Lapis Geotextile ke	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	L_e (m)	L_e pakai (m)	L_o (m)	L_o pakai	L_r (m)	L total (m)	Total pakai
1	20.32143	25.98076	0.7	5	2.5	1	0	5.0	5
2	22.86307	22.86307	0.8	3.47	1.7	1	1.53	5.0	5
3	19.74538	19.74538	0.9	3.03	1.5	1	1.97	5.0	5

Tabel 5.16 Perhitungan L total *Geotextile* untuk H final 3.5 meter di Zona 1

Lapis Geotextile ke	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	Le (m)	Le pakai I (m)	Le pakai II (m)	Lo (m)	Lo pakai	Lr (m)	L total (m)	Total pakai
1	20.95001	36.37307	0.6	1	0.99	0.5	1	5.01	6.0	6
2	33.25538	33.25538	0.5	1	0.82	0.5	1	5.18	6.0	6
3	30.13768	30.13768	0.6	1	0.77	0.5	1	5.23	6.0	6
4	27.01999	27.01999	0.6	1	0.78	0.3	1	5.22	6.0	6

Tabel 5.17 Perhitungan L total *Geotextile* untuk H final 4.5 meter di Zona 1

Lapis Geotextile ke	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	Le (m)	Le pakai I (m)	Le pakai II (m)	Lo (m)	Lo pakai	Lr (m)	L total (m)	Total pakai
1	21.57858	46.76537	0.5	1	0.99	0.5	1	5.01	6.0	6
2	43.64768	43.64768	0.4	1	0.67	0.5	1	5.33	6.0	6
3	40.52999	40.52999	0.4	1	0.53	0.5	1	5.47	6.0	6
4	37.4123	37.4123	0.5	1	0.49	0.5	1	5.51	6.0	6

Tabel 5.18 Perhitungan L total *Geotextile* untuk H final 2.5 meter di Zona 2

Lapis Geotextile ke	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	Le (m)	Le pakai I (m)	Le pakai II (m)	Lo (m)	Lo pakai	Lr (m)	L total (m)	Total pakai
1	9.563363	27.01999	0.9	1.00	0.72	0.5	1	5.28	6.0	6
2	23.9023	23.9023	0.7	1.00	0.84	0.5	1	5.16	6.0	6
3	20.78461	20.78461	0.8	1.00	1.01	0.5	1	4.99	6.0	6
4	17.66692	17.66692	1.0	1.00	1.23	0.5	1	4.77	6.0	6
5	14.54923	14.54923	1.2	1.2	1.48	0.6	1	4.52	6.0	6
6	11.43154	11.43154	1.5	1.5	1.76	0.8	1	4.24	6.0	6
7	8.313844	8.313844	2.1	2.1	2.06	1.0	1	3.94	6.0	8

Tabel 5.19 Perhitungan L total *Geotextile* untuk H final 3.5 meter di Zona 2

Lapis Geotextile ke	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	Le (m)	Le pakai I (m)	Le pakai II (m)	Lo (m)	Lo pakai	Lr (m)	L total (m)	Total pakai
1	9.632479	38.45153	0.7	1	0.45	0.5	1	5.55	6.0	6
2	35.33384	35.33384	0.5	1	0.49	0.5	1	5.51	6.0	6
3	32.21615	32.21615	0.5	1	0.6	0.5	1	5.40	6.0	6
4	29.09845	29.09845	0.6	1	0.74	0.5	1	5.26	6.0	6
5	25.98076	25.98076	0.7	1	0.92	0.5	1	5.08	6.0	6
6	22.86307	22.86307	0.8	1	1.14	0.5	1	4.86	6.0	6
7	19.74538	19.74538	0.9	1	1.37	0.5	1	4.63	6.0	6
8	16.62769	16.62769	1.0	1	1.64	0.5	1	4.36	6.0	6
9	13.51	13.51	1.3	1.3	1.92	0.7	1	4.08	6.0	6
10	10.3923	10.3923	1.7	1.7	2.22	0.8	1	3.78	6.0	6

Tabel 5.20 Perhitungan L total *Geotextile* untuk H final 4.5 meter di Zona 2

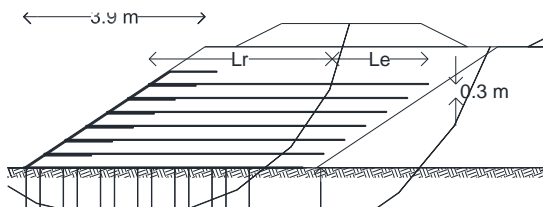
Lapis Geotextile ke	τ_1 (kN/m ²)	τ_2 (kN/m ²)	Le (m)	Le pakai (m)	Le pakai (m)	Lo (m)	Lo pakai	Lr (m)	L total (m)	Total pakai
1	9.695311	48.84383	0.6	1	0.03	0.5	1	6.0	6.0	6.0
2	45.72614	45.72614	0.4	1	0	0.5	1	6.0	6.0	6.0
3	42.60845	42.60845	0.4	1	0	0.5	1	6.0	6.0	6.0
4	39.49076	39.49076	0.4	1	0.06	0.5	1	5.9	6.0	6.0
5	36.37307	36.37307	0.5	1	0.18	0.5	1	5.8	6.0	6.0
6	33.25538	33.25538	0.5	1	0.33	0.5	1	5.7	6.0	6.0
7	30.13768	30.13768	0.6	1	0.5	0.5	1	5.5	6.0	6.0
8	27.01999	27.01999	0.6	1	0.7	0.5	1	5.3	6.0	6.0
9	23.9023	23.9023	0.7	1	0.93	0.5	1	5.1	6.0	6.0
10	20.78461	20.78461	0.8	1	1.18	0.5	1	4.8	6.0	6.0
11	17.66692	17.66692	1.0	1.0	1.44	0.5	1	4.6	6.0	6.0
12	14.54923	14.54923	1.2	1.2	1.72	0.6	1	4.3	6.0	6.0
13	11.43154	11.43154	1.5	1.5	2.02	0.8	1	4.0	6.0	6.0
14	8.313844	8.313844	2.1	2.1	2.33	1.0	1	3.7	6.0	6.0
15	5.196152	5.196152	3.3	3.3	2.66	1.7	1	3.3	6.0	6.0
16	2.078461	2.078461	8.3	8.3	3	4.1	1	3.0	6.0	6.0

Rangkuman jumlah lapis *geotextile* dan panjang *geotextile* yang dibutuhkan untuk setiap tinggi timbunan dapat dilihat pada Tabel 5.21.

Tabel 5.21 Rangkuman Jumlah *Geotextile* dan Panjang *geotextile* pada Seluruh Variasi Ketinggian

Zona	H (m)	Panjang	
		Jml lapis Geotextile	Geotextile Total
1	2.5	3	18
	3.5	4	28
	4.5	4	28
2	2.5	7	49
	3.5	10	70
	4.5	16	112

Sketsa pemasangan *geotextile* dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Sketsa Pemasangan *Geotextile* H Final = 2.5 m di Zona 2

Pada perencanaan *geotextile* untuk seluruh variasi ketinggian, terdapat panjang *geotextile* di belakang bidang longsor kurang dari 1 meter pada beberapa lapisan, sehingga harus dilakukan pengecekan menggunakan program GEO5 apakah *safety factor* yang direncanakan sudah memenuhi atau belum ($SF > 1.5$).

5.4.2 Perencanaan Perkuatan Timbunan Tegak

5.4.2.1 Perencanaan Perkuatan *Geotextile Wall* pada Oprit

Geotextile digunakan sebagai material perkuatan tanah sehingga dapat meningkatkan daya dukung tanah dasar di bawah timbunan. Dalam Tugas Akhir ini, perencanaan *geotextile wall* menggunakan tipe *geotextile* Woven SK Sekawan TW 250. *Geotextile* ini memiliki kekuatan tarik *ultimate* sebesar 60 kN/m.

a. Kontrol *Internal Stability*

- Menghitung Jarak Pemasangan *Geotextile* (S_v)

Pada Lapis 1 :

$$\Phi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi/2)$$

$$= \tan^2(45 - 30^\circ/2)$$

$$= 0.333$$

$$\sigma_h = \sigma_{hz} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp1} + \sigma_{hp2}$$

$$= (K_a \times \gamma_t \times z) + (K_a \times q) + (0.29QL/H) + (0.32QL/H)$$

$$\sigma_h = 31.97 \text{ kPa}$$

- Menentukan nilai $T_{allowable}$

$$T_{allow} = T_{ultimate} \left[\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right]$$

$$FS_{id} = 1.3$$

$$FS_{cd} = 1.1$$

$$FS_{cr} = 2.4$$

$$FS_{bd} = 1.1$$

$$T_{allow} = 60 \left[\frac{1}{1.3 \times 2.4 \times 1.1 \times 1.1} \right] = 15.93 \text{ kN/m}$$

Dalam tugas akhir ini direncanakan pemadatan timbunan adalah kelipatan 25 cm. Berikut merupakan perhitungan S_v untuk timbunan oprit setinggi 3.5 m pada Zona 1 dan $z = 3.5$ meter.

$$S_v = \frac{T_{allow}}{SF \times \sigma_h}$$

$$Sv = \frac{15.93}{1.5 \times 31.97}$$

$$Sv = 0.33 \text{ m}$$

$$Sv \text{ pakai} = 0.25 \text{ m}$$

Rekapan hasil perhitungan Sv berdasarkan tinggi oprit 3.5 meter akan ditampilkan pada Tabel 5.22.

Tabel 5.22 Rekap Nilai Sv untuk Ketinggian Oprit 3.5 m

Lapis	Z (m)	Sv (m)
1	3,5	0,25
2	3,25	0,25
3	3	0,25
4	2,75	0,25
5	2,5	0,25
6	2,25	0,25
7	2	0,25
8	1,75	0,25
9	1,5	0,25
10	1,25	0,25
11	1	0,5
12	0,5	0,5

• Perhitungan Panjang *Geotextile*

Setelah mendapatkan nilai Sv untuk pemasangan geotextile pada ketinggian oprit yang direncanakan, maka dapat dihitung panjang geotextile yang diperlukan. Perhitungan panjang total geotextile yang ditanam (L_{total}) menggunakan Perumusan 2.30. Berikut adalah contoh perhitungan panjang geotextile untuk perencanaan oprit setinggi 3.5 m dan $z = 3.5 \text{ m}$:

$$\begin{aligned}
 Le &= \frac{Sv \times \sigma_h \times SF}{2 [c + \sigma_v (\tan \delta)]} ; \delta = 2/3 \times \Phi = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ \\
 &= \frac{0.25 \times 31.97 \times 1.5}{2 [0 + 63 (\tan 20^\circ)]} \\
 &= 0.278 \leq 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka Le yang digunakan adalah 1 m.

$$\begin{aligned}
 Lr &= (H - Z) \times [\tan (45 - \Phi/2)] \\
 &= (3.5 - 3.5) \times [\tan (45 - 30^\circ/2)]
 \end{aligned}$$

$$L_r = 0 \text{ m}$$

$$L = L_e + L_r$$

$$= 1 + 0$$

$$= 1 \text{ m}$$

$$L_o = 0.5 L_e$$

$$= 0.5 \times 1$$

$$= 0.5$$

L_o pakai = 1 meter

Sehingga, L total yang digunakan adalah :

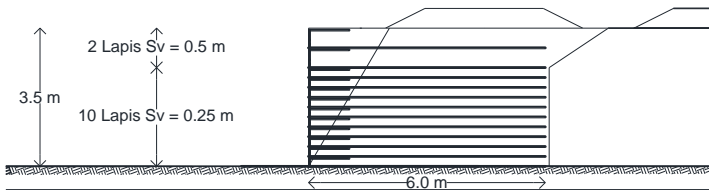
$$L_{\text{total}} = L_e + L_r + L_o$$

$$= 1 + 0 + 1$$

$$= 2 \text{ meter}$$

L total pakai = 3 meter

Perhitungan nilai L_e , L_r , L_o , dan L_{total} selengkapnya berdasarkan ketinggian oprit yang direncanakan ditampilkan pada Tabel 5.23. Sketsa pemasangan *geotextile wall* ditunjukkan pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11. Sketsa Pemasangan *Geotextile Wall* untuk Ketinggian oprit 3.5 m

Tabel 5.23 Nilai L_e , L_o , L_r dan L total pada Oprit 3.5 m

Lapis	Z (m)	Sv (m)	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	Le + Lr (m)	Lo (m)	Lo pakai (m)	L total (m)	L pakai (m)	
1	3.50	0.25	0.28	1	0.00	1.00	0.5	1	2.00	3.00	6.00
2	3.25	0.25	0.27	1	0.14	1.14	0.5	1	2.14	3.00	6.00
3	3.00	0.25	0.29	1	0.29	1.29	0.5	1	2.29	3.00	6.00
4	2.75	0.25	0.31	1	0.43	1.43	0.5	1	2.43	3.00	6.00
5	2.50	0.25	0.33	1	0.58	1.58	0.5	1	2.58	3.00	6.00
6	2.25	0.25	0.35	1	0.72	1.72	0.5	1	2.72	3.00	6.00
7	2.00	0.25	0.38	1	0.87	1.87	0.5	1	2.87	3.00	6.00
8	1.75	0.25	0.42	1	1.01	2.01	0.5	1	3.01	4.00	6.00
9	1.50	0.25	0.46	1	1.15	2.15	0.5	1	3.15	4.00	6.00
10	1.25	0.25	0.50	1	1.30	2.30	0.5	1	3.30	4.00	6.00
11	1.00	0.5	1.10	1.1	1.44	2.54	0.5	1	3.54	4.00	6.00
12	0.50	0.5	1.40	1.4	1.73	3.13	0.7	1	4.13	5.00	6.00

b. Kontrol Eksternal Stability

Pada perencanaan *geotextile wall* diperlukan adanya kontrol *external stability* yaitu terhadap guling, geser, dan daya dukung terhadap timbunan.

• Kontrol Terhadap Guling

Perhitungan Kontrol Terhadap guling dihitung dengan menggunakan Perumusan 2.37 – Persamaan 2.39.

$$M_{\text{penahan}} = Pa \sin \delta \times X + W X$$

$$M_{\text{penahan}} = Pa \sin \delta \times \text{jarak dari titik berat ke Titik O} + (\gamma t \times \text{Luas Tanah di geotextile} \times \text{jarak titik berat ke titik O})$$

$$M_{\text{dorong}} = Pa \cos \delta \times R$$

$$M_{\text{dorong}} = Pa \cos \delta \times \text{jarak titik berat ke titik O}$$

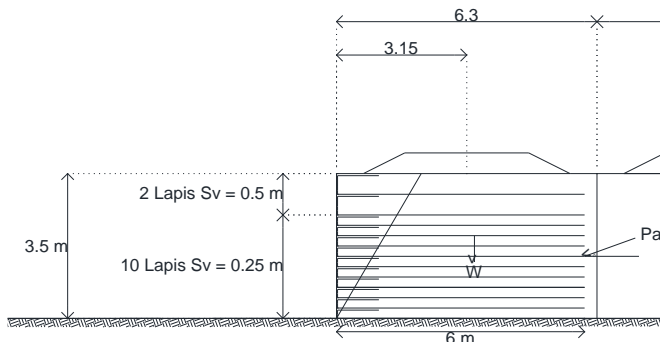
$$\begin{aligned} P1 &= Ka \times q \times h \\ &= 0.333 \times 10 \times 3.5 \\ &= 11.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2 &= Ka \times 0.5 \times \gamma t \times h^2 \\ &= 0.333 \times 0.5 \times 18 \times 3.5^2 \\ &= 36.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Ph1 = 18.0036 \text{ kN (dari autocad)}$$

$$Ph2 = 13.0981 \text{ kN (dari autocad)}$$

Sketsa gaya dan momen yang bekerja pada oprit untuk ketinggian 3.5 meter dapat dilihat pada Gambar 5.12.



Gambar 5.12 Gaya dan Momen yang bekerja pada Oprit 3.5 m

$$M_{\text{penahan}} = 1297.181 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{dorong}} = 105.7913 \text{ kNm}$$

Sehingga didapat nilai SF sebagai berikut :

$$SF = \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{dorong}}} = 12.2617 > 3 \text{ (Ok)}$$

- Kontrol terhadap geser

Perhitungan kontrol terhadap geser dihitung dengan menggunakan perumusan 2.35. Berikut adalah contoh perhitungan kontrol geser pada oprit dengan ketinggian 3.5 m :

$$\begin{aligned} \text{Gaya Penahan} &= \left[18.75 + \left(\frac{w_1 + w_2 + Pa \sin \delta}{L} \right) \tan \delta \right] L \\ &= \left[18.75 + \left(\frac{405.2}{6} \right) \tan (2/3 \ 2) \right] 6 \\ &= 121.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Dorong} &= Pa \cos \delta \\ &= 74.72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$SF = \frac{121.93}{74.72} = 1.632 > 1.5 \text{ (Ok)}$$

- Kontrol terhadap Daya Dukung Tanah

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan perumusan 2.41 dimana untuk menghitung q_{ultimate} diasumsikan bahwa dasar timbunan yang diperkuat dengan *geotextile* dihitung sebagai pondasi dangkal dengan $B = 6$ meter dan D (kedalaman pondasi) = 0 m. Sedangkan q_{actual} adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri timbunan dan beban kereta di atasnya. Contoh perhitungan q_{ultimate} dan q_{actual} oprit setinggi 3.5 meter adalah sebagai berikut.

$$\Phi = 0^\circ$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_\gamma = 0$$

$$N_q = 1$$

$$C = 18.75 \text{ kPa}$$

$$\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$$

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

$$q = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q \text{ ultimate} &= cN_c + qN_q + 0.5 \gamma_{\text{tanah dasar}} B N_{\gamma} \\ &= (18.75 \times 5.14) + (0 \times 1) + (0.5 \times 16 \times 6 \times 0) \\ &= 96.375 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ action} &= (\gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}) + q \\ &= (18 \times 3.5) + 97.5 \\ &= 160.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q \text{ ultimate}}{q \text{ action}} = 0.600 < 3 \text{ (not ok)}$$

Karena SF yang terjadi sangat kecil dan tidak memenuhi, maka dilakukan penggantian tanah dasar sedalam 0.6 m dengan cara menggali tanah dasar yang lama dan diurug kembali dengan tanah yang memiliki daya dukung lebih baik. Berikut data material tanah dasar yang akan diurug sedalam 0.6 m:

$$\Phi = 30^\circ$$

$$N_c = 30.13$$

$$N_{\gamma} = 15.1$$

$$N_q = 18.4$$

$$C = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$$

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

$$q = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q \text{ ultimate} &= cN_c + qN_q + 0.5 \gamma_{\text{tanah dasar}} B N_{\gamma} \\ &= (0 \times 5.14) + (0 \times 1) + (0.5 \times 18 \times 6 \times 15.1) \\ &= 815.4 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ action} &= (\gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}) + q \\ &= (18 \times 3.5) + 97.5 \\ &= 160.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

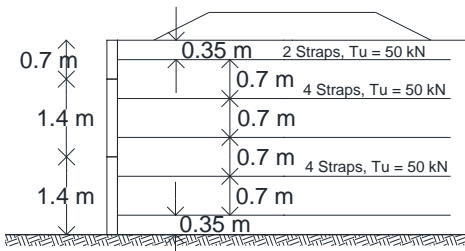
$$SF = \frac{q \text{ ultimate}}{q \text{ action}} = 5.08 > 3 \text{ (ok)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, dapat dilihat bahwa dengan mengganti material tanah dasar sedalam 0.6 m dengan material tanah yang lebih baik dapat meningkatkan daya dukung tanah secara signifikan.

5.4.2.2 Perencanaan Perkuatan *Freyssisol* pada Oprit

Alternatif berikutnya menggunakan perkuatan *freyssisol*. Perkuatan dengan *freyssisol* ini memperhitungkan gaya tanah yang mendorong dinding *precast* dan kekuatan bahan gaya tarik dari *geostrip*. Dinding *precast* dan *geostrip* merupakan satu kesatuan yang saling terikat dan disebut *freyssisol*. Dalam tugas akhir ini, perencanaan *freyssisol* menggunakan *geostrip* dengan kekuatan tarik sebesar 30 kN, 50 kN, dan 100 kN.

Ilustrasi penggunaan sistem *freyssisol* untuk timbunan oprit dapat dilihat pada Gambar 5.13. Satu dinding *precast* memiliki 2 alternatif pemasangan *geostrip*. Alternatif pertama adalah 2 *geostrip* (2 *geostrip* di bawah). Alternatif kedua adalah dengan 4 *geostrip* (2 *geostrip* di atas dan 2 *geostrip* di bawah) dengan jarak pemasangan vertikal 0.7 meter. Tinggi dan lebar 1 dinding *precast* adalah 1.4 m dan 1.65 m.



Gambar 5.13 Sketsa Penggunaan *Freyssisol* untuk Timbunan Oprit

Dalam tugas akhir ini, perencanaan *freyssisol* digunakan untuk timbunan oprit dengan ketinggian 3.5 meter. Berikut merupakan contoh perhitungan kebutuhan *geostrip* yang menarik dinding *precast* pada satu kesatuan sistem *freyssisol* untuk ketinggian oprit 3.5 m.

- Menentukan nilai fungsi persamaan tegangan horizontal terhadap kedalaman z

$$\Phi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2)$$

$$= \tan^2 (45 - 30/2)$$

$$\begin{aligned}\sigma_h &= 0.333 \\ \sigma_h &= \sigma_{hz} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp1} + \sigma_{hp2} \\ &= (K_a \times \gamma_t \times z) + (K_a \times q) + (0.29QL/H) + (0.32QL/H)\end{aligned}$$

• Menentukan nilai *T Allowable*

$$\begin{aligned}T_{ult} &= 100 \text{ kN} \\ T_{cr} &= 60 \% \times 100 \text{ kN} = 60 \text{ kN} \\ T_{allow} &= \frac{T_{cr}}{fn \cdot fm11 \cdot fm121 \cdot fm122 \cdot fm21 \cdot fm22} \\ &= \frac{60}{1 \times 1 \times 1 \times 1.05 \times 1.05 \times 1.05} \\ &= 51.83 \text{ kN}\end{aligned}$$

Rekap nilai T_{allow} untuk masing-masing nilai T_{ult} yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 5.24.

Tabel 5.24 Rekap nilai T_{allow} untuk masing-masing nilai T_{ult}

T ult (kN)	T allow (kN)
100	51,83
50	25,92
30	15,55

Setelah mendapatkan tegangan horizontal untuk setiap kedalaman z meter, kemudian dihitung gaya horizontal yang mendorong masing-masing dinding *precast*. Berikut adalah contoh perhitungan gaya horizontal untuk dinding *precast* yang terpasang paling bawah pada ketinggian timbunan oprit 3.5 meter.

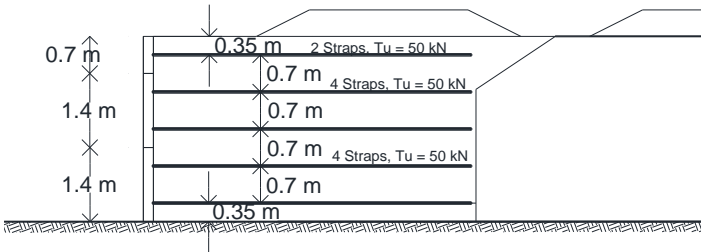
$$\begin{aligned}B \text{ dinding} &= 1.65 \text{ m} \\ H \text{ dinding} &= 1.4 \text{ m} \\ F \text{ dorong} &= 68.55 \text{ kN} \\ F \text{ tarik} &= 4 \text{ buah} \times T_{allow} \\ &= 4 \times 25.92 \text{ (menggunakan } T_u = 50 \text{ kN)} \\ &= 103.66 \text{ kN} > 68.55 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

Jumlah kebutuhan *geostrip* untuk dinding *precast* dengan ketinggian oprit timbunan 3.5 meter dapat dilihat pada Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Rekap Kebutuhan *Geostrip* untuk Dinding *Precast*, H oprit = 3.5 m

No	H (m)	γ timb	Ka	P dinding (kN)	P per kaitan	Jumlah paraweb strap			trial	Ket	Ket
						Tu 100	Tu 50	Tu 30			
1	1.4	18	0.333	68.55	17.14		4		103.66051	OK	Dinding Bawah
2	1.4	18	0.333	51.76	12.9412		4		103.66051	OK	Dinding Tengah
3	0.7	18	0.333	10.90	5.448053		2		51.830256	OK	Dinding Atas

Sketsa pemasangan *freyssisol* oprit timbunan dengan ketinggian 3.5 m dapat dilihat pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Sketsa Pemasangan *Freyssisol* untuk ketinggian oprit 3.5 m

- Kontrol *External Stability*

Pada perencanaan *freyssisol* diperlukan adanya kontrol *external stability* yaitu terhadap guling, geser, dan daya dukung terhadap timbunan.

- Kontrol Terhadap Guling

Perhitungan Kontrol Terhadap guling dihitung dengan menggunakan Perumusan 2.37 – Persamaan 2.39.

$$M_{\text{penahan}} = Pa \sin \delta \times X + W X$$

$$M_{\text{penahan}} = Pa \sin \delta \times \text{jarak dari titik berat ke Titik O} + (\gamma t \times \text{Luas Tanah di geotextile} \times \text{jarak titik berat ke titik O})$$

$$M_{\text{dorong}} = Pa \cos \delta \times R$$

$$M_{\text{dorong}} = Pa \cos \delta \times \text{jarak titik berat ke titik O}$$

$$\begin{aligned} P1 &= Ka \times q \times h \\ &= 0.333 \times 10 \times 3.5 \\ &= 11.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P2 = Ka \times 0.5 \times \gamma t \times h^2$$

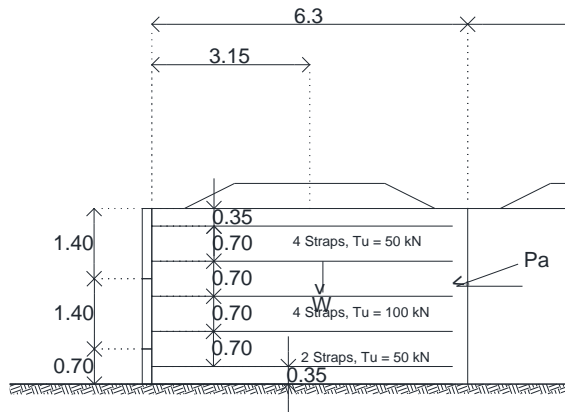
$$= 0.333 \times 0.5 \times 18 \times 3.5^2$$

$$= 36.75 \text{ kN}$$

Ph1 = 18.0036 kN (dari autocad)

Ph2 = 13.0981 kN (dari autocad)

Sketsa gaya dan momen yang bekerja pada oprit untuk ketinggian 3.5 meter dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Gaya dan Momen yang bekerja pada Oprit 3.5 m

$$M_{\text{penahan}} = 1183.781 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{dorong}} = 105.7913 \text{ kNm}$$

Sehingga didapat nilai SF sebagai berikut :

$$SF = \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{dorong}}} = 11.19 > 3 \text{ (Ok)}$$

- Kontrol terhadap geser

Perhitungan kontrol terhadap geser dihitung dengan menggunakan perumusan 2.35. Berikut adalah contoh perhitungan kontrol geser pada oprit dengan ketinggian 3.5 m :

$$\begin{aligned} \text{Gaya Penahan} &= \left[18.75 + \left(\frac{w_1 + w_2 + Pa \sin \delta}{L} \right) \tan \delta \right] L \\ &= \left[18.75 + \left(\frac{367.4}{6} \right) \tan (2/3) \right] 6 \\ &= 121.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Dorong} &= Pa \cos \delta \\ &= 74.72 \text{ kN} \\ \text{SF} &= \frac{121.05}{74.72} = 1.62 > 1.5 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol terhadap Daya Dukung Tanah

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *freysisol* terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan perumusan 2.41 dimana untuk menghitung $q_{ultimate}$ diasumsikan bahwa dasar timbunan yang diperkuat dengan *freysisol* dihitung sebagai pondasi dangkal dengan $B = 6$ meter dan D (kedalaman pondasi) = 0 m. Sedangkan q_{actual} adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri timbunan dan beban kereta di atasnya. Contoh perhitungan $q_{ultimate}$ dan q_{actual} oprit setinggi 3.5 meter adalah sebagai berikut.

$$\Phi = 0^\circ$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_\gamma = 0$$

$$N_q = 1$$

$$C = 18.75 \text{ kPa}$$

$$\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$$

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

$$q = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{ultimate} &= cN_c + qN_q + 0.5 \gamma_{\text{tanah dasar}} BN_\gamma \\ &= (18.75 \times 5.14) + (0 \times 1) + (0.5 \times 16 \times 6 \times 0) \\ &= 96.375 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{action} &= (\gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}) + q \\ &= (18 \times 3.5) + 97.5 \\ &= 160.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

$$\text{SF} = \frac{q_{ultimate}}{q_{action}} = 0.6 < 3 \text{ (not ok)}$$

Karena SF yang terjadi sangat kecil dan tidak memenuhi, maka dilakukan penggantian tanah dasar sedalam 0.6 m dengan cara menggali tanah dasar yang lama dan diurug kembali dengan tanah yang memiliki daya dukung lebih baik. Berikut data material tanah dasar yang akan diurug sedalam 0.6 m:

$$\Phi = 30^\circ$$

$$N_c = 30.13$$

$$N_\gamma = 15.1$$

$$N_q = 18.4$$

$$C = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$$

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

$$q = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ultimate}} &= cN_c + qN_q + 0.5 \gamma_{\text{tanah dasar}} BN_\gamma \\ &= (0 \times 30.13) + (97.5 \times 1) + (0.5 \times 18 \times 6 \times 15.1) \\ &= 815.4 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{action}} &= (\gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}) + q \\ &= (18 \times 3.5) + 97.5 \\ &= 160.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{action}}} = 5.08 > 3 \text{ (ok)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, dapat dilihat bahwa dengan mengganti material tanah dasar sedalam 0.6 m dengan material tanah yang lebih baik dapat meningkatkan daya dukung tanah secara signifikan.

5.5 Perencanaan Perkuatan Tanah Dasar

Pada perencanaan perkuatan tanah dasar digunakan alternatif perkuatan, yaitu *micropile* dan *stone column*.

5.5.1 Perencanaan Perkuatan dengan *Micropile*

Salah satu cara perbaikan tanah dasar adalah dengan meningkatkan tahanan geser dari tanah tersebut. Tahanan geser tanah merupakan komponen utama daya dukung tanah. Dengan menaikkan tahanan geser berarti menambah daya dukung tanah terhadap beban luar yang bekerja padanya. Meningkatkan tahanan geser tanah dapat dilakukan dengan menghambat pergeseran tanah pada bidang sliding-nya. Hambatan dapat dilakukan dengan memancang *micropile* ke dalam tanah sampai melewati bidang longsor. Jadi, salah satu cara untuk meningkatkan tahanan geser tanah ialah dengan menggunakan *micropile*.

- Mencari Nilai Faktor Kekakuan Relatif (T)

Direncanakan pemasangan *micropiles* dengan bentuk lingkaran yang spesifikasinya diperoleh berdasarkan brosur Specification of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335. Berikut merupakan contoh perhitungan di ketinggian Final 2.5 meter di Zona 2.

Data Perencanaan :

Spesifikasi Cerucuk = Tiang D 300 type C

$$F_c' = 40 \text{ Mpa}$$

$$E = 29725.41 \text{ MPa} = 303115.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 3 \text{ ton/ft}^3 \text{ (diperoleh dari grafik Gambar 2.8)}$$

$$f = 3 \times 0.032 = 0.096 \text{ kg/cm}^3$$

$$I = 34607.78 \text{ cm}^4$$

Maka nilai T yang didapatkan dari persamaan 2.46 adalah

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{1/5}$$

$$T = \left(\frac{303115.95 \times 34607.78}{0.096} \right)^{1/5}$$

$$T = 161.33 \text{ cm}$$

- Mencari Kuat 1 Tiang

$$F_M = 0.95 \text{ (diperoleh dari Grafik Gambar 2.9)}$$

$$M_{cr} = 4 \text{ tm} = 400000 \text{ kgcm}$$

$$M_p = 400000 \text{ kgcm}$$

$$P = \frac{M_p}{T \times F_M}$$

$$P = \frac{400000}{161.33 \times 0.95}$$

$$P = 2609.96 \text{ kg}$$

$$P = 26.1 \text{ kN}$$

Gaya maksimum (P_{\max}) yang dapat ditahan oleh satu cerucuk, yaitu

$$P_{\max} \text{ 1 cerucuk} = P F_k$$

$$F_k = \left[\frac{0.89 + 0.12 \left(\frac{L}{D} \right)}{2.69} \right] \left[\frac{0.855 C_u^{-0.392}}{2.865} \right]$$

$$F_k = 0.394$$

$$P_{\max} 1 \text{ cerucuk} = 26.1 \times 0.394 = 10.3 \text{ kN}$$

- Menentukan Jumlah Kebutuhan *Micropile*

$$\text{SF rencana} = 1.5$$

$$\text{SF lapangan} = 0.96$$

$$\text{MD} = 635.71 \text{ kNm}$$

$$R = 4.92 \text{ m}$$

$$P_{\max} 1 = 10.3 \text{ kN}$$

$$n = \Delta MR / (P_{\max} 1 \times R)$$

$$n = 6.8 = 7 \text{ buah tiang}$$

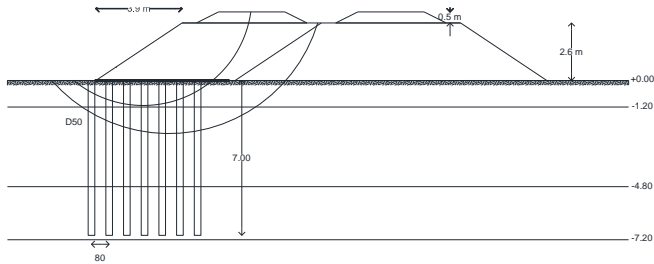
$$h \text{ tiang} = 7 \text{ meter}$$

$$\text{jarak antar micropile} = 0.8 \text{ meter}$$

Untuk kebutuhan *micropile* di keseluruhan ketinggian, dapat dilihat pada Lampiran 4. Rekapitan kebutuhan, panjang, dan jarak *micropile* pada keseluruhan ketinggian dapat dilihat pada Tabel 5.26. Sketsa pemasangan *micropile* dapat dilihat pada Gambar 5.16.

Tabel 5.26 Rekapitan Kebutuhan, Panjang dan Jarak *Micropile* pada Keseluruhan Ketinggian

Zona	Tinggi (m)	Diameter (m)	Jumlah Micropile	Panjang Micropile (m)	Jarak Micropile (m)
2	2.5	0.3	7	7	0.80
	3.5	0.3	10	8	0.70
	4.5	0.3	10	10	0.70



Gambar 5.16 Sketsa Pemasangan *Micropile* pada H Final = 2.5 m di Zona 2

5.5.2 Perencanaan Perkuatan dengan *Stone Column*

Alternatif perkuatan tanah dasar kedua yang ditawarkan dalam tugas akhir ini adalah *Stone Column*. *Stone Column* adalah kolom agregat yang dipadatkan dengan cara digetarkan. Proses pemadatan ini menekan tanah dasar disekitarnya sehingga tanah tersebut ikut memadat. Selain itu, proses pemadatan dengan cara ditumbuk ini menyebabkan peningkatan sudut geser dalam kolom hingga mencapai 42 derajat dan sudut geser ini yang digunakan dalam perencanaan ini. Berat volume yang digunakan dalam perencanaan adalah 19 kN/m^3 dan kohesi 0° .

Perencanaan *stone column* dilakukan pada Zona 2 dengan variasi ketinggian 2.6 meter, 3.7 meter dan 4.7 meter. *Stone Column* direncanakan untuk dipasang dengan jarak antar kolom, $S = 1$ dan 1.2 meter dengan diameter, $D = 0.7, 0.8, 0.9$ meter. Pola pemasangan yang digunakan adalah pola pemasangan segitiga. Berikut merupakan rangkuman data perencanaan pada $H = 2.6 \text{ m}$:

- a. *Stone Column* :
 - Berat volume *Stone Column*, $\gamma_{sc} : 19 \text{ kN/m}^3$
 - Sudut geser *stone column*, $\Phi_{sc} : 42^\circ$
 - Nilai kohesi *Stone Column*, $C_{sc} : 0 \text{ kPa}$
 - Diameter, $D : 0.7, 0.8, 0.9 \text{ m}$
 - Jarak pemasangan, $S : 1, 1.2 \text{ m}$
 - Rasio tegangan, $n : 3$

b. Timbunan :

Berat volume timbunan, $\gamma_{\text{timbunan}} : 18 \text{ kN/m}^3$

Sudut geser timbunan, $\Phi : 30^\circ$

Nilai kohesi timbunan, $C : 0 \text{ kPa}$

Tinggi Timbunan : 2.6, 3.7, 4.7 m

- Tegangan yang Bekerja Pada *Unit Cell*

Dalam perencanaan *Stone Column*, hal pertama yang dilakukan adalah perhitungan tegangan pada *Stone Column* dan tanah di sekitarnya akibat beban yang berada di atas *Stone Column*. Nilai tegangan pada *Stone Column* dan tanah di sekitarnya juga dipengaruhi oleh nilai rasio tegangan (n) dimana nilai n dalam perencanaan *Stone Column* biasa diambil sekitar 3. Selain nilai n , tegangan yang terjadi pada *Stone Column* dan tanah di sekitarnya juga sangat dipengaruhi oleh pola pemasangan dan diameter *Stone Column*. Berikut merupakan perhitungan yang bekerja pada *Stone Column* dan tanah di sekitarnya. Yang pertama kali dihitung adalah *area replacement ratio* untuk *Stone Column* dan tanah di sekitarnya.

Dengan diameter *Stone Column*, $D = 0.7, 0.8, 0.9 \text{ m}$, jarak pemasangan, $S = 1, 1.2 \text{ m}$, dan pola pemasangan segitiga, didapat luas penampang *unit cell* dan *stone column*. Berikut merupakan contoh perhitungan ketinggian final 2.5 meter di Zona 2.

- *Area Unit Cell* :

Diameter *unit cell*, $D_e = 1.05 \times S = 1.05 \times 1 = 1.05 \text{ meter}$

Area Unit Cell, $A = D_e^2 \times \pi \times 0.25 = 0.87 \text{ m}^2$

- *Area Stone Column* :

$D = 0.7 \text{ meter}$

Area Stone Column, $A_s = D^2 \times \pi \times 0.25 = 0.38 \text{ m}^2$

Dari luas penampang *unit cell* dan *stone column*, didapat *area replacement ratio* untuk *stone column* dan tanah di sekitarnya sebagai berikut.

- *Area Replacement Ratio Stone Column*, a_s :

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{0.38}{0.87} = 0.44 \text{ meter}$$

- *Area Replacement Ratio* Tanah di sekitarnya, a_c :

$$a_c = 1 - a_s = 1 - 0.44 = 0.56 \text{ meter}$$

- Tegangan yang Bekerja pada *Stone Column*

Dengan didapatkan nilai *area replacement ratio Stone Column*, maka tegangan yang bekerja pada *Stone Column* dapat didapat dengan mengalikan tegangan akibat beban vertikal dengan koefisien tegangan *Stone Column*.

Berikut merupakan perhitungan tegangan yang terjadi pada *Stone Column* dengan nilai rasio tegangan, $n = 3$:

- Koefisien Tegangan, μ_s

$$\mu_s = \frac{n}{[1+(n-1) \times a_s]} = 1.59$$

- Tegangan akibat beban vertikal, σ_v

$$\sigma_v = (\gamma_{timb} \times H_{timb}) + q = 144.3 \text{ kPa}$$

- Tegangan yang bekerja pada *Stone Column*

$$\sigma_s = \sigma_v \times \mu_s = 144.3 \times 1.59 = 229.182 \text{ kPa}$$

- Tegangan yang bekerja pada Tanah

Dengan didapatkan nilai *area replacement ratio* tanah di sekitar *stone column*, maka tegangan yang bekerja pada tanah dapat didapat dengan mengalikan tegangan akibat beban vertikal dengan koefisien tegangan tanah. Berikut merupakan perhitungan tegangan yang terjadi pada tanah dengan nilai rasio tegangan, $n = 3$:

- Koefisien tegangan, μ_c

$$\mu_c = \frac{1}{[1+(n-1) \times a_s]} = 0.53$$

- Tegangan akibat beban vertikal, σ_v

$$\sigma_v = (\gamma_{timb} \times H_{timb}) + q = 144.3 \text{ kPa}$$

- Tegangan yang bekerja pada tanah

$$\sigma_c = \sigma_v \times \mu_c = 76.39 \text{ kPa}$$

- Daya Dukung *Stone Column* Tunggal

Akibat beban yang mengenai *stone column*, *stone column* akan mengalami keruntuhan bulging sepanjang 2 sampai 3 diameter

stone column dari permukaan tanah. Pada saat *bulging*, material-material *stone column* tertekan dan sebagian masuk ke dalam tanah lunak di sekelilingnya.

Daya dukung *stone column* tunggal ditentukan berdasarkan teori *Cavity Expansion* yang disederhanakan dengan asumsi bahwa *bulging* tidak hanya terjadi pada 2 sampai 3 diameter *stone column*, tetapi terjadi di sepanjang *stone column*. Adanya *bulging* sepanjang *stone column* menyebabkan terjadinya tegangan perlawanan pasif (σ_3) yang dirumuskan sebagai berikut.

Contoh Perhitungan pada ketinggian final 2.5 meter Zona 2 (*Overall Stability*) lapisan 1.

$$q_{ult} = \left(\sigma_{ro} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+v)} \right) \right) K_p$$

$$\sigma_{vo} = \gamma' \times z = (15.7 - 10) \times 0.6 = 3.4 \text{ kPa}$$

$$K_o = 1 - \sin(\phi_c) = 1 - \sin(0.2) = 1$$

$$\sigma_{ro} = \sigma_{vo} \times K_o = 3.4 \text{ kPa}$$

$$c_u = 9.4 \text{ kPa}$$

$$E = 2415 \text{ kPa}$$

$$v = 0.2$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} = 5.04$$

$$q_{ult} = \left(3.39 + 9.4 \left(1 + \ln \frac{2415}{2 \times 9.4 (1 + 0.2)} \right) \right) 5.04$$

$$q_{ult} = 286.344 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} \text{ (rata-rata)} = 639.96 \text{ kPa}$$

$$SF = q_{ult} \text{ (rata-rata)} / \sigma_s = 2.8 > 1.5 \text{ (ok)}$$

- Kebutuhan Gaya Penahan yang Harus dipenuhi

Stone Column didesain untuk mampu menahan longsor *overall* akibat beban timbunan di atasnya. Oleh karena itu, kebutuhan jumlah dihitung berdasarkan hasil analisa stabilitas timbunan dan lokasi penempatan *stone column*.

Kebutuhan gaya penahan yang harus dipenuhi yakni, ΔP , dapat dihitung berdasarkan data hasil analisa stabilitas timbunan.

- Zona 2 ketinggian final 2.5 meter (*Overall Stability*)

SF	= 0.96	
MR xstabl	= 610.28	kNm
MD	= 635.71	kNm
FS rencana	= 1.5	
MR rencana	= 953.56	kNm
ΔMR	= 343.28	kNm
x coord	= 6.14	
y	= 0.79	
r	= 4.92	

Perhitungan kebutuhan gaya penahan adalah sebagai berikut.

$$\Delta P = \frac{\Delta MR}{R} = \frac{343.28}{4.92} = 69.77 \text{ kN}$$

- Zona 2 ketinggian final 3.5 meter (*Overall Stability*)

SF	= 0.91	
MR xstabl	= 1116	kNm
MD	= 1226.37	kNm
FS rencana	= 1.5	
MR rencana	= 1839.56	kNm
ΔMR	= 723.56	kNm
x	= 5.81	m
y	= 2.46	m
r	= 6.62	m

Perhitungan kebutuhan gaya penahan adalah sebagai berikut.

$$\Delta P = \frac{\Delta MR}{R} = \frac{723.56}{6.62} = 109.3 \text{ kN}$$

- Zona 2 ketinggian 4.5 meter (*Overall Stability*)

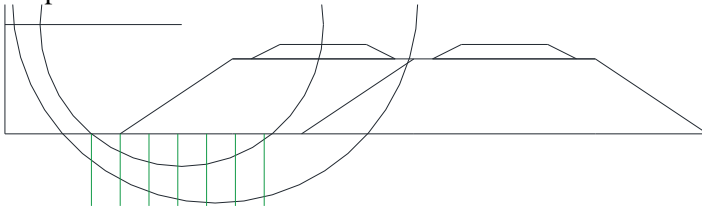
SF	= 0.91	
MR xstabl	= 1747.67	kNm
MD	= 1920.52	kNm
FS rencana	= 1.5	
MR rencana	= 2880.77	kNm
ΔMR	= 1133.10	kNm
x	= 6.05	m

$$\begin{aligned} y &= 4.12 \quad \text{m} \\ r &= 8.13 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan gaya penahan adalah sebagai berikut.

$$\Delta P = \frac{\Delta MR}{R} = \frac{1133.10}{8.13} = 139.37 \text{ kN}$$

Berikut merupakan contoh perhitungan tegangan geser *stone column* pada bidang longsor pada ketinggian final 2.5 meter di Zona 2 (*Overall Stability*). Percobaan pertama menggunakan 7 kolom *stone column* dengan diameter dan pola pemasangan yang telah direncanakan. Sketsa perencanaan awal *stone column* dapat dilihat pada Gambar 5.17.



Gambar 5.17 Sketsa Perencanaan Awal *Stone Column* pada H Final = 2.5 meter Zona 2 (*Overall Stability*)

Dari Gambar 5.17 perhitungan tegangan efektif *stone column* dapat dihitung sehingga didapat tegangan pada *stone column* sebagai berikut.

Contoh perhitungan SC 3 :

$$\sigma_z = \sigma_s + \gamma_{sc} \cdot z = 19.154 + ((19-10) \cdot 1) = 28.154 \text{ kPa}$$

Dari perhitungan di atas, didapat tegangan geser pada *stone column* sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \sigma_z \times \cos^2 \beta \\ &= 28.154 \times \cos^2 (12) \\ &= 26.94 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$C_{sc} = 0 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} \tau_z &= \sigma_N \times \tan \Phi_{sc} + C_{sc} \\ &= 26.94 \times \tan (42) \\ &= 24.25 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum akibat *stone column* :

$$P_z = \tau_z \times \frac{A_s}{\cos \beta}$$

$$P_z = 9.54 \text{ kN}$$

Tambahan momen penahan (ΔMR) akibat *stone column* 3 :

$$\Delta MR = P_z \times R$$

$$\Delta MR = 9.54 \times 4.92$$

$$\Delta MR = 46.95 \text{ kNm}$$

Perhitungan keseluruhan tambahan momen penahan *stone column* pada H = 2.5 meter Zona 2 dapat dilihat pada Tabel 5.27.

Tabel 5.27 Perhitungan Momen Penahan Tiap *Stone Column* pada H = 2.5 m Zona 2 (*overall stability*)

SC	Humb	z	os	oz	beta	cos beta	cos beta2	on	tho	Pz	ΔMR	Check	Jml
1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0.00	0.00		
2	0	0.64	0	5.76	24	0.91354546	0.834565	4.807096	4.328329	1.82	8.97		
3	0.67	1	19.15412	28.154118	12	0.9781476	0.956773	26.93709	24.25427	9.54	46.95		
4	1.34	1.13	38.30824	48.478235	0	1	1	48.47824	43.65	16.80	82.65	75 OK	
5	2	1.05	57.17647	66.626471	11	0.98162718	0.963592	64.20073	57.8066	22.66	111.50	368.48	
6	2.6	0.76	74.32941	81.169412	23	0.92050485	0.847329	68.77721	61.92728	25.89	127.38		
7	2.6	0.21	81.63529	83.525294	38	0.78801075	0.620961	51.86595	46.70031	22.81	112.21		

Perhitungan tambahan momen penahan untuk keseluruhan variasi ketinggian akan ditampilkan pada Lampiran 4. Hasil perhitungan jumlah *stone column* akan ditampilkan pada Tabel 5.28.

Tabel 5.28 Rangkuman Hasil Perhitungan Kebutuhan Jumlah *Stone Column*

Zona	Tinggi (m)	Diameter (m)	Jumlah SC	Panjang SC (m)	Jarak SC (m)
2	2.5	0.7	4	4.8	1.00
	3.5	0.8	5	4.8	1.00
	4.5	0.9	4	4.8	1.20

- Kontrol Daya Dukung *Stone Column* dalam Grup
- Sudut geser dan nilai kohesi komposit

Pengecekan daya dukung *Stone Column* dalam grup untuk memastikan tidak terjadi kegagalan konstruksi. Perhitungan daya dukung *Stone Column* dalam grup dimulai dengan menghitung

sudut geser komposit, ϕ_{comp} , dan nilai kohesi komposit, C_{comp} .

Berikut merupakan perhitungan ϕ_{comp} dan C_{comp} .

Contoh Perhitungan pada $H = 2.5$ m Zona 2 (*Overall stability*)

Lapis 1 :

Sudut Geser Komposit, ϕ_{comp}

$$\phi_{\text{comp}} = \tan^{-1}(a_s \times \mu_s \times \tan\phi_{sc} + a_c \times \mu_c \times \tan\phi_c)$$

$$\phi_{\text{comp}} = 32.48^\circ$$

Lapis 2 :

Sudut Geser Komposit, ϕ_{comp}

$$\phi_{\text{comp}} = \tan^{-1}(a_s \times \mu_s \times \tan\phi_{sc} + a_c \times \mu_c \times \tan\phi_c)$$

$$\phi_{\text{comp}} = 33.68^\circ$$

- Tegangan Horizontal Pasif di Sekeliling *Stone Column*, σ_3

Langkah selanjutnya adalah menghitung tegangan horizontal pasif di sekeliling *Stone Column* dengan lebar keseluruhan *Stone Column*, $B = 3.7$ meter. Berikut merupakan perhitungan σ_3 . Contoh Perhitungan pada $h=2.5$ m Zona 2 (*Overall stability*)

Lapis 1 :

$$\sigma_3 = \frac{\gamma B \tan \beta}{2} + 2c$$

$$\sigma_3 = 71.624 \text{ kPa}$$

Lapis 2 :

$$\sigma_3 = \frac{\gamma B \tan \beta}{2} + 2c$$

$$\sigma_3 = 136.14 \text{ kPa}$$

- Daya dukung *Stone Column* dalam grup, q_{ult}

Dengan didapatkannya nilai ϕ_{comp} , c_{comp} , dan σ_3 , maka daya dukung *Stone Column* dalam grup dapat dihitung. Berikut merupakan perhitungan q_{ult} .

Contoh Perhitungan pada $h = 2.5$ m Zona 2 (*Overall stability*)

Lapis 1 :

$$q_{\text{ult}} = \sigma_3 \tan^2 \beta + 2 C_{\text{comp}} \tan \beta$$

$$q_{\text{ult}} = 256.83 \text{ kPa}$$

Lapis 2 :

$$q_{\text{ult}} = \sigma_3 \tan^2 \beta + 2 C_{\text{comp}} \tan \beta$$

$$q_{ult} = 556.27 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} \text{ rata-rata} = 406.552 \text{ kPa}$$

- Angka Keamanan Daya Dukung *Stone Column* dalam Grup

Langkah terakhir adalah dengan menghitung angka keamanan daya dukung *Stone Column* dalam grup dengan cara membagi daya dukung *Stone Column* dalam grup dengan beban yang diterima *Stone Column*. Berikut merupakan perhitungan angka keamanan daya dukung *Stone Column* dalam grup pada setiap ketinggian.

Contoh Perhitungan pada $h=2.5 \text{ m}$ Zona 2 (*Overall stability*)

$$SF = \frac{q_{ult \text{ rata rata}}}{\sigma_s} = \frac{406.552}{229.182} = 1.77 > 1.5 \text{ (Ok)}$$

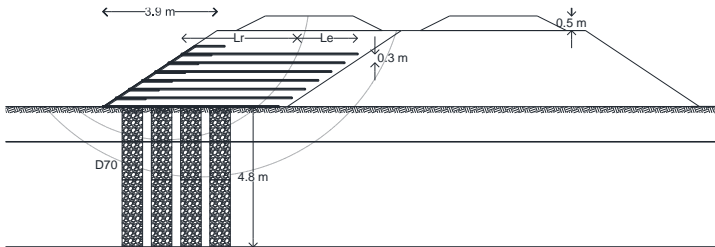
Contoh Perhitungan pada $h=3.5 \text{ m}$ Zona 2 (*Overall stability*)

$$SF = \frac{q_{ult \text{ rata rata}}}{\sigma_s} = \frac{533.513}{227.811} = 2.34 > 1.5 \text{ (Ok)}$$

Contoh Perhitungan pada $h=4.5 \text{ m}$ Zona 2 (*Overall stability*)

$$SF = \frac{q_{ult \text{ rata rata}}}{\sigma_s} = \frac{481.391}{270.391} = 1.78 > 1.5 \text{ (Ok)}$$

Untuk jumlah *stone column* pada keseluruhan ketinggian, daya dukung dalam grup memenuhi. Sketsa hasil akhir perencanaan *Stone Column* ditunjukkan pada Gambar 5.18. Untuk hasil perhitungan keseluruhan akan ditampilkan pada Lampiran 4.



Gambar 5.18 Sketsa Perencanaan Akhir *Stone Column* pada $H = 2.5 \text{ m}$ di Zona 2

BAB VI

ANALISA KEBUTUHAN DAN BIAYA MATERIAL

Bab ini membahas mengenai analisa kebutuhan dan biaya material pada perencanaan perbaikan yang diajukan pada Tugas akhir ini. Kedua analisa tersebut kemudian dibandingkan untuk menemukan alternatif dengan biaya terendah.

6.1 Analisa Total Biaya Perkuatan Timbunan Miring Zona 1

6.1.1 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 2.5 meter

- Perkuatan *Geotextile*

Zona 1 ketinggian 2,5 meter						
No	Material	Kebutuhan (m2)	Harga satuan (m2)	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile	12600	Rp18,000	Rp226,800,000	Rp22,680,000	Rp249,480,000
					Σ Total =	Rp249,480,000

6.1.2 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 3.5 meter

- Perkuatan *Geotextile*

Zona 1 ketinggian 3,5 meter						
No	Pekerjaan	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile	19600	Rp18,000	Rp352,800,000	Rp35,280,000	Rp388,080,000
					Σ Total =	Rp388,080,000

6.1.3 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 4.5 meter

- Perkuatan *Geotextile*

Zona 1 ketinggian 4,5 meter						
No	Pekerjaan	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile	19600	Rp18,000	Rp352,800,000	Rp35,280,000	Rp388,080,000
					Σ Total =	Rp388,080,000

6.2 Analisa Total Biaya Perkuatan Tanah Dasar dan Timbunan Miring Zona 2

6.2.1 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 2.5 meter

- Perkuatan *Geotextile + Micropile*

Zona 2 ketinggian 2.5 meter						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	micropile	875	Rp150,000	Rp131,250,000	Rp13,125,000	Rp144,375,000
2	Geotextile	12250	Rp18,000	Rp220,500,000	Rp22,050,000	Rp242,550,000
Σ Total =						Rp386,925,000

- Perkuatan *Geotextile + Stone Column*

Zona 2 ketinggian 2.5 meter						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile	12250	Rp18,000	Rp220,500,000	Rp22,050,000	Rp242,550,000
2	Stone column	962	Rp250,000	Rp240,528,188	Rp24,052,819	Rp264,581,006
Σ Total =						Rp507,131,006

6.2.2 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 3.5 meter

- Perkuatan *Geotextile + Micropile*

Zona 2 ketinggian 3.5 meter						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	micropile	875	Rp150,000	Rp131,250,000	Rp13,125,000	Rp144,375,000
2	Geotextile	17500	Rp18,000	Rp315,000,000	Rp31,500,000	Rp346,500,000
Σ Total =						Rp490,875,000

- Perkuatan *Geotextile + Stone Column*

Zona 2 ketinggian 3.5 meter						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile	17500	Rp18,000	Rp315,000,000	Rp31,500,000	Rp346,500,000
2	Stone column	2199	Rp250,000	Rp549,778,714	Rp54,977,871	Rp604,756,586
Σ Total =						Rp951,256,586

6.2.3 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 4.5 meter

- Perkuatan *Geotextile + Micropile*

Zona 2 ketinggian 4.5 meter						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	micropile	1000	Rp175,000	Rp175,000,000	Rp17,500,000	Rp192,500,000
2	Geotextile	28000	Rp18,000	Rp504,000,000	Rp50,400,000	Rp554,400,000
Σ Total =						Rp746,900,000

- **Perkuatan *Geotextile + Stone Column***

Zona 2 ketinggian 4,5 meter						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile	28000	Rp18.000	Rp504.000.000	Rp50.400.000	Rp554.400.000
2	Stone column	2545	Rp250.000	Rp636.172.512	Rp63.617.251	Rp699.789.764
					Σ Total =	Rp1.254.189.764

6.3 Analisa Total Biaya Perkuatan Oprit Tegak Zona 1

6.3.1 Analisa Total Biaya Perkuatan di Ketinggian 3.5 meter

- **Perkuatan *Geotextile Wall***

Zona 1 ketinggian 3,5 m						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Geotextile wall	1260	Rp18.000	Rp22.680.000	Rp2.268.000	Rp24.948.000
					Σ Total =	Rp24.948.000

- **Perkuatan *Freyssisol***

Zona 1 ketinggian 3,5 m						
No	Material	Kebutuhan	Harga satuan	Sub total	PPn 10%	Total
1	Freyssisol	9	Rp6.400.000	Rp57.600.000	Rp5.760.000	Rp63.360.000
					Σ Total =	Rp63.360.000

halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VII

KESIMPULAN

1. Kondisi tanah pada STA 67+400 sampai STA 68+400 memiliki kedalaman tanah lunak yang berbeda – beda, dimana $q_c < 40$ kg/cm² mencakup kedalaman sekitar 0.6 meter hingga 4.8 meter. Untuk itu jenis dan konsistensi tanah masing-masing Stasioning dibagi menjadi dua Zona dimana pada masing-masing Zona terdapat berbagai variasi ketinggian. Pada STA 67+400 – STA 68+100 (Zona 1), kedalaman tanah hingga 0.6 meter didominasi oleh tanah lempung dengan konsistensi soft, untuk kedalaman 0.6 m – 4 m didominasi oleh pasir dengan konsistensi medium, untuk kedalaman tanah seterusnya didominasi pasir keras. Pada STA 68+150 – STA 68+400 (Zona 2) kedalaman tanah hingga 4.8 meter didominasi oleh tanah lempung soft - medium, untuk kedalaman 4.8 m – 7.2 m didominasi pasir medium. Dari data tersebut, dapat disimpulkan bahwa kondisi tanah cukup baik.

2. Pada Zona 1 ketinggian timbunan 2.5 meter tinggi awal yang diperlukan adalah 2.51 meter, ketinggian timbunan 3.5 meter tinggi awal yang diperlukan adalah 3.51 meter, ketinggian timbunan 4.5 tinggi awal yang diperlukan adalah 4.51 meter. Pada Zona 2 ketinggian timbunan 2.5 meter diperlukan tinggi awal sebesar 2.59 meter, ketinggian timbunan 3.5 meter diperlukan tinggi awal sebesar 3.62 meter, ketinggian timbunan 4.5 meter diperlukan tinggi awal 4.64 meter.

3. Pemampatan yang terjadi pada Zona 1 dengan ketinggian 2.5 m, 3.5 m dan 4.5 m adalah sebesar 0.01 meter. Pemampatan yang terjadi pada Zona 2 dengan ketinggian timbunan 2.5 meter adalah sebesar 0.09 meter, pemampatan yang terjadi pada ketinggian timbunan 3.5 meter adalah 0.12 meter, pemampatan yang terjadi pada ketinggian 4.5 meter adalah 0.14 meter.

4. Besar waktu pemampatan yang terjadi pada Zona 1 adalah 1 hari. Besar waktu pemampatan yang terjadi pada Zona 2 adalah 17 hari. Oleh karena itu, pada perencanaan ini tidak memerlukan PVD.

5. Stabilitas Timbunan yang terjadi pada Zona 1 dan Zona 2 memiliki *Safety Factor* (SF) yang kurang dari 1.5 sehingga diperlukan alternatif perkuatan.

6. Perencanaan perkuatan untuk timbunan miring menggunakan *Geotextile*.

7. Perencanaan perkuatan timbunan tegak menggunakan prinsip dinding penahan tanah yaitu *geotextile wall* dan *freyssisol*.

8. Perencanaan perkuatan untuk tanah dasar menggunakan *micropile* dan *stone column*.

9. Dari alternatif yang diajukan, akan dipilih alternatif yang murah untuk masing-masing zona. Pada timbunan miring Zona 1 dipilih alternatif geotextile pada masing- masing variasi ketinggian 2.5 m, 3.5 m, dan 4.5 m dengan harga Rp249.480.000,- Rp388.080.000,- ; dan Rp388.080.000,-. Pada timbunan tegak Zona 1, dipilih alternatif *geotextile wall* karena memiliki harga lebih murah yaitu sebesar Rp24.948.000,-. Pada Zona 2 untuk seluruh variasi ketinggian timbunan dipilih alternatif perkuatan kombinasi geotextile + micropile dengan harga Rp386.925.000,- untuk ketinggian 2.5 m, Rp490.875.000,- untuk ketinggian 3.5 m, dan Rp746.900.000,- untuk ketinggian 4.5 m karena merupakan alternatif yang paling murah.

DAFTAR PUSTAKA

- Barksdale, R.D., and Bachus, R.C., 1983. Design and Construction of Stone. Columns Volume I, Publication No. FHWA-RD-83-026. Barron, R.A., 1948
- BBA-Cert-for-Freyssisol-Soil-Reinforcement-System-1999
- Bowles, E.J. 1989. Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah. PT. Erlangga. Jakarta.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta : Erlangga
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta : Erlangga
- Kementerian Perhubungan. 2012. *Persyaratan Teknik Jalur Kereta Api*. Jakarta
- Look, Burt G., 2007, Handbook of Geotechnical Investigation And Design. Tables, Taylor & Francis, London.
- Mochtar, Noor Endah. 2012. *Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah*. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Pant, Rohit R. 2007. Evaluation of Consolidation Parameters of Cohesive Soils Using PCPT Method. Louisiana : The Department of Civil and Environmental Engineering
- Standar dan Paten (BSN) Badan Standardisasi Nasional. 2017. *Persyaratan Perencanaan Geoteknik : SNI 8460 : 2017*. Bandung : Badan Standarisasi Nasional
- Toha, F. X. 1989. Karakteristik Konsolidasi Lempung Lunak Banjarmasin
- Pratama, Yudha. 2017. Alternatif Perkuatan Timbunan Existing Railway Track STA 141+100 – 141+600 Bojonegoro – Surabaya Pasar Turi. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Kemal, Andi Anakaji. 2017. Perencanaan Timbunan Jalan Kereta Api STA KM 88+700 – KM 90+300 Jalur Makassar –

Pare-Pare, Barru, Sulawesi Selatan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Yogyanta, Dwiaji Ari. 2017. Prediksi Pemampatan dan Perbaikan Tanah Metode Preloading Kombinasi Prefabricated Vertical Drain (PVD) Berdasarkan Data Sondir dan Data Laboratorium Pada Penambahan Ruas Jalan Akses Pelabuhan Trisakti – Liang Anggang. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

LAMPIRAN

halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN I
DATA TANAH DAN STATIGRAFI

halaman ini sengaja dikosongkan

1. Data Tanah

No titik	S9 KM 67+400		H timb	2.119
GWL	-			(m)
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	organic clay and mixed soil
0.20	2	0.196133	10.00	Clay (Soft)
0.40	3	0.2942	8.89	Clay (Soft)
0.60	5	0.490333	6.67	organic clay and mixed soil
0.80	9	0.882599	0.74	loose sand
1.00	9	0.882599	0.74	loose sand
1.20	9	0.882599	2.22	clayey sands and silts
1.40	9	0.882599	2.22	clayey sands and silts
1.60	10	0.980665	3.33	sandy and silty clays
1.80	15	1.470998	2.22	clayey sands and silts
2.00	18	1.765197	2.59	sandy and silty clays
2.20	18	1.765197	2.59	clayey sands and silts
2.40	25	2.451663	4.00	sandy and silty clays
2.60	40	3.92266	1.67	sand
2.80	40	3.92266	2.50	clayey sands and silts
3.00	40	3.92266	3.33	sandy and silty clays
3.20	55	5.393658	0.61	loose sand
3.40	60	5.88399	1.67	sand
3.60	60	5.88399	2.22	clayey sands and silts
3.80	70	6.864655	1.90	sandy and silty clays
4.00	110	10.78732	0.61	dense sand
4.20	115	11.27765	0.58	dense sand
4.40	125	12.25831	0.80	dense sand
4.60	120	11.76798	1.11	dense sand
4.80	130	12.74865	0.51	Very shell sands
5.00	145	14.21964	0.92	dense sand
5.20	150	14.70998	0.67	dense sand
5.40	150	14.70998	0.67	dense sand
5.60	155	15.20031	0.86	dense sand
5.80	155	15.20031	0.86	dense sand
6.00	180	17.65197	0.56	dense sand
6.20	185	18.1423	0.54	Very shell sands
6.40	200	19.6133	0.67	dense sand

No titik	S10 KM 67+450		H timb	2.3
GWL	-			
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	organic clay and mixed soil
0.20	5	0.490333	6.67	organic clay and mixed soil
0.40	15	1.470998	4.44	medium inorganic clay
0.60	40	3.92266	5.00	sandy and silty clays
0.80	40	3.92266	8.33	sandy and silty clays
1.00	90	8.825985	0.74	dense sand
1.20	110	10.78732	1.82	dense sand
1.40	14	1.372931	7.14	organic clay and mixed soil
1.60	165	16.18097	0.40	Very shell sands (limerocks)
1.80	180	17.65197	0.19	Very shell sands (limerocks)
2.00	185	18.1423	0.18	Very shell sands (limerocks)
2.20	185	18.1423	0.54	Very shell sands (limerocks)
2.40	195	19.12297	0.34	Very shell sands (limerocks)
2.60	200	19.6133	0.50	Very shell sands (limerocks)

No titik	S11 KM 67+500		H timb	2.463
GWL	-			
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	kg/cm ²	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	loose sand
0.20	8	0.7845	1.67	loose sand
0.40	9	0.8826	0.74	loose sand
0.60	11	1.0787	2.42	clayey sands and silts
0.80	11	1.0787	2.42	clayey sands and silts
1.00	14	1.3729	1.90	loose sand
1.20	18	1.7652	0.74	loose sand
1.40	19	1.8633	1.75	loose sand
1.60	19	1.8633	2.11	sand
1.80	24	2.3536	1.67	sand
2.00	23	2.2555	2.03	sand
2.20	35	3.4323	0.95	sand
2.40	45	4.413	2.96	clayey sands and silts
2.60	45	4.413	2.96	clayey sands and silts
2.80	50	4.9033	2.67	clayey sands and silts
3.00	55	5.3937	2.42	clayey sands and silts
3.20	90	8.826	1.11	dense sand
3.40	105	10.297	0.63	very shell sands (limerocks)
3.60	105	10.297	0.63	very shell sands (limerocks)
3.80	120	11.768	0.28	very shell sands (limerocks)
4.00	135	13.239	0.25	very shell sands (limerocks)
4.20	135	13.239	0.49	very shell sands (limerocks)
4.40	125	12.258	0.80	very shell sands (limerocks)
4.60	130	12.749	1.03	very shell sands (limerocks)
4.80	130	12.749	1.54	very shell sands (limerocks)
5.00	165	16.181	0.40	very shell sands (limerocks)
5.20	165	16.181	0.40	very shell sands (limerocks)
5.40	170	16.671	0.39	very shell sands (limerocks)
5.60	175	17.162	0.42	very shell sands (limerocks)
5.80	175	17.162	0.38	very shell sands (limerocks)
6.00	170	16.671	0.39	very shell sands (limerocks)
6.20	190	18.633	0.53	very shell sands (limerocks)
6.40	200	19.613	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S12 KM 67+550		H timb	2.575
GWL	-			
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	organic clays and mixed soils
0.20	10	0.981	6.67	organic clays and mixed soils
0.40	30	2.942	4.44	sandy and silty clays
0.60	80	7.845	0.83	dense sand
0.80	140	13.73	0.48	limerocks
1.00	155	15.2	0.43	limerocks
1.20	170	16.67	0.20	limerocks
1.40	170	16.67	0.20	limerocks
1.60	190	18.63	0.53	limerocks
1.80	200	19.61	0.67	dense sand

No titik	S13 KM 67+600		H timb	2.429
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	soft inorganic clay
0.20	6	0.588399	4.44	soft inorganic clay
0.40	12	1.176798	1.11	loose sand
0.60	17	1.667131	0.39	loose sand
0.80	18	1.765197	1.11	loose sand
1.00	22	2.157463	0.61	loose sand
1.20	22	2.157463	0.61	loose sand
1.40	22	2.157463	0.61	loose sand
1.60	23	2.25553	0.58	loose sand
1.80	25	2.451663	0.53	loose sand
2.00	27	2.647796	0.25	loose sand
2.20	29	2.843929	1.15	loose sand
2.40	36	3.530394	0.74	sand
2.60	40	3.92266	0.83	sand
2.80	40	3.92266	1.67	sand
3.00	45	4.412993	1.48	sand
3.20	45	4.412993	2.22	clayey sands and silts
3.40	55	5.393658	0.61	sand
3.60	55	5.393658	0.61	sand
3.80	55	5.393658	3.03	sandy and silty clays
4.00	60	5.88399	2.22	clayey sands and silts
4.20	65	6.374323	3.08	sandy and silty clays
4.40	70	6.864655	2.38	clayey sands and silts
4.60	96	9.414384	0.28	very shell sands (limestone)
4.80	105	10.29698	0.95	dense sand
5.00	120	11.76798	1.39	dense sand
5.20	150	14.70998	0.44	very shell sands (limestone)
5.40	160	15.69064	0.21	very shell sands (limestone)
5.60	160	15.69064	0.21	very shell sands (limestone)
5.80	165	16.18097	0.20	very shell sands (limestone)
6.00	165	16.18097	0.20	very shell sands (limestone)
6.20	165	16.18097	0.32	very shell sands (limestone)
6.40	165	16.18097	0.40	very shell sands (limestone)
6.60	165	16.18097	0.40	very shell sands (limestone)
6.80	165	16.18097	0.20	very shell sands (limestone)
7.00	170	16.67131	0.39	very shell sands (limestone)
7.20	170	16.67131	0.47	very shell sands (limestone)
7.40	180	17.65197	0.56	very shell sands (limestone)

No titik	S14 KM 67+650		H timb	2.613
GWL	-			
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	organic clays and mixed soils
0.20	10	0.980665	6.67	organic clays and mixed soils
0.40	25	2.451663	2.67	sandy and silty clays
0.60	30	2.941995	3.33	sandy and silty clays
0.80	45	4.412993	4.44	sandy and silty clays
1.00	80	7.84532	0.83	sand
1.20	95	9.316318	0.70	sand
1.40	105	10.29698	0.63	sand
1.60	120	11.76798	1.11	dense sand
1.80	140	13.72931	0.71	dense sand
2.00	140	13.72931	0.71	dense sand
2.20	140	13.72931	0.95	dense sand
2.40	145	14.21964	0.69	dense sand
2.60	165	16.18097	0.20	very shell sands (limerocks)
2.80	185	18.1423	0.54	very shell sands (limerocks)
3.00	185	18.1423	0.54	very shell sands (limerocks)
3.20	200	19.6133	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S15 KM 67+700		H timb	2.829
GWL	-			
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	kg/cm ²	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	sandy and silty clays
0.20	10	0.9807	3.33	sandy and silty clays
0.40	10	0.9807	3.33	sandy and silty clays
0.60	20	1.9613	1.67	loose sand
0.80	27	2.6478	0.25	very shell sands (limerocks)
1.00	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
1.20	50	4.9033	1.33	medium sand
1.40	75	7.355	0.44	very shell sands (limerocks)
1.60	85	8.3357	0.78	dense sand
1.80	115	11.278	0.29	very shell sands (limerocks)
2.00	120	11.768	0.28	very shell sands (limerocks)
2.20	150	14.71	0.67	dense sand
2.40	150	14.71	0.67	dense sand
2.60	175	17.162	0.19	very shell sands (limerocks)
2.80	175	17.162	0.19	very shell sands (limerocks)
3.00	185	18.142	0.36	very shell sands (limerocks)
3.20	190	18.633	0.35	very shell sands (limerocks)
3.40	200	19.613	0.43	very shell sands (limerocks)

No titik	S17 KM 67+750			3.1
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	
0.20	10	0.9807	6.67	organic clays and mixed soil
0.40	10	0.9807	6.67	organic clays and mixed soil
0.60	20	1.9613	1.33	loose sand
0.80	24	2.3536	1.11	medium sand
1.00	30	2.942	1.11	medium sand
1.20	35	3.4323	0.95	medium sand
1.40	45	4.413	0.74	medium sand
1.60	55	5.3937	1.21	medium sand
1.80	55	5.3937	1.21	medium sand
2.00	85	8.3357	0.78	dense sand
2.20	85	8.3357	1.57	dense sand
2.40	95	9.3163	1.40	dense sand
2.60	110	10.787	0.91	dense sand
2.80	135	13.239	0.74	dense sand
3.00	135	13.239	0.99	dense sand
3.20	155	15.2	0.43	very shell sands (limerocks)
3.40	155	15.2	0.43	very shell sands (limerocks)
3.60	160	15.691	0.42	very shell sands (limerocks)
3.80	165	16.181	0.40	very shell sands (limerocks)
4.00	165	16.181	0.61	very shell sands (limerocks)
4.20	170	16.671	0.20	very shell sands (limerocks)
4.40	170	16.671	0.20	very shell sands (limerocks)
4.60	180	17.652	0.44	very shell sands (limerocks)
4.80	200	19.613	0.53	very shell sands (limerocks)

No titik	S18 KM 67+800			3.31
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	loose sand
0.20	8	0.785	1.67	loose sand
0.40	9	0.883	2.22	loose sand
0.60	12	1.177	1.67	loose sand
0.80	15	1.471	1.33	loose sand
1.00	15	1.471	1.33	loose sand
1.20	18	1.765	0.37	loose sand
1.40	19	1.863	0.35	loose sand
1.60	19	1.863	1.75	loose sand
1.80	25	2.452	0.53	loose sand
2.00	27	2.648	0.49	loose sand
2.20	29	2.844	1.38	sand
2.40	29	2.844	1.38	sand
2.60	29	2.844	1.38	sand
2.80	37	3.628	0.54	sand
3.00	40	3.923	0.83	sand
3.20	50	4.903	1.33	sand
3.40	55	5.394	0.61	sand
3.60	65	6.374	1.03	dense sand
3.80	75	7.355	0.44	dense sand
4.00	75	7.355	0.89	dense sand
4.20	80	7.845	0.83	dense sand
4.40	85	8.336	1.57	dense sand
4.60	95	9.316	2.11	dense sand
4.80	110	10.79	1.21	dense sand
5.00	115	11.28	1.16	dense sand
5.20	130	12.75	0.62	dense sand
5.40	145	14.22	0.46	very shell sands (limerocks)
5.60	155	15.2	0.34	very shell sands (limerocks)
5.80	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
6.00	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
6.20	170	16.67	0.39	very shell sands (limerocks)
6.40	175	17.16	0.30	very shell sands (limerocks)
6.60	175	17.16	0.38	very shell sands (limerocks)
6.80	180	17.65	0.52	very shell sands (limerocks)
7.00	180	17.65	0.56	very shell sands (limerocks)
7.20	180	17.65	0.56	very shell sands (limerocks)
7.40	180	17.65	0.44	very shell sands (limerocks)
7.80	200	19.61	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S19 KM 67+900			3.6
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	organic clays and mixed soil
0.20	4	0.392	6.67	organic clays and mixed soil
0.40	6	0.588	3.33	sandy and silty clays
0.60	10	0.981	1.33	loose sand
0.80	15	1.471	1.33	loose sand
1.00	24	2.354	1.11	sand
1.20	30	2.942	1.11	sand
1.40	30	2.942	1.11	sand
1.60	36	3.53	0.74	sand
1.80	39	3.825	0.68	sand
2.00	45	4.413	1.48	sand
2.20	50	4.903	1.33	sand
2.40	50	4.903	1.33	sand
2.60	50	4.903	1.33	sand
2.80	65	6.374	1.03	dense sand
3.00	65	6.374	1.03	dense sand
3.20	90	8.826	1.11	dense sand
3.40	110	10.79	0.91	dense sand
3.60	110	10.79	1.52	dense sand
3.80	130	12.75	0.51	very shell sands (limerocks)
4.00	145	14.22	0.23	very shell sands (limerocks)
4.20	145	14.22	0.23	very shell sands (limerocks)
4.40	155	15.2	0.43	very shell sands (limerocks)
4.60	155	15.2	0.56	very shell sands (limerocks)
4.80	165	16.18	0.20	very shell sands (limerocks)
5.00	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
5.20	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
5.40	175	17.16	0.30	very shell sands (limerocks)
5.60	175	17.16	0.38	very shell sands (limerocks)
5.80	175	17.16	0.38	very shell sands (limerocks)
6.00	185	18.14	0.54	very shell sands (limerocks)
6.20	200	19.61	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S20 KM 67+950			3.6
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	sandy and silty clays
0.20	4	0.392	3.33	sandy and silty clays
0.40	6	0.588	2.22	sandy and silty clays
0.60	10	0.981	3.33	sandy and silty clays
0.80	12	1.177	1.67	loose sand
1.00	16	1.569	1.67	loose sand
1.20	20	1.961	1.33	loose sand
1.40	20	1.961	1.33	loose sand
1.60	25	2.452	0.53	sand
1.80	30	2.942	0.89	sand
2.00	34	3.334	1.18	sand
2.20	45	4.413	0.74	sand
2.40	55	5.394	0.61	sand
2.60	55	5.394	0.61	sand
2.80	40	3.923	1.67	sand
3.00	45	4.413	2.22	clayey sands and silts
3.20	45	4.413	2.22	clayey sands and silts
3.40	40	3.923	0.83	sand
3.60	45	4.413	0.74	sand
3.80	60	5.884	1.11	sand
4.00	70	6.865	1.43	dense sand
4.20	70	6.865	1.43	dense sand
4.40	90	8.826	1.11	dense sand
4.60	110	10.79	0.61	dense sand
4.80	115	11.28	0.58	very shell sands (limerocks)
5.00	125	12.26	0.43	very shell sands (limerocks)
5.20	140	13.73	0.71	very shell sands (limerocks)
5.40	140	13.73	0.71	very shell sands (limerocks)
5.60	160	15.69	0.42	very shell sands (limerocks)
5.80	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
6.00	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
6.20	165	16.18	0.40	very shell sands (limerocks)
6.40	180	17.65	0.19	very shell sands (limerocks)
6.60	180	17.65	0.56	very shell sands (limerocks)
6.80	180	17.65	0.56	very shell sands (limerocks)
7.00	180	17.65	0.56	very shell sands (limerocks)
7.20	190	18.63	0.53	very shell sands (limerocks)
7.40	200	19.61	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S21 KM 68+000			3.5
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	clayey sands and silts
0.20	6	0.588	2.22	clayey sands and silts
0.40	9	0.883	0.74	loose sand
0.60	9	0.883	0.74	loose sand
0.80	11	1.079	1.21	loose sand
1.00	15	1.471	0.44	loose sand
1.20	17	1.667	0.78	loose sand
1.40	19	1.863	0.70	loose sand
1.60	19	1.863	0.70	loose sand
1.80	23	2.256	0.58	medium sand
2.00	26	2.55	0.51	medium sand
2.20	26	2.55	0.51	medium sand
2.40	10	0.981	3.33	sandy and silty clays
2.60	10	0.981	3.33	sandy and silty clays
2.80	15	1.471	6.67	organic clays and mixed soils
3.00	15	1.471	6.67	organic clays and mixed soils
3.20	25	2.452	4.00	sandy and silty clays
3.40	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
3.60	50	4.903	1.33	dense sand
3.80	65	6.374	1.54	dense sand
4.00	90	8.826	1.11	dense sand
4.20	90	8.826	1.11	dense sand
4.40	110	10.79	0.61	dense sand
4.60	120	11.77	0.56	dense sand
4.80	135	13.24	0.99	dense sand
5.00	135	13.24	0.99	dense sand
5.20	160	15.69	0.42	very shell sands (limerocks)
5.40	160	15.69	0.42	very shell sands (limerocks)
5.60	160	15.69	0.42	very shell sands (limerocks)
5.80	160	15.69	0.42	very shell sands (limerocks)
6.00	175	17.16	0.19	very shell sands (limerocks)
6.20	175	17.16	0.19	very shell sands (limerocks)
6.40	175	17.16	0.19	very shell sands (limerocks)
6.60	180	17.65	0.56	very shell sands (limerocks)
6.80	190	18.63	0.53	very shell sands (limerocks)
7.00	200	19.61	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S22 KM 68+050			3.5
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	clayey sands and silts
0.20	20	1.9613	2.67	clayey sands and silts
0.40	15	1.471	4.44	medium inorganic clay
0.60	25	2.4517	1.33	medium sand
0.80	35	3.4323	0.95	medium sand
1.00	35	3.4323	0.95	medium sand
1.20	35	3.4323	0.95	sand
1.40	45	4.413	0.74	sand
1.60	50	4.9033	1.33	sand
1.80	50	4.9033	1.33	sand
2.00	60	5.884	0.56	sand
2.20	65	6.3743	0.51	dense sand
2.40	65	6.3743	0.51	dense
2.60	70	6.8647	0.48	dense
2.80	70	6.8647	0.95	dense
3.00	75	7.355	0.89	dense
3.20	75	7.355	0.71	dense
3.40	75	7.355	0.89	dense
3.60	85	8.3357	0.71	dense
3.80	80	7.8453	0.83	dense
4.00	95	9.3163	0.70	dense
4.20	115	11.278	0.58	very shell sands (limerocks)
4.40	135	13.239	0.54	very shell sands (limerocks)
4.60	135	13.239	0.49	very shell sands (limerocks)
4.80	155	15.2	0.56	very shell sands (limerocks)
5.00	175	17.162	0.57	very shell sands (limerocks)
5.20	190	18.633	0.46	very shell sands (limerocks)
5.40	200	19.613	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S23 KM 68+100			3.2
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	loose sand
0.20	12	1.1768	1.67	loose sand
0.40	15	1.471	4.44	medium inorganic clay
0.60	22	2.1575	0.91	sand
0.80	27	2.6478	0.74	sand
1.00	35	3.4323	0.95	sand
1.20	55	5.3937	0.61	sand
1.40	35	3.4323	0.95	sand
1.60	35	3.4323	1.33	sand
1.80	30	2.942	1.11	sand
2.00	30	2.942	1.11	sand
2.20	80	7.8453	0.83	dense sand
2.40	95	9.3163	0.70	dense sand
2.60	105	10.297	1.27	dense sand
2.80	125	12.258	0.53	dense sand
3.00	135	13.239	0.49	very shell sands (limerocks)
3.20	135	13.239	0.49	very shell sands (limerocks)
3.40	145	14.22	0.23	very shell sands (limerocks)
3.60	150	14.71	0.44	very shell sands (limerocks)
3.80	155	15.2	0.34	very shell sands (limerocks)
4.00	155	15.2	0.43	very shell sands (limerocks)
4.20	155	15.2	0.43	very shell sands (limerocks)
4.40	155	15.2	0.43	very shell sands (limerocks)
4.60	155	15.2	0.34	very shell sands (limerocks)
4.80	165	16.181	0.34	very shell sands (limerocks)
5.00	185	18.142	0.54	very shell sands (limerocks)
5.20	190	18.633	0.53	very shell sands (limerocks)
5.40	200	19.613	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S24 KM 68+150			
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	organic clay and mixed soil
0.20	3	0.2941995	8.89	organic clay and mixed soil
0.40	3	0.2941995	8.89	organic clay and mixed soil
0.60	3	0.2941995	8.89	organic clay and mixed soil
0.80	4	0.392266	6.67	organic clay and mixed soil
1.00	4	0.392266	6.67	organic clay and mixed soil
1.20	5	0.4903325	6.67	organic clay and mixed soil
1.40	5	0.4903325	6.67	organic clay and mixed soil
1.60	5	0.4903325	6.67	organic clay and mixed soil
1.80	5	0.4903325	6.67	organic clay and mixed soil
2.00	40	3.92266	1.33	sand
2.20	38	3.726527	1.58	sand
2.40	38	3.726527	1.58	sand
2.60	25	2.4516625	3.20	sandy and silty clays
2.80	25	2.4516625	3.20	sandy and silty clays
3.00	25	2.4516625	3.20	sandy and silty clays
3.20	30	2.941995	2.67	sandy and silty clays
3.40	30	2.941995	3.33	sandy and silty clays
3.60	30	2.941995	3.33	sandy and silty clays
3.80	20	1.96133	3.33	sandy and silty clays
4.00	20	1.96133	5.67	sandy and silty clays
4.20	24	2.353596	4.17	sandy and silty clays
4.40	26	2.549729	3.59	sandy and silty clays
4.60	34	3.334261	3.14	sandy and silty clays
4.80	40	3.92266	4.33	sandy and silty clays
5.00	50	4.903325	1.20	sand
5.20	48	4.707192	1.39	sand
5.40	48	4.707192	1.39	sand
5.60	38	3.726527	1.93	sand
5.80	47	4.6091255	1.56	sand
6.00	80	7.84532	1.00	dense sand
6.20	90	8.825985	0.89	dense sand
6.40	90	8.825985	1.11	dense sand
6.60	105	10.2969825	0.95	dense sand
6.80	100	9.80665	0.80	dense sand
7.00	124	12.160246	0.81	dense sand
7.20	90	8.825985	1.26	dense sand
7.40	114	11.179581	0.64	dense sand
7.80	180	17.65197	0.15	very shell sands (limerocks)
8.00	115	11.2776475	0.58	very shell sands (limerocks)
8.20	100	9.80665	1.33	very shell sands (limerocks)
8.60	140	13.72931	0.48	very shell sands (limerocks)
8.80	185	18.1423025	0.54	very shell sands (limerocks)
9.00	200	19.6133	0.50	very shell sands (limerocks)

No titik	S25 KM 68+200			3.8
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	organic clay and mixed soil
0.20	5	0.49033	6.67	organic clay and mixed soil
0.40	5	0.49033	6.67	organic clay and mixed soil
0.60	3	0.2942	8.89	organic clay and mixed soil
0.80	3	0.2942	11.11	organic clay and mixed soil
1.00	5	0.49033	5.33	organic clay and mixed soil
1.20	10	0.98067	3.33	sandy and silty clays
1.40	10	0.98067	3.33	sandy and silty clays
1.60	12	1.1768	2.78	sandy and silty clays
1.80	12	1.1768	2.22	sandy and silty clays
2.00	20	1.96133	3.33	sandy and silty clays
2.20	25	2.45166	2.67	sandy and silty clays
2.40	35	3.43233	1.90	sandy and silty clays
2.60	25	2.45166	2.67	sandy and silty clays
2.80	27	2.6478	1.48	sandy and silty clays
3.00	31	3.04006	2.15	clayey sands and silts
3.20	50	4.90333	1.07	medium sand
3.40	15	1.471	4.44	medium inorganic clay
3.60	15	1.471	2.22	clayey sands and silts
3.80	15	1.471	2.22	clayey sands and silts
4.00	15	1.471	3.11	clayey sands and silts
4.20	29	2.84393	2.07	clayey sands and silts
4.40	28	2.74586	1.67	clayey sands and silts
4.60	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
4.80	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
5.00	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
5.20	25	2.45166	2.40	clayey sands and silts
5.40	25	2.45166	2.67	clayey sands and silts
5.60	50	4.90333	0.67	medium
5.80	50	4.90333	0.67	medium
6.00	70	6.86466	0.95	dense sand
6.20	70	6.86466	1.43	dense sand
6.40	100	9.80665	1.07	dense sand
6.60	124	12.1602	0.91	dense sand
6.80	160	15.6906	0.58	dense sand
7.00	162	15.8868	0.74	dense sand
7.20	170	16.6713	0.39	very shell sands (limerocks)
7.40	140	13.7293	0.52	very shell sands (limerocks)
7.80	180	17.652	0.30	very shell sands (limerocks)
8.00	170	16.6713	0.39	very shell sands (limerocks)
8.20	130	12.7486	0.72	dense sand
8.60	170	16.6713	0.55	dense sand
8.80	180	17.652	0.44	dense sand
9.00	130	12.7486	1.03	dense sand
9.40	200	19.6133	0.67	dense sand

No titik	S27 KM 68+300			4.5
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	organic clay and mixed soil
0.20	5	0.4903	6.67	organic clay and mixed soil
0.40	7	0.6865	7.62	organic clay and mixed soil
0.60	15	1.471	2.22	clayey sands and silts
0.80	16	1.5691	3.75	sandy and silty clays
1.00	25	2.4517	2.67	clayey sands and silts
1.20	10	0.9807	6.67	organic clay and mixed soil
1.40	15	1.471	4.44	medium
1.60	27	2.6478	1.73	sand
1.80	40	3.9227	1.67	sand
2.00	25	2.4517	2.67	clayey sands and silts
2.20	25	2.4517	2.67	clayey sands and silts
2.40	40	3.9227	1.67	sand
2.60	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
2.80	45	4.413	1.19	sand
3.00	5	0.4903	6.67	organic clay and mixed soil
3.20	5	0.4903	6.67	organic clay and mixed soil
3.40	5	0.4903	6.67	organic clay and mixed soil
3.60	15	1.471	2.22	clayey sands and silts
3.80	25	2.4517	2.40	clayey sands and silts
4.00	24	2.3536	3.89	sandy and silty clays
4.20	28	2.7459	2.86	clayey sands and silts
4.40	28	2.7459	2.86	clayey sands and silts
4.60	35	3.4323	1.90	sand
4.80	40	3.9227	1.83	sand
5.00	60	5.884	1.11	sand
5.20	63	6.1782	1.16	dense sand
5.40	63	6.1782	1.27	dense sand
5.60	65	6.3743	1.44	dense sand
5.80	70	6.8647	1.14	dense sand
6.00	40	3.9227	1.67	sand
6.20	55	5.3937	1.58	sand
6.40	80	7.8453	0.83	dense sand
6.60	100	9.8067	0.80	dense sand
6.80	75	7.355	0.89	dense sand
7.00	90	8.826	0.81	dense sand
7.20	123	12.062	0.70	dense sand
7.40	148	14.514	0.36	very shell sands (limerocks)
7.80	180	17.652	0.37	very shell sands (limerocks)
8.00	190	18.633	0.46	very shell sands (limerocks)
8.20	200	19.613	0.53	very shell sands (limerocks)

No titik	S28 KM 68+350			3.7
Kedalaman	qc	qc	Friction Ratio	Jenis Tanah
(m)	(kg/cm ²)	(MPa)	(%)	
0.00	0	0	0.00	organic clays and mixed soil
0.20	3	0.2942	8.89	organic clays and mixed soil
0.40	5	0.490333	6.67	organic clays and mixed soil
0.60	3	0.2942	8.89	organic clays and mixed soil
0.80	3	0.2942	8.89	organic clays and mixed soil
1.00	10	0.980665	6.67	organic clays and mixed soil
1.20	20	1.96133	1.67	clayey sands and silts
1.40	15	1.470998	2.22	clayey sands and silts
1.60	12	1.176798	3.33	sandy and silty clays
1.80	18	1.765197	2.22	clayey sands and silts
2.00	17	1.667131	1.96	clayey sands and silts
2.20	20	1.96133	3.33	sandy and silty clays
2.40	18	1.765197	3.33	sandy and silty clays
2.60	19	1.863264	2.81	clayey sands and silts
2.80	25	2.451663	2.67	clayey sands and silts
3.00	35	3.432328	1.90	clayey sands and silts
3.20	20	1.96133	2.67	clayey sands and silts
3.40	20	1.96133	3.33	sandy and silty clays
3.60	32	3.138128	2.29	clayey sands and silts
3.80	45	4.412993	1.48	medium sand
4.00	50	4.903325	1.87	medium sand
4.20	65	6.374323	1.03	medium sand
4.40	95	9.316318	0.70	dense sand
4.60	135	13.23898	0.49	dense sand
4.80	70	6.864655	2.38	clayey sands and silts
5.00	55	5.393658	1.21	medium sand
5.20	64	6.276256	1.15	medium sand
5.40	50	4.903325	1.33	medium sand
5.60	57	5.589791	1.29	medium sand
5.80	57	5.589791	1.40	medium sand
6.00	40	3.92266	1.67	medium sand
6.20	43	4.21686	1.40	medium sand
6.40	140	13.72931	0.71	limerocks
6.60	185	18.1423	0.54	limerocks
6.80	200	19.6133	0.67	limerocks

No titik	S29 KM 68+400			3.9
Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	qc (MPa)	Friction Ratio (%)	Jenis Tanah
0.00	0	0	0.00	organic clay and mixed soil
0.20	4	0.3923	8.33	organic clay and mixed soil
0.40	4	0.3923	8.33	organic clay and mixed soil
0.60	2	0.1961	10.00	organic clay and mixed soil
0.80	2	0.1961	10.00	organic clay and mixed soil
1.00	3	0.2942	8.89	organic clay and mixed soil
1.20	3	0.2942	8.89	organic clay and mixed soil
1.40	3	0.2942	8.89	organic clay and mixed soil
1.60	3	0.2942	8.89	organic clay and mixed soil
1.80	4	0.3923	6.67	organic clay and mixed soil
2.00	30	2.942	3.11	clayey sands and silts
2.20	25	2.4517	2.67	clayey sands and silts
2.40	30	2.942	1.33	clayey sands and silts
2.60	30	2.942	2.22	clayey sands and silts
2.80	15	1.471	4.00	medium inorganic clay
3.00	15	1.471	4.00	medium inorganic clay
3.20	40	3.9227	1.67	sand
3.40	50	4.9033	1.47	sand
3.60	70	6.8647	0.86	dense sand
3.80	100	9.8067	0.53	dense sand
4.00	80	7.8453	0.83	dense sand
4.20	102	10.003	0.65	dense sand
4.40	100	9.8067	0.93	dense sand
4.60	90	8.826	1.56	dense sand
4.80	80	7.8453	0.83	dense sand
5.00	88	8.6299	0.45	dense sand
5.20	60	5.884	1.11	dense sand
5.40	90	8.826	0.74	dense sand
5.60	100	9.8067	0.93	dense sand
5.80	80	7.8453	0.83	dense sand
6.00	50	4.9033	1.60	sand
6.20	145	14.22	0.69	sand
6.40	170	16.671	0.39	very shell sands (limerocks)
6.60	140	13.729	0.48	very shell sands (limerocks)
6.80	160	15.691	0.63	very shell sands (limerocks)
7.00	172	16.867	0.39	very shell sands (limerocks)
7.20	190	18.633	0.46	very shell sands (limerocks)
7.40	200	19.613	0.60	very shell sands (limerocks)

2. Statigrafi

	S9 KM 67+400	S10 KM 67+450	S11 KM 67+500	S12 KM 67+550	S13 KM 67+600	S14 KM 67+650	S15 KM 67+700	S17 KM 67+750	S18 KM 67+800	S19 KM 67+900	S20 KM 67+950	S21 KM 68+000	S22 KM 68+050	S23 KM 68+100	S24 KM 68+150	S25 KM 68+200	S26 KM 68+250	S27 KM 68+300	S28 KM 68+350	S29 KM 68+400		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0.2	2	5	8	10	6	10	10	10	8	4	4	6	20	12	3	5	5	5	3	4	4	
0.4	3	15	9	30	12	25	10	10	9	6	6	9	15	15	3	5	7	7	5	4	4	
0.6	5	40	11	80	17	30	20	20	12	10	10	9	25	22	3	3	15	15	3	2	2	
0.8	9	40	11	140	18	45	27	24	15	15	12	11	35	27	4	3	16	16	3	2	2	
1	9	90	14	155	22	80	30	30	15	24	16	15	35	35	4	5	25	25	10	3	3	
1.2	9	110	18	170	22	95	50	35	18	30	20	17	35	55	5	10	10	10	20	3	3	
1.4	9	14	19	170	22	105	75	45	19	30	20	19	45	35	5	10	15	15	15	3	3	
1.6	10	165	19	190	23	120	85	55	10	19	36	25	19	50	35	5	12	27	27	12	3	3
1.8	15	180	24	200	25	140	115	55	25	39	30	23	50	30	18	5	12	40	40	18	4	4
2	18	185	23		27	140	120	85	27	45	34	26	60	30	40	20	25	25	25	17	30	30
2.2	18	185	35		29	140	150	85	29	50	45	26	65	80	38	25	25	25	20	25	25	25
2.4	25	195	45		36	145	150	95	29	50	55	10	65	95	38	35	40	40	18	30	30	30
2.6	40	200	45		40	165	175	110	29	50	55	10	70	105	25	25	30	30	19	30	30	30
2.8	40		50		40	185	175	135	37	65	40	15	70	125	25	27	45	45	25	15	15	15
3	40		55		45	185	185	135	40	65	45	15	75	135	25	31	5	5	35	15	15	15
3.2	55	90			45	200	190	155	50	90	45	25	75	135	30	50	5	5	20	40	40	40
3.4	60		105		55		200	155	55	110	40	30	75	145	30	15	5	5	20	50	50	50
3.6	60		105		55			160	65	110	45	50	85	150	30	15	15	15	32	70	70	70
3.8	70		120		55			165	75	130	60	65	80	155	20	15	25	25	45	100	100	100
4	110		135		60			165	75	145	70	90	95	155	20	15	24	24	50	80	80	80
4.2	115		135		65			170	80	145	70	90	115	155	24	29	28	28	65	102	102	102
4.4	125		125		70			170	85	155	90	110	135	155	26	28	28	28	95	100	100	100
4.6	120		130		95			180	95	155	110	120	135	155	34	30	35	35	135	90	90	90
4.8	130		130		105			200	110	165	115	135	155	165	40	30	40	40	70	80	80	80
5	145		165		120				115	165	125	135	175	185	50	30	60	60	55	88	88	88
5.2	150		165		150				130	165	140	160	190	190	48	25	63	63	64	60	60	60
5.4	150		170		160				145	175	140	160	200	200	48	25	63	63	50	90	90	90
5.6	155		175		160				155	175	160	160			38	50	65	65	57	100	100	100
5.8	155		175		165				165	175	165	160			47	50	70	70	57	80	80	80
6	180		170		165				165	185	165	175			80	70	40	40	40	50	50	50
6.2	185		190		165				170	200	165	175			90	70	55	55	43	145	145	145
6.4	200		200		165				175		180	175			90	100	80	80	140	170	170	170
6.6					165				175		180	180			105	124	100	100	185	140	140	140
6.8					165				180		180	190			100	160	75	75	200	160	160	160
7					170				180		180	200			124	162	90	90		172	172	172
7.2					170				180		190				90	170	123	123		190	190	190

3. Data Tanah Timbunan Lama

2.5 m (tanah lama)								
Zona 1								
Cu baru (kPa)	SPT Baru	qc baru (kg/cm ²)	qc baru (MPa)	γ sat baru (kN/m ³)	γ sat baru (t/m ³)	ϕ baru (°)	Tipe Tanah	konsistensi
20.45	4	16.4	1.6	16.1	1.61	2	clay	soft
0	24	88.3	8.8	18.2	1.82	34.1	sand	medium
0	41	152.3	15.2	21.0	2.10	38.7	sand	dense
Zona 2								
Cu baru (kPa)	SPT Baru	qc baru (kg/cm ²)	qc baru (MPa)	γ sat baru (kN/m ³)	γ sat baru (t/m ³)	ϕ baru (°)	Tipe Tanah	konsistensi
9.58	2	7.7	0.77	15.7	1.57	0.3	clay	very soft
44.18	9	35.3	3.53	17.0	1.70	7	clay	medium
0	26	95.6	9.56	18.5	1.85	34.7	sand	medium

3.5 m (tanah lama)								
Zona 1								
Cu baru (kPa)	SPT Baru	qc baru (kg/cm ²)	qc baru (MPa)	γ sat baru (kN/m ³)	γ sat baru (t/m ³)	ϕ baru (°)	Tipe Tanah	konsistensi
21.01	4	16.8	1.68	16.1	1.61	2	clay	soft
0	24	88.3	8.83	18.2	1.82	34.1	sand	medium
0	41	152.3	15.23	21.0	2.10	38.7	sand	dense
Zona 2								
Cu baru (kPa)	SPT Baru	qc baru (kg/cm ²)	qc baru (MPa)	γ sat baru (kN/m ³)	γ sat baru (t/m ³)	ϕ baru (°)	Tipe Tanah	konsistensi
9.64	2	7.7	0.77	15.7	1.57	0.3	clay	very soft
45.88	9	36.7	3.67	17.0	1.70	7	clay	medium
0	27	100.2	10.02	18.7	1.87	35.0	sand	medium


4.5 m (tanah lama)								
Zona 1								
Cu baru (kPa)	SPT Baru	qc baru (kg/cm ²)	qc baru (MPa)	γ_{sat} baru (kN/m ³)	γ_{sat} baru (t/m ³)	ϕ baru (°)	Tipe Tanah	konsistensi
21.58	4	17.3	1.73	16.1	1.61	2	clay	soft
0	24	88.3	8.83	18.2	1.82	34.1	sand	medium
0	41	152.3	15.23	21.0	2.10	38.7	sand	dense
Zona 2								
Cu baru (kPa)	SPT Baru	qc baru (kg/cm ²)	qc baru (MPa)	γ_{sat} baru (kN/m ³)	γ_{sat} baru (t/m ³)	ϕ baru (°)	Tipe Tanah	konsistensi
9.69	2	7.8	0.78	15.7	1.57	0.3	clay	very soft
47.59	10	38.1	3.81	17.1	1.71	8	clay	medium
0	27	100.2	10.02	18.7	1.87	35.0	sand	medium

halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN II
SPEKIFIKASI MATERIAL

halaman ini sengaja dikosongkan

1. Geotextile





Woven Geotextile

Amaru woven geotextile, with polypropylene fiber as raw materials, is produced with at least two rows of parallel yarns (or tape yarn), using different weaving machines and technologies to weave and compactness according to usage ranges. In general, woven geotextile is relatively light in weigh, strong tensile strength, smaller elongation as well as high stability.

Application:

- Water conservancy project and dams protection
- Road projects and slope protection
- Railway foundation reinforcement
- Riverbanks and diversion irrigation
- Reservoir seepage and consolidation project

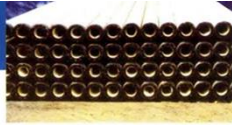


Specifications	Test Method	Unit	TW150	TW200	TW250
Physical Properties					
Mass Weight	ASTM D 5261	g/m ²	150	200	250
Polymer		-	PP		
Colour		-	Black		
Mechanical Properties					
Tensile Strength (MD)	ASTM D 1682	kn/m	30	45	60
Tensile Strength (CD)			30	40	55
Elongation (MD)			20	21	21
Elongation (CD)	ASTM D 4632	%	21	21	22
Grab Tensile (MD)			1023	1415	2355
Grab Tensile (CD)			948	1277	1604
Trapezoidal Tear Strength (MD)	ASTM D 4533	N	568	1070	1012
Trapezoidal Tear Strength (CD)	ASTM D 4833		512	1005	815
Puncture Resistance	ASTM D 4833		284	435	705
Hydraulic Properties					
Effective Opening Size	NEN 5168	mm	0.3	0.28	0.27
Flow Rate		l/sqm/sec	25	23	21
Dimension					
Roll Width	-	m	3.8		
Roll Length			200		
Roll Diameter			0.4	0.5	0.55

Geosynthetic Specialist

2. Micropile

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES (JBI PILES) JIS. A 5335



The manufacture of JBI piles uses a combined system : prestressing, spinning and steam curing which are done in the plant. Due to above system, the resulted processes the following qualities : Stable, high quality, high density of concrete, with extremely low absorption rate, totally free of corrosion problem. High resistance to shock, due to it's elasticity. The effective prestress at type A, AB, B, C are about 40, 60, 80, 100 Kg/Cm² respectively. Bearing capacity determined by the material with concrete allowable stress according to ACI 543 : 0.33 X 500 - 0.27 X 40 = 154 Kg/Cm² (for type A pile, the other type are changed of effective prestressed).

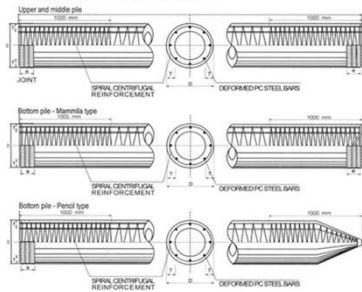
Specification Of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335

Out Side Diameter (mm)	Type (Class)	Thickness (mm)	Cross Section Area (cm ²)	Bearing Capacity (ton) ACI 543	Cracking Bending Moment (Tm)	Ultimate Bending Moment (Tm)	Length (meter) & Weight (ton)									
							7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m	
300	A	60	452,4	70	2,5	3,8	0,82	0,94	1,06	1,18	1,29	1,41	1,53			
	3,0				5,0											
	3,5				6,3											
350	A	65	582,0	90	3,5	5,2	1,06	1,21	1,36	1,51	1,66	1,81	1,97	2,12	2,27	
	4,0				7,1											
	5,0				9,0											
400	A	75	765,8	118	5,5	8,2	1,38	1,59	1,79	1,99	2,19	2,39	2,59	2,79	2,98	
	6,5				10,7											
	7,5				13,5											
450	A	80	929,9	143	9,0	15,5	1,69	1,93	2,17	2,42	2,66	2,90	3,14	3,38	3,62	
	11,0				19,8											
	12,5				25,0											
500	A	90	1159,0	178	10,5	15,7	2,11	2,41	2,71	3,01	3,31	3,62	3,92	4,22	4,52	
	12,5				18,8											
	15,0				27,0											
600	A	100	1.570,8	242	17,0	25,5	2,86	3,27	3,67	4,08	4,49	4,90	5,31	5,71	6,12	
	20,0				35,3											
	25,0				45,0											

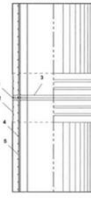
Concrete Strength, f_c = 500 kg/cm² (Cylinder Test), or equivalent to K - 600 (Cube Test)

Construction Of Prestressed Concrete Spun Piles

CONSTRUCTION OF JBI PILES



WELDED JOINT



Calculation Of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$R_a = \frac{2 \cdot W \cdot H}{5 \cdot S + 0.1}$$

R_a = Allowable Bearing Capacity (ton)
 W = Weight of Hammer (ton)
 H = Height of ram stroke (m)
 S = Final settlement of pile, determined as the average of the last 10 blows, (mm)

MARKETING : Jakarta Telp. (021) 590-2385 Medan Telp. (061) 685-0365 Surabaya Telp. (031) 750-7651
 Fax. (021) 590-2383 Fax. (061) 685-0367 Fax. (031) 750-7649

3. Freyssisol

GEOFORCE INDONESIA
geosynthetic engineering

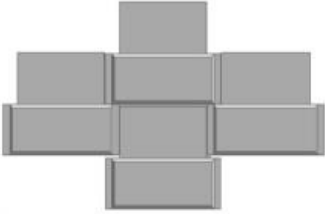
GSRW

Pada era globalisasi sekarang ini, banyak sekali infrastruktur yang harus dibangun untuk mengimbangi kemajuan ekonomi dan penambahan penduduk. Salah satunya adalah pembangunan jalan baru dan jalan bertingkat (*fly over*), pembangunan *fly over* sering sekali kita jumpai di kota besar khususnya di kota Jakarta, hal ini dilakukan untuk mengurangi kemacetan pada daerah persimpangan. Konstruksi *fly over* sendiri harus didesain sedemikian rupa sehingga menambah keindahan kota. Salah satunya adalah konstruksi dinding penahan tanah pada *oprit fly over*.

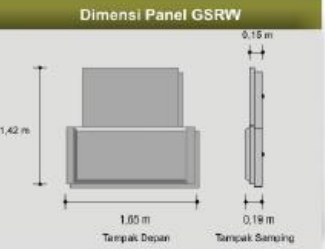
PT. Geoforce Indonesia, perusahaan baru yang berkembang pesat dengan bisnis utama pelayanan jasa konstruksi khususnya dibidang *soil improvement*, memberikan suatu alternative bagi perkembangan konstruksi di Indonesia yaitu dengan mengembangkan konstruksi dinding penahan tanah, dengan nama **Geoforce Segmental Retaining Wall** atau disingkat **GSRW**. Konstruksi ini bukanlah hal yang baru, namun **PT. Geoforce Indonesia** berusaha untuk mengkombinasikan antara aspek *Engineering, Economic* dan *Art* dalam desainnya.

Geoforce Segmental Retaining Wall (GSRW) adalah paduan antara *Engineering, Economic*, dan *Art*. Selain kokoh secara *engineering*, harga yang kompetitif dibandingkan dengan produk segmental sejenis, GSRW juga memberikan nilai seni yang tinggi. Sehingga sangat cocok dibangun di tengah atau di luar kota karena konstruksinya bisa menambah keindahan kota. Selain itu kami menawarkan kemudahan dan kecepatan dalam aplikasinya.


Geoforce Segmental Retaining Wall (GSRW) Tipe 1



Dimensi Panel GSRW



Gambar Potongan GRSW



halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN III
PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN
TINGGI TIMBUNAN AWAL ($H_{INITIAL}$)

halaman ini sengaja dikosongkan

1. PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (H_{INITIAL})

- Variasi Timbunan untuk Mencari Settlement H final 2.5, 3.5, dan 4.5 meter di Zona 1

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	S_c (m)	ΣS_c (m)
1	0.0	0.6	0.6	3.75	3.15	0.3	12.50	10.50	1	1.8	15.0	1.50	3.8	57.69231	0.017333	0.001872	0.001872

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	S_c (m)	ΣS_c (m)
1	0.0	0.6	0.6	3.75	3.15	0.3	12.50	10.50	1	5.4	15.0	1.500	3.8	57.69231	0.017333	0.005616	0.005616

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	S_c (m)	ΣS_c (m)
1	0.0	0.6	0.6	3.75	3.15	0.3	12.50	10.50	1	9	15.0	1.500	3.8	57.69231	0.017333	0.00936	0.00936

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	S_c (m)	ΣS_c (m)
1	0.0	0.6	0.6	3.75	3.15	0.3	12.50	10.50	1	12.6	15.0	1.500	3.8	57.69231	0.017333	0.013104	0.013104

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas $Z = 1.3$ m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	0.6	0.6	1	1.5	1.3	0.77	1.15	0.924	0.924	15.0	1.500	3.85	57.69	0.017333	0.000961	0.000961

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas $Z = 3.3$ m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	0.6	0.6	1	1.5	3.3	0.30	0.45	0.64	0.640	15.0	1.500	3.85	57.69	0.017333	0.0006656	0.0006656

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas $Z = 5.3$ m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	0.6	0.6	1	1.5	5.3	0.19	0.28	0.46	0.460	15.0	1.500	3.85	57.69	0.017333	0.0004784	0.0004784

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas $Z = 7.3$ m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	0.6	0.6	1	1.5	7.3	0.14	0.21	0.34	0.340	15.0	1.500	3.85	57.69	0.017333	0.0003536	0.0003536

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta Z = 1.8 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	1.8	0.57	2.555357	15.0	1.500	3.8	57.69	0.017333	0.002658	0.002658

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta Z = 3.8 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	3.8	0.57	1.401048	15.0	1.5	3.8	57.69	0.017333	0.001457	0.001457

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta Z = 5.8 m

P (ton/m)	z	r	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	5.8	0.57	0.94132	15.0	1.5	3.8	57.69	0.017333	0.000979	0.000979

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta Z = 7.8 m

P (ton/m)	z	r	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	7.8	0.57	0.705945	15.0	1.5	3.8	57.69	0.017333	0.000734	0.000734

- Variasi Timbunan untuk Mencari Settlement H final 2.5 meter di Zona 2

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	3.75	3.15	0.6	6.25	5.25	1	1.8	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.013523	0.013523
2	1.2	4.8	3.6	3.75	3.15	3	1.25	1.05	0.93	1.674	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.012335	0.025858

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	3.75	3.15	0.6	6.25	5.25	1	5.4	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.04057	0.04057
2	1.2	4.8	3.6	3.75	3.15	3	1.25	1.05	0.93	5.022	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.037004	0.077574

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	3.75	3.15	0.6	6.25	5.25	1	9	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.067617	0.067617
2	1.2	4.8	3.6	3.75	3.15	3.0	1.25	1.05	0.93	8.37	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.061674	0.12929

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	3.75	3.15	0.6	6.25	5.25	1	12.6	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.094663	0.094663
2	1.2	4.8	3.6	3.75	3.15	3	1.25	1.05	0.93	11.718	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.086343	0.181007

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	1.6	0.62	0.93	0.884	0.884	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.006641	0.006641
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	4.0	0.25	0.37	0.564	0.564	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.004156	0.010797

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	3.6	0.27	0.41	0.584	0.584	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.004388	0.004388
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	6.0	0.17	0.25	0.42	0.420	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.003095	0.007482

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	5.7	0.18	0.26	0.46	0.460	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.003456	0.003456
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	8.1	0.12	0.19	0.34	0.340	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.002505	0.005961

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	7.7	0.13	0.19	0.34	0.340	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.002554	0.002554
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	10.1	0.10	0.15	0.25	0.250	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020871	0.001878	0.004433

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 1 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	2.1	0.57	2.289661	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.017202	0.017202
8.75	4.5	0.57	1.19551	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.008809	0.026011

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 3 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	4.1	0.57	1.295019	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.009729	0.009729
8.75	6.5	0.57	0.838567	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.006179	0.015908

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 5 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	6.2	0.57	0.887355	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.006667	0.006667
8.75	8.6	0.57	0.644143	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.004746	0.011413

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 7 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	8.200559	0.57	0.672757	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.005054	0.005054
8.75	10.60056	0.57	0.522458	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.00385	0.008904

- **Variasi Timbunan untuk Mencari Settlement H final 3.5 meter di Zona 2**

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	5.25	3.15	0.6	8.75	5.25	1	1.8	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.013523	0.013523
2	1.2	4.8	3.6	5.25	3.15	3	1.75	1.05	0.936	1.6848	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.012414	0.025938

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	5.25	3.15	0.6	8.75	5.25	1	5.4	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.04057	0.04057
2	1.2	4.8	3.6	5.25	3.15	3	1.75	1.05	0.936	5.0544	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.037243	0.077813

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	5.25	3.15	0.6	8.75	5.25	1	9	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.067617	0.067617
2	1.2	4.8	3.6	5.25	3.15	3.0	1.75	1.05	0.936	8.424	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.062072	0.129688

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	5.25	3.15	0.6	8.75	5.25	1	12.6	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.094663	0.094663
2	1.2	4.8	3.6	5.25	3.15	3	1.75	1.05	0.936	11.7936	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.0869	0.181564

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	1.6	0.62	0.93	0.884	0.884	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.006641	0.006641
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	4.0	0.25	0.37	0.564	0.564	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.004156	0.010797

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	3.6	0.27	0.41	0.584	0.584	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.004388	0.004388
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	6.0	0.17	0.25	0.42	0.420	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.003095	0.007482

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	5.7	0.18	0.26	0.46	0.460	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.003456	0.003456
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	8.1	0.12	0.19	0.34	0.340	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.002505	0.005961

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	7.7	0.13	0.19	0.34	0.340	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.002554	0.002554
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	10.1	0.10	0.15	0.25	0.250	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020871	0.001878	0.004433

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 1 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	2.1	0.57	2.289626	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.017202	0.017202
8.75	4.5	0.57	1.195499	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.008809	0.026011

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 3 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	4.1	0.57	1.294981	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.009729	0.009729
8.75	6.5	0.57	0.838551	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.006179	0.015908

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 5 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	6.2	0.57	0.887324	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.006666	0.006666
8.75	8.6	0.57	0.644127	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.004746	0.011413

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 7 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	8.2	0.57	0.672732	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.005054	0.005054
8.75	10.6	0.57	0.522443	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.00385	0.008904

- Variasi Timbunan untuk Mencari *Settlement* H final 4.5 meter di Zona 2

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	6.75	3.15	0.6	11.25	5.25	1	1.8	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.013523	0.013523
2	1.2	4.8	3.6	6.75	3.15	3	2.25	1.05	0.944	1.6992	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.01252	0.026044

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	6.75	3.15	0.6	11.25	5.25	1	5.4	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.04057	0.04057
2	1.2	4.8	3.6	6.75	3.15	3	2.25	1.05	0.944	5.0976	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.037561	0.078131

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	6.75	3.15	0.6	11.25	5.25	1	9	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.067617	0.067617
2	1.2	4.8	3.6	6.75	3.15	3.0	2.25	1.05	0.944	8.496	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.062602	0.130219

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan H = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	6.75	3.15	0.6	11.25	5.25	1	12.6	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.094663	0.094663
2	1.2	4.8	3.6	6.75	3.15	3	2.25	1.05	0.944	11.8944	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.087643	0.182306

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 1 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	αm	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	1.6	0.62	0.93	0.884	0.884	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.006641	0.006641
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	4.0	0.25	0.37	0.564	0.564	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.004156	0.010797

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 3 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	3.6	0.27	0.41	0.584	0.584	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.004388	0.004388
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	6.0	0.17	0.25	0.42	0.420	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.003095	0.007482

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	5.7	0.18	0.26	0.46	0.460	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.003456	0.003456
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	8.1	0.12	0.19	0.34	0.340	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.002505	0.005961

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Balas H timb = 7 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	a (m)	b (m)	Z (m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
1	0.0	1.2	1.2	1	1.5	7.7	0.13	0.19	0.34	0.340	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.002554	0.002554
2	1.2	4.8	3.6	1	1.5	10.1	0.10	0.15	0.25	0.250	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020871	0.001878	0.004433

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 1 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	2.119867	0.57	2.285323	7.5	0.753	2.1	15.97	0.062608	0.01717	0.01717
8.75	4.519867	0.57	1.194146	31.3	3.126	1.6	48.86	0.020468	0.008799	0.025969

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 3 m

P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	4.147147	0.57	1.293848	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.009721	0.009721
8.75	6.547147	0.57	0.838064	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.006175	0.015896

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 5 m

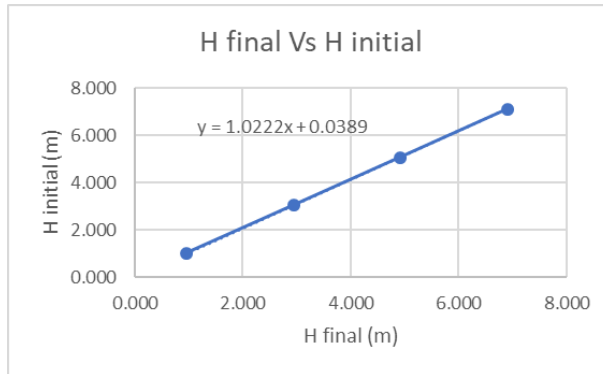
P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	6.175324	0.57	0.886869	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.006663	0.006663
8.75	8.575324	0.57	0.643885	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.004744	0.011407

Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Kereta H timb = 7 m

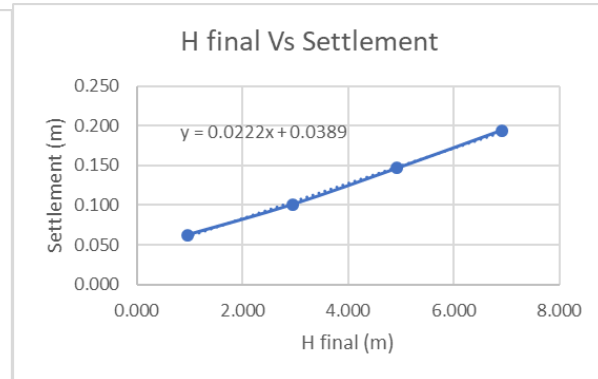
P (ton/m)	z	x	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	α_m	M	Mv	Sc (m)	Σ Sc (m)
8.75	8.203498	0.57	0.672521	7.5	0.752778	2.1	15.97	0.062608	0.005053	0.005053
8.75	10.6035	0.57	0.522315	31.3	3.125926	1.6	48.86	0.020468	0.003849	0.008901

2. GRAFIK HUBUNGAN H-INITIAL H-FINAL DAN H-FINAL SETTLEMENT

• H = 2.5 M DI ZONA 2

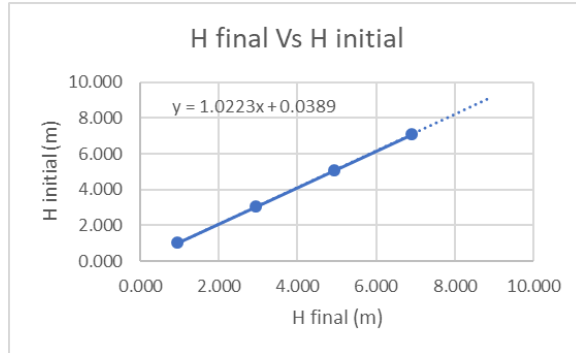


H final	2.5
H initial	2.59

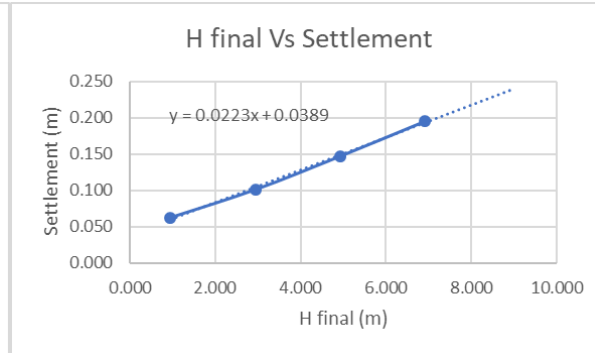


H final	2.5
Settlement	0.09

• **H = 3.5 M DI ZONA 2**

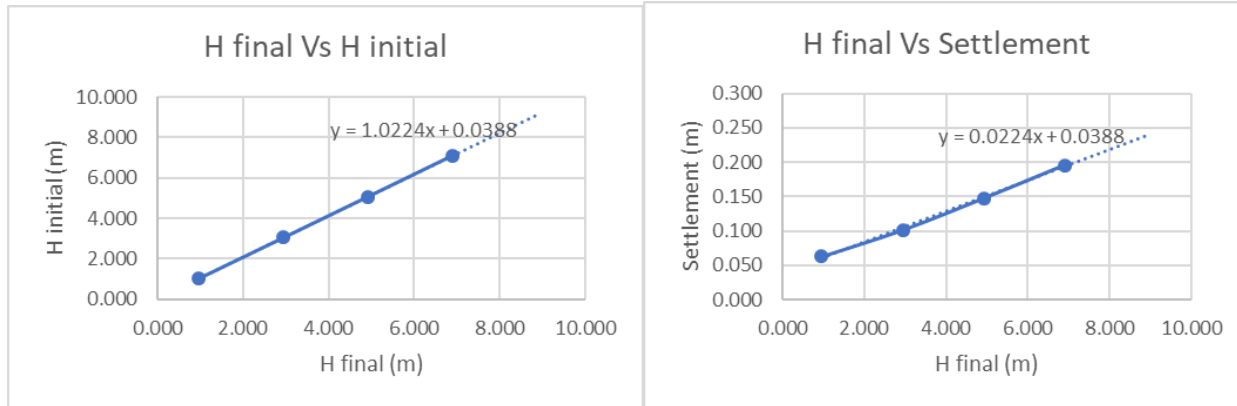


H final	3.5
H initial	3.62



H final	3.5
Settlement	0.12

• **H = 4.5 M DI ZONA 2**



H final 4.5
 H initial 4.64

H final 4.5
 Settlement 0.14

LAMPIRAN IV
STABILITAS TIMBUNAN, PERKUATAN TIMBUNAN
DAN PERKUATAN TANAH DASAR

halaman ini sengaja dikosongkan

1. Stabilitas Timbunan

- Zona 1 H final = 2.5 m

SF	1.2	
MR xstabl	1025.34	kNm
MD	854.45	kNm
FS rencana	1.5	
MR rencana	1281.68	kNm
Δ MR	256.34	kNm
x coord	3.30	
y	8.30	
r	11.32	

- Zona 1 H final = 3.5 m

SF	1.37	
MR xstabl	2081.74	kNm
MD	1519.52	kNm
FS rencana	1.5	
MR rencana	2279.28	kNm
Δ MR	197.54	kNm
x coord	6.00	
y	4.00	
r	7.62	

- Zona 1 H final = 4.5 m

SF	1.36	
MR xstabl	2156.67	kNm
MD	1585.79	kNm
FS rencana	1.5	
MR rencana	2378.68	kNm
Δ MR	222.01	kNm
x coord	6.50	
y	4.50	
r	7.91	

- Zona 2 H final = 2.5 m

SF	0.96	
MR xstabl	610.28	kNm
MD	635.71	kNm
FS rencana	1.5	
MR rencana	953.56	kNm
Δ MR	343.28	kNm
x coord	6.14	
y	0.79	
r	4.92	

- Zona 2 H final = 3.5 m

SF	0.91	
MR xstabl	1116	kNm
MD	1226.37	kNm
FS rencana	1.5	
MR rencana	1839.56	kNm
Δ MR	723.56	kNm
x coord	5.81	
y	2.46	
r	6.62	

- Zona 2 H final = 4.5 m

SF	0.91	
MR xstabl	1747.67	kNm
MD	1920.52	kNm
FS rencana	1.5	
MR rencana	2880.77	kNm
Δ MR	1133.10	kNm
x coord	6.05	
y	4.12	
r	8.13	

2. Perencanaan *Micropile*

- Zona 2 H final = 2.5 m

D	0.3 m		very soft				
Fc	40 Mpa		Cu	9.4 kPa		0.94 t/m ²	
E	29725.41 Mpa			0.094 kg/cm ²			
	303115.951 kg/cm ²		qu	0.188 kg/cm ²			
I	34607.78 cm ⁴		f	3 t/ft ³			
f				0.096 kg/cm ³			
T	161.325222 cm		SF	0.96			
			MR xstabl	610.28	kNm	124	
Mcr	4 tm		MD	635.71	kNm	129	
	400000 kgcm		FS rencana	1.5			
Lb	587 cm	5.87	MR rencana	953.56	kNm		
Lb/T	3.63861269		ΔMR	343.28	kNm	70	
Fm	0.95		x coord	6.14			
P	2609.96 kg		y	0.79			
	2.61 ton		r	4.92			
	26.10 kN						
Fk	0.39445467						
P maks 1	10.2951152 kN						
n	2.67332923	3	buah		s (jarak)	1.321425 m	
n	6.77727877	7	buah		s (jarak)	0.78 m	
		72				0.80 m	
L cerucuk	7 m						

- Zona 2 H final = 3.5 m

D	0.3 m		very soft			
Fc	40 Mpa		Cu	9.4 kPa	0.94 t/m2	
E	29725.41 Mpa			0.094 kg/cm2		
	303116 kg/cm2		qu	0.188 kg/cm2		
I	34607.78 cm4		f	3 t/ft3		
f				0.096 kg/cm3		
T	161.3252 cm		SF	0.91		
			MR xstabil	1116	kNm	168.5801
Mcr	4 tm		MD	1226.37	kNm	185.2528
	400000 kgcm		FS rencan	1.5		
Lb	684 cm	6.84	MR rencan	1839.56	kNm	
Lb/T	4.239883		ΔMR	723.56	kNm	
Fm	0.95		x coord	5.81		
P	2609.962 kg		y	2.46		
	2.609962 ton		r	6.62		109.2992
	26.09962 kN					
Fk	0.441721					
P maks 1	11.52875 kN					
n	4.187769	5	buah	s (jarak)	0.88095 m	
n	9.480575	10	buah	s (jarak)	0.68 m	
		115			0.7	
L cerucuk	8 m					

- Zona 2 H final = 4.5 m

D	0.3 m		very soft				
Fc	40 Mpa		Cu	9.4 kPa		0.94 t/m ²	
E	29725.41 Mpa			0.094 kg/cm ²			
	303116 kg/cm ²		qu	0.188 kg/cm ²			
I	34607.78 cm ⁴		f	3 t/ft ³			
f				0.096 kg/cm ³			
T	161.3252 cm		SF	0.91			
			MR xstabil	1747.67	kNm		
Mcr	4 tm		MD	1920.52	kNm		
	400000 kgcm		FS rencan	1.5			
Lb	899 cm	8.99	MR rencan	2880.77	kNm		
Lb/T	5.572594		ΔMR	1133.10	kNm		
Fm	0.9		x coord	6.05			
P	2754.959 kg		y	4.12			
	2.754959 ton		r	8.13		139.3733	
	27.54959 kN						
Fk	0.546487						
P maks 1	15.05548 kN						
n	5.058996	6	buah	s (jarak)	0.7551	m	
n	9.257309	10	buah	s (jarak)	0.71	m	
		151			0.7		
L cerucuk	10 m						

3. Perencanaan Stone Column

- Daya Dukung Stone Column Tunggal

Untuk H final = 2.5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ _{sat} (ton/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	φ (°)	σ _{vo} (kPa)	Ko	σ _{ro} (kPa)	Ec (kPa)	v	Quit
1	0	1.2	1.2	0.6	7.5	0.75	2	1.57	15.7	9.4	0	3.3992188	1	3.399219	2415	0.2	286.4039
2	1.2	4.8	3.6	3.0	31.3	3.13	8	1.68	16.8	39.1	6	18.998438	0.895472	17.01256	3450	0.2	993.583

$$Q_{ult(s)} = 639.96 \text{ kPa}$$

$$\sigma_s = 229.182 \text{ kPa}$$

$$SF = 2.8 > 1.5 \text{ (ok)}$$

Untuk H final = 3.5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ _{sat} (ton/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	φ (°)	σ _{vo} (kPa)	Ko	σ _{ro} (kPa)	Ec (kPa)	v	Quit
1	0	1.2	1.2	0.6	7.5	0.75	2	1.57	15.7	9.4	0	3.3992188	1	3.399219	2415	0.2	286.4039
2	1.2	4.8	3.6	3.0	31.3	3.13	8	1.68	16.8	39.1	6	18.998438	0.895472	17.01256	3450	0.2	993.583

$$Q_{ult(s)} = 639.96 \text{ kPa}$$

$$\sigma_s = 227.811 \text{ kPa}$$

$$SF = 2.8 > 1.5 \text{ (ok)}$$

Untuk H final = 4.5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	q_c (kg/cm ²)	q_c (Mpa)	SPT	γ_{sat} (ton/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	ϕ (°)	σ_{vo} (kPa)	Ko	σ_{ro} (kPa)	Ec (kPa)	ν	Qult
1	0	1.2	1.2	0.6	7.5	0.75	2	1.57	15.7	9.4	0	3.3992188	1	3.399219	2415	0.2	286.4039
2	1.2	4.8	3.6	3.0	31.3	3.13	8	1.68	16.8	39.1	6	18.998438	0.895472	17.01256	3450	0.2	993.583

$$Q_{ult(s)} = 639.96 \text{ kPa}$$

$$\sigma_s = 270.391 \text{ kPa}$$

$$SF = 2.4 > 1.5 \text{ (ok)}$$

- Jumlah Kebutuhan Stone Column

Untuk H final = 2.5 m

SC	Htimb	z	σ_s	σ_z	beta	cos beta	cos beta ²	σ_n	tho	Pz	ΔMR	Check	Jml
1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0.00	0.00		
2	0	0.64	0	5.76	24	0.91354546	0.834565	4.807096	4.328329	1.82	8.97		
3	0.67	1	19.15412	28.154118	12	0.9781476	0.956773	26.93709	24.25427	9.54	46.95		
4	1.34	1.13	38.30824	48.478235	0	1	1	48.47824	43.65	16.80	82.65	75	OK
5	2	1.05	57.17647	66.626471	11	0.98162718	0.963592	64.20073	57.8066	22.66	111.50	368.48	
6	2.6	0.76	74.32941	81.169412	23	0.92050485	0.847329	68.77721	61.92728	25.89	127.38		
7	2.6	0.21	81.63529	83.525294	38	0.78801075	0.620961	51.86595	46.70031	22.81	112.21		

Jumlah Stone Column = 4 buah

Untuk H final = 3.5 m

SC	Htimb	zs	os	oz	beta	cos beta	cos beta2	σn	tho	Pz	ΔMR	Check	Jml
1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0.00	0.00		
2	0.02	0.56	0.499769	5.5397692	23	0.92050485	0.847329	4.694008	4.226504	2.31	15.28		
3	0.04	0.93	0.999538	9.3695383	14	0.97029573	0.941474	8.821175	7.942621	4.11	27.24		
4	0.71	1.12	17.7418	27.821805	2	0.99939083	0.998782	27.78792	25.02035	12.58	83.31	126	OK
5	1.38	1.16	34.48407	44.924071	4	0.99756405	0.995134	44.70547	40.25299	20.28	134.27	832.05	
6	2.04	1.04	50.97645	60.336453	13	0.97437006	0.949397	57.28325	51.57807	26.61	176.14	1.5884619	
7	2.71	0.76	67.71872	74.55872	20	0.93969262	0.883022	65.83701	59.27991	31.71	209.92		
8	3.38	0.3	84.46099	87.160986	29	0.87461971	0.76496	66.67464	60.03411	34.50	228.41		

Jumlah Stone Column = 5 buah

Untuk H final = 4.5 m

SC	Htimb	zs	os	oz	beta	cos beta	cos beta2	σn	tho	Pz	ΔMR	Check	Jml
1	0	0	0	0	28	0.88294759	0.779596	0	0	0.00	0.00		
2	0	0.54	0	4.86	19	0.94551858	0.894005	4.344866	3.912135	2.63	21.40		
3	0.35	0.87	9.354545	17.184545	12	0.9781476	0.956773	16.4417	14.80418	9.63	78.28		
4	1.15	1	30.73636	39.736364	1	0.9998477	0.999695	39.72426	35.76788	22.76	185.02	153	OK
5	1.95	0.96	52.11818	60.758182	6	0.9945219	0.989074	60.09433	54.10917	34.61	281.40	1246.08	
6	2.75	0.74	73.5	80.16	15	0.96592583	0.933013	74.7903	67.34149	44.35	360.58	1.558828	
7	3.55	0.32	94.88182	97.761818	23	0.92050485	0.847329	82.83644	74.58627	51.55	419.08		

Jumlah Stone Column = 4 buah

- Daya Dukung Stone Column Grup
Untuk H final = 2.5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ _{sat} (ton/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	φ (°)	φ avg	c avg	B	beta	σ ₃	qult
1	0	1.2	1.2	0.6	7.5	0.75	2	1.57	15.7	9.4	0.2	32.481075	5.227623	3.7	61.24054	71.62401	256.8309
2	1.2	4.8	3.6	3.0	31.3	3.13	8	1.68	16.8	39.1	6	33.683152	21.70782	3.7	61.84158	136.1364	556.274

Untuk H final = 3.5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ _{sat} (ton/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	φ (°)	φ avg	c avg	B	beta	σ ₃	qult
1	0	1.2	1.2	0.6	7.5	0.75	2	1.57	15.7	9.4	0.2	35.990596	3.947389	4.8	62.9953	92.5925	371.9981
2	1.2	4.8	3.6	3.0	31.3	3.13	8	1.68	16.8	39.1	6	36.723579	16.39162	4.8	63.36179	158.4251	695.0289

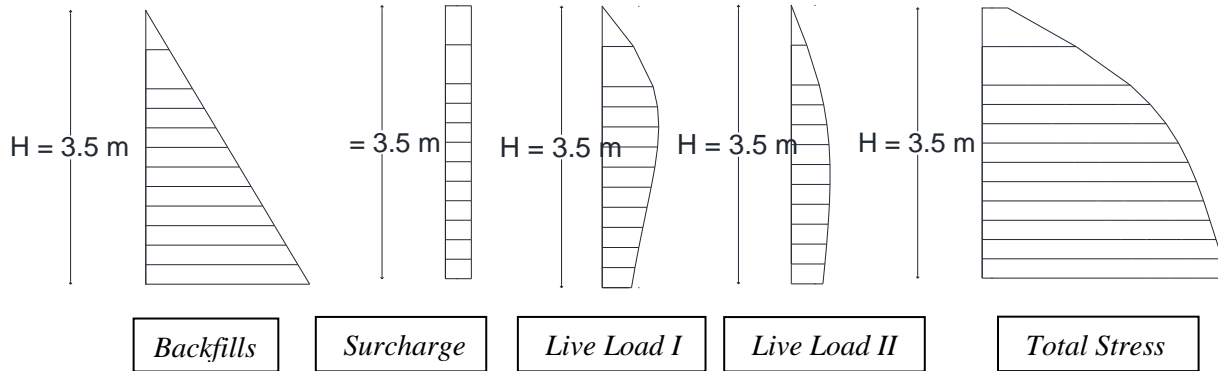
Untuk H final = 4.5 m

Lapisan	Kedalaman (m)		H (m)	Z (m)	qc (kg/cm ²)	qc (Mpa)	SPT	γ _{sat} (ton/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	Cu (kPa)	φ (°)	φ avg	c avg	B	beta	σ ₃	qult
1	0	1.2	1.2	0.6	7.5	0.75	2	1.57	15.7	9.4	0.2	34.331923	4.608844	4.5	62.16596	85.5753	324.4173
2	1.2	4.8	3.6	3.0	31.3	3.13	8	1.68	16.8	39.1	6	35.283381	19.13832	4.5	62.64169	151.1052	638.3651

4. Freyssisol

Strap no	Z	Lr (m)	τ (kN/m ²)	Le (m)	L total (m)	L pakai
1	3.15	0.20	10.76624	3.94	4.14	6
2	2.45	0.61	10.76624	3.94	4.55	6
3	1.75	1.01	8.931830	3.59	4.60	6
4	1.05	1.41	8.931830	3.59	5.00	6
5	0.35	1.82	7.556022	1.78	3.60	6

5. Diagram Tegangan Horizontal



No	H	γ timb	Z (m)	\emptyset (o)	Ka	σ_{hz} (kN/m ²)	σ_{hq} (kN/m ²)	n	1	2	σ_{hp1} (kN/m ²)	σ_{hp2} (kN/m ²)	σ_h total (kN/m ²)
1	3.5	18	3.5	30	0.333	21.000	3.3333333	1	0.29199	0.318814	3.649873	3.985172	31.968
2	3.5	18	3	30	0.333	18.000	3.3333333	0.857143	0.364968	0.356577	4.562101	4.457217	30.353
3	3.5	18	2.5	30	0.333	15.000	3.3333333	0.714286	0.447556	0.384072	5.594448	4.800906	28.729
4	3.5	18	2	30	0.333	12.000	3.3333333	0.571429	0.525202	0.389657	6.565025	4.870708	26.769
5	3.5	18	1.5	30	0.333	9.000	3.3333333	0.428571	0.563903	0.359277	7.048786	4.490963	23.873
6	3.5	18	1	30	0.333	6.000	3.3333333	0.285714	0.508708	0.281572	6.358845	3.519652	19.212
7	3.5	18	0.5	30	0.333	3.000	3.3333333	0.142857	0.312596	0.156175	3.907455	1.952183	12.193

GAMBAR PERENCANAAN



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
GEOTEXTILE

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

1

11

DOSEN PEMBIMBING I

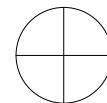
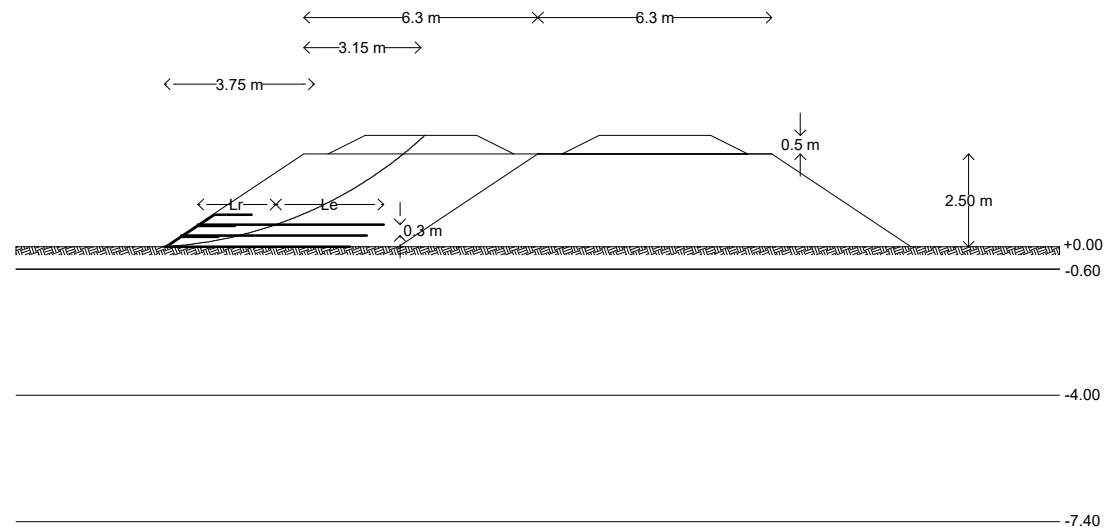
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
0311154000053



KEBUTUHAN GEOTEXTILE KETINGGIAN 2.5 M PADA
ZONA 1
SKALA 1 : 200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
GEOTEXTILE

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
LEMBAR

2

JUMLAH
LEMBAR

11

DOSEN PEMBIMBING I

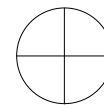
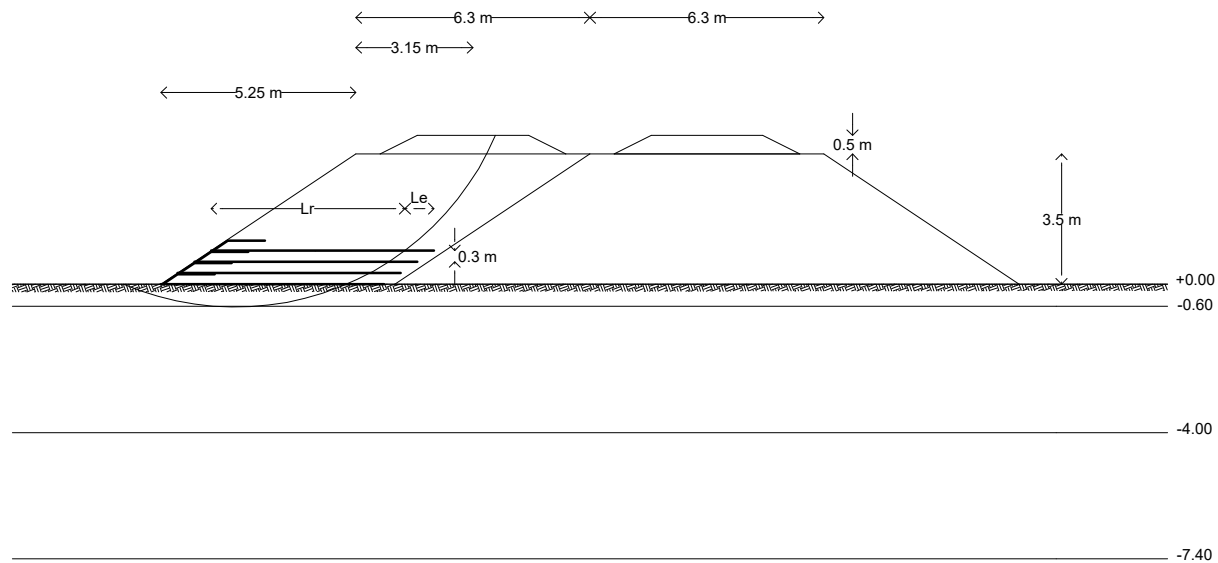
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
0311154000053



KEBUTUHAN GEOTEXTILE KETINGGIAN 3.5 M PADA
ZONA 1
SKALA 1 : 200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
GEOTEXTILE

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

3

11

DOSEN PEMBIMBING I

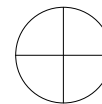
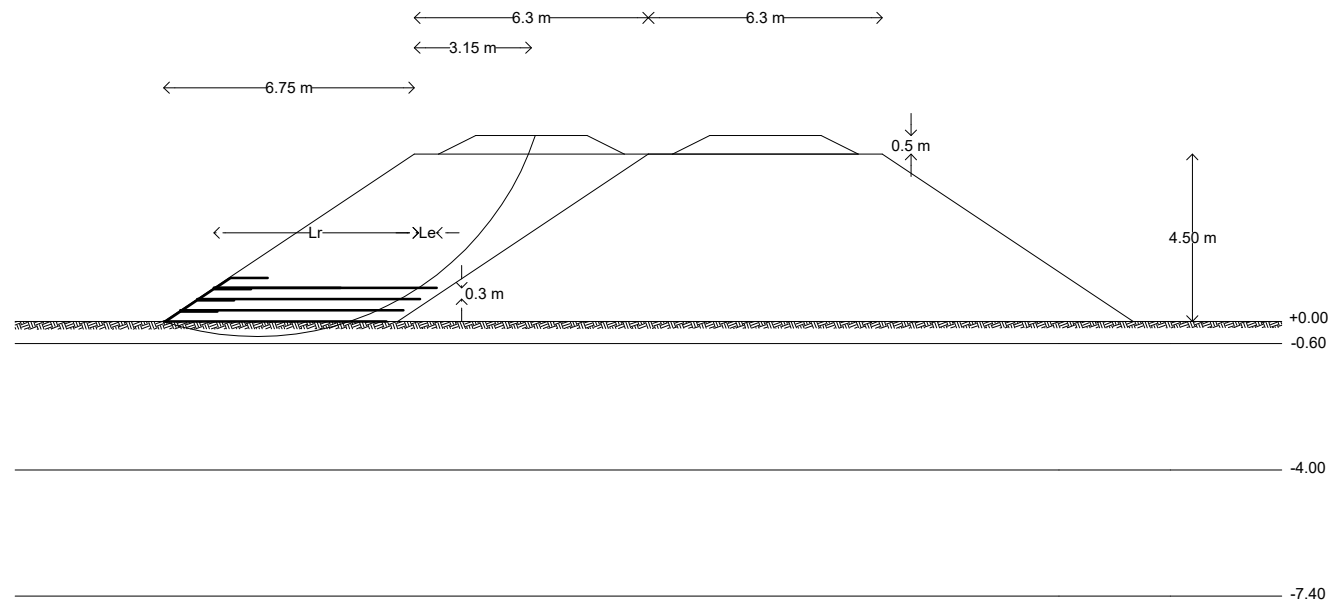
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
0311154000053



KEBUTUHAN GEOTEXTILE KETINGGIAN 4.5 M PADA
ZONA 1

SKALA 1 :200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
 TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
 MICROPILE DAN
 GEOTEXTILE

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
 LEMBAR

4

JUMLAH
 LEMBAR

11

DOSEN PEMBIMBING I

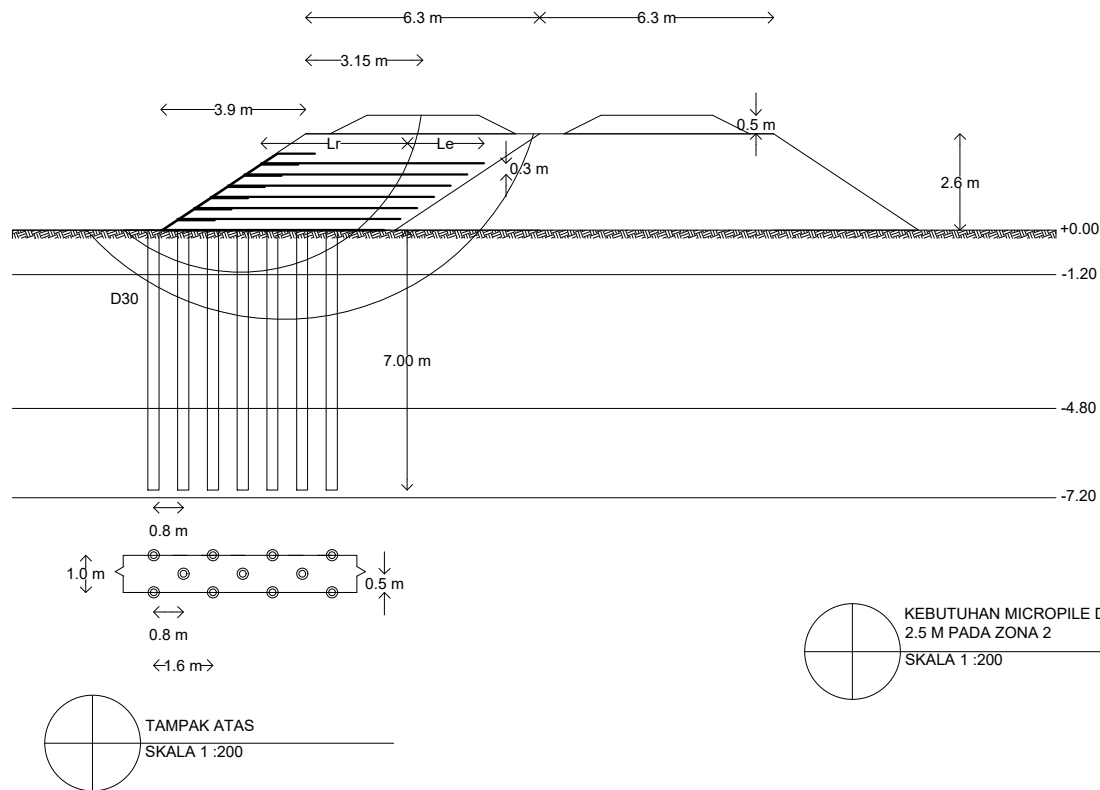
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
 0311154000053



KEBUTUHAN MICROPILE DAN GEOTEXTILE H FINAL =
 2.5 M PADA ZONA 2
 SKALA 1 :200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
 TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
 GEOTEXTILE DAN
 MICROPILE

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
 LEMBAR

JUMLAH
 LEMBAR

5

11

DOSEN PEMBIMBING I

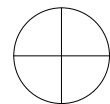
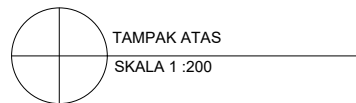
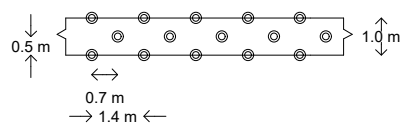
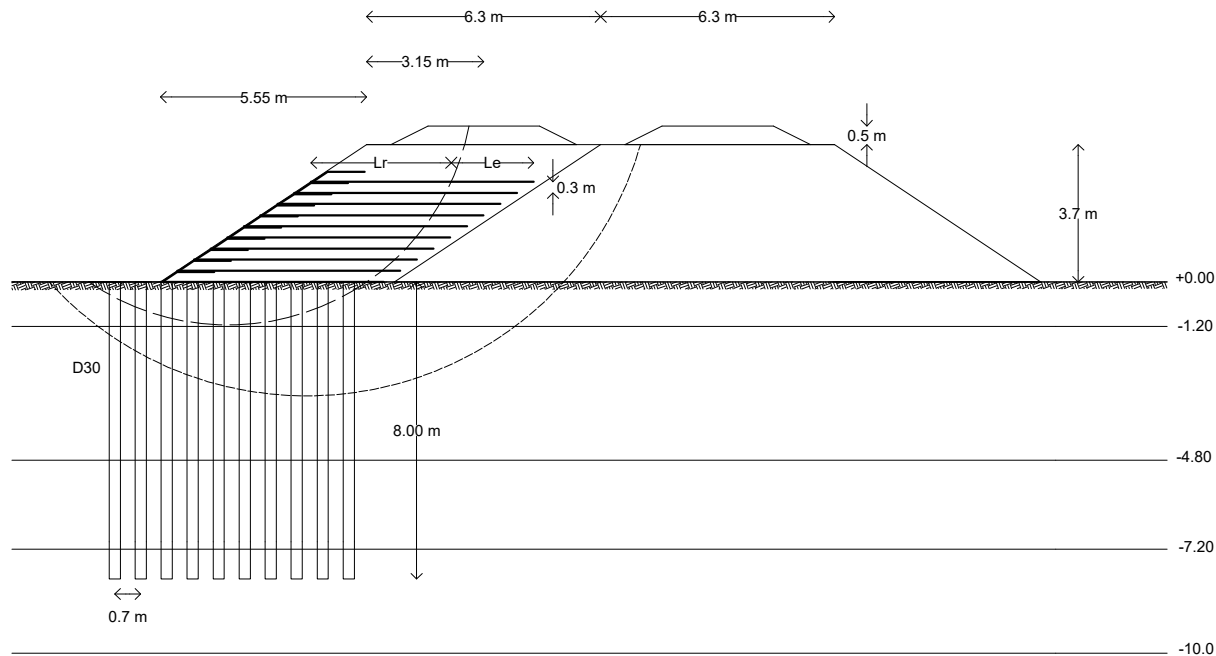
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
 0311154000053



KEBUTUHAN MICROPILE DAN GEOTEXTILE H FINAL =
 3.5 M PADA ZONA 2

SKALA 1 :200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
 TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
 GEOTEXTILE DAN
 MICROPILE

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
 LEMBAR

6

JUMLAH
 LEMBAR

11

DOSEN PEMBIMBING I

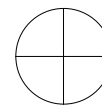
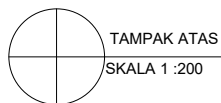
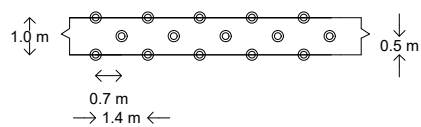
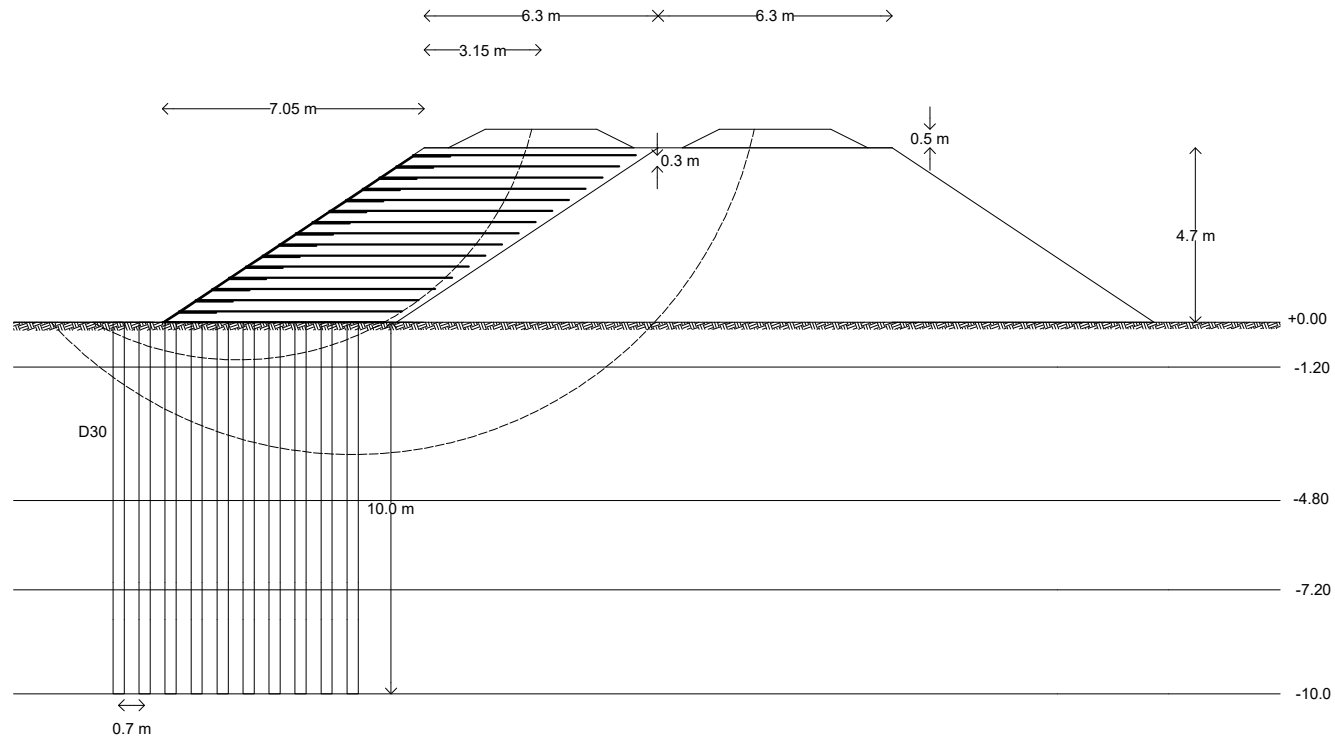
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
 0311154000053



KEBUTUHAN MICROPILE DAN GEOTEXTILE H FINAL =
 4.5 M PADA ZONA 2

SKALA 1 : 200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
GEOTEXTILE DAN STONE
COLUMN

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
LEMBAR

7

JUMLAH
LEMBAR

11

DOSEN PEMBIMBING I

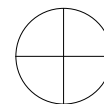
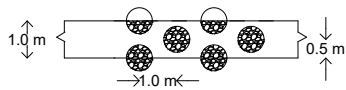
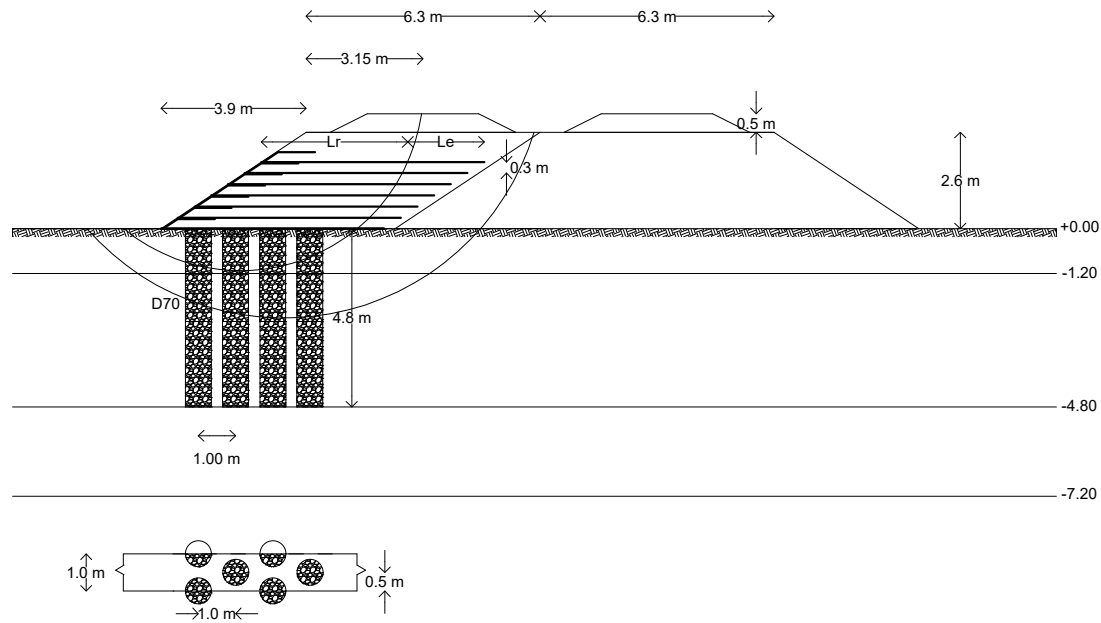
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

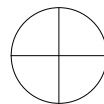
Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
0311154000053



KEBUTUHAN STONE COLUMN DAN GEOTEXTILE H
FINAL = 2.5 M PADA ZONA 2
SKALA 1 :200



TAMPAK ATAS
SKALA 1 :200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
GEOTEXTILE DAN STONE
COLUMN

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
LEMBAR

8

JUMLAH
LEMBAR

11

DOSEN PEMBIMBING I

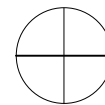
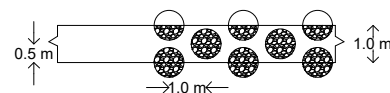
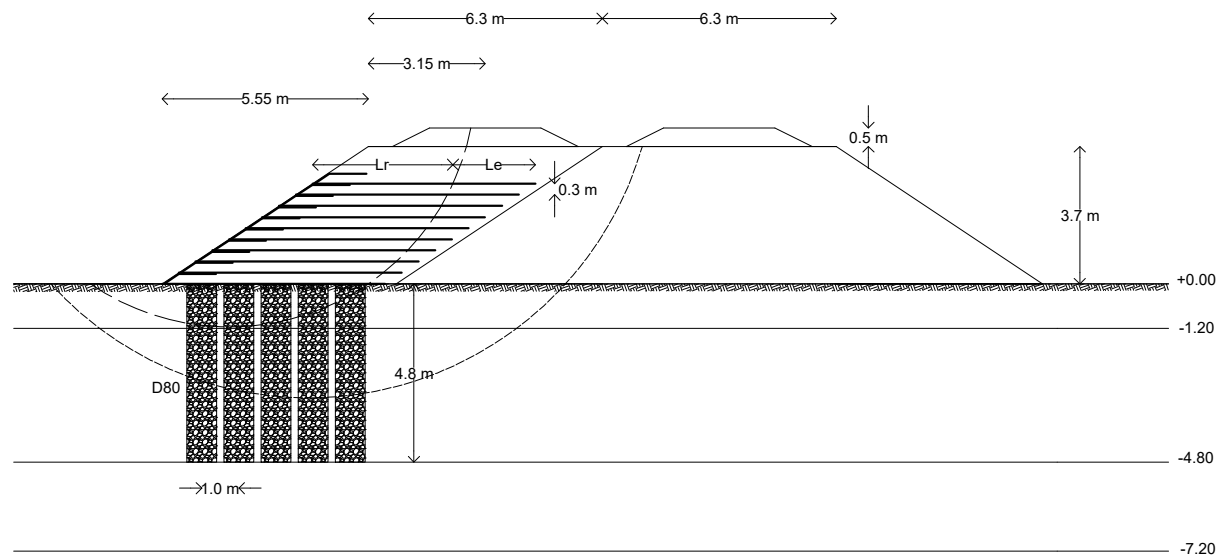
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

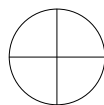
NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
0311154000053



KEBUTUHAN STONE COLUMN H FINAL = 3.5 M PADA
ZONA 2

SKALA 1 : 200



TAMPAK ATAS
SKALA 1 : 200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
 TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
 GEOTEXTILE DAN STONE
 COLUMN

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
--------------	---------------

9

11

DOSEN PEMBIMBING I

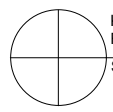
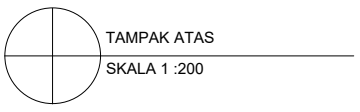
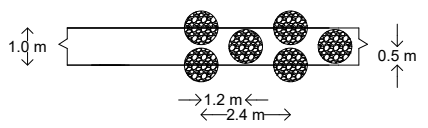
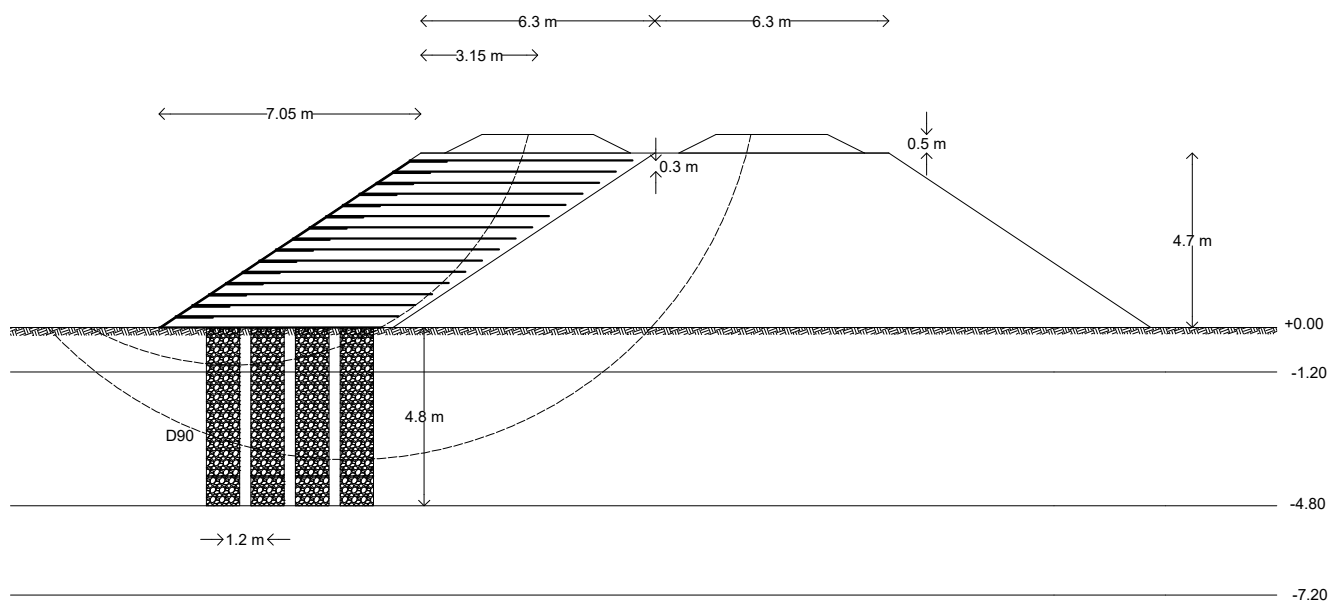
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
 0311154000053



KEBUTUHAN STONE COLUMN DAN GEOTEXTILE H
 FINAL = 4.5 M PADA ZONA 2
 SKALA 1 : 200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
GEOTEXTILE WALL

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

10

11

DOSEN PEMBIMBING I

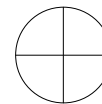
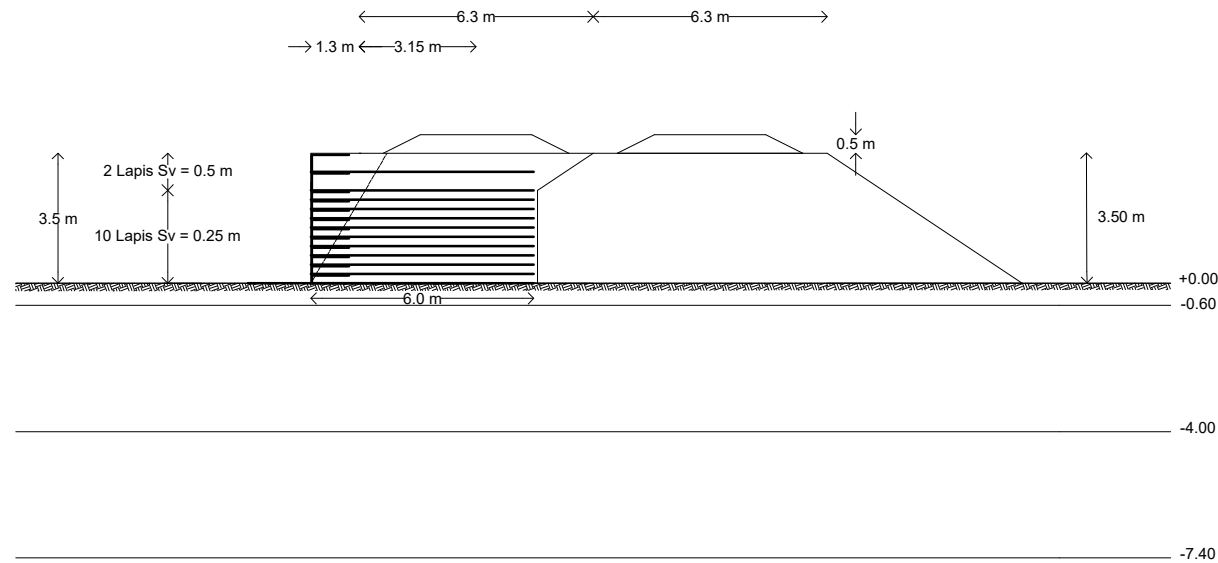
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
0311154000053



KEBUTUHAN GEOTEXTILE WALL KETINGGIAN 3.5 M
PADA ZONA 1
SKALA 1 :200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS

PERENCANAAN
 TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

PERENCANAAN
 FREYSSISOL

SKALA GAMBAR

1 : 200

NOMOR
 LEMBAR

11

JUMLAH
 LEMBAR

11

DOSEN PEMBIMBING I

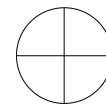
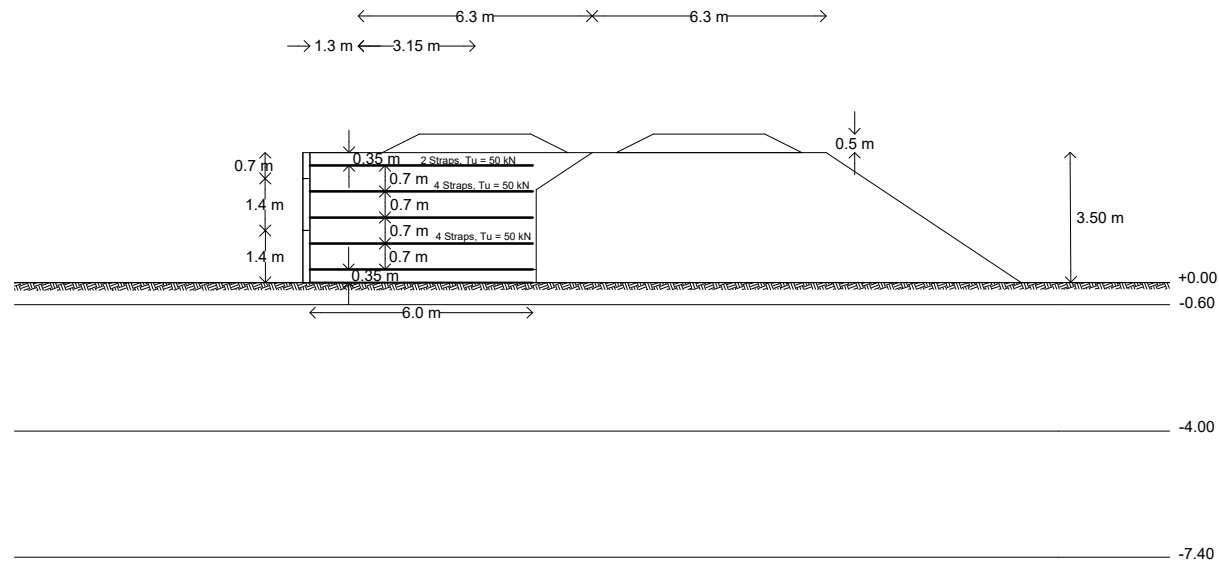
Dr. Yudhi Lastiasih., S.T., M.T

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno., M.Eng

NAMA / NRP MAHASISWA

ZEFIRA WISNA MAULIDHA
 0311154000053



KEBUTUHAN FREYSSISOL KETINGGIAN 3.5 M PADA
 ZONA 1

SKALA 1 : 200



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dr. YUDHI LASTIASIH, ST. MT
NAMA MAHASISWA	: ZEFIRA WISNA MAULIDHA
NRP	: 03111540000053
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perbaikan dan Perkuatan TANAH DASAR timbunan Proyek Double Track Jombang - Mojokerto STA 67+400 - STA 68+400
TANGGAL PROPOSAL	: 8 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 146 06

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	19/03/19	Data tanah (zonifikasi Sondir)	Revisi zonifikasi	<i>[Signature]</i>
2	25/03/19	Data tanah — — — —	menghitung pembe Settlement pembebanan.	<i>[Signature]</i>
3	1/04/19	menghitung pembebanan dan Settlement	Revisi settlement	<i>[Signature]</i>
4	8/04/19	menghitung Settlement	Revisi data tanah Sondir dan Settlement	<i>[Signature]</i>
5	20/04/19	menghitung revisi settlement timbunan dan pavement tanpa dan dgn Replacement	Revisi, menghitung waktu pemampatan	<i>[Signature]</i>
6	29/04/19	menghitung waktu pemampatan	menghitung HCR timbunan bertahap.	<i>[Signature]</i>
7	20/05/19	menghitung perkuatan geotextile, Stone column, micropile	Revisi, menghitung stone column awal, MSE	<i>[Signature]</i>
8	22/05/19	menghitung stone column awal	menghitung seluruh perkuatan	<i>[Signature]</i>
9	27/05/19	check Draft bab 1 - bab 5	revisi dan melanjutkan check BAB VI	<i>[Signature]</i>
10	16/12/19	cek gambar	Revisi gambar.	<i>[Signature]</i>
11	17/12/19	cek keseluruhan Draft dan gambar.	di cek kembali sebelum sidang.	<i>[Signature]</i>



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Sewarno M ENG
NAMA MAHASISWA	: Zefira Wisna Maulidha
NRP	: 03111540000053
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perbaikan dan Penguatan Tanah Dasar Timbunan Proyek Double Track Jombang - Mojokerto STA 67+400 - STA 68+900
TANGGAL PROPOSAL	: 8 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 14606

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	10/03/2019	Data tanah Analisa Sondir		M
2.	05/10/2019	Penentuan timbunan tegak	Perhitungan alternatif tegak	
3.	16/12/2019	Asistensi Gambar	Berisi gambar timbunan tegak	

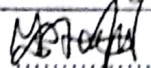
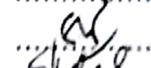
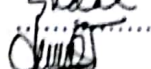
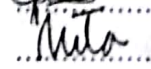

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
 LISAN
 TUGAS AKHIR**

Pada hari ini Rabu tanggal 15 Januari 2020 jam 10:00 WIB telah diselenggarakan UJIAN LISAN TUGAS AKHIR Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111540000053	Zefira Wisna Maulidha	Alternatif Perbaikan dan Perkuatan Tanah Dasar Timbunan Proyek Double Track Jombang - Mojokerto STA 67+400 - STA 68+400

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
- Cek teg horizontal yg diterima strip geoliner (Ftara)
 - Cek gesekan antara geoliner el & tanah $\rightarrow (T_c C + T_{utn} \phi) \times \downarrow$ frekuensi
 - Tabel 5.24 (kolom 1 u/no. 3 ditambahkan ukur atas)
 - Cek Pinding dapat ditahan bpt m / stripnya \rightarrow hit. f3j ditik bid. longor
 - Pertanggung L pd perhit. cencuk, ubah ϕ cencuk jrb: 30 cm \rightarrow 6m
 - Coba cek di G05 diberi bantalan sebelum diberi line load
 - Cek Si dgn terzaghi.

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E
 3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :
- Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT (Pembimbing 1)	
Ir. Suwarno, M. Eng (Pembimbing 2)	
Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD	
Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	
Mustain Arif, ST. MT	

Surabaya, 15 Januari 2020

Mengetahui,
**Sekretaris Departemen
 Bidang Akademik dan Kemahasiswaan**


Data Iranata, ST. MT PhD
 NIP 19800430 200501 1 002

Ketua Sidang


 (.....Mustain Arif.....)
 Nama terang

BIODATA PENULIS



Penulis bernama Zefira Wisna Maulidha, dilahirkan di kota Denpasar pada tanggal 5 Juli 1997, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Aisyiah Bustanul Athfal 3 Denpasar (2001 – 2003), SD Muhammadiyah 3 Denpasar (2003 – 2009), SMP Negeri 1 Denpasar (2009 – 2012), dan SMA Negeri 4 Denpasar (2012 – 2015). Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana

Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS Surabaya terdaftar dengan NRP 0311154000053.

Di Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi Geoteknik