

TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS TIMBUNAN DENGAN METODE *SOIL REPLACEMENT* DAN GEOSINTETIK PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN TOL JAKARTA – CIKAMPEK II SELATAN PAKET 2A (*ANALYSIS OF EMBANKMENT STABILTY USING SOIL REPLACEMENT METODS AND GEOSYTHETICS IN PROJECT CONSTRUCTION HIGHWAY OF JAKARTA – CIKAMPEK II SELATAN PACKAGE 2A*)

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



**Liyen Putri Lestari
22511238**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
PROGRAM SARJANA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2026**

TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS TIMBUNAN DENGAN METODE *SOIL REPLACEMENT* DAN GEOSINTETIK PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN TOL JAKARTA – CIKAMPEK II SELATAN PAKET 2A (*ANALYSIS OF EMBANKMENT STABILTY USING SOIL REPLACEMENT METODS AND GEOSYTHETICS IN PROJECT CONSTRUCTION HIGHWAY OF JAKARTA – CIKAMPEK II SELATAN PACKAGE 2A*)

Disusun Oleh

Liyen Putri Lestari
22511238

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

Diuji pada tanggal 15 Juli 2026

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

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

Penguji I

Melinda Dwi Rahmawati, S.T., M.Eng.
NIK: 245111202

Penguji II

Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK: 04511047

Mengesahkan,

Pj. Ketua Program Studi Teknik Sipil



Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng.
NIK: 165110105

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 20 Juli 2026
Yang membuat pernyataan,



Liyen Putri Lestari
(22511238)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat, karunia, dan penyertaan-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul Analisis Stabilitas Timbunan Dengan Metode *Soil Replacement* dan Geosintetik Pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta-Cikampek II Selatan Paket 2A. Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik SSipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Dalam proses penyusunan skripsi ini tidak terlepas dari berbagai tantangan, hambatan, dan keterbatasan yang penulis hadapi. Namun, berkat dukungan, bimbingan, doa, serta bantuan dari berbagai pihak, akhirnya skripsi ini dapat terselesaikan. Oleh karena itu, dengan penuh rasa hormat dan ketulusan hati, penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada:

1. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M. Eng., Selaku Dosen Pembimbing, yang telah memberikan masukan, kritik, dan saran yang membangun sehingga Tugas Akhir ini dapat menjadi lebih baik.
2. Ibu Melinda Dwi Rahmawati, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji I dalam Sidang Tugas Akhir, yang telah banyak memberikan saran, kritikan dan masukan kepada penulis untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji II dalam Sidang Tugas Akhir, yang telah banyak memberikan saran, kritikan dan masukan kepada penulis untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.
4. Ibu Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng., selaku Plt. Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Kepada kedua orang tua tercinta, penulis mengucapkan terima kasih atas doa, kasih sayang, pengorbanan, dan dukungan yang tiada henti. Terima kasih telah menjadi sumber kekuatan, semangat, dan inspirasi dalam setiap langkah kehidupan penulis. Pencapaian ini merupakan wujud kecil dari rasa syukur dan bakti penulis atas segala perjuangan Bapak dan Ibu. Semoga Tuhan Yang

Maha Esa senantiasa melimpahkan kesehatan, kebahagiaan, dan keberkahan kepada Bapak dan Ibu.

6. Kepada Pak Dhe dan Bu Dhe tercinta yang penulis anggap sebagai orang tua kedua, terima kasih atas doa, perhatian, kasih sayang, dan dukungan yang selalu diberikan. Kehadiran serta ketulusan Pak Dhe dan Bu Dhe menjadi sumber semangat bagi penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini. Semoga Tuhan Yang Maha Esa senantiasa memberikan kesehatan, kebahagiaan, dan membalas segala kebaikan yang telah diberikan.
7. Kepada almarhumah Nenek tercinta, sosok yang selalu penulis rindukan dan kenang dalam setiap langkah perjalanan hidup ini. Terima kasih atas kasih sayang, doa, dan ketulusan yang pernah Nenek berikan kepada penulis. Walaupun Nenek tidak dapat menyaksikan secara langsung pencapaian ini, penulis percaya bahwa setiap doa dan kebaikan Nenek akan selalu menjadi bagian dari perjalanan penulis hingga sampai pada tahap ini. Tugas Akhir ini penulis persembahkan sebagai wujud rasa cinta dan penghormatan kepada Nenek. Semoga Tuhan Yang Maha Esa memberikan tempat terindah untuk Nenek, melapangkan alam peristirahatan Nenek, dan memberikan kebahagiaan yang abadi di sisi-Nya.
8. Kepada kakak tercinta beserta keluarga kecilnya, serta seluruh keluarga besar penulis, terima kasih atas doa, kasih sayang, dukungan, dan kebersamaan yang selalu menjadi sumber kekuatan bagi penulis. Kehadiran keluarga membuat penulis mampu melewati setiap proses hingga menyelesaikan Tugas Akhir ini. Semoga Tuhan Yang Maha Esa senantiasa melimpahkan kesehatan, kebahagiaan, dan keberkahan kepada seluruh keluarga.
9. Seluruh teman penulis, terkhusus “AL EL DAL DUL”, “*ASIAN VALUE*”, “Suko Pari Suko”, dan yang namanya tidak bisa ditulis satu persatu, telah memberi makna dalam setiap kehidupan penulis dan memberi semangat serta selalu kebersamai penulis.
10. Penulis mengucapkan terima kasih kepada dirinya sendiri, Liyen Putri Lestari, yang telah berjuang tanpa mengenal lelah hingga mampu menyelesaikan tugas akhir ini. Terima kasih karena telah memilih untuk tetap

bertahan di setiap keadaan, bangkit dari setiap kegagalan, dan terus melangkah meskipun jalan yang dilalui tidak selalu mudah. Semua air mata, rasa lelah, pengorbanan, dan doa yang telah menyertai perjalanan ini akhirnya mengantarkan pada titik penyelesaian. Semoga perjuangan ini menjadi bukti bahwa tidak ada usaha yang sia-sia, serta menjadi awal dari perjalanan yang lebih indah, penuh keberhasilan, dan mampu menghasilkan kedua orang tua serta keluarga tercinta.

Yogyakarta, 20 Juli 2026
Penulis,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Liyen Putri Lestari', with a stylized flourish at the end.

Liyen Putri Lestari
(22511238)

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	i
TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
BAB I LATAR BELAKANG	23
1.1 Latar Belakang Masalah	23
1.2 Rumusan Masalah	25
1.3 Tujuan Penelitian	26
1.4 Manfaat Penelitian	26
1.5 Batasan Penelitian	26
1.6 Studi Kasus	27
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	28
2.1 Pengaruh <i>Soil Replacement</i> Terhadap Stabilitas Timbunan	28
2.1 Pengaruh Geosintetik Terhadap Stabilitas Timbunan	30
2.2 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian Terdahulu	33
BAB III LANDASAN TEORI	39
3.1 Tanah	39
3.1.1 Properties tanah	39
3.2 Pengujian Lapangan	49
3.2.1 <i>Standar Penetration Test</i> (SPT)	49
3.3 Lereng	53
3.3.1 Stabilitas lereng	54
3.3.2 Faktor keamanan	55
3.3.3 Metode <i>Fellenius</i>	56

3.3.4 Metode Bishop	59
3.4 Konsolidasi	60
3.4.1 Penurunan konsolidasi primer (<i>Primary Consolidation Settlement</i>)	61
3.4.2 Paramater perhitungan penurunan	63
3.4.3 Faktor pengaruh penurunan konsolidasi	66
3.4.4 Kriteria penurunan konsolidasi	66
3.5 Geotekstil	67
3.5.1 Fungsi geotekstil	69
3.5.2 Analisis stabilitas timbunan dengan geotekstil	70
3.6 <i>Soil Replacement</i>	77
3.6.1 Tipe galian dan penggantian	78
3.6.2 Tipe pemindahan dan pergantian	79
3.7 Metode Elemen Hingga	80
BAB IV METODE PENELITIAN	83
4.1 Tinjauan Umum	83
4.2 Lokasi Studi Kasus	83
4.3 Metode Penelitian	85
4.4 Metode Pengumpulan Data	85
4.6 Alur Penelitian	89
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	94
5.1 Gambaran Umum Analisis	94
5.2 Data Analisis Program PLAXIS 2D	95
5.2.1 Data Parameter Tanah	95
5.2.2 Data beban struktur	98
5.2.3 Data beban lalu lintas	99
5.2.4 Data beban gempa	99
5.2.5 Data geotekstil	99
5.2.6 Kondisi eksisting	100
5.3 Lereng Timbunan Eksisting Tanpa Perkuatan dengan PLAXIS 2D	100

5.3.1 Analisis timbunan eksisting tanpa perkuatan dengan PLAXIS 2D	101
5.4 Lereng Timbunan Eksisting Tanpa Perkuatan dengan <i>SLOPE/W</i>	104
5.5 Perhitungan Angka Aman Lereng Timbunan Tanah Eksisting dengan Metode <i>Fellenius</i>	113
5.6 <i>Soil Replacement</i> pada Timbunan dengan PLAXIS 2D	118
5.6.1 Analisis <i>soil replacement</i> pada timbunan dengan PLAXIS 2D	119
5.7 Perhitungan Kebutuhan Geotekstil	123
5.7.1 Data Perhitungan Geosintetik	124
5.7.2 Stabilitas Intenal	126
5.7.3 Penentuan Distribusi dan Panjang Tulangan yang Dibutuhkan (Le)	128
5.7.4 Stabilitas eksternal	129
5.8 Analisis Stabilitas Timbunan dengan <i>Soil Replacement</i> dan Tambahan Perkuatan Geosintetik dengan PLAXIS 2D	132
5.8.1 Analisis kombinasi metode <i>soil replacement</i> dan perkuatan geosintetik dengan PLAXIS 2D	133
5.9 Pembahasan	137
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	145
6.1 Kesimpulan	145
6.2 Saran	146
DAFTAR PUSTAKA	147
LAMPIRAN	150

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1	Kondisi Perbaikan Tanah Lunak Metode <i>Soil Replacement</i> Dikombinasikan dengan Geosintetik	25
Gambar 1. 2	Lokasi Studi Kasus STA. 8+875	27
Gambar 3. 1	Diagram Fase Tanah	40
Gambar 3.2	Kriteria Kegagalan Mohr dan Coulomb	45
Gambar 3.3	Lingkaran Mohr Saat Kegagalan	46
Gambar 3.4	Skema Pengujian Standard Penetration Test (SPT)	49
Gambar 3.5	Grafik Korelasi N-SPT dan CU pada Tanah Kohesif	52
Gambar 3.6	Kelongsoran Lereng	54
Gambar 3.7	Ilustrasi Gaya-Gaya Pada Setiap Irisan dengan Metode <i>Fellenius</i>	57
Gambar 3.8	Faktor Pengaruh Akibat Beban Timbunan	64
Gambar 3.9	Indeks Pemampatan, C_c	65
Gambar 3.10	Geotekstil Woven	68
Gambar 3.11	Geotekstil Non Woven	69
Gambar 3.12	Geotekstil Sebagai Pemisah (Separator)	69
Gambar 3.13	Geotekstil Sebagai Perkuatan (Reinforcement)	70
Gambar 3.14	Macam-Macam Cara Peletakan Geotekstil Pada Timbunan Diatas Tanah Lunak	71
Gambar 3.15	Zona Kritis dengan Faktor Tertentu dari Hitungan Stabilitas Lereng dan Penggeseran	71
Gambar 3.16	Penentuan Panjang Tulangan	74
Gambar 3.17	Tipe Pengalihan dan Penggantian	79
Gambar 3.18	Tipe Pemindahan dan Pergantian	80
Gambar 3.19	Pola Diskretasi Elemen	80
Gambar 4.1	Geometri Timbunan STA. 8+875	84
Gambar 4.2	Lokasi Titik Uji Borlog R3 A2	85
Gambar 4.3	Hasil Parameter Gempa dari Website RSA Indonesia untuk Wilayah Kabupaten Bekasi	87

Gambar 4.4	Bagan Alir Penelitian	91
Gambar 4.5	Bagan Alir Pemodelan Timbunan dengan PLAXIS V.21	93
Gambar 5.1	Geometri Eksisting Timbunan	100
Gambar 5.2	<i>Total Displacement</i> pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata	102
Gambar 5.3	<i>Total Displacement</i> pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata dan Beban Gempa	102
Gambar 5.4	Arah Pergerakan Tanah pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata	103
Gambar 5.5	Arah Pergerakan Tanah pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata dan Beban Gempa	104
Gambar 5.6	Bidang Gelincir <i>Slope 1</i> Arah Kiri ke Kanan	105
Gambar 5.7	Bidang Gelincir <i>Slope 1</i> Arah Kiri ke Kanan dengan Beban Gempa	106
Gambar 5.8	Bidang Gelincir <i>Slope 1</i> Arah Kanan ke Kiri	106
Gambar 5.9	Bidang Gelincir <i>Slope 1</i> Arah Kanan ke Kiri dengan Beban Gempa	107
Gambar 5.10	Bidang Gelincir <i>Slope 2</i> Arah Kiri ke Kanan	107
Gambar 5.11	Bidang Gelincir <i>Slope 2</i> Arah Kiri ke Kanan dengan Beban Gempa	108
Gambar 5.12	Bidang Gelincir <i>Slope 2</i> Arah Kanan ke Kiri	108
Gambar 5.13	Bidang Gelincir <i>Slope 2</i> Arah Kanan ke Kiri dengan Beban Gempa	109
Gambar 5.14	Bidang Gelincir <i>Slope 3</i> Arah Kiri ke Kanan	109
Gambar 5.15	Bidang Gelincir <i>Slope 3</i> Arah Kiri ke Kanan dengan Beban Gempa	110
Gambar 5.16	Bidang Gelincir <i>Slope 3</i> Arah Kanan ke Kiri	110
Gambar 5.17	Bidang Gelincir <i>Slope 3</i> Arah Kanan ke Kiri dengan Beban Gempa	111
Gambar 5.18	Analisis Stabilitas STA. 8+875 dengan Metode <i>Fellenius</i>	116

Gambar 5.19	<i>Total Displacement</i> Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata	120
Gambar 5.20	<i>Total Displacement</i> Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa	120
Gambar 5.21	Arah Pergerakan Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata	121
Gambar 5.22	Arah Pergerakan Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa	122
Gambar 5.23	Bidang Gelincir Kritis untuk Perkuatan Geosintetik	123
Gambar 5.24	Gambar Kerja Perkuatan Geosintetik	129
Gambar 5.25	<i>Total Displacement</i> Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata	134
Gambar 5.26	<i>Total Displacement</i> Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa	134
Gambar 5.27	Arah Pergerakan Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata	135
Gambar 5.28	Arah Pergerakan Kondisi <i>Soil Replacement</i> Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa	136
Gambar 5.29	Hasil Modifikasi Panjang Geosintetik	140
Gambar 5.30	Gambar Kerja Modifikasi Panjang Geosintetik	140
Gambar 5.31	Grafik Safety Factor Pada Kondisi Eksisting Timbunan	141
Gambar 5.32	Grafik Safety Factor Pada Kondisi Timbunan Setelah Diberikan Perkuatan	142
Gambar 5.33	Grafik Hasil Analisis Terhadap Perpindahan Vertikal (Uy)	143

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian	34
Tabel 3.1	Nilai Koefisien Permeabilitas	43
Tabel 3.2	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	43
Tabel 3.3	Nilai Poisson Ratio	44
Tabel 3.4	Hubungan Konsistensi Tanah Terhadap Tekanan Konus dan Kohesi	48
Tabel 3.5	Hubungan Antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah	48
Tabel 3.6	Nilai Empiris untuk D_r , ϕ , γ dari Tanah Berbutir Berdasarkan Nilai N Koreksi	50
Tabel 3. 7	Nilai Empiris untuk γ_{sat} dan Kuat Tekan Bebas (q_u) dan Konsistensi Tanah Kohesif Berdasarkan Nilai N Koreksi	50
Tabel 3. 8	Nilai Empiris untuk Sudut Geser Dalam (ϕ) Berdasarkan Nilai N Koreksi	51
Tabel 3. 9	Nilai Empiris untuk Sudut Geser Dalam (ϕ) dan Kohesi (c) Berdasarkan Nilai N Koreksi	51
Tabel 3.10	Rekomendasi Nilai Faktor Keamanan Untuk Lereng	55
Tabel 3.11	Faktor Keamanan Lereng	56
Tabel 3.12	Rekomendasi Batas-Batas Penurunan (Settlement) Bagi Timbunan Pada Tanah Lunak	67
Tabel 3. 13	Nilai F^* dan α	75
Tabel 4.1	Nilai N -SPT	86
Tabel 4.2	Beban Lalu Lintas	88
Tabel 4.3	Nilai Regangan Batas Geosintetik untuk Perkuatan Tanah	89
Tabel 4.4	Data Parameter Geotekstil Woven	89
Tabel 5.1	Parameter Tanah	98
Tabel 5.2	Data Beban Struktur	99
Tabel 5.3	Nilai Safety Factor Pemodelan Bidang Gelincir	111
Tabel 5.4	Perhitungan Manual Menggunakan Metode Fellenius	117

Tabel 5.5	Data Parameter Perhitungan Geosintetik	125
Tabel 5.6	Jumlah Lapisan Geosintetik	127
Tabel 5.7	Rekapitulasi Kebutuhan Panjang Tulangan Geosintetik (L_e)	129
Tabel 5.8	Rekapitulasi SF Pergeseran pada Tiap Lapisan	131
Tabel 5.9	Rekapitulasi Secara Keseluruhan Hasil Analisis Terhadap Perpindahan Vertikal (U_y) dan Safety Factor	141

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Cross section STA 8+87	151
Lampiran 2 Data Hasil Pengujian N-SPT	152
Lampiran 3 Data Hasil Aktual <i>Replacement</i>	154
Lampiran 4 Data Teknis Spesifikasi Geotextile Woven	155

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

BPS	= Badan Pusat Statistik
DCP	= <i>Dynamic Cone Penetrometer</i>
CBR	= <i>California Bearing Ratio</i>
SPT	= <i>Standart Penetration Test</i>
BM	= Bina Marga
STA	= Stasiun
LEM	= <i>Limit Equilibrium Method</i>
FEM	= <i>Finite Element Method</i>
USCS	= <i>Unifed Soil Clasification System</i>
AASHTO	= <i>American Association of State Highway and Transportation Official</i>
GI	= Indeks kelompok
F	= Persen butiran lolos saringan no.200
LL	= Batas cair
PI	= Indeks plastisitas
W	= Berat total
Ws	= Berat butiran padat
Ww	= Berat air
V	= Volume total
Vs	= Volume butiran padat
Vw	= Berat air
Vs	= Volume butiran padat
Vw	= Volume air
Va	= Volume udara
Vv	= Volume rongga
γ_b	= Berat volume basah (kN/m ³)
γ_{sat}	= Berat volume jenuh (kN/m ³)
γ_d	= Berat volume kering (kN/m ³)
γ_s	= Berat volume padat (kN/m ³)

W	= Berat total tanah meliputi komponen padat, air, dan udara (kN)
W_s	= Berat tanah padat (kN)
V	= Volume total tanah (m^3)
V_s	= Volume tanah padat (m^3)
ϕ	= Sudut geser dalam tanah ($^\circ$)
Ψ	= Sudut dilatasi ($^\circ$)
c	= Kohesi tanah (kN/m^2)
σ	= Tegangan normal pada bidang runtuh (kN/m^2)
ϕ	= Sudut geser dalam tanah ($^\circ$)
σ'	= Tegangan normal efektif (kN/m^2)
c'	= Kohesi tanah efektif (kN/m^2)
ϕ'	= Sudut gesek dalam tanah efektif ($^\circ$)
u	= Tekanan air pori (kN/m^2)
c'	= Kohesi (kN/m^2)
ϕ	= Sudut gesek dalam efektif ($^\circ$)
σ_1'	= Tegangan utama mayor efektif (kN/m^2)
σ_3'	= Tegangan utama minor efektif (kN/m^2)
θ	= Sudut keruntuhan ($^\circ$)
τ'_f	= Tegangan geser efektif pada saat terjadi keruntuhan
σ'_f	= Tegangan normal efektif pada saat terjadi keruntuhan
C_u	= <i>Undrained Shear Strength</i> (kN/m^2)
N	= Nilai N-SPT
E_s	= Modulus elastisitas (kN/m^2)
N	= Nilai N-SPT
X_1, X_r	= Gaya geser efektif di sepanjang sisi irisan
E_1, E_r	= Gaya normal efektif di sepanjang sisi irisan
T_i	= Resultan gaya geser efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan
N_i	= Resultan gaya normal efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan
U_1, U_r	= Tekanan air pori yang bekerja di kedua sisi irisan, dan
U_i	= Tekanan air pori di dasar irisan

R	= Jari-jari lingkaran bidang longsor
n	= Jumlah irisan
W_i	= Berat massa tanah irisan ke-i
N_i	= Resultan gaya normal efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan
θ_i	= Sudut yang didefinisikan
F	= Faktor aman
c	= Kohesi tanah (kN/m ²)
ϕ	= Sudut gesek dalam tanah (°)
a_i	= Panjang bagian lingkaran pada irisan ke-i (m)
W_i	= Berat irisan tanah ke-i (kN)
u_i	= Tekanan air pori pada irisan ke-i (kN/m ²)
θ_i	= Sudut yang didefinisikan (°)
S	= Penurunan total
S_i	= Penurunan segera
S_c	= Penurunan konsolidasi primer
S_s	= Penurunan konsolidasi sekunder
S_c	= Penurunan konsolidasi primer
C_c	= Indeks pemampatan
C_s	= Indeks pemuaian/ mengembang
H	= Tebal lapisan tanah
γ'	= Berat volume tanah efektif
H	= Tebal lapisan tanah (m)
Δp	= Tekanan <i>overburden</i> efektif
q_0	= Berat volume tanah efektif
γ_{timbunan}	= Tebal lapisan tanah (m)
H	= Tebal lapisan tanah (m)
τ	= Tegangan geser yang bekerja di permukaan bidang kontak antara tulangan dan butiran-butiran tanah (kN/m ²).
c	= Kohesi (kN/m ²).
σ_v	= Tegangan normal pada bidang kontak (<i>interface</i>) tanah-tulangan (kN/m ²)

ϕ	= Sudut gesek antara tanah dan tulangan ($^{\circ}$)
T_a	= Gaya tarik pada tulangan (kN/m)
B	= Lebar tulangan (m)
L	= Panjang tulangan (m)
K_a	= Koefisien tanah aktif
σ_{hc}	= Tekanan horizontal rata – rata pada lipatan (kN/m ²)
q	= Beban merata (kN/m ²)
SF	= Faktor aman
S_v	= Jarak tulangan arah vertikal (m)
γ	= Berat volume tanah (kN/m ³)
c	= Kohesi (kN/m ²)
T_a	= Kuat tarik geotekstil <i>allowable</i>
SF	= Faktor aman
ϕ	= Sudut gesek antara tanah dan geotekstil ($^{\circ}$)
L	= Panjang geotekstil (m)
H	= Tinggi lapisan tanah (m)
γ_b	= Berat volume tanah (kN/m ³)
K_a	= Koefisien tanah aktif
c	= Kohesi (kN/m ²)
q	= Beban merata (kN/m ²)
SF	= Faktor aman
L	= Panjang geotekstil (m)
H	= Tinggi lapisan tanah (m)
γ_b	= Berat volume tanah (kN/m ³)
c	= Kohesi (kN/m ²)
q	= Beban merata (kN/m ²)
e	= Nilai eksentrisitas tanah (m)
q	= Beban merata (kN/m ²)
K_a	= Koefisien tanah aktif
H	= Tinggi lapisan tanah (m)
L	= Panjang geotekstil (m)

γ_b	= Berat volume tanah (kN/m ³)
σ_{ult}	= Kuat dukung ijin (kN/m ²)
q_{ult}	= Daya dukung ultimit (kN/m ²)
N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung tanah Terzaghi,	
γ_b	= Berat volume tanah (kN/m ³)
c	= Kohesi tanah(kN/m ²)
q	= Beban merata (kN/m ²)
L	= Panjang geotekstil (m)
S_v	= Jarak tulangan arah vertikal (m)
γ_b	= Berat volume tanah (kN/m ³)
ϕ	= Sudut gesek antara tanah dan geotekstil (°)
L_{ef}	= Panjang efektif geotekstil (m)
K_a	= Koefisien tanah aktif
S_v	= Jarak tulangan arah vertikal (m)
Z_i	= Kedalaman tulangan yang ditekuk masuk ketanah (m)
γ_b	= Berat volume tanah (kN/m ³)
ϕ	= Sudut gesek antara tanah dan geotekstil (°)

ABSTRAK

Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta–Cikampek II Selatan Paket 2A menghadapi permasalahan stabilitas timbunan akibat kondisi tanah lunak yang memiliki daya dukung rendah, kuat geser kecil, dan kompresibilitas tinggi. Penelitian ini bertujuan menganalisis efektivitas metode *soil replacement* dan perkuatan geosintetik dalam meningkatkan stabilitas timbunan setinggi 8,7 m pada STA 8+875, yang ditinjau berdasarkan nilai faktor keamanan (*safety factor*) dan perpindahan vertikal (Uy).

Penelitian ini menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D dan SLOPE/W serta perhitungan manual dengan metode Fellenius. Analisis diawali dengan pemodelan kondisi timbunan eksisting menggunakan PLAXIS 2D, kemudian dilakukan analisis pada SLOPE/W melalui 12 variasi pemodelan untuk memperoleh bidang gelincir paling kritis sebagai acuan perhitungan metode Fellenius. Selanjutnya dilakukan pemodelan perbaikan menggunakan *soil replacement*, dilanjutkan dengan perhitungan kebutuhan geosintetik menggunakan metode selisih momen dan pemodelan kombinasi *soil replacement* serta geosintetik pada PLAXIS 2D untuk meningkatkan peningkatan stabilitas timbunan.

Hasil analisis menunjukkan bahwa timbunan eksisting memiliki SF sebesar 1,029 pada kondisi beban merata dan mengalami *keruntuhan* pada kombinasi beban merata dan beban gempa. Metode Fellenius menghasilkan SF sebesar 0,8875, sedangkan SLOPE/W menghasilkan SF sebesar 1,735 pada kondisi beban merata dan 1,095 pada kondisi gempa. Penerapan *penggantian tanah* saja belum mampu meningkatkan stabilitas. Kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik meningkatkan SF menjadi 1,591 dengan Uy sebesar 0,091 m pada kondisi beban merata. Modifikasi panjang geosintetik pada kondisi gempa meningkatkan SF menjadi 1,163 dan menurunkan Uy menjadi 0,075 m, sehingga memenuhi batas penurunan maksimum 100 mm berdasarkan Manual Desain Perkerasan Jalan Nomor 03/M/BM/2024.

Kata kunci: metode *Fellenius*, perkuatan geosintetik, PLAXIS 2D, *soil replacement*, stabilitas timbunan.

ABSTRACT

The Jakarta–Cikampek II Selatan Toll Road Construction Project Package 2A encountered embankment stability problems due to soft soil conditions characterized by low bearing capacity, low shear strength, and high compressibility. This study aims to evaluate the effectiveness of the soil replacement method and geosynthetic reinforcement in improving the stability of an 8.7 m high embankment at STA 8+875, based on the safety factor (SF) and vertical displacement (U_y).

This study employed PLAXIS 2D and SLOPE/W software, together with manual calculations using the Fellenius method. The analysis began with modeling the existing embankment condition in PLAXIS 2D, followed by twelve SLOPE/W modeling scenarios to identify the most critical slip surface, which was then used as the basis for the Fellenius calculations. Subsequently, an embankment improvement model using the soil replacement method was developed, followed by the determination of the required geosynthetic reinforcement using the moment difference method. The calculated reinforcement was then incorporated into the PLAXIS 2D model to evaluate the improvement in embankment stability.

The results indicate that the existing embankment had a safety factor (SF) of 1.029 under surcharge loading and experienced failure under the combined surcharge and seismic loading condition. The Fellenius method yielded an SF of 0.8875, while the SLOPE/W analysis produced SF values of 1.735 under surcharge loading and 1.095 under combined surcharge and seismic loading. The soil replacement method alone was insufficient to improve embankment stability. The combination of soil replacement and geosynthetic reinforcement increased the SF to 1.591 with a vertical displacement (U_y) of 0.09064 m under surcharge loading. After modifying the geosynthetic reinforcement length, the SF under seismic loading increased to 1.163, while the vertical displacement (U_y) decreased to 0.07508 m, satisfying the maximum allowable settlement limit of 100 mm specified in the Pavement Design Manual No. 03/M/BM/2024.

Keywords: *embankment stability, Fellenius method, geosynthetic reinforcement, PLAXIS 2D, soil replacement.*

BAB I

LATAR BELAKANG

1.1 Latar Belakang Masalah

Provinsi Jawa Barat merupakan provinsi dengan tingkat kepadatan penduduk mencapai lebih dari 50,76 juta jiwa. Hal tersebut didukung oleh data resmi Badan Pusat Statistik (BPS) tahun 2025 yang menyatakan bahwa Provinsi Jawa Barat memiliki tingkat kepadatan yang tinggi karena berbatasan langsung dengan DKI Jakarta sebagai pusat pemerintahan dan ekonomi nasional. Beberapa wilayah di Jawa Barat meliputi Kabupaten Bogor, Bekasi, Depok, dan Karawang yang didominasi sebagai kawasan industri merupakan tujuan utama urbanisasi maupun migrasi penduduk dari berbagai daerah. Badan Pusat Statistik (BPS) tahun 2025 menyatakan bahwa Kabupaten Bogor menempati peringkat pertama sebanyak 5,72 juta jiwa, diikuti oleh Kabupaten Bekasi sebanyak 3,30 juta jiwa, Kota Bekasi 2,65 juta jiwa, Kota Depok 2,16 juta jiwa, dan Karawang 2,58 juta jiwa (BPS, 2025). Tidak dapat dipungkiri bahwa permasalahan yang berkaitan dengan tingkat kepadatan penduduk yang tinggi tersebut akan berpengaruh juga terhadap peningkatan angka mobilitas penduduk. Angka mobilitas yang tinggi dapat memicu terjadinya kemacetan lalu lintas, meningkatnya biaya transportasi hingga tekanan terhadap kebutuhan pembangunan infrastruktur seperti jalan tol.

Keberadaan Jalan Tol Jakarta – Cikampek yang dinilai sudah tidak mampu menampung volume kendaraan yang terus meningkat terutama saat mudik lebaran Berdasarkan laporan Dinas Perhubungan dan operator jalan tol, pada puncak arus mudik Idul Fitri 2025 tercatat lebih dari 603 ribu kendaraan keluar Jabotabek melalui Tol Jakarta – Cikampek dalam kurun waktu satu minggu sebelum Idul Fitri (Kompas, 2025). Kebijakan pengendali untuk mengatasi permasalahan tersebut berupa Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan. Pada perencanaan Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A ditemukan permasalahan terkait kondisi tanah eksisting yang didominasi oleh area persawahan sehingga diklasifikasikan sebagai tanah lunak jenis lempung

lunak. Tanah lunak berkaitan dengan tanah – tanah yang jika tidak dikenali dan diselidiki secara seksama dapat menyebabkan masalah ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang yang tidak dapat ditolerir, tanah tersebut mempunyai kuat geser yang rendah dan kompresibilitas yang tinggi (Kementerian Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2022).

Pada tanah eksisting yang memiliki karakteristik tanah lunak diperlukan penanganan yang tepat agar tidak menimbulkan dampak yang buruk yang diakibatkan adanya konsolidasi. Sianturi, dkk (2022) melakukan studi Perilaku Mekanis Tanah Lunak yang Distabilisasi dengan Kapur dan Abu Vulkanik untuk mengetahui peningkatan kuat tekan bebas dan daya dukung pondasi akibat penambahan kapur maupun abu vulkanik pada tanah lunak. Berdasarkan studi tersebut memperjelas karakteristik lapisan tanah lunak mempunyai kuat geser rendah, pemampatan tinggi, koefisien permeabilitas rendah, dan daya dukung yang rendah.

Pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A dilakukan pengujian DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) di mana nilai CBR (*California Bearing Ratio*) yang didapatkan minimal 6%. Berdasarkan pedoman Bina Marga 2018, nilai CBR (*California Bearing Ratio*) minimal 6% merupakan sebagai ambang batas kelayakan penggunaan lapisan tanah dasar (BM, 2018). Apabila nilai CBR yang didapatkan kurang dari 6 % dianggap tidak layak untuk menahan beban lalu lintas maupun beban perkerasan yang telah diperkirakan. Berdasarkan hasil nilai CBR tersebut, maka terdapat beberapa metode perbaikan tanah, antara lain perbaikan tanah dengan *soil replacement* (penggantian tanah) maupun perkuatan tambahan dengan *geosintetik*.

Metode *soil replacement* (penggantian tanah) merupakan metode perbaikan tanah lunak dengan cara mengganti tanah dasar (*subgrade*) yang tidak memenuhi standar spesifikasi dengan material pengganti yang telah memenuhi spesifikasi (Kementerian Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2022). Penggunaan metode penggantian tanah dengan material pasir sebagai pengganti tanah lunak kombinasi dengan *geotextile woven* efektif untuk meningkatkan stabilitas timbunan. (Muchlisin & Roestaman, 2019).

Berdasarkan pedoman Bina Marga 2009, Geosintetik berfungsi sebagai perkuatan karena sifat tarik bahan geosintetik dimanfaatkan untuk menahan tegangan atau deformasi pada struktur tanah (BM, 2009). Geosintetik dihamparkan pada setiap lapisan material pengganti tanah lunak maupun timbunan yang dipadatkan. Oleh karena itu, dilakukan pengkajian terhadap metode *soil replacement* dan perkuatan geosintetik untuk mengetahui kinerja dan pengaruh perkuatan tersebut pada STA 8+875 Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II selatan Paket 2A. Adapun kondisi perbaikan tanah lunak metode *soil replacement* dikombinasikan dengan geosintetik pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta - Cikampek II Selatan Paket 2A dapat dilihat pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1. 1 Kondisi Perbaikan Tanah Lunak Metode Soil Replacement Dikombinasikan dengan Geosintetik

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian dari latar belakang diatas sehingga menghasilkan rumusan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana interpretasi lapisan tanah badan jalan pada STA 8+875 berdasarkan data *Standart Penetration Test* (SPT)?
2. Berapakah angka aman dan perpindahan vertikal (U_y) pada eksisting badan jalan STA 8+875 pada kondis statis dan dinamis?
3. Berapakah angka aman dan perpindahan vertikal (U_y) pada metode *soil replacement* badan jalan STA 8+875 pada kondisi statis dan dinamis?

4. Berapakah angka aman dan perpindahan verikal (U_y) pada metode *soil replacement* dikombinasikan dengan geosintetik badan jalan STA 8+875 pada kondisi statis dan dinamis?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini Adalah sebagai berikut.

1. Untuk mengetahui interpretasi lapisan tanah badan jalan pada STA 8+875 berdasarkan data *Standart Penetration Test* (SPT).
2. Untuk mengetahui angka aman dan perpindahan vertikal (U_y) pada eksisting badan jalan STA 8+875 pada kondisi statis dan dinamis.
3. Untuk mengetahui angka aman dan perpindahan vertikal (U_y) metode *soil replacement* pada badan jalan STA 8+875 dengan kondisi statis dan dinamis.
4. Untuk mengetahui angka aman dan perpindahan verikal (U_y) metode *soil replacement* dikombinasikan dengan geosintetik pada badan jalan STA 8+875 dengan kondisi statis dan dinamis.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagi Penulis
Penelitian ini dapat menambah wawasan dan pengalaman penulis dalam analisis studi kasus permasalahan bidang geoteknik.
2. Bagi PT Jasamarga Japek Selatan
PT Jasamarga Japek Selatan sebagai *owner* proyek dapat mengetahui metode penanganan yang efektif terkait permasalahan stabilitas timbunan.

1.5 Batasan Penelitian

Adanya batasan penelitian bertujuan agar dalam proses analisis yang dilakukan menjadi lebih efektif dan terstruktur. Berikut ini batasan – batasan yang digunakan dalam analisis stabilitas timbunan.

1. Penelitian tepatnya dilakukan pada badan jalan Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A STA 8+875.
2. Data tanah yang digunakan berupa data sekunder dari Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A.

3. Data *properties* material *soil replacement* dan data material timbunan sama.
4. Data material timbunan diasumsikan dengan memakai material timbunan pilihan (*selected fill*)
5. Lapisan drainase dan *separator/capping* diasumsikan sebagai bagian dari tanah timbunan pilihan (*selected fill*), sehingga beban perkerasan yang diperhitungkan hanya berasal dari lapisan beton
6. Geotekstil yang digunakan jenis *woven*.
7. Jarak antar lapisan geosintetik ditetapkan sebesar 0,4 m dengan mengacu pada Pedoman Bina Marga No. 003/BM/2009 tentang Perencanaan dan Pelaksanaan Perkuatan Tanah dengan Geosintetik.
8. Perhitungan kebutuhan lapisan geosintetik hanya dilakukan pada timbunan setelah dilakukan *soil replacement*, sedangkan kondisi sebelum *soil replacement* tidak dianalisis.
9. Menggunakan Metode *Fellenius* dalam perhitungan manual untuk mengetahui nilai angka aman timbunan.
10. Analisis menggunakan bantuan program PLAXIS dan *SLOPE/W*.

1.6 Studi Kasus

Pada penelitian ini, lokasi studi kasus terletak pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A pada STA 8+875. Pemilihan lokasi tersebut didasarkan pada lokasi tersebut memiliki ketinggian timbunan hingga 8,7 meter dan pada lokasi tersebut dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 meter. Adapun lokasi studi kasus dapat dilihat pada Gambar 1.2 berikut.



Gambar 1. 2 Lokasi Studi Kasus STA. 8+875

(Sumber : WKA-PP-Hki-KMK, 2025)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengaruh *Soil Replacement* Terhadap Stabilitas Timbunan

Muchlisi & Roestam (2019) dalam penelitiannya menggunakan tinggi untuk kedalaman *soil replacement* sebesar 2 m dari tinggi rencana pada gambar sebesar 3,11 m dengan total beban sebesar 31,15 kN/m². Material yang digunakan untuk metode *soil replacement* adalah pasir. Pada penelitian ini dikombinasikan antara metode *soil replacement* dan perkuatan *geotextile woven*. Berdasarkan dari penelitiannya menyatakan bahwa metode timbunan tanpa perkuatan menghasilkan angka aman sebesar 1,241 yang memiliki potensial keruntuhan karena tidak memenuhi batas angka aman yaitu 1,35. Nilai angka aman metode timbunan tanpa perkuatan tidak terpenuhi, maka dilakukan penambahan perkuatan dengan *geotextile woven* yang menghasilkan angka aman sebesar 1,28 yang berarti masih terdapat indikasi timbunan belum stabil. Oleh karena itu, maka kondisi di Proyek Jalan Tol Kayu Agung- Palembang – Betung STA 8+875 – 8+975 digunakan kombinasi antara metode *soil replacement* dan perkuatan *geotextile woven* dengan kedalaman *soil replacement* sebesar 2 m dengan material pengganti pasir dan *geotextile woven* yang berkekuatan 200 kN/m² menghasilkan angka aman $1,416 > 1,35$.

Fahrta Sari & Istiatun (2022) membandingkan faktor keamanan tanpa beban gempa dan penurunan konsolidasi dengan derajat konsolidasi 90% pada tanah asli dengan *software* PLAXIS 2D v20. Selain itu, faktor keamanan pada tanah asli juga dianalisis dengan metode *Fellenius* dengan beban gempa dan tanpa beban gempa. Analisis faktor keamanan dilakukan pada masa konstruksi dengan beban 12,07 kN/m² dan pasca konstruksi dengan beban merata dari beban struktur dan beban lalu lintas sebesar 27,07 kN/m². Jika faktor keamanan $SF < 1,5$, maka timbunan tersebut memerlukan perbaikan dan atau perkuatan tanah. Selain itu, dilakukan analisis dengan metode *soil replacement* dengan variasi ketebalan tanah pengganti, geotekstil dengan variasi jumlah lapisan geotekstil, kombinasi antara *soil*

replacement dan geotekstil dengan variasi ketebalan tanah pengganti dan jumlah lapisan geotekstil. Selain itu juga menggunakan metode perkuatan dengan cerucuk. Timbunan akan dikonsolidasi selama 60 hari dan menunjukkan bahwa tanah asli tidak memiliki faktor keamanan yang memadai, dengan kondisi kolaps (hanya metode *Fellenius* yang mendapat angka aman 1,5 tapi masih tidak aman). Metode geotekstil dengan lima lapis geotekstil pasca-konstruksi juga masih belum aman. Sementara itu, *soil replacement* dengan ketebalan tanah pengganti antara 5,5 m dan 8 m serta *soil replacement* yang dikombinasikan dengan geotekstil menghasilkan faktor keamanan yang memadai, dengan titik optimum ketebalan tanah pengganti di mana penambahan ketebalan tidak secara linier meningkatkan faktor keamanan. Penurunan konsolidasi terbesar dialami oleh metode geotekstil, sedangkan metode cerucuk menunjukkan faktor keamanan tertinggi dan waktu konsolidasi paling cepat.

Agustina, dkk (2024) menganalisis stabilitas timbunan dengan kemiringan 1V:2H dengan tinggi 4,5 m tanpa dilakukan perbaikan dan dengan perbaikan menggunakan *Limit Equilibrium Method* (LEM) karena nilai faktor keamanan dengan metode LEM memberikan nilai yang lebih kritis dibandingkan dengan *Finite Element Method* (FEM). Selain itu, juga dilakukan analisis terhadap nilai penurunannya. Nilai angka aman pada kondisi jangka pendek dengan beban timbunan sebesar $1,31 < 1,4$ dan dengan beban gempa sebesar $0,83 < 1,1$. Pada kondisi penambahan beban perkerasan nilai aman yang diperoleh $1,33 < 1,4$ dan ditambah dengan beban gempa diperoleh angka aman sebesar $0,84 < 1,1$. Nilai angka aman pada kondisi jangka panjang saat masa operasi $1,48 < 1,5$ dan ditambah beban gempa sebesar $0,84 < 1,1$. Hal ini menunjukkan bahwa tanah tersebut memerlukan perbaikan. Oleh karena itu, dilakukan perbaikan daya dukung tanah menggunakan metode penggantian tanah sedalam 2,5 m dan *geotextile woven* 75 kN. Nilai angka aman pada kondisi jangka pendek setelah dilakukan perbaikan dengan beban timbunan diperoleh $1,53 > 1,4$ dan ditambah dengan beban gempa diperoleh $1,18 > 1,1$. Pada kondisi penambahan beban perkerasan nilai aman yang diperoleh $1,56 > 1,5$ dan ditambah beban gempa diperoleh angka aman $1,19 > 1,1$. Sedangkan, pada kondisi jangka panjang saat masa operasi $1,62 > 1,5$ ditambah beban gempa

diperoleh $1,22 > 1,1$. Total penurunan setelah beroperasi adalah $0,21 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm}$ dan laju penurunan sebesar $0,68 < 2 \text{ cm/tahun}$. Hal ini menunjukkan bahwa perbaikan dapat meningkatkan nilai angka aman dan mengurangi penurunan.

Pergantian tanah dan lapisan geotekstil pada tanah lunak dapat berpengaruh terhadap deformasi dan stabilitas lereng. Batara & Gofar (2024) membahas studi kasus pada Jalan Tol Kayagung - Palembang – Betung STA 75+000 - STA 89+690. Penelitian ini dilakukan dengan menguji empat kondisi berbeda yaitu kondisi pertama timbunan setinggi 2 m dihamparkan langsung di atas tanah asli. Kondisi kedua geotekstil dihamparkan di permukaan tanah asli sebelum timbunan. Pada kondisi ketiga, dilakukan penggantian tanah sedalam 1 m untuk memperbaiki daya dukung tanah tersebut. Kondisi keempat sama seperti kondisi ketiga, namun kedalam galian adalah 2 m. Pada kondisi 3 dan 4, geotekstil dihamparkan di antara tanah asli dan tanah pengganti untuk menghindari tercampurnya tanah asli dan tanah pengganti. Analisis dilakukan menggunakan metode numerik dengan software SIGMA/W untuk mengetahui deformasi dan *SLOPE/W* untuk mengetahui kestabilan lereng. Pada penelitian ini, penggantian tanah asli dengan tanah dapat mengurangi deformasi pada tengah badan timbunan. Namun dalam kasus yang ditinjau pada penelitian ini pengurangan deformasi yang terjadi akibat penggantian tanah sedalam 2 m dan penghamparan geotekstil hanya 10% dari kondisi 1 yaitu 86.59 mm ke kondisi 4 yaitu 76.12 mm. Penggunaan lapisan geotekstil dan penggantian tanah sedalam 2 m meningkatkan faktor keamanan lereng jalan yaitu 4,149 kondisi kesatu, 4,960 kondisi kedua, 4,983 kondisi ketiga, dan 5,110 kondisi keempat atau peningkatan faktor keamanan sebesar 22%.

2.1 Pengaruh Geosintetik Terhadap Stabilitas Timbunan

Penggunaan geosintetik sebagai material perkuatan lereng telah banyak diterapkan, baik pada lereng alami maupun lereng timbunan untuk meningkatkan stabilitas dan daya dukung tanah. Rizqullah & Yelvi (2022) melakukan analisis yang menunjukkan bahwa perkuatan geotekstil dapat meningkatkan angka aman pada lereng timbunan Jalan Tol Cibitung– Cilincing Seksi 2 STA 6+475 menggunakan program PLAXIS v20 sebesar 1,201 (tanpa perkuatan) menjadi sekitar 1,880 (dengan perkuatan) berdasarkan PLAXIS v20, serta secara signifikan

menurunkan deformasi lateral menjadi 0,034 m, sehingga lereng dinyatakan stabil dengan batas deformasi terpenuhi.

Romadhoni, dkk (2024) membahas stabilitas timbunan tanah pada proyek jalur ganda Solo Balapan – Kadipiro – Kalioso dengan fokus pada perkuatan geotekstil menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D versi 8.6. Penelitian dimulai dengan analisis stabilitas timbunan tanpa perkuatan, yang menghasilkan faktor keamanan sebesar 1,2 pada lokasi KM 96+400 - KM 104+900. Nilai angka aman ini lebih rendah dari persyaratan SNI 8460:2017 pasal 7.5.5 (SF minimal 1,5), sehingga timbunan pada lokasi tersebut dikatakan tidak stabil, ditandai pula dengan penurunan tanah 30 hari sebesar 1,707 cm, 100 hari sebesar 1,641–1,707 cm, dan 365 hari sebesar 1,691 cm. Oleh karena itu, diperlukan penguatan tambahan dengan geotekstil. Selanjutnya analisis dilakukan pada KM 98+550 dengan penambahan geotekstil sebagai perkuatan. Secara perhitungan manual, didapatkan bahwa jumlah lapis geotekstil sebanyak 5 lapis dengan panjang minimum geotekstil sekitar 2,338 m dan angka aman mencapai 4,37 (lebih besar dari 1,5), menunjukkan peningkatan stabilitas yang signifikan. Analisis menggunakan program PLAXIS 2D penerapan geotekstil sebagai alternatif perkuatan, angka aman yang diperoleh meningkat menjadi 1,7 (lebih tinggi dari 1,5 sesuai ketentuan SNI 8460:2017). Penurunan pada 30, 100, dan 365 hari sekitar 1,056 cm, menandakan timbunan dianggap stabil setelah perkuatan geotekstil.

Nadhif & Abdurrozak (2024) membahas analisis stabilitas lereng timbunan tanah pada proyek Jalan Tol Pemalang – Batang di Provinsi Jawa Tengah, yang memiliki kondisi tanah eksisting berupa sawah dan rawa yang rentan terhadap longsor dan penurunan tanah. Penelitian menggunakan *Limit Equilibrium Method* (LEM) dengan software *SLOPE/W* Geostudio 2018 dengan variasi ketinggian timbunan 6 m, 8 m, dan 10 m, serta menggunakan metode manual *Fellenius* untuk validasi. Faktor keamanan yang digunakan sebagai acuan adalah minimal 1,5 untuk kondisi tanpa beban gempa dan minimal 1,1 untuk kondisi dengan beban gempa. Hasil utama menunjukkan bahwa untuk kondisi tanpa beban gempa, semua variasi ketinggian (6 m, 8 m, 10 m) memenuhi syarat faktor keamanan ($SF \geq 1,5$). Namun, untuk kondisi dengan beban gempa, variasi 8 m dan 10 m tidak memenuhi syarat

($SF \leq 1,1$) sehingga memerlukan perkuatan menggunakan geotekstil woven dengan kekuatan tarik ultimit 55 kN/m. Setelah penerapan geotekstil, nilai angka aman naik menjadi 1,267 untuk ketinggian 8 m dan 1,638 untuk 10 m, sehingga memenuhi persyaratan $SF \geq 1,1$. Selain itu, analisis penurunan (*settlement*) tanah pada timbunan ketinggian 10 m menunjukkan total penurunan sebesar 2,201 cm, yang masih jauh di bawah batas maksimal penurunan yang diizinkan yaitu 131,667 cm. Hal ini menunjukkan bahwa timbunan cukup stabil setelah diberi perkuatan geotekstil.

Ramadhani (2021) melakukan penelitian mengenai pengaruh kekuatan, jumlah lapisan, dan jarak geotekstil terhadap stabilitas tanah timbunan di atas tanah lunak yang menunjukkan peningkatan nilai faktor keamanan seiring dengan peningkatan kekuatan geotekstil. Pada analisis yang dilakukan, dibedakan menjadi tiga tahap pengujian yang dilakukan, yakni variasi kekuatan geotekstil (25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa dan 125 kPa), jumlah lapisan (2 lapis, 3 lapis, 5 lapis, 7 lapis dan 9 lapis), dan jarak antar lapisan (30 cm, 60 cm, 90 cm, 120 cm dan 150 cm). Hasil analisis menunjukkan bahwa peningkatan kekuatan geotekstil berbanding lurus dengan peningkatan nilai angka aman baik setelah konstruksi maupun setelah konsolidasi 1 tahun, sedangkan penurunan tanah tetap relatif konstan sekitar 0,16 meter. Variasi jumlah lapisan menunjukkan bahwa sembilan lapisan menghasilkan nilai SF tertinggi. Selain itu, semakin banyak jumlah lapisan, semakin lama waktu yang dibutuhkan untuk mencapai kestabilan. Sementara itu, variasi jarak antar lapisan menunjukkan hasil yang tidak linier, di mana jarak 30 cm menghasilkan SF tertinggi setelah konsolidasi, sedangkan jarak 120 cm memberikan SF terbesar setelah konstruksi. Penurunan terjadi pada semua variasi jarak tidak jauh berbeda, namun pada skala mikrometrik nilai titiknya berbeda, dengan kecenderungan terjadinya horizontal terbesar pada jarak 120 cm dan terkecil pada jarak 30 cm. Secara keseluruhan, analisis ini menyimpulkan bahwa parameter kekuatan geotekstil memiliki pengaruh paling signifikan dalam meningkatkan stabilitas tanah timbunan.

Wulandari & Tjandra (2015) dalam kajian penggunaan geotekstil dengan kekuatan tarik optimum dapat meningkatkan stabilitas timbunan jalan di atas tanah

lunak, model geometri timbunan setinggi 4 meter dengan kemiringan 2H:1V dijelaskan pada kondisi muka air tanah sejajar dasar timbunan. Tiga tahapan pemodelan dilakukan, yaitu timbunan tanpa perkuatan, penentuan panjang geotekstil optimal, dan variasi kekuatan tarik geotekstil (0 kN/m, 100 kN/m, 150 kN/m, 200 kN/m, 300 kN/m, 400 kN/m, 600 kN/m, 800 kN/m, 1000 kN/m). Karakteristik tanah dimodelkan menggunakan kriteria Mohr-Coulomb, dengan lapisan geotekstil ditempatkan antara dasar timbunan dan lapisan pasir dasar. Beban lalu lintas disimulasikan sebesar 6.13 kN/m². Hasil analisis menunjukkan bahwa peningkatan kekuatan tarik geotekstil secara umum meningkatkan nilai faktor keamanan dari 1,308 (tanpa geotekstil) hingga mencapai 1,7048 pada kekuatan tarik 600 kN/m, yang dianggap sebagai nilai optimum. Namun, peningkatan kekuatan di atas nilai tersebut justru menyebabkan sedikit penurunan SF hingga kisaran 1.61, yang menandakan adanya titik jenuh efektivitas kekuatan. Selain itu, besaran perpindahan pada dasar timbunan menurun seiring peningkatan kekuatan geotekstil, tetapi tidak signifikan (sekitar 0,336 m menjadi 0,333 m), sehingga pengaruh perpindahan dianggap dapat diabaikan dalam penentuan kekuatan tarik optimum.

2.2 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian Terdahulu

Adapun perbandingan penelitian terdahulu dengan analisis yang akan dilakukan disajikan pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Rahmdani (2021)	Sari dan Istiatun (2022)	Agustina dkk. (2024)	Batara dan Gofar (2024)	Nadhif dan Abdurrozak (2024)	Romadhoni dkk (2024)	Lestari (2026)
Judul Penelitian	Pengaruh Kekuatan, Jumlah Lapisan, dan Jarak Geotekstil untuk Perkuatan Tanah Timbunan di Atas Tanah Lunak	Analisis Stabilitas Timbunan dengan Perkuatan Geotekstil dan Cerucuk	Analisis Penggantian Tanah dan Perkuatan Geotekstil Woven terhadap Stabilitas Timbunan	Pengaruh Penggantian Tanah dan Lapisan Geotekstil terhadap Deformasi dan Stabilitas Lereng Timbunan di Atas Tanah Lunak	Analisis Stabilitas Timbunan Tanah Menggunakan Perkuatan Geotekstil dengan Software Geostudio (Studi: Tol Pemalang–Batang)	Analisis Stabilitas Timbunan Tanah dengan Perkuatan Geotekstil Menggunakan Software PLAXIS (Studi: Jalur Ganda Solo–Kadipiro–Kalioso)	Analisis Stabilitas Timbunan dengan Metode Penggantian Tanah dan Geosintetik (Studi Kasus: Jalan Tol Jakarta–Cikampek II Selatan Paket 2A)
Tujuan Penelitian	Mengetahui pengaruh kekuatan, jumlah lapisan, dan jarak antar lapisan geotekstil terhadap	Menganalisis angka aman serta penurunan konsolidasi tanah timbunan di Tol Serpong–Balaraja dengan berbagai metode, meliputi	Menghitung peningkatan kestabilan timbunan dan pengurangan penurunan akibat perbaikan tanah	Mengevaluasi pengaruh variasi penempatan tanah dan pemasangan geotekstil terhadap kestabilan	Mengevaluasi kestabilan lereng timbunan terhadap variasi tinggi 6 m, 8 m dan 10 m pada kondisi tanpa beban gempa dan	Menganalisis perbandingan stabilitas timbunan tanpa dan dengan geotekstil serta pengaruhnya terhadap	- Untuk mengetahui interpretasi lapisan tanah badan jalan pada STA 8+875 berdasarkan data N-SPT

(Sumber : Ramdani, 2021; Sari & Istiatun, 2022; Agustina dkk, 2024; Batara & Gofar, 2024; Nadhif & Abdurrozak, 2024; Romadhoni dkk, 2024)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Rahmdani (2021)	Sari dan Istiatun (2022)	Agustina dkk. (2024)	Batara dan Gofar (2024)	Nadhif dan Abdurrozak (2024)	Romadhoni dkk (2024)	Lestari (2026)
Tujuan Penelitian	kestabilan timbunan (nilai SF dan penurunan).	<i>soil replacement</i> , geotekstil, dan cerucuk	dengan tanah pengganti 2,5 m dan geotekstil 75 kN pada proyek Tol Subang.	timbunan pada ruas Tol Kayu Agung – Palembang – Betung.	ditambahkan beban gempa serta efek perkuatan geotekstil terhadap faktor keamanan dan penurunan	penurunan selama periode konsolidasi 30, 100 dan 365 hari.	- Untuk mengetahui angka aman dan nilai Uy eksisting badan jalan pada STA 8+875. - Untuk mengetahui angka aman dan nilai Uy pada badan jalan dengan metode <i>soil replacement</i> pada STA 8+875. - Untuk mengetahui angka aman dan nilai Uy pada badan jalan dengan metode

(Sumber : Ramdani, 2021; Sari & Istiatun, 2022; Agustina dkk, 2024; Batara & Gofar, 2024; Nadhif & Abdurrozak, 2024; Romadhoni dkk, 2024)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Rahmdani (2021)	Sari dan Istiatun (2022)	Agustina dkk. (2024)	Batara dan Gofar (2024)	Nadhif dan Abdurrozak (2024)	Romadhoni dkk (2024)	Lestari (2026)
Tujuan Penelitian							<i>soil replacement</i> dikombinasikan dengan penggunaan geotekstil pada STA 8+875.
Metode Penelitian	Analisis PLAXIS 2D v8.4 metode FEM dengan variasi kekuatan (25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa dan 125 kPa), jumlah lapisan (2 lapis, 3 lapis, 5 lapis, 7 lapis dan 9 lapis),	Analisis numerik menggunakan PLAXIS 2D v20 dan metode <i>Fellenius</i> , Variasi dilakukan pada ketebalan tanah pengganti, jumlah lapisan geotekstil, dan penggunaan cerucuk.	Analisis menggunakan <i>Limit Equilibrium Method</i> (LEM) dengan perangkat lunak <i>Geo5</i> memeriksa kondisi jangka	Analisis deformasi timbunan dengan metode FEM (SIGMA/W) dan stabilitas lereng timbunan dengan metode LEM (<i>SLOPE/W</i>)	Kombinasi Metode Limit Equilibrium (<i>SLOPE/W</i>) dan perhitungan manual <i>Fellenius</i> dengan variasi ketinggian timbunan 6 m, 8 m, dan 10 m.	Analisi PLAXIS 2D v8.4 metode FEM dengan variasi tanpa perkuatan geotekstil dan dengan perkuatan geotekstil.	Metode <i>Fellenius</i> , Finite Element Method (FEM) dengan PLAXIS 2D v21 dan Metode LEM dengan <i>SLOPE/W</i>

(Sumber : Ramdani, 2021; Sari & Istiatun, 2022; Agustina dkk, 2024; Batara & Gofar, 2024; Nadhif & Abdurrozak, 2024; Romadhoni dkk, 2024)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Rahmdani (2021)	Sari dan Istiatun (2022)	Agustina dkk. (2024)	Batara dan Gofar (2024)	Nadhif dan Abdurrozak (2024)	Romadhoni dkk (2024)	Lestari (2026)
Metode Penelitian	dan jarak antar lapisan (30 cm, 60 cm, 90 cm, 120 cm dan 150 cm).	dilakukan pada ketebalan tanah pengganti, jumlah lapisan geotekstil, dan penggunaan cerucuk.	serta penambahan beban gempa.	untuk empat kondisi dan kedalaman penggantian tanah.			
Hasil Penelitian	Nilai SF naik dari 2,15 menjadi 2,22 seiring peningkatan kekuatan geotekstil, semakin banyak jumlah lapisan maka semakin lama waktu	Kombinasi penggantian tanah 5,5 m dan geotekstil memberikan faktor keamanan $\geq 1,8$ dengan penurunan konsolidasi berkurang dibandingkan tanah asli,	Nilai SF meningkat dari 1,31 ($<1,4$, tidak aman) menjadi 1,62 ($>1,5$, aman), dan penurunan total setelah beroperasi berkurang menjadi 0,21 cm.	Penggantian tanah sedalam 2 m dan pemasangan geotekstil meningkatkan faktor keamanan dari 4,149 menjadi 5,110 (kenaikan 22%),	SF tanpa gempa 1,776 – 2,281 (aman), tetapi pada kondisi gempa $< 1,1$ setelah pemasangan geotekstil, SF meningkat menjadi 1,991	SF tanpa perkuatan $1,20 < 1,5$ (tidak aman) setelah 6 lapis geotekstil, SF meningkat menjadi 1,718 dan penurunan berkurang dari 1,70 cm menjadi 1,05 cm	Kombinasi <i>soil replacement</i> dan geosintetik meningkatkan stabilitas timbunan dengan nilai SF = 1,591 (statik) dan SF = 1,159 (dinamik), sehingga memenuhi syarat aman.

(Sumber : Ramdani, 2021; Sari & Istiatun, 2022; Agustina dkk, 2024; Batara & Gofar, 2024; Nadhif & Abdurrozak, 2024; Romadhoni dkk, 2024)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Penulis dengan Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	Rahmdani (2021)	Sari dan Istiatun (2022)	Agustina dkk. (2024)	Batara dan Gofar (2024)	Nadhif dan Abdurrozak (2024)	Romadhoni dkk (2024)	Lestari (2026)
Hasil Penelitian	untuk mencapai kestabilan, variasi jarak antar lapisan menunjukkan hasil yang tidak linier dengan penurunan tanah relatif konstan sekitar 0,16 m.	metode cerucuk menghasilkan waktu konsolidasi tercepat 96 hari.	penurunan total setelah beroperasi berkurang menjadi 0,21 cm.	dengan penurunan maksimum menurun sekitar 10%.	dan penurunan maksimum sangat rendah sekitar 0,022 m.		Modifikasi panjang geosintetik hingga ujung lereng meningkatkan SF menjadi 1,163 dan menurunkan nilai Uy menjadi 75,08 mm memenuhi batas penuruna maksimal 100 mm

(Sumber : Ramdani, 2021; Sari & Istiatun, 2022; Agustina dkk, 2024; Batara & Gofar, 2024; Nadhif & Abdurrozak, 2024; Romadhoni dkk, 2024)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah merupakan material yang terdiri dari agregat atau butiran mineral padat yang tidak terikat secara kimia satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel tersebut (Das, 1995). Pelapukan batuan dapat berlangsung melalui proses secara mekanik, kimiawi, dan organik sehingga batuan terurai menjadi butiran mineral yang terlepas. Keragaman proses pelapukan dan karakteristik batuan asal mempengaruhi komposisi fisik maupun mineral penyusun tanah yang terbentuk, sehingga tanah memiliki sifat yang beragam sesuai asal-usul serta proses pelapukan yang dialaminya. Pelapukan mekanik terjadi akibat pengaruh faktor-faktor fisik, misalnya perubahan suhu yang menyebabkan batuan mengalami pemuaian dan penyusutan berulang, sehingga batuan terpecah menjadi fragmen-fragmen kecil tanpa perubahan secara kimiawi. Pelapukan kimiawi terjadi melalui proses reaksi kimia yang mengubah struktur mineral dari batuan, contohnya melalui proses oksidasi maupun hidrasi. Sementara itu, pelapukan organik berlangsung karena aktivitas organisme hidup, seperti pertumbuhan akar tanaman yang menembus batuan dan mempercepat penghancuran batuan menjadi tanah.

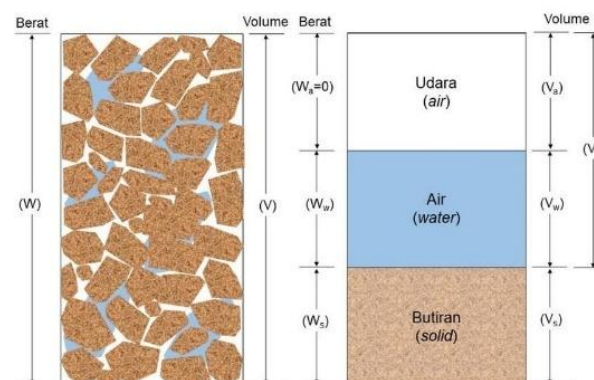
3.1.1 Properties tanah

Properties tanah merupakan berbagai sifat fisik dan mekanik yang menentukan perilaku tanah sebagai material geoteknik. Sifat fisik adalah karakteristik yang dapat diamati dan diukur tanpa mengubah struktur tanah secara permanen. Hardjowigeno (2003) dalam Holilluah dkk. (2015) menyebutkan bahwa sifat fisik tanah meliputi tekstur, struktur, konsistensi, warna, porositas, kadar air, permeabilitas, dan kerapatan tanah, yang semuanya memengaruhi potensi tanah dalam pertanian maupun geoteknik. Sifat mekanik tanah menggambarkan respons tanah terhadap pengaruh gaya luar, seperti beban, aliran air, dan perubahan kondisi lingkungan, yang berperan penting dalam menganalisis serta mendesain pondasi,

stabilitas lereng, dan struktur penahan tanah. Menurut Bowles (1989), sifat mekanik tanah meliputi kekuatan geser (*shear strength*), kompresibilitas dan konsolidasi, daya dukung (*bearing capacity*), elastisitas, plastisitas, serta permeabilitas tanah. (Hardiyatmo, 2012) tanah memiliki komponen utama yakni udara, butiran tanah, dan air. Pada kondisi kering, tanah hanya terdiri dari butiran padat serta rongga pori yang diisi udara. Sedangkan tanah dalam keadaan jenuh, pori-pori berisi air dan butiran tanah. Sementara itu, tanah dengan kondisi tidak jenuh, memiliki tiga komponen, yaitu butiran tanah, air pori, dan udara yang mengisi ruang pori.

1. Berat Volume

Berat volume tanah merupakan perbandingan antara berat tanah dengan volume total tanah. Nilai berat volume tanah dapat dibedakan menjadi berat volume tanah basah, berat volume tanah jenuh, berat volume kering, serta berat volume partikel padat. Berat volume ini ditentukan berdasarkan kondisi kadar air dan kejenuhan pori tanah saat pengukuran. Tanah pada kondisi alaminya terdiri dari tiga fase utama, yaitu fase padat, fase air, dan fase udara yang digambarkan pada Gambar 3.1 sebagai bagian penyusun utama tanah.



Gambar 3. 1 Diagram Fase Tanah

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

Berdasarkan Gambar 3.1 tersebut, kita dapat menyusun Persamaan 3.1 hingga Persamaan 3.3 berikut.

$$W = W_s + W_w \quad (3.1)$$

$$V = V_s + V_w + V_a \quad (3.2)$$

$$V_v = V_w + V_a \quad (3.3)$$

Keterangan :

W = Berat total

W_s = Berat butiran padat

W_w = Berat air

V = Volume total

V_s = Volume butiran padat

V_w = Berat air

V_s = Volume butiran padat

V_w = Volume air

V_a = Volume udara

V_v = Volume rongga

Kadar air (w) adalah perbandingan yang menunjukkan berat air (W_w) dengan berat butiran padat (W_s) dalam tanah dalam bentuk persamaan dari kadar air (w) dinyatakan pada Persamaan 3.4.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (3.4)$$

Berat volume butiran padat (γ_s) adalah rasio perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dan volume butiran padat (V_s). Persamaan dari berat volume butiran padat (γ_s) dinyatakan dalam Persamaan 3.5.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (3.5)$$

Berat volume basah (γ_b) adalah perbandingan antara berat tanah dengan volume total dalam keadaan alami. Komponen yang diperhitungan meliputi butiran padat, air, dan udara. Persamaan dari berat volume basah (γ_b) dinyatakan dalam Persamaan 3.6.

$$\gamma_b = \frac{W}{V} \quad (3.6)$$

Berat volume jenuh (γ_{sat}) adalah perbandingan antara berat tanah pada kondisi jenuh dengan volume total. Kondisi tanah jenuh air merupakan kondisi pori tanah terisi penuh oleh air. Persamaan dari berat volume jenuh (γ_{sat}) dinyatakan dalam Persamaan 3.7.

$$\gamma_{sat} = \frac{W_{(tanah+air)}}{V} \quad (3.7)$$

Berat volume kering (γ_d) adalah perbandingan berat tanah dalam kondisi kering dengan volume total. Berat tanah yang diperhitungkan hanya komponen tanah. Persamaan dari berat volume kering (γ_d) dinyatakan dalam Persamaan 3.8.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (3.8)$$

dengan,

γ_b = Berat volume basah (kN/m³)

γ_{sat} = Berat volume jenuh (kN/m³)

γ_d = Berat volume kering (kN/m³)

γ_s = Berat volume padat (kN/m³)

W = Berat total tanah meliputi komponen padat, air, dan udara (kN)

W_s = Berat tanah padat (kN)

V = Volume total tanah (m³)

V_s = Volume tanah padat (m³)

2. Permeabilitas (k)

Permeabilitas adalah karakteristik pada suatu materi berpori yang memungkinkan meloloskan atau mengalirkan aliran fluida, seperti air atau minyak melalui rongga pori-pori yang saling berhubungan. Dalam konteks tanah, permeabilitas tanah adalah kemampuan tanah dalam mengalirkan atau meloloskan air melalui rongga-rongga pori. Menurut Das (1983) dalam Buku Mekanika Tanah Edisi Keenam, estimasi nilai permeabilitas untuk berbagai jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3. 1 Nilai Koefisien Permeabilitas

No.	Jenis Tanah	K (mm/detik)
1.	Butiran kasar	10^{-10^3}
2	Kerikil halus, butiran kasar bercampur pasir sedang	$10^{-2}-10$
3	Pasir halus, lanau longsor	$10^{-4}-10^{-2}$
4	Lanau padat, lanau berlempung	$10^{-5}-10^{-4}$
5	Lempung berlanau, lempung	$10^{-8}-10^{-5}$

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

3. Modulus Elastisitas (E_s)

Modulus elastisitas tanah adalah perbandingan yang menunjukkan tingkat elastisitas atau kekakuan tanah antara tegangan dan regangan. Modulus elastisitas dapat diperoleh berdasarkan pengujian triaksial dalam kondisi undrained. Adapun nilai perkiraan modulus elastisitas tanah dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

No.	Jenis Tanah	E (kN/m ²)
1.	Lempung :	
	Sangat lunak	300-3000
	Lunak	2000-4000
	Sedang	4500-9000
	Keras	30000-42500
2.	Berpasir	
	Pasir :	
	Berlanau	5000-20000
	Tidak padat	10000-250000
3.	Padat	
	Pasir dan Kerikil :	
	Padat	80000-200000
4.	Tidak padat	50000-140000
	Lanau	2000-200000
5.	Loses	15000-60000
6.	Cadas	140000-1400000

(Sumber : Bowles, 1989)

4. *Poisson Ratio* (ν)

Poisson Ratio adalah rasio perbandingan antara tekanan aksial dengan regangan pemuaian lateral. Menurut Bowles (1977) dalam Buku Mekanika Tanah Edisi Keenam, nilai *poisson ratio* dapat dilakukan pendekatan berdasarkan jenis tanahnya yang dapat dilihat pada dalam Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Nilai *Poisson Ratio*

No.	Jenis Tanah	ν
1.	Lempung jenuh	0,4-0,5
2.	Lempung tak jenuh	0,1-0,3
3.	Lempung berpasir	0,2-0,3
4.	Lanau	0,3-0,35
5.	Pasir padat	0,2-0,4
6.	Pasir kasar	0,15
7.	Pasir halus	0,25
8.	Batu	0,1-0,4
9.	<i>Loess</i>	0,1-0,3
10.	Beton	0,15

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

5. Sudut Dilatasi (ψ)

Bolton (1986) merekomendasikan, untuk pemodelan tanah kohesif pada perangkat lunak PLAXIS, korelasi antara sudut gesekan dengan sudut sudut dilatasi direkomendasikan untuk tanah kohesif sebagai $\psi = \phi - 30$. Namun karena tanah kohesif umumnya memiliki dilatasi yang sangat kecil, nilai $\psi=0$ Seringkali dianggap lebih realistis dalam kasus umum. Pada umumnya, apabila ϕ kurang dari 30° , sudut dilatasi sering dianggap nol. Nilai negatif hanya dipertimbangkan pada kasus khusus tanah pasir yang sangat longgar, sesuai rekomendasi referensi teknis Bolton (1986) dan acuan Mohr-Coulomb. Pada tanah pasir atau non-kohesif, nilai sudut dilatasi bergantung pada tingkat kepadatan dan besarnya sudut geser di dalamnya. Persamaan dari sudut dilatasi (ψ) dinyatakan dalam Persamaan 3.10.

$$\Psi = \phi - 30^\circ \quad (3.10)$$

dengan,

ϕ = Sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)

Ψ = Sudut dilatasi ($^{\circ}$)

6. Kuat Geser Tanah

Kuat geser adalah tahanan yang dimiliki massa tanah per satuan luas untuk menahan kegagalan di sepanjang bidang runtuh (Das dan Sobhan, 2018). Tegangan geser terjadi akibat adanya beban yang bekerja pada tanah sehingga terjadi tegangan normal pada bidang runtuh sebagai gaya perlawanan untuk mempertahankan kondisinya. Jika tegangan geser yang bekerja lebih besar dari kekuatan geser tanah, maka tanah akan mengalami keruntuhan atau kegagalan. Kuat geser dirumuskan pada persamaan *Mohr-Coulomb* yang menghubungkan antara tegangan normal dengan tegangan geser yang dinyatakan dalam Persamaan 3.11.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.11)$$

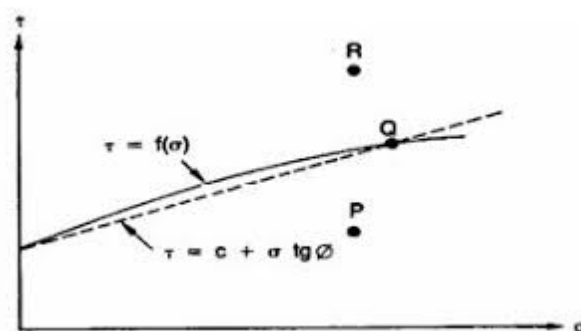
dengan,

τ = Kuat geser tanah (kN/m^2)

c = Kohesi tanah (kN/m^2)

σ = Tegangan normal pada bidang runtuh (kN/m^2)

ϕ = Sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)



Gambar 3.2 Kriteria Kegagalan Mohr dan Coulomb

(sumber : Das, 1995)

Kriteria kegagalan Mohr dan Coulomb digambarkan dengan sebuah garis lurus pada grafik. Jika titik tegangan berada di posisi P, tanah masih aman dari kegagalan. Sebaliknya, kegagalan akan terjadi ketika kondisi tegangan

tercapai pada titik Q yang tepat bersinggungan dengan garis batas kegagalan. Sementara itu, posisi R mustahil tercapai karena material tanah sudah akan mengalami keruntuhan sebelum titik tersebut dilewati. Terzaghi (1925) melakukan modifikasi persamaan Coulomb dalam bentuk tegangan efektif karena tegangan efektif di dalam tanah sangat dipengaruhi oleh tekanan air pori yang ditunjukkan dalam Persamaan 3.12 dan Persamaan 3.13 berikut.

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad (3.12)$$

Karena, $\sigma' = \sigma - u$, maka

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (3.13)$$

Keterangan:

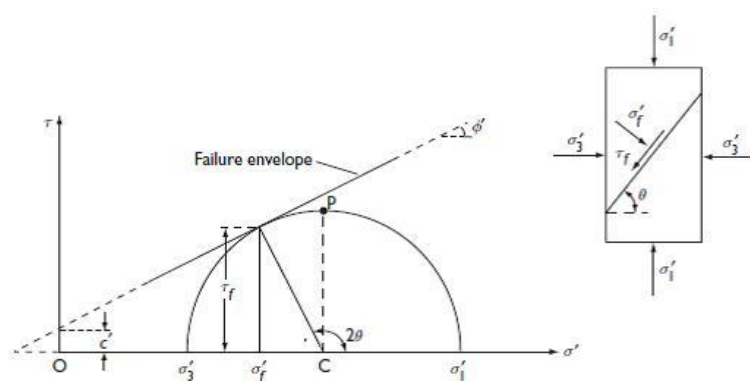
σ' = Tegangan normal efektif (kN/m²)

c' = Kohesi tanah efektif (kN/m²)

φ' = Sudut gesek dalam tanah efektif (°)

u = Tekanan air pori (kN/m²)

Kuat geser tanah dapat dinyatakan melalui tegangan efektif σ'_1 dan σ'_3 saat terjadi keruntuhan. Dalam Gambar 3.3 di bawah, lingkaran *Mohr* terbentuk sebagai setengah lingkaran dengan koordinat (τ) dan (σ').



Gambar 3.3 Lingkaran Mohr Saat Kegagalan

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

Berdasarkan lingkaran *Mohr* pada Gambar 3.3 tersebut dapat dilihat bahwa:

c' = Kohesi (kN/m²)

φ = Sudut gesek dalam efektif (°)

σ_1' = Tegangan utama mayor efektif (kN/m²)

σ_3' = Tegangan utama minor efektif (kN/m²)

θ = Sudut keruntuhan (°)

$\tau'f$ = Tegangan geser efektif pada saat terjadi keruntuhan

$\sigma'f$ = Tegangan normal efektif pada saat terjadi keruntuhan

Dari lingkaran *Mohr* didapatkan hubungan parameter-parameter tersebut dapat digunakan pada Persamaan 3.14, 3.15, 3.16, dan 3.17 dibawah ini.

$$\tau f = \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\theta \quad (3.14)$$

$$\sigma f = \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\theta \quad (3.15)$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (3.16)$$

$$\sin \varphi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{c \operatorname{ctg} \varphi' + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')} \quad (3.17)$$

Parameter kuat geser tanah ditentukan melalui pengujian laboratorium pada sampel tanah asli (*undisturbed*) yang diambil dengan hati-hati agar kondisi tanah seperti kadar air dan susunan butirannya tidak berubah, karena perubahan tersebut dapat merusak sampel. Terdapat beberapa metode untuk menentukan kuat geser tanah, antara lain :

- Pengujian geser langsung (*direct shear test*)
- Pengujian triaksial (*triaxial test*)
- Pengujian tekan bebas (*unconfined compression test*)

Tujuan dari pengujian kuat geser tanah adalah untuk memperoleh parameter penting seperti kohesi (c) dan sudut geser dalam (φ) yang digunakan untuk menganalisis dan merancang stabilitas tanah.

- Kohesi (c)

Kohesi adalah gaya tarik-menarik yang terjadi di antara partikel tanah dan dinyatakan dalam satuan berat per satuan luas. Parameter ini sangat berpengaruh terhadap kekuatan geser tanah dan kemampuannya dalam menahan deformasi akibat tegangan, terutama gerakan lateral. Semakin

besar kekuatan geser tanah, maka kohesi tanah juga cenderung meningkat. Nilai kohesi (c) dapat diperoleh melalui pengujian langsung geser maupun uji triaksial. Pengukuran tersebut juga dapat dilakukan berdasarkan nilai q_c pada uji sondir, sebagaimana dijelaskan dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Hubungan Konsistensi Tanah Terhadap Tekanan Konus dan Kohesi

No.	Konsistensi Tanah	Tekanan Konus q_c (kg/cm ²)	Kohesi Derajat (kg/cm ²)
1.	<i>Very soft</i>	<2,56	<1,25
2.	<i>Soft</i>	2,50-5,0	1,25-2,50
3.	<i>Medium Stiff</i>	5,0-10,0	2,50-5,0
4.	<i>Stiff</i>	10,0-20,0	5,0-10,0
5.	<i>Very Stiff</i>	20,0-40,0	10,0-20,0
6.	<i>Hard</i>	>40,0	20,0

(Sumber : Bowles, 1989)

b. Sudut Geser Dalam

Sudut geser dalam, yang juga dikenal sebagai sudut geser, merupakan sudut yang terbentuk dari hubungan antara tegangan geser dan tegangan normal di dalam material seperti tanah atau batuan. Sudut geser dan kohesi berperan penting dalam menentukan kekuatan tanah dalam menghadapi tekanan lateral. Penentuan nilai sudut geser dalam biasanya dilakukan melalui pengujian kuat geser langsung maupun uji triaksial. Adapun kisaran nilai sudut geser dalam berdasarkan jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Hubungan Antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam (°)
Kerikil kepasiran	35-40
Kerikil kerakal	35-40
Pasir padat	35-40
Pasir lepas	30
Lempung	25-30
Lanau	20-25

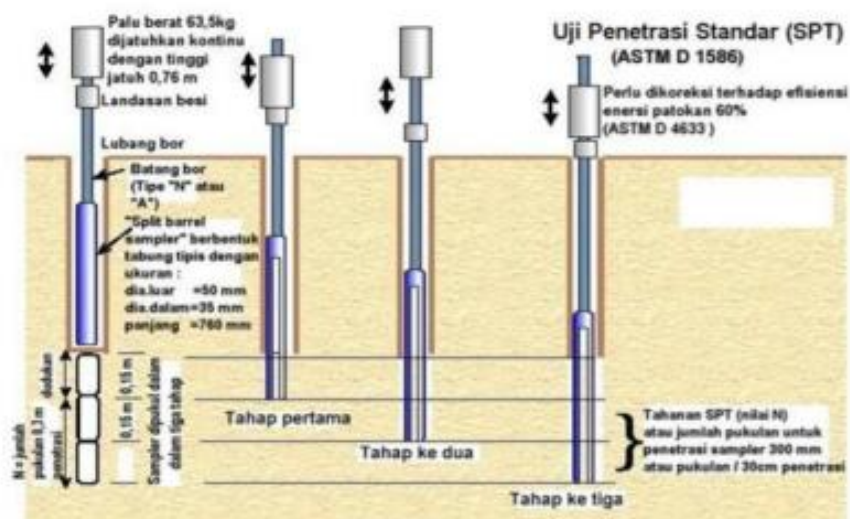
(Sumber : Das, 2010)

3.2 Pengujian Lapangan

Pengujian Lapangan merupakan pengambilan sampel tanah pada lapangan untuk memperoleh data karakteristik tanah tersebut (Lokk, 2007). Pada umumnya, pengujian lapangan yang sering dilakukan adalah *Standard Penetration Test* (SPT).

3.2.1 Standar Penetration Test (SPT)

Pengujian Standard Penetration Test (SPT) dilakukan bersamaan dengan pengeboran lubang inti, mengacu pada standar ASTM D 1586 – 99 atau SNI 03-4148. Dalam pengujian ini digunakan *split barrel sampler* dan palu dengan berat sekitar 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 76 cm. Pengujian dicatat dalam tiga tahap penumbukan, masing-masing tahap menembus kedalam 15 cm. Nilai SPT diperoleh dari jumlah pukulan pada tahap kedua dan ketiga penumbukan, yang kemudian dijumlahkan sebagai nilai indikasi ketahanan tanah terhadap penetrasi. Skema pengujian tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.4 Skema Pengujian Standard Penetration Test (SPT)

(Sumber : SNI 4253-2008)

Dalam Bowles (1977) parameter $\gamma_{unsaturated}$ untuk tanah berbutir dapat diperoleh melalui koreksi nilai N-SPT terhadap nilai empiris yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3. 6 Nilai Empiris untuk D_r , ϕ , γ dari Tanah Berbutir Berdasarkan Nilai N Koreksi

Deskripsi	Sangat Lepas	Lepas	Sedang	Padat	Sangat Padat
Kerapatan Relatif (D_r)	0-0,15	0,15-0,35	0,35-0,65	0,65-0,85	0,85-1,00
Nilai N -SPT terkoreksi	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Sudut geser dalam (ϕ) ($^\circ$)	25-30	27-32	30-35	35-40	38-43
Berat volume tanah (γ) (kN/m^3)	11,0-15,7	14,1-18,1	17,4-20,4	17,3-22	20,4-23,6

(Sumber : Bowles, 1997)

Dalam Bowles (1977) parameter γ saturated untuk tanah kohesif dapat diperoleh melalui koreksi nilai N -SPT terhadap nilai empiris yang dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3. 7 Nilai Empiris untuk γ_{sat} dan Kuat Tekan Bebas (q_u) dan Konsistensi Tanah Kohesif Berdasarkan Nilai N Koreksi

Deskripsi	Sangat lunak	Lunak	Sedang	Kenyal	Sangat kenyal	Keras
q_u (kPa)	0-24	24-28	48-96	96-192	192-384	>384
Nilai N -SPT terkoreksi	0-2	2-4	10-30	30-50	>50	>32
Berat volume tanah (γ) (kN/m^3)	15,8-18,8	15,8-18,8	17,3-20,4	18,8-22	18,8-22	18,8-22

(Sumber : Bowles, 1997)

Dalam Burt G. Look (2007) parameter sudut gesek dalam (ϕ) untuk tanah berbutir dapat diperoleh melalui koreksi nilai N -SPT terhadap nilai empiris yang dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3. 8 Nilai Empiris untuk Sudut Geser Dalam (ϕ) Berdasarkan Nilai N Koreksi

Deskripsi	Kerapatan relatif	Koreksi N-SPT (Pukulan/300mm)			ϕ
	(Dr)	Fine sand	Medium	Coarse sand	($^{\circ}$)
Sangat lepas	<15%	$(N_o)_{60} \leq 3$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$(N_o)_{60} \leq 3$	28
Lepas	15-35%	$(N_o)_{60} = 3-7$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$(N_o)_{60} = 3-8$	28-30
Sedang	35-65%	$(N_o)_{60} = 7-23$	$(N_o)_{60} = 8-25$	$(N_o)_{60} = 8-27$	30-40
padat	65-85%	$(N_o)_{60} = 23-40$	$(N_o)_{60} = 25-43$	$(N_o)_{60} = 27-47$	40-45
Sangat padat	>85%	$(N_o)_{60} > 50$	$(N_o)_{60} > 43$	$(N_o)_{60} > 47$	45-50
	100%	$(N_o)_{60} = 55$	$(N_o)_{60} = 60$	$(N_o)_{60} = 65$	50

(Sumber : Look, 2007)

Dalam Burt G. Look (2007) parameter sudut gesek dalam (ϕ) dan kohesi (c) untuk tanah kohesif dapat diperoleh melalui koreksi nilai N-SPT terhadap nilai empiris yang dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut

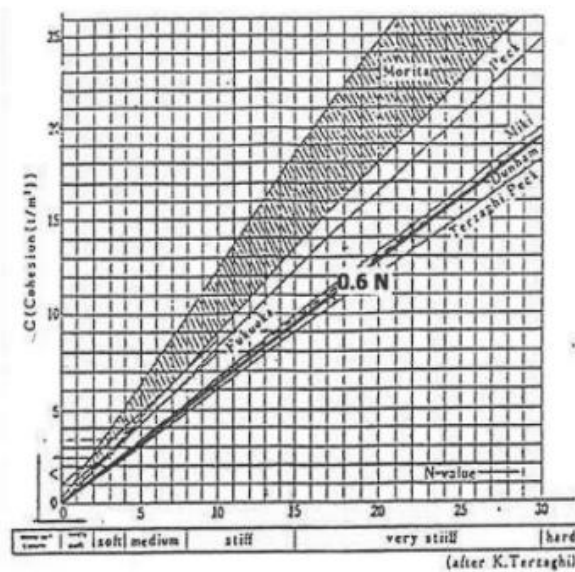
Tabel 3. 9 Nilai Empiris untuk Sudut Geser Dalam (ϕ) dan Kohesi (c) Berdasarkan Nilai N Koreksi

Tipe	Deskripsi Tanah	c	ϕ
		(kPa)	($^{\circ}$)
Kohesif	Lunak-organik	5-10	10-20
	Lunak - nonorganik	10-20	15-25
	Kenyal	20-50	20-30
	Keras	50-100	25-30

(Sumber : Look, 2007)

Dalam Warman, R.S (2019) parameter fisik tanah dapat diketahui melalui korelasi N-SPT sebagai berikut.

1. Korelasi N-SPT dengan kohesi *undrained* (C_u) pada tanah lempung
Terzaghi dan Peck (1967) memberikan korelasi antara N-SPT dengan nilai C_u melalui pendekatan grafik pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.5 Grafik Korelasi N-SPT dan CU pada Tanah Kohesif

(Sumber: Terzaghi dan Peck, 1967)

Gambar 3.5 menyatakan korelasi tersebut dengan mengalikan nilai N-SPT dengan faktor pengali untuk memperoleh nilai Cu. Persamaan 3.20 merupakan persamaan yang menyatakan korelasi kedua hal tersebut.

$$C_u = 6N \quad (3.20)$$

dengan,

C_u = Undrained Shear Strength (kN/m²)

N = Nilai N-SPT

2. Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas (E_s) pada tanah pasir kelanauan Tan dkk. (1991) memberikan pendekatan nilai modulus elastisitas tanah pada tanah kohesif dengan Persamaan 3.21. Persamaan tersebut relevan untuk jenis tanah pasir kelanauan.

$$E_s = 300 (N + 6) \quad (3.21)$$

dengan,

E_s = Modulus elastisitas (kN/m²)

N = Nilai N-SPT

Dalam Wagh & Bambole (2024) korelasi N-SPT terhadap nilai Modulus Elastisitas (E_s) dapat diketahui melalui Persamaan 3.22, 3.23, 3.24, 3.25, dan 3.26 sebagai berikut.

1. Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas (E_s) pada tanah pasir sedang

$$E_s = 4000 + 450(N - 6) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.22)$$

2. Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas (E_s) pada tanah lempung lunak

$$E_s = 3000 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.23)$$

3. Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas (E_s) pada tanah lanau ($PI > 15\%$)

$$E_s = 400 + (1,15 \times N) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.24)$$

4. Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas (E_s) pada tanah lanau

$$E_s = 400 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.25)$$

5. Korelasi N-SPT dengan Modulus Elastisitas (E_s) pada tanah lanau ($PI < 15\%$)

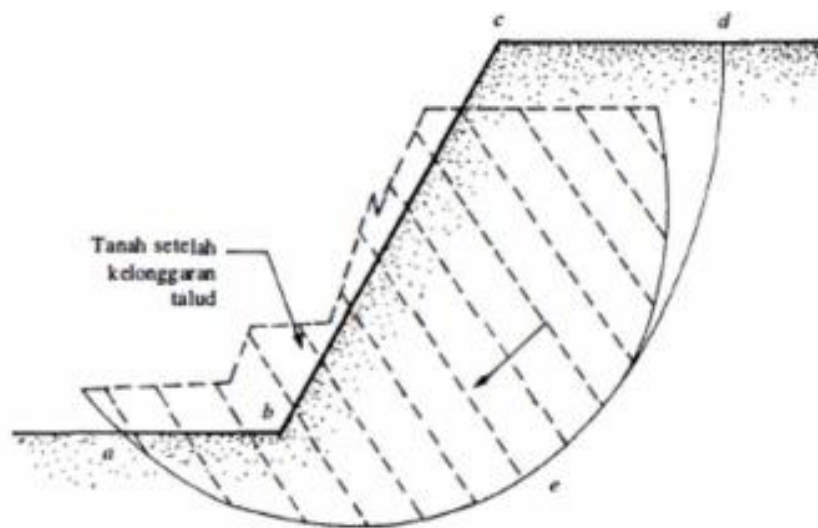
$$E_s = 1,2 \times (580 \times N) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.26)$$

3.3 Lereng

Lereng adalah permukaan tanah yang memiliki kemiringan terhadap bidang longsor. Terdapat tiga tipe lereng dalam teknik sipil, yaitu: pertama, lereng alami yang terbentuk secara alami seperti lereng pada sebuah bukit. Kedua, lereng hasil pemotongan tanah asli yang dilakukan untuk keperluan konstruksi seperti pembangunan jalan atau saluran irigasi. Ketiga, lereng yang dibuat dari tanah yang telah dipadatkan, contohnya pada bendungan urugan tanah atau tanggul. Setiap lereng ini memiliki potensi terjadi longsor, yang biasanya terjadi ketika gaya dorong (gaya yang memicu pergerakan tanah) melebihi gaya tahanan yang disebabkan oleh kekuatan geser tanah di sepanjang bidang longsor, sesuai dengan penjelasan Das (1994).

3.3.1 Stablitas lereng

Stabilitas lereng mengacu pada kemampuan suatu lereng untuk mempertahankan bentuk dan posisinya tanpa mengalami perpindahan massa tanah secara signifikan yang dapat membahayakan struktur di atas atau di bawah lereng. Analisis stabilitas lereng melibatkan perhitungan faktor keamanan (*safety factor*), yaitu perbandingan antara gaya tahan tanah (kekuatan geser) dan gaya penggerak (gaya dorong akibat berat tanah, beban eksternal, dan faktor lainnya). Stabilitas lereng dipengaruhi oleh berbagai faktor, seperti kemiringan lereng, jenis dan kondisi tanah, kandungan air dan drainase, aktivitas seismik, serta penggunaan lahan di sekitarnya. Longsoran adalah massa tanah yang berada pada permukaan yang miring (lereng) dan cenderung bergerak ke bawah, dipengaruhi oleh gaya gravitasi dan adanya rembesan air yang melemahkan kekuatan tanah



Gambar 3.6 Kelongsoran Lereng

(Sumber : Mekanika Tanah Jilid II (Braja M. Das))

Berikut adalah tabel nilai faktor keamanan untuk lereng dengan dasar pertimbangan biaya dan konsekuensi kegagalan lereng terhadap ketidakpastian kondisi analisis yang disyaratkan dari Departemen Pekerjaan Umum seperti pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10 Rekomendasi Nilai Faktor Keamanan Untuk Lereng

Biaya dan konsekuensi dari kegagalan lereng	Tingkat ketidakpastian kondisi analisis	
	Rendah	Tinggi
Biaya perbaikan sebanding dengan biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,25	1,5
Biaya perbaikan lebih besar dari biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,5	2,0 atau lebih
^{a.} Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan rendah, jika kondisi geologi dapat dipahami, kondisi tanah seragam, penyelidikan tanah konsisten, lengkap dan logis terhadap kondisi di lapangan. ^{b.} Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan tinggi, jika kondisi geologi sangat kompleks, kondisi tanah bervariasi, dan penyelidikan tanah tidak konsisten dan tidak dapat diandalkan.		

(Sumber : SNI 8560, 2017)

3.3.2 Faktor keamanan

Faktor keamanan lereng (*safety factor*) adalah rasio antara gaya tahan (*resisting forces*) yang menahan gerakan tanah dengan gaya penggerak (*driving forces*) yang menyebabkan pergerakan atau kegagalan lereng seperti pada Persamaan 3.27 berikut.

$$F = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.27)$$

Dengan τ adalah tahanan geser maksimum yang dapat dikerahkan oleh tanah, τ_d adalah tegangan geser yang terjadi akibat gaya berat tanah yang akan longsor, dan F adalah faktor aman.

Stabilitas suatu lereng dianggap terpenuhi apabila faktor keamanan lebih besar dari 1 ($FK > 1$). Namun, untuk menilai kestabilan lereng secara lebih detail pada titik tertentu, diperlukan parameter empiris tambahan. Bowles (1989) memberikan klasifikasi kondisi lereng berdasarkan nilai faktor keamanan (SF) yang ditunjukkan dalam Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3.11 Faktor Keamanan Lereng

Faktor keamanan	Status Lereng	Intensitas Longsor
$SF < 1,07$	Lereng labil	Longsor sering terjadi
$1,07 \geq SF \geq 1,25$	Lereng kritis	Longsor pernah terjadi
$1,25 \geq SF$	Lereng relatif stabil	Longsor jarang terjadi

(Sumber : Bowles, 1989)

Lereng yang tidak stabil adalah lereng yang sering mengalami longsor, ditandai dengan faktor keamanan kurang dari 1,07. Lereng dianggap kritis apabila sudah pernah mengalami longsor, dengan nilai faktor keamanan antara 1,07 hingga 1,25. Sementara itu, lereng yang tergolong relatif stabil adalah lereng yang jarang mengalami longsor dan diperkirakan aman, dengan faktor keamanan lebih dari 1,25.

3.3.3 Metode *Fellenius*

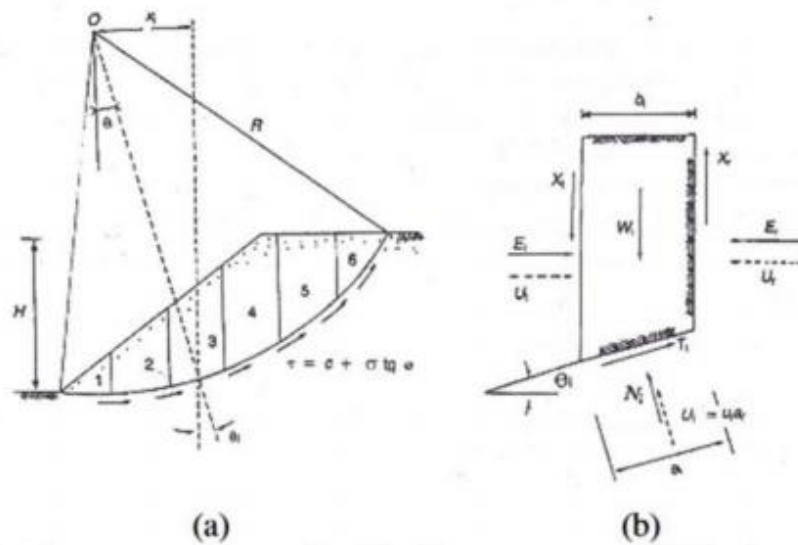
Metode *Fellenius* adalah salah satu metode klasik yang digunakan untuk analisis stabilitas lereng dengan pendekatan keseimbangan batas (*limit equilibrium*). Metode *Fellenius* (*Ordinary Method of Slice*) pertama kali diperkenalkan oleh *Fellenius* (1936) dan merupakan cara sederhana untuk menghitung faktor keamanan lereng. Prinsip dasar Metode *Fellenius* adalah menganggap gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan- kiri dari sembarang irisan memiliki resultan nol pada arah tegak lurus bidang longsor.

Metode *Fellenius* dalam Buku Mekanika Tanah Edisi Keenam menjelaskan bahwa keruntuhan lereng terjadi melalui rotasi sebuah blok tanah di sepanjang permukaan longsor yang berbentuk lingkaran dengan titik pusat rotasi di titik O. Dalam metode ini, gaya normal P dianggap bekerja di tengah-tengah tiap irisan tanah. Selain itu, diasumsikan bahwa gaya-gaya yang terjadi antar irisan tidak memiliki resultan atau pengaruh signifikan, sehingga gaya antar irisan dianggap seimbang. Dengan demikian, asumsi utama metode ini meliputi:

- Posisi gaya normal P berada tepat di tengah alas irisan : n
- Resultan gaya antar irisan dianggap sama dengan nol : n – 1

Total : $2n - 1$

Gambar 3.7 berikut menunjukkan ilustrasi pemodelan menggunakan metode *Fellenius*.



Gambar 3.7 Ilustrasi Gaya-Gaya Pada Setiap Irisan dengan Metode *Fellenius*

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Keterangan :

X_1, X_r = Gaya geser efektif di sepanjang sisi irisan

E_1, E_r = Gaya normal efektif di sepanjang sisi irisan

T_i = Resultan gaya geser efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan

N_i = Resultan gaya normal efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan

U_1, U_r = Tekanan air pori yang bekerja di kedua sisi irisan, dan

U_i = Tekanan air pori di dasar irisan

Berdasarkan asumsi-asumsi tersebut, persamaan keseimbangan momen untuk seluruh irisan terhadap titik pusat rotasi dapat diuji, sehingga diperoleh nilai faktor keamanan. Dengan memperhitungkan asumsi-asumsi tersebut, keseimbangan gaya vertikal dapat diperiksa dengan mengevaluasi tekanan air pori sebagaimana yang tercantum dalam Persamaan 3.28 hingga 3.30 berikut.

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i \quad (3.28)$$

Atau,

$$N_i = W_i \cos \theta_i - U_i \quad (3.29)$$

$$N_i = W_i \cos \theta_i - u_i a_i \quad (3.30)$$

Faktor keamanan (F) dinyatakan sebagai perbandingan antara jumlah momen akibat tahanan geser pada permukaan longsor (ΣMR) dengan jumlah momen dari berat massa tanah yang berpotensi longsor (ΣMD), seperti yang dijabarkan dalam Persamaan 3.31 berikut.

$$F = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MD} \quad (3.31)$$

Panjang lengan momen dari berat massa tanah setiap irisan adalah $R \sin \theta$, seperti yang ditunjukkan dalam Persamaan 3.32 berikut ini.

$$\Sigma M_D = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i \quad (3.32)$$

Keterangan :

R = Jari-jari lingkaran bidang longsor

n = Jumlah irisan

W_i = Berat massa tanah irisan ke- i

N_i = Resultan gaya normal efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan

θ_i = Sudut yang didefinisikan

Melalui cara yang sama, momen yang menahan tanah yang akan longsor dapat dilihat pada Persamaan 3.33.

$$\Sigma M_R = \sum_{i=1}^{i=n} (c a_i + n_i \tan \phi) (c a_i + n_i \tan \phi) \quad (3.33)$$

Persamaan untuk faktor amannya menjadi seperti pada Persamaan 3.34.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c a_i + n_i \tan \phi)}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.34)$$

Apabila terdapat air pada lereng, maka tekanan air pori pada bidang longsor tidak menambah momen akibat tanah yang akan longsor (M_d), karena resultan gaya akibat tekanan air pori titik pusat lingkaran. Dengan menggantikan Persamaan 3.32 ke dalam Persamaan 3.34, kita dapat mendapatkan Persamaan 3.35.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c a_i (W_i \cos \theta_i - U_i a_i) \tan \phi}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (3.35)$$

Keterangan :

F = Faktor aman

c = Kohesi tanah (kN/m²)

ϕ = Sudut gesek dalam tanah (°)

a_i = Panjang bagian lingkaran pada irisan ke-i (m)

W_i = Berat irisan tanah ke-i (kN)

u_i = Tekanan air pori pada irisan ke-i (kN/m²)

θ_i = Sudut yang didefinisikan (°)

Apabila terdapat gaya tambahan selain berat tanah itu sendiri, seperti beban dari bangunan yang berada di atas lereng, maka momen akibat beban tersebut dihitung sebagai M_d.

3.3.4 Metode Bishop

Bishop mengasumsikan bahwa resultan gaya pada sisi irisan merupakan horizontal, yaitu X₁-X₂ = 0. Dengan menyelesaikan kembali gaya-gaya ke arah vertikal didapatkan Persamaan 3.36 sampai Persamaan 3.38 berikut ini.

$$W = N' \times \cos \alpha + u \times \cos \alpha - \frac{c' \sin \alpha}{SF} + \frac{N' \times \tan \phi' \times \sin \alpha}{SF} \quad (3.36)$$

$$N' = \frac{(W \times \frac{c'}{SF} \times \sin \alpha - u \times \cos \alpha)}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{SF}} \quad (3.37)$$

Dengan substitusi nilai $1 = b \cdot \sec \alpha$, maka didapatkan Persamaan 3.20 untuk Faktor Keamanan sebagai berikut.

$$SF = \frac{1}{\sum W \times \sin \alpha} \sum \left[c' \times b + (W - u \times b) \times \tan \phi' \frac{\sec \alpha}{\left(1 - \frac{\tan \alpha \times \tan \phi'}{SF}\right)} \right] \quad (3.38)$$

Keterangan:

N' = gaya normal efektif

W = berat total irisan

- A = sudut geser singgung masing-masing irisan
- u = tekanan air pori pada pusat dasar
- l = panjang dasar
- ϕ = sudut gesek dalam
- c' = kohesi tanah efektif

3.4 Konsolidasi

Konsolidasi merupakan suatu proses pengurangan atau penyusutan secara bertahap volume tanah yang jenuh air, di mana air dalam pori-pori tanah perlahan-lahan keluar akibat adanya tekanan eksternal, sehingga menyebabkan tanah menjadi padat dan mengalami penyusutan volume. Konsolidasi terjadi ketika lapisan tanah yang jenuh air mendapat tambahan tekanan vertikal (seperti beban dari atas) sehingga terjadi deformasi dalam arah vertikal dalam kondisi tidak dapat mengalami regangan lateral. Dengan kata lain, tanah hanya menyusut atau memadat dalam arah vertikal saja, tanpa mengalami pelebaran atau penyempitan ke samping (horizontal) sehingga fokus pada deformasi ke arah vertikal akibat keluarnya air pori dari tanah.

Pada saat konsolidasi terjadi, tekanan efektif tanah akan terus meningkat. Waktu yang diperlukan agar tekanan air pori dapat menghilang bergantung pada seberapa mudah air dapat mengalir keluar dari tanah, yang mana dipengaruhi oleh permeabilitas tanah. Semakin tinggi permeabilitas tanah, maka semakin cepat air dapat keluar dari tanah. Menurut Leonard (1962) dalam Buku Mekanika Tanah Edisi Ketujuh, tanah yang mengalami pembebanan dan kemudian berkonsolidasi akan mengalami penurunan dapat berlangsung dalam 3 fase, yaitu fase awal, fase konsolidasi primer atau konsolidasi hidrodinamis, dan konsolidasi sekunder.

Fase awal terjadi segera setelah tanah menerima beban tambahan. Penurunan tanah pada fase ini terjadi sangat cepat dan disebabkan oleh deformasi elastis langsung dari partikel tanah serta perpindahan air yang sangat cepat dari pori-pori tanah. Pada fase ini, belum terjadi aliran air pori signifikan yang menyebabkan pemadatan tanah.

Fase konsolidasi primer merupakan fase utama konsolidasi, di mana air yang terperangkap dalam pori-pori tanah keluar secara bertahap akibat tekanan tambahan. Pada fase ini terjadi penurunan volume tanah secara signifikan karena pengurangan air pori dan peningkatan tegangan efektif tanah. Proses ini relatif lambat tergantung pada permeabilitas tanah.

Fase konsolidasi sekunder merupakan proses lanjutan dari konsolidasi primer, di mana penurunan tanah masih dapat berlangsung namun dengan laju yang jauh lebih lambat. Penurunan sekunder disebabkan oleh perubahan internal dan penyesuaian plastis pada struktur tanah, seperti penyusunan kembali partikel tanah dan deformasi yang bersifat plastis. Fase ini berlangsung dalam jangka waktu yang lama dan biasanya terjadi setelah air pori hampir seluruhnya keluar dari pori-pori tanah.

Besarnya penurunan yang terjadi pada lapisan tanah yang dibebani dapat dihitung dengan Persamaan 3.39 berikut ini.

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (3.39)$$

dengan,

S = Penurunan total

S_i = Penurunan segera

S_c = Penurunan konsolidasi primer

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder

3.4.1 Penurunan konsolidasi primer (*Primary Consolidation Settlement*)

Analisis penurunan akibat konsolidasi primer dapat dilakukan dengan menggunakan pendekatan konsolidasi satu dimensi yang dikembangkan oleh Terzaghi (1985) dalam Buku Mekanika Tanah Edisi Keenam. Dalam pendekatan ini, asumsi-asumsi yang dipakai meliputi:

1. Lapisan tanah dan air dianggap homogen
2. Tanah sepenuhnya jenuh air
3. Kompresibilitas air diabaikan
4. Kompresibilitas butiran tanah diabaikan meskipun tanah masih bisa mengalami penyusutan

5. Aliran air hanya terjadi dalam satu arah yaitu searah tekanan vertikal
6. Hukum darcy bersifat valid

Berdasarkan asumsi konsolidasi 1 dimensi, besarnya penurunan dapat diperoleh dengan persamaan sebagai berikut:

1. *Normally Consolidated*, di mana tegangan efektif overbuden pada saat ini merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami oleh tanah itu yang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.40 berikut.

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_o} \log\left(\frac{P_{o'} + \Delta\sigma'}{P_{o'}}\right) \quad (3.40)$$

2. *Over Consolidated*, terjadi ketika tegangan efektif *overbuden* saat ini lebih rendah tegangan yang pernah dialami oleh tanah sebelumnya. Berikut pada Persamaan 3.41 dan Persamaan 3.42 yang digunakan untuk kondisi *over consolidated* :

Jika $P_o + \Delta p \leq P_{c'}$, maka dapat menggunakan persamaan :

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_o} \log \frac{P_{o'} + \Delta p}{P_{o'}} \quad (3.41)$$

Jika $P_o + \Delta p \geq P_{c'}$, maka dapat menggunakan persamaan :

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_o} \log \frac{P_{c'}}{P_{o'}} + \frac{C_s H}{1+e_o} \log \frac{P_{o'} + \Delta p}{P_{o'}} \quad (3.42)$$

dengan,

S_c = Penurunan konsolidasi primer

C_c = Indeks pemampatan

C_s = Indeks pemuaian/ mengembang

H = Tebal lapisan tanah

e_o = Angka pori

$P_{o'}$ = Tekanan *overbuden* efektif

$P_{c'}$ = Tekanan prakonsolidasi

Δp = Distribusi tekanan

3. *Under Consolidated*, terjadi saat tegangan efektif overburden belum mencapai tingkat maksimumnya, sehingga proses konsolidasi masih berlangsung ketika sampel tanah diambil.

3.4.2 Paramater perhitungan penurunan

Pada saat melakukan perhitungan penurunan pada lapisan tanah, ada beberapa parameter yang perlu diperhitungkan. Berikut adalah parameter yang digunakan dalam perhitungan penurunan konsolidasi primer adalah :

1. Tegangan efektif *overbuden* (P_o')

Winner (2017) dalam Ahsan dkk. (2021) mendefinisikan bahwa tegangan efektif *overbuden* merupakan tegangan efektif vertikal pada suatu titik tanah yang ditimbulkan oleh berat tanah atau beban di atas titik yang sedang dianalisis. Tegangan efektif *overbuden* dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.43 berikut.

$$P_o' = \gamma' \times H \quad (3.43)$$

dengan,

P_o' = Tekanan *overbuden* efektif

γ' = Berat volume tanah efektif

H = Tebal lapisan tanah (m)

2. Distribusi tegangan tanah (Δp)

Menurut (Winner (2017) dalam Ahsan dkk. (2022), distribusi tegangan tanah adalah penambahan tegangan yang terjadi di tanah akibat adanya beban timbunan yang diletakkan di atas permukaan tanah. Penambahan tegangan ini dihitung pada titik tertentu di dalam tanah, menyesuaikan kedalaman yang sedang dianalisis, dan sangat dipengaruhi oleh besarnya serta penyebaran beban timbunan di atas tanah. Perhitungan distribusi tegangan tanah dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.44 dan 3.45 berikut.

$$\Delta p = 2 \times q_o \times I \quad (3.44)$$

$$q_o = \gamma_{\text{timbunan}} \times H \quad (3.45)$$

dengan,

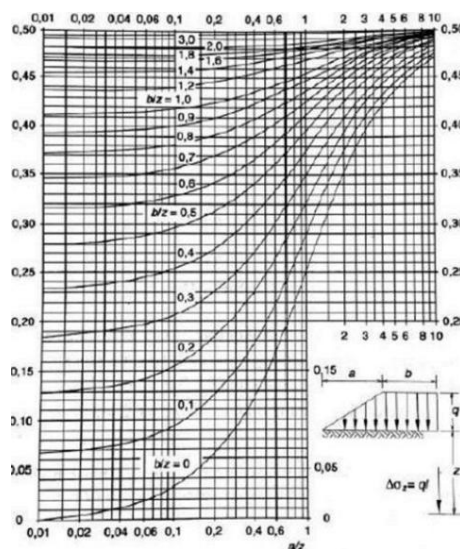
Δp = Tekanan *overbuden* efektif

q_0 = Berat volume tanah efektif

γ_{timbunan} = Tebal lapisan tanah (m)

H = Tebal lapisan tanah (m)

I = Faktor pengaruh, perhitungan dilakukan dengan melihat Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.8 Faktor Pengaruh Akibat Beban Timbunan

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3. Indeks kompresi tanah (C_c)

Terzaghi dan Peck (1967) dalam Buku Mekanika Tanah Edisi Keenam merekomendasikan penggunaan persamaan empiris dalam menentukan nilai indeks pemampatan pada tanah lempung yang masih dalam kondisi tanahnya tidak terganggu atau belum rusak (*undisturbed*). Indeks pemampatan untuk lempung *undisturbed* dihitung menggunakan rumus empiris yang sesuai dengan Persamaan 3.46 berikut.

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (3.46)$$

dengan,

C_c = Indeks pemampatan

LL = Batas cair (%)

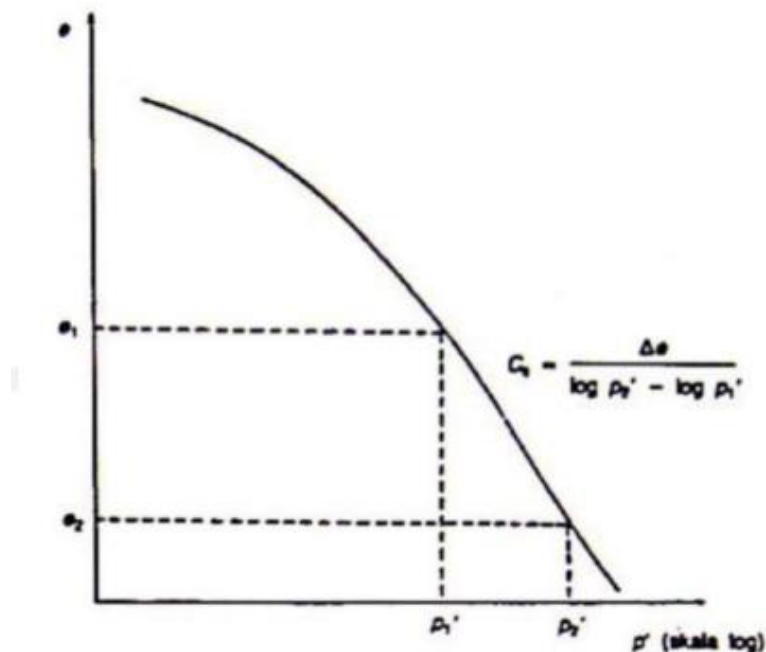
LL atau batas cair digunakan sebagai parameter dalam persamaan ini, yang khusus diaplikasikan pada tanah lempung anorganik dengan tingkat sensitivitas rendah hingga sedang. Akurasi penggunaan persamaan tersebut sekitar 30%, sehingga disarankan untuk tidak menggunakan rumus ini pada tanah yang memiliki sensitivitas lebih besar dari 4. Terzaghi dan Peck (1967) juga menawarkan persamaan serupa yang digunakan untuk tanah lempung yang telah mengalami proses pembentukan kembali (*remolded*), seperti yang tercantum dalam Persamaan 3.47. Selain itu, grafik yang menggambarkan hubungan antara indeks pemampatan C_c dapat ditemukan pada Gambar 3.9 berikut ini.

$$C_c = 0,007(LL - 100) \quad (3.47)$$

dengan,

C_c = Indeks pemampatan

LL = Batas cair (%)



Gambar 3.9 Indeks Pemampatan, C_c

(Sumber: Hardiyatmo, 2003)

Beberapa nilai indeks pemampatan (C_c) yang diperoleh berdasarkan karakteristik tanah di lokasi tertentu, sebagaimana diteliti oleh Azzous (1976), dapat ditemukan pada Persamaan 3.48 hingga 3.51 berikut.

$$C_c = 0,01 w_N \text{ (untuk lempung Chicago)} \quad (3.48)$$

$$C_c = 0,0046 (LL - 9) \text{ (untuk lempung Brasilia)} \quad (3.49)$$

$$C_c = 0,208e_o + 0,0083 \text{ (untuk lempung Chicago)} \quad (3.50)$$

$$C_c = 0,0115 w_N \text{ (untuk tanah organik, gambut)} \quad (3.51)$$

Dengan w_N merupakan kadar air asli di lapangan dalam (%) dan e_o merupakan angka pori.

3.4.3 Faktor pengaruh penurunan konsolidasi

Whittaker, B.N & Reddish, D.J (1989) menjelaskan secara umum penyebab penurunan permukaan tanah dapat meliputi beberapa hal berikut:

1. Penurunan alami yang terjadi akibat proses-proses geologi, seperti aktivitas vulkanik, pergerakan tektonik, perubahan siklus geologi, serta terbentuknya rongga di bawah permukaan tanah.
2. Turunnya muka tanah sebagai dampak pengambilan cairan dari dalam tanah, seperti air tanah atau minyak bumi.
3. Adanya beban berat di atas permukaan tanah, misalnya pembangunan struktur atau gedung, yang membuat lapisan tanah di bawahnya mengalami pemampatan atau konsolidasi, dan kondisi ini sering disebut *settlement*.
4. Adanya beban berat di atas permukaan tanah, misalnya pembangunan struktur atau gedung, yang membuat lapisan tanah di bawahnya mengalami pemampatan atau konsolidasi, dan kondisi ini sering disebut *settlement*.

3.4.4 Kriteria penurunan konsolidasi

Timbunan untuk perkerasan di tanah lunak harus dirancang dengan memperhatikan batas maksimum lendutan keseluruhan, perbedaan penurunan, serta penurunan sekunder yang timbul akibat beban statis maupun dinamis. Pengaturan batas ini bertujuan agar mutu pengendaraan (*riding quality*) saat berkendara tetap terjaga dan struktur perkerasan kaku terhindar dari keretakan yang berlebihan.

Untuk jalan berlapis lentur dengan volume lalu lintas rendah, batasan dapat dikurangi, dan batas ini tidak diterapkan pada ruas tanpa penutup aspal (*unsealed*). Pada konstruksi bertahap yang menggunakan perkerasan lentur di awal, pengurangan batas dimungkinkan, tetapi seluruh persyaratan tersebut harus dipenuhi pada tahap akhir serta umur rencana sisa. Apabila *overlay* dijadwalkan, batas-batas tetap harus dipenuhi dalam periode umur rencana overlay. Adapun batasan-batasan penurunan (*settlement*) bagi timbunan pada tanah lunak dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut.

Tabel 3.12 Rekomendasi Batas-Batas Penurunan (*Settlement*) Bagi Timbunan Pada Tanah Lunak

Jenis Penurunan	Status/Kelas Jalan	Uraian	Batas Izin	Pencegahan Tipikal
Kasus umum penurunan total.	Semua jalan nasional, provinsi, kab/kota dan lokal.	Penurunan mutlak setelah pelaksanaan perkerasan (sama dengan perbedaan penurunan berdekatan dengan struktur tetap)	Total 100 mm Khusus untuk perkerasan kaku, berdasarkan pertimbangan hasil perhitungan desain yang menyatakan aman, baik untuk timbunan di atasnya maupun untuk konstruksi perkerasan	a. Pra-pembebanan sebelum pelaksanaan perkerasan (pada oprit struktur mungkin diperlukan pra pembebanan yang sama dengan konsolidasi primer kecuali jika ada penanganan tambahan). b. Drainase vertikal atau beban tambah (<i>surcharge</i>) untuk mempercepat konsolidasi.

(Sumber : Manual Desain Perkerasan Jalan, Nomor 03/M/BM/2024)

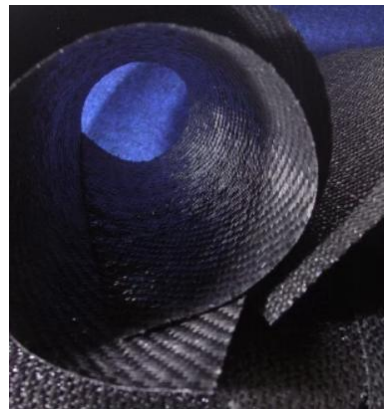
3.5 Geotekstil

Geotekstil merupakan salah satu jenis dari geosintetik yang terbuat dari bahan-bahan sintetis yang bersifat *thermoplastic*, seperti, polypropylene, polyester, polyethylene, dan lain-lain (Hardiyatmo, 2020). Geotekstil terbentuk lembaran tekstil yang dapat meningkatkan kinerja tanah. Geotekstil sering dimanfaatkan sebagai material perkuatan pada tanah dasar struktur perkerasan jalan, terutama untuk meningkatkan kestabilan timbunan badan jalan di atas tanah yang lunak. Salah satu peran utama geotekstil adalah sebagai lapisan pemisah, yang mencegah pencampuran antara lapisan tanah dasar dan bahan urukan atau agregat. Selain

berfungsi sebagai pemisah dan material perkuatan yang dapat meningkatkan kapasitas daya dukung tanah melalui pembentukan kekuatan komposit antara tanah dan material geotekstil. Berdasarkan bentuknya geotekstil dibedakan menjadi dua jenis yaitu :

1. Geotekstil *Woven*

Geotekstil *woven* dibuat dari serat-serat (*fiber*) atau serat-serat pipih yang tipis memanjang yang dapat dilihat pada Gambar 3.10. Geotekstil *woven* memiliki kekuatan tarik yang tinggi, sehingga sangat cocok digunakan sebagai lapisan perkuatan, misalnya untuk mendukung timbunan di atas tanah lunak. Selain fungsi perkuatan, geotekstil *woven* juga bertindak sebagai lapisan pemisahan yang efektif memisahkan tanah lunak di bawah dengan tanah keras maupun lapisan material pengganti di atasnya.



Gambar 3.10 Geotekstil *Woven*

(Sumber : PT. Tertrasa Geosinindo, 2025)

2. Geotekstil Nir-Ayam (*Non Woven*)

Geotekstil *non woven* dibuat dari serat-serat panjang yang tersusun tanpa pola tertentu atau acak, sehingga membentuk lembaran tebal dengan tekstur berbulu yang memiliki porositas tinggi dan lebih cocok untuk filtrasi yang dapat dilihat pada Gambar 3.11. Proses pembuatannya melibatkan pengikatan serat menggunakan teknologi seperti needle punch (penyulaman mekanis), pemanasan, atau kombinasi dengan bahan kimia, sehingga serat-serat tersebut saling menempel dan menghasilkan material yang kuat serta fleksibel.



Gambar 3.11 Geotekstil Non Woven

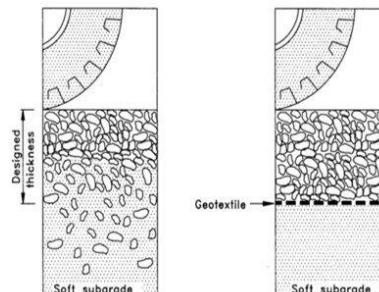
(Sumber : PT. Tertrasa Geosinindo, 2025)

3.5.1 Fungsi geotekstil

Berdasarkan Hardiyatmo (2020) fungsi dari geotekstil terdiri dari fungsi sebagai bahan pemisah dan fungsi sebagai bahan perkuatan tanah sebagai berikut.

1. Geotekstil untuk pemisah (*Separator*)

Fungsi pemisah diperlukan ketika geotekstil dipasang di antara dua material yang berbeda karakteristiknya, agar mencegah terjadinya kontaminasi serta pencampuran antara kedua lapisan tersebut. Misalnya saja pada konstruksi jalan, geotekstil diposisikan untuk memisahkan lapis tanah dasar (*subgrade*) dan lapis pondasi bawah (*subbase*). Selain itu, geotekstil ditempatkan sebagai pemisah antara material penggati tanah lunak yang memiliki daya dukung yang rendah dengan lapis *subgrade* seperti pada Gambar 3.12 berikut.

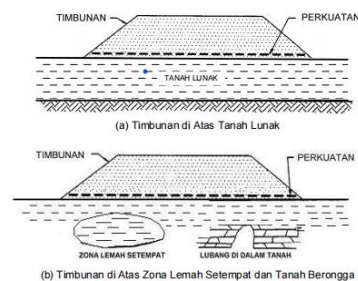


Gambar 3.12 Geotekstil Sebagai Pemisah (*Separator*)

(Sumber : PT. Geosintetik Mandiri Indonesia)

2. Geotekstil untuk perkuatan

Geotekstil untuk perkuatan dikarenakan mempunyai kuat tarik yang tinggi. Tanah mempunyai kekuatan untuk menahan tekan, tetapi lemah dalam menahan tarik, sehingga diperlukan geotekstil. Geotekstil sebagai perkuatan diposisikan antara lapis material pengganti tanah lunak dan lapis timbunan. Geotekstil bertindak sebagai lapisan penguat yang berfungsi menahan dan mendistribusikan gaya tarik lateral yang dihasilkan oleh beban dari timbunan dan lalu lintas seperti pada Gambar 3.13 berikut.



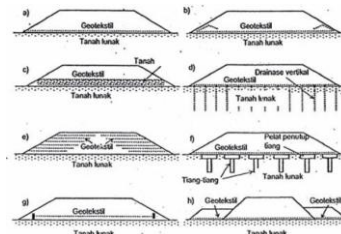
Gambar 3.13 Geotekstil Sebagai Perkuatan (*Reinforcement*)

(Sumber : BM, 2009)

3.5.2 Analisis stabilitas timbunan dengan geotekstil

Penggunaan geotekstil sebagai perkuatan timbunan memiliki peranan penting, di antaranya berfungsi sebagai pemisah antara tanah timbunan dan tanah dasar, serta sebagai tulangan yang meningkatkan kapasitas dukung tanah dasar melalui pembentukan sistem komposit antara tanah dan geotekstil. Timbunan yang diletakkan di atas tanah lunak rentan terhadap pergerakan lateral akibat tekanan horizontal tanah yang bekerja pada timbunan tersebut. Tekanan ini mengakibatkan munculnya tegangan geser pada dasar timbunan yang harus diatasi agar tidak terjadi keruntuhan. Dengan demikian, pemasangan geotekstil dengan kuat tarik tinggi di dasar timbunan sangat diperlukan untuk memperkuat struktur dan mencegah pergerakan lateral tersebut. Fungsi ini terbukti efektif dalam aplikasi perkuatan timbunan di tanah lunak, di mana geotekstil secara signifikan dapat meningkatkan faktor keamanan serta mengurangi deformasi tidak seragam pada lapangan. Adapun

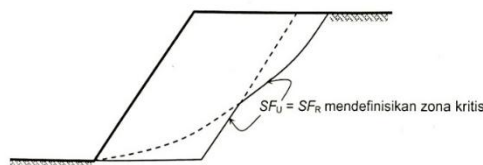
macam-macam cara peletakan geotekstil pada timbunan di atas tanah lunak dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14 Macam-Macam Cara Peletakan Geotekstil Pada Timbunan Diatas Tanah Lunak

(Sumber: Hardiyatmo, 2020)

Pada tahap perencanaan lereng bertulang, langkah awal yang dilakukan adalah mengidentifikasi kondisi kritis pada lereng tanpa perkuatan. Lereng dikatakan berada pada kondisi kritis apabila nilai faktor keamanannya (*Safety Factor/SF*) sama dengan atau lebih kecil dari satu ($SF \leq 1$), sehingga berpotensi mengalami kelongsoran. Selain itu, perlu diperhatikan kemungkinan terjadinya keruntuhan yang melibatkan tanah pondasi (*deep-seated failure*). Berdasarkan hasil analisis stabilitas, dapat ditentukan panjang daerah yang memerlukan perkuatan geosintetik. Penentuan zona kritis tersebut umumnya dilakukan menggunakan program analisis stabilitas lereng sehingga lokasi pemasangan tulangan dapat direncanakan secara efektif yang dapat dilihat pada Gambar 3.15. Apabila bidang longsor kritis berkembang hingga melewati bagian bawah kaki lereng, kondisi tersebut menunjukkan bahwa kapasitas dukung tanah pondasi kemungkinan tidak mencukupi. Oleh karena itu, selain analisis stabilitas lereng, perlu dilakukan evaluasi terhadap stabilitas pondasi untuk memastikan keamanan keseluruhan konstruksi.



Gambar 3. 15 Zona Kritis dengan Faktor Tertentu dari Hitungan Stabilitas Lereng dan Penggeseran

(Sumber: Holtz dkk, 1998)

Menurut Holtz dkk. (1998), terdapat dua pendekatan dalam perancangan tulangan geosintetik, yaitu metode coba-coba (*trial and error*) dan metode langsung (*direct method*). Pada metode coba-coba, konfigurasi tulangan dirancang terlebih dahulu dengan membuat tampang lereng dengan susunan tulangan secara coba-coba, kemudian dilakukan analisis stabilitas menggunakan perangkat lunak hingga diperoleh hasil yang memenuhi persyaratan. Sementara itu, metode langsung dilakukan dengan menganalisis stabilitas lereng menggunakan perangkat lunak, kemudian kebutuhan gaya tarik tulangan dihitung secara manual. Di sekitar bidang longsor kritis, arah gaya tarik tulangan umumnya mengikuti arah garis singgung bidang longsor sehingga membentuk sudut tertentu. Untuk geotekstil yang bersifat fleksibel, orientasi tulangan biasanya dianggap mengikuti arah garis singgung bidang longsor. Sebaliknya, pada geosintetik berbentuk lajur yang relatif kaku, arah tulangan dapat diasumsikan tetap horizontal.

Perencanaan perhitungan tulangan geosintetik harus memenuhi stabilitas internal, eksternal dan gabungan. Langkah-langkah perhitungan yang disarankan oleh Holtz dkk, (1998) dan Elias dkk, (2001) adalah sebagai berikut.

1. Stabilitas Internal

Stabilitas internal yang dimaksud adalah tahanan cabut lembar geosintetik terhadap tanah yang diperkuat. Angka aman minimal tahanan cabut disyaratkan sebesar 1,5 untuk tanah berbutir dan 2 untuk tanah kohesif. Angka ini digunakan sebagai acuan dalam perencanaan kebutuhan geosintetik. Tahapan perhitungan kebutuhan geosintetik dijelaskan pada rincian berikut.

a. Cek gaya tarik geosintetik yang dibutuhkan

Kebutuhan gaya tarik pada perkuatan dapat dihitung dengan Persamaan 3.52.

$$T_s = (SF_R - SF_u) \frac{M_D}{y} \quad (3.52)$$

dengan,

T_s = gaya tarik maksimum yang dibutuhkan per satuan lebar perkuatan (kN/m)

M_D = momen pendorong (kNm)

y = radius terhadap titik rotasi bidang gelincir (m)

SF_R = angka aman perkuatan yang ditargetkan

SF_U = angka aman perkuatan tanpa perkuatan.

b. Distribusi perkuatan

Pada lereng dengan tinggi lebih dari 6 m, perkuatan geosintetik didistribusikan ke dalam dua atau tiga zona dengan Pembagian tinggi yang relatif sama. Sementara itu, pada lereng dengan tinggi kurang dari atau sama dengan 6 m, perkuatan geosintetik cukup didistribusikan dalam satu zona.

c. Spasi vertikal (S_v)

Spasi vertikal dihitung berdasarkan gaya tarik maksimum tiap tulangan (T_s) yang terjadi. Kemudian T_s harus memenuhi kuat tarik geosintetik. Selain itu, di antara tulangan primer dapat dipasang tulangan sekunder yang lebih pendek, sepanjang 1,2-2 m dengan jarak vertikal maksimum 0,40 m atau kurang, untuk menjaga stabilitas permukaan (penutup) dan menaikkan kualitas pemadatan. Persamaan 3.53 adalah persamaan untuk menentukan T_s dan Persamaan 3.54 untuk menghitung kuat tarik izin.

$$T_s = \frac{T_{zona} \times S_v}{H_{zona}} \quad (3.53)$$

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_D} \quad (3.54)$$

dengan,

T_s = T_{max} = kuat tarik di setiap lapis (kN/m)

S_v = spasi vertikal (m)

T_{zona} = kuat tarik yang dibutuhkan tiap zona (kN/m)

H_{zona} = ketinggian zona (m)

T_{ult} = kuat tarik ultimit geosintetik (kN/m)

T_{all} = kuat tarik geosintetik yang diizinkan (kN/m)

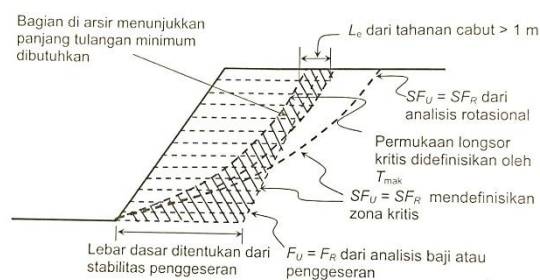
RF_{CD} = faktor reduksi rangkai

RF_{ID} = faktor reduksi kerusakan saat instalasi

RF_D = faktor reduksi ketahanan terhadap mikroorganisme.

d. Panjang tulangan geosintetik

Panjang tulangan geosintetik dihitung sebagai jumlah panjang tulangan yang berada pada bidang runtuh dan panjang tertanam (L_e). Untuk menjamin efektivitas penjangkaran, panjang tertanam minimum yang digunakan adalah 1 m. Apabila tahanan cabut tulangan tidak cukup, maka panjang tulangan ditambah, yaitu dengan menambah panjang tulangan yang tidak terpotong bidang longsor, taua yang lain, menaikkan kuat tarik tulangan yang berada di bagian bawah. Panjang tulangan di bagian bawah harus berkembang sampai batas zona kritis yang dapat dilihat pada Gambar 3.16. Tulangan lebih panjang dibutuhkan untuk mencegah keruntuhan dalam (*deep-seated*).



Gambar 3. 16 Penentuan Panjang Tulangan
(Sumber : Elias dkk, 2001)

Adapun perhitungan panjang tertanam dilakukan menggunakan Persamaan 3.55 berikut.

$$L_e = \frac{T_{\max} \times FK_{p0}}{2 \times F^* \times \alpha \times \sigma'_v} \quad (3.55)$$

dengan,

L_e = panjang tertanam di belakang bidang runtuh (m)

$T_{\max}$ = kuat tarik di setiap lapis (kN/m)

FK_{p0} = faktor keamanan cabut

F^* = faktor tahanan cabut

α = faktor koreksi skala

σ'_v = tegangan vertikal efektif antara tanah dengan geosintetik
(kN/m²)

Tabel 3.13 merupakan nilai F^* dan α oleh Elias dkk. dalam BM (2019)

Tabel 3. 13 Nilai F^* dan α

Tipe Perkuatan	Nilai F^*	Nilai α
Geogrid	$2/3 \tan \phi$	0,8
Geotekstil	$2/3 \tan \phi$	0,6

(Sumber : Elias dkk, 2001)

Panjang yang telah diperoleh perlu dilakukan pengecakan terhadap tahanan cabut menggunakan Persamaan 3.56 sebagai berikut.

$$FK_{cabut} = \frac{Le \times 2 \times F^* \times \alpha \times \sigma'_v}{T_{max}} \quad (3.56)$$

dengan,

FK_{cabut} = angka aman terhadap cabut (minimal 1,5)

Le = panjang penjangkaran geosintetik (m)

F^* = faktor tahanan cabut

α = faktor koreksi skala

T_{max} = kuat tarik di setiap lapis (kN/m)

σ'_v = tegangan vertikal efektif antara tanah dengan geosintetik
(kN/m²)

2. Stabilitas eksternal dan penurunan

a. Tahanan gelincir

Massa tanah yang telah diperkuat pada setiap lapisan harus memiliki kemampuan dalam menahan potensi terjadinya gelincir sepanjang bidang perkuatan. Kriteria keamanan terhadap tahanan gelincir ditetapkan dengan nilai faktor keamanan minimum sebesar 1,3. Persamaan 3.57

digunakan sebagai dasar perhitungan untuk melakukan evaluasi stabilitas terhadap tahanan gelincir.

$$(W + P_a \sin \phi_b) \tan \phi_{\min} = FK \times P_a \times \cos \phi_b \quad (3.57)$$

dengan,

$$W = \frac{1}{2} L^2 \gamma r (\tan \beta), \text{ untuk } L \leq H \quad (3.58)$$

$$W = [LH - \frac{H^2}{2 \tan \beta}] \gamma r, \text{ untuk } L > H \quad (3.59)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma b \times H^2 \times K_a \quad (3.60)$$

dengan keterangan,

L = panjang perkuatan terbawah di tiap lapisan (m)

H = tinggi lereng (m)

FK = faktor keamanan terhadap gelincir ($\geq 1,3$)

P_a = tekanan tanah aktif (kN)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

$\phi_{\min}$ = sudut geser minimum dari tanah yang diperkuat atau tanah dasar

β = sudut kemiringan lereng ($^\circ$)

γr = berat isi tanah timbunan yang diperkuat (kN/m^3)

γb = berat isi tanah timbunan yang ditahan (kN/m^3)

ϕb = sudut geser tanah timbunan yang ditahan ($^\circ$).

b. Keruntuhan global

Evaluasi stabilitas keruntuhan global dapat dilakukan melalui pendekatan metode elemen hingga menggunakan perangkat lunak PLAXIS. Berdasarkan kriteria desain, kondisi stabilitas global dianggap aman apabila nilai faktor keamanan yang diperoleh memiliki nilai minimum sebesar 1,3 atau lebih besar dari nilai tersebut.

c. Keruntuhan kapasitas daya dukung lokal (peremasan)

Nilai faktor keamanan terhadap potensi keruntuhan kapasitas daya dukung lokal dihitung apabila ketebalan lapisan tanah lunak di bawah timbunan lebih kecil dibandingkan dengan panjang lereng. Kriteria

keruntuhan kapasitas daya dukung lokal ditentukan berdasarkan nilai faktor keamanan minimum sebesar 1,3. Perhitungan faktor keamanan tersebut dilakukan menggunakan Persamaan 3.61.

$$FK_{\text{peremasan}} = \frac{2C_u}{\gamma h \tan \beta} + \frac{4,14C_u}{H\gamma} \quad (3.61)$$

dengan,

c_u = kohesi tak terdrainase (kN/m²)

γ = berat isi tanah timbunan (kN/m³)

h = tebal tanah lunak di bawah timbunan (m)

β = sudut kemiringan lereng (°)

H = tinggi timbunan (m)

d. Penurunan

Besarnya penurunan tanah diperoleh dari hasil analisis stabilitas global menggunakan perangkat lunak PLAXIS dengan mengacu pada nilai total displacement. Parameter ini menggambarkan deformasi tanah akibat beban yang bekerja, baik dalam arah horizontal (sumbu X) maupun vertikal (sumbu Y). Dalam evaluasi penurunan, komponen perpindahan yang digunakan adalah displacement arah sumbu Y karena merepresentasikan deformasi vertikal atau penurunan tanah yang terjadi.

3.6 *Soil Replacement*

Soil replacement merupakan metode perbaikan tanah lunak dengan melakukan pergantian material yang sesuai spesifikasi yang telah ditentukan. Tanah lunak memiliki karakteristik dengan nilai daya dukung rendah sehingga diperlukan penanganan yang tepat. Menurut Ameratunga dan Sivakungan (2021) dalam buku *Rekayasa Lempung Lunak dan Perbaikan Tanah*, terdapat dua jenis perbaikan dengan prinsip pergantian.

1. Tipe galian dan penggantian. Tipe ini dilakukan dengan melakukan penggalian dan penggantian sebagian maupun seluruh dari tanah lunak, lalu diganti dengan material yang sesuai ketentuan.

2. Tipe pemindahan dan penggantian. Tipe ini dilakukan di mana tanah lunak tidak seluruhnya digali dan diangkat, tetapi didorong/digeser ke samping atau ke bawah akibat pergantian material baru yang lebih kaku di atasnya. Tanah lunak tergeser (*displacement*) dan ruangnya terisi material yang lebih baik (*replacement*). Perpindahan juga dapat terjadi secara tidak sengaja ketika terjadi kegagalan akibat pergeseran pada timbunan datau beban karena permukaan tanah lunak sehingga bergelombang atau terdorong ke samping seperti gelombang lumpur dan umumnya disebut *mud waving*.

3.6.1 Tipe galian dan penggantian

Tipe galian dan penggantian pada tanah lunak dilakukan pada tiga kondisi yaitu :

1. Daya dukung tanah lemah

Lempung lunak pada lokasi tidak cukup kuat untuk memikul beban desain maupun beban konstruksi, misalnya mengalami kegagalan bantalan atau *fail in bearing*. Pada kondisi ini tanah mengalami keruntuhan geser di bawah/sekitar fondasi sehingga dapat menimbulkan kemiringan bahkan tenggelam ke dalam tanah atau timbunan turun berlebihan. Gambar 3.17 menunjukkan contoh tipikal ketika suatu lapisan lempung lunak pada kedalaman dangkal tidak cukup kuat untuk memikul beban kolom sebuah bangunan. Karena kedalaman lempung lunak tersebut dangkal dan penyurutan muka air tanah setempat (pengurasan) masih memungkinkan dilakukan meskipun muka air tanahnya rendah, maka dapat diterapkan metode 1, yaitu galian dan penggantian. Kedalaman tanah yang harus diganti perlu dievaluasi, sebagaimana dibahas lebih lanjut dalam bab ini. Contoh pada Gambar 3.17 menggambarkan menggambar seluruh lapisan lempung lunak di sekitar fondasi dan penempatannya dengan material yang lebih baik.

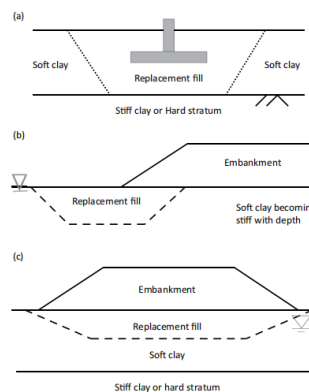
2. Potensi ketidakstabilan pada tanah

Pada lempung lunak yang ada tidak cukup kuat untuk menampung beban konstruksi maupun beban desain, sehingga dapat menyebabkan ketidakstabilan. Gambar 3.17 menunjukkan contoh metode galian dan penggantian digunakan untuk mengurangi risiko ketidakstabilan pada timbunan jalan. Pada contoh ini, badan jalan berada di atas endapan lempung

lemah yang dalam, dengan lapisan-lapisan bagian atas memiliki konsistensi lunak. Bidang longsor kritis ditemukan relatif dangkal di dalam lempung lunak tersebut. Dalam kondisi ini, solusinya adalah mengganti sebagian lempung lemah di sekitar kaki timbunan dengan urugan batu.

3. Penurunan yang tinggi

Metode galian dan penggantian dianggap sebagai opsi yang baik untuk mengurangi penurunan di masa mendatang. Gambar 3.17 menunjukkan muka air tanah berada dekat dengan permukaan tanah, sehingga pekerjaan dan penimbunan kembali harus dilakukan di bawah air. Dengan demikian, material timbunan harus berupa material granular, kemungkinan berupa urugan batu (*rockfill*) jika lokasi sumber material (*quarry*) berada di lingkungan tersebut.



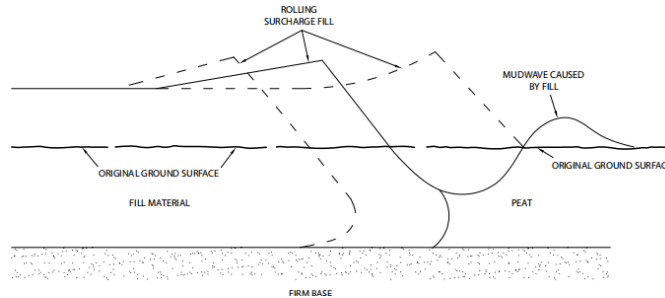
Gambar 3.17 Tipe Pengaliran dan Penggantian

(Sumber : Ameratunga dan Sivakugan, 2021)

3.6.2 Tipe pemindahan dan pergantian

Metode penggantian atau pemindahan tanah sering digunakan untuk memperbaiki tanah liat yang sangat lunak atau tanah yang lemah di mana penggalian dan penggantian langsung tidak memungkinkan. Biasanya, material timbunan secara progresif didorong ke tanah liat lunak yang lemah di bawahnya, secara bertahap meningkatkan tinggi timbunan hingga tanah liat di bawahnya runtuh. Kegagalan ini menyebabkan tanah liat lunak dipindahkan secara lateral dan segera digantikan oleh material timbunan yang diterapkan. Penggantian umumnya hanya menghasilkan penggantian sebagian tanah liat lunak karena sangat sulit

menghilangkan seluruh kedalaman tanah liat lunak akibat kegagalan dan perpindahan yang diinduksi, sebab kedalaman perpindahan tidak dapat dikontrol secara akurat karena sifat kegagalan yang tidak dapat diprediksi yang dapat dilihat pada Gambar 3.18.

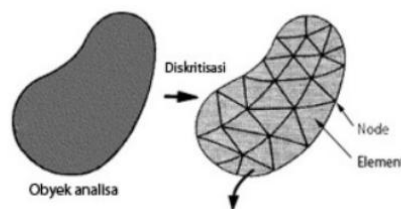


Gambar 3.18 Tipe Pemindahan dan Pergantian

(Sumber : Ameratunga dan Sivakugan, 2021)

3.7 Metode Elemen Hingga

Metode elemen hingga merupakan teknik numerik yang digunakan untuk menyelesaikan berbagai masalah rekayasa, misalnya pada mekanika, dengan cara memperoleh pendekatan nilai tegangan maupun perpindahan pada suatu struktur. Dengan metode elemen hingga, permasalahan yang sulit diselesaikan secara analitik dapat diselesaikan dengan membagi suatu elemen menjadi bagian-bagian kecil berbentuk segitiga atau persegi. Proses pembagian elemen ini disebut diskretisasi dengan pola diskretisasi elemen yang dapat dilihat pada Gambar 3.19 berikut.



Gambar 3.19 Pola Diskretasi Elemen

(Sumber : <http://www.infometrik.com/2009/07/konsep-dasar-finite-element-method>, 2025)

Melalui diskretisasi, penyelesaian masalah menjadi lebih sederhana karena kondisi nyata digantikan oleh fungsi pendekatan yang lebih mudah diolah secara

matematis. Salah satu perangkat lunak yang dapat menganalisis stabilitas timbunan dengan metode elemen hingga adalah PLAXIS 2D.

PLAXIS 2D merupakan perangkat lunak metode elemen hingga yang dapat digunakan dalam analisis deformasi, stabilitas, dan arus untuk berbagai kasus geoteknik Widjaja dkk. (2023). Model Mohr-Coulomb yang dipilih dalam penelitian ini merupakan model elastis-plastis dengan lima parameter utama, yakni modulus Young (E) dan rasio Poisson (μ) untuk karakteristik elastis tanah, sudut gesek internal (φ) serta kohesi (c) untuk sifat plastis, dan sudut dilatasi (ψ) untuk perilaku ekspansi volume. Pada *software* PLAXIS 2D, SNI 8460:2017 mendefinisikan metode pseudostatik melalui simulasi pengaruh gempa sebagai akselerasi horizontal atau vertikal, dengan koefisien seismik berbasis Peak Ground Acceleration (PGA) puncak di permukaan. Koefisien seismik horizontal yang dimasukkan ke perhitungan pseudostatik adalah 0,5 kali nilai PGA, sehingga memodelkan beban gempa secara efektif dalam analisis stabilitas.

Pada penggunaan program PLAXIS 2D, terdapat beberapa tahapan penting yang perlu dilakukan sebagai berikut:

1. *Input data*

Pada tahap awal, dilakukan pemodelan di aplikasi agar kondisi model sesuai dengan keadaan asli di lapangan. Data yang dimasukkan meliputi properti tanah pada tiap lapisan, kondisi beban yang bekerja pada tanah dan kedalaman muka air tanah. Hal ini bertujuan agar simulasi merefleksikan karakteristik geoteknik nyata di lokasi studi kasus.

2. *Calculation*

Setelah dilakukan tahap *input data*, tahap selanjutnya yaitu tahap *calculation*. Pada tahap perhitungan ini, analisis dilakukan sesuai kebutuhan spesifik terhadap model yang telah didefinisikan pada fase input data.

3. *Output*

Setelah proses analisis pada tahap *calculation* selesai, hasilnya dapat ditampilkan pada tahap *output* di PLAXIS 2D. Output ini disajikan dalam berbagai format praktis, meliputi bentuk angka, gambar, dan kurva.

4. *Curve*

Selain visualisasi output standar, hasil analisis PLAXIS juga dapat divisualisasikan melalui fitur *curve*. *Curve* menggambarkan hasil dari semua tahapan perhitungan, dan menampilkan 2 parameter untuk melihat perbandingan dari masing-masing tahap perhitungan misalnya *curve* dari *safety factor* dan *curve vertical displacement*.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Metode penelitian merupakan tahapan yang dilakukan peneliti guna mencapai tujuan penelitian meliputi tahap persiapan hingga tahap pembahasan dari penelitian yang dilakukan. Penelitian dilakukan pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A Sta 8+875. Analisis stabilitas lereng dilakukan menggunakan tiga metode, yaitu perhitungan manual dengan metode *Fellenius*, analisis kesetimbangan batas (*Limit Equilibrium Method/LEM*) menggunakan perangkat lunak SLOPE/W, serta analisis numerik menggunakan metode *Finite Element Method* (FEM) dengan bantuan perangkat lunak PLAXIS 2D V21.. Penelitian yang dilakukan berupa analisis stabilitas timbunan dengan kondisi tanah eksisting, perbaikan tanah lunak dengan metode *soil replacement*, dan kombinasi metode *soil replacement* dengan perkuatan geosintetik menggunakan software PLAXIS. Output dari penelitian yang dilakukan berupa angka aman dan penurunan.

4.2 Lokasi Studi Kasus

Penelitian dilakukan pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A Sta 8+875. Pemilihan lokasi studi kasus didasarkan pada ketinggian timbunan sekitar 8,7 meter dan kedalaman *soil replacement* sebesar 3,5 meter dengan profil timbunan yang dapat dilihat pada Gambar 4.1.

4.3 Metode Penelitian

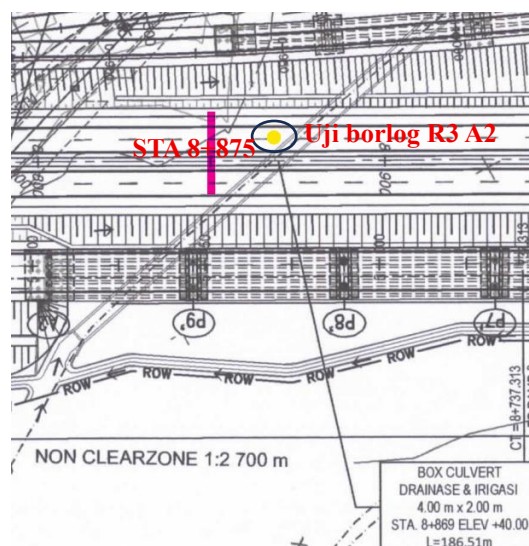
Metode penelitian yang digunakan penulis berupa metode kuantitatif. Metode kuantitatif merupakan metode penelitian yang menggunakan data-data dalam bentuk angka dengan penegasan berupa hasil pengukuran yang bersifat objektif disertai analisis secara statistik. Metode kuantitatif memiliki karakteristik seperti spesifik, terukur, dan sistematis.

4.4 Metode Pengumpulan Data

Data yang digunakan merupakan data sekunder. Adapun data sekunder yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Data nilai *properties* tanah

Data tanah yang digunakan yaitu dari hasil pengujian borlog atau *Standard Penetration Test* (SPT). Nilai N-SPT tersebut selanjutnya digunakan sebagai parameter dasar dalam menentukan parameter mekanik tanah melalui proses korelasi seperti berat volume tanah (*unit weight*), kohesi (*cohesion*), sudut geser dalam (*friction angle*), serta modulus elastisitas (*elastic modulus*). Adapun lokasi dan hasil pengujian borlog R3 A2 pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Tabel 4.1 berikut ini.



Gambar 4. 2 Lokasi Titik Uji Borlog R3 A2

Tabel 4. 1 Nilai N-SPT

Kedalaman m	N	Tebal Lapisan/N	Jenis Tanah
0	3	0,667	<i>Grey, silty clay</i>
2			
2	3	0,667	<i>Soft, greenish grey and yellowish grey clayey silt</i>
4			
4	50	0,04	<i>Dense, blackish grey silty fine sand</i>
6			
6	60	0,033	<i>Very dense, black fine sand</i>
8			
8	25	0,08	<i>Very stiff, dark grey silt with trace of cementation</i>
10			
10	37	0,054	<i>Hard, greenish brown silt with trace of cementation</i>
12			
12	38	0,052	<i>Hard, greyish brown silt with trace of cementation</i>
14			
14	33	0,060	<i>Dense, blackish grey silty fine sand with trace of cementation</i>
16			
16	60	0,033	<i>Very dense, blackish grey fine sand with trace of sand stone</i>
18			
18	12	0,167	<i>Stiff, light grey clayey silt with cementation</i>
20			
20	15	0,133	<i>Stiff, light grey clayey silt with cementation</i>
22			
22	25	0,08	<i>Medium dense, black silty fine sand</i>
24			
24	35	0,057	<i>Hard, brownish black silt with trace of cementation</i>
26			
26	17	0,117	<i>Very stiff, dark grey silt</i>
28			
28	20	0,1	<i>Very stiff, dark grey brownish grey silt</i>
30			
30	28	0,071	<i>Very stiff, grey and greenish grey mottled silty clay</i>
32			
32	38	0,052	<i>Hard, grey and greenish grey mottled silty clay</i>
34			
34	60	0,033	<i>Very dense, grey and yellowish grey silty sand</i>
36			
36	27	0,074	<i>Very stiff, light grey, brown and yellow silt with cementation</i>
38			
38	23	0,086	<i>Very stiff, whitish brown, brown and grey silt</i>
40			
40	40	0,05	<i>Hard, light brown and brown silt with cementation</i>
42			
42	43	0,046	<i>Hard, light brown and yellow silt with cementation</i>
44			
44	60	0,033	<i>Hard, light brown, yellow and brown silt with cementation</i>
46			
46	60	0,033	<i>Hard, light brown, yellow and brown silt with cementation</i>
48			
48	60	0,003	<i>Hard, light brown, yellow and brown silt with cementation</i>
48,18			

(Sumber : WKA-PP-Hki-KMK, 2025)

2. Data gempa

Penentuan parameter gempa pada penelitian ini dilakukan menggunakan *website* Respons Spektrum Indonesia (RSA) yang disediakan oleh PUSKIM Kementerian PUPR. Langkah pertama adalah menentukan kelas situs berdasarkan data hasil pengujian N-SPT. Nilai rata-rata N-SPT dihitung dari seluruh lapisan tanah hingga kedalaman 48,18 meter dan diperoleh tebal lapisan nilai rata-rata sebesar 2,826. Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019, nilai tersebut termasuk dalam kategori Tanah Sedang (Kelas Situs SD). Setelah kelas situs diketahui, *website* RSA diakses dengan memilih lokasi penelitian di Kabupaten Bekasi dan memasukkan kelas situs SD (Tanah Sedang) sehingga nilai Peak Ground Acceleration (PGA) yang diperoleh sebesar 0,3938 g. Nilai PGA tersebut digunakan untuk menghitung koefisien gempa horizontal yang dilakukan dengan mengalikan nilai PGA dengan faktor 0,5 sehingga diperoleh nilai koefisien gempa horizontal sebesar 0,1969 g. Hasil parameter Gempa dari Website RSA Indonesia untuk wilayah Kabupaten Bekasi dapat dilihat pada Gambar 4.3 berikut.

Kelas	TO(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
SD - Tanah Sedang	0.15	0.77	0.65	0.50

Rentang T(s)	Value: 4
PGA MCEG	0.3938 (g) bedrock
SS MCEr	0.8368 (g) bedrock
S1 MCEr	0.3942 (g) bedrock
TL	20 Detik

Gambar 4. 3 Hasil Parameter Gempa dari Website RSA Indonesia untuk Wilayah Kabupaten Bekasi

(Sumber : puskim.pu.go.id, 2025)

3. Data Pembebanan Lalu Lintas

Data pembebanan didapatkan dari Standard Nasional Indonesia 8460-2017 (SNI 8460-2017) Geoteknik yang merupakan SNI terbaru untuk bidang geoteknik yang dapat dilihat pada Tabel 4.2. Karena jalan rencana merupakan jalan tol maka beban yang digunakan adalah beban jalan kelas 1 dengan beban lalu lintas sebesar 15 kPa.

Tabel 4.2 Beban Lalu Lintas

Kelas Jalan	Beban lalu lintas (kPa)	Beban di luar jalan (*) (kPa)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

Keterangan : (*) Beban dari bangunan rumah – rumah sekitar lereng

(Sumber : SNI 8460-2017)

4. Data Geotekstil

Nilai geotekstil sebagai *input* untuk program PLAXIS yaitu berupa nilai *normal stiffness (EA)* yang dapat dihitung dengan Persamaan 4.1 dan Persamaan 4.2 berikut ini.

$$Tall = \frac{Tu}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D} \quad (4.1)$$

$$EA = \frac{Tall}{\varepsilon} \quad (4.2)$$

Keterangan :

Tall = Kuat tarik ijin geotekstil (kN/m)

Tu = Kuat tarik ulitiit geotekstil (kN/m)

RF_{ID} = Kerusakan saat pemasangan

RF_{CR} = Rayapan

RF_D = Degradasi akibat kimia dan biologikal

EA = Kekuatan normal

ε = Batas regangan (%)

Menurut Gouw (2015), nilai *normal stiffness (EA)* dapat dihitung dari perbandingan antara kuat tarik izin geosintetik dan regangan. Adapun nilai batas reagangan (ε) dipilih berdasarkan fungsi perkuatan yang digunakan. Adapun nilai batas regagan (ε) geosintetik berdasarkan aplikasi penggunaan untuk perkuatan tanah dapat dilihat pada Tabel 4.3 berikut.

Tabel 4. 3 Nilai Regangan Batas Geosintetik untuk Perkuatan Tanah

Aplikasi	Regangan Batas (%)
Dinding MSE	3-5
Timbunan	6
Bantalan dan Fondasi	2
Stabilisasi lereng	4-5

(Sumber : Gouw, 2015)

Geotekstil yang digunakan merupakan produksi dari PT. Tetrasa Geosinindo. Geotekstil yang digunakan merupakan jenis *woven* atau geotekstil teranyam. Adapun data geotekstil yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut ini.

Tabel 4. 4 Data Parameter Geotekstil *Woven*

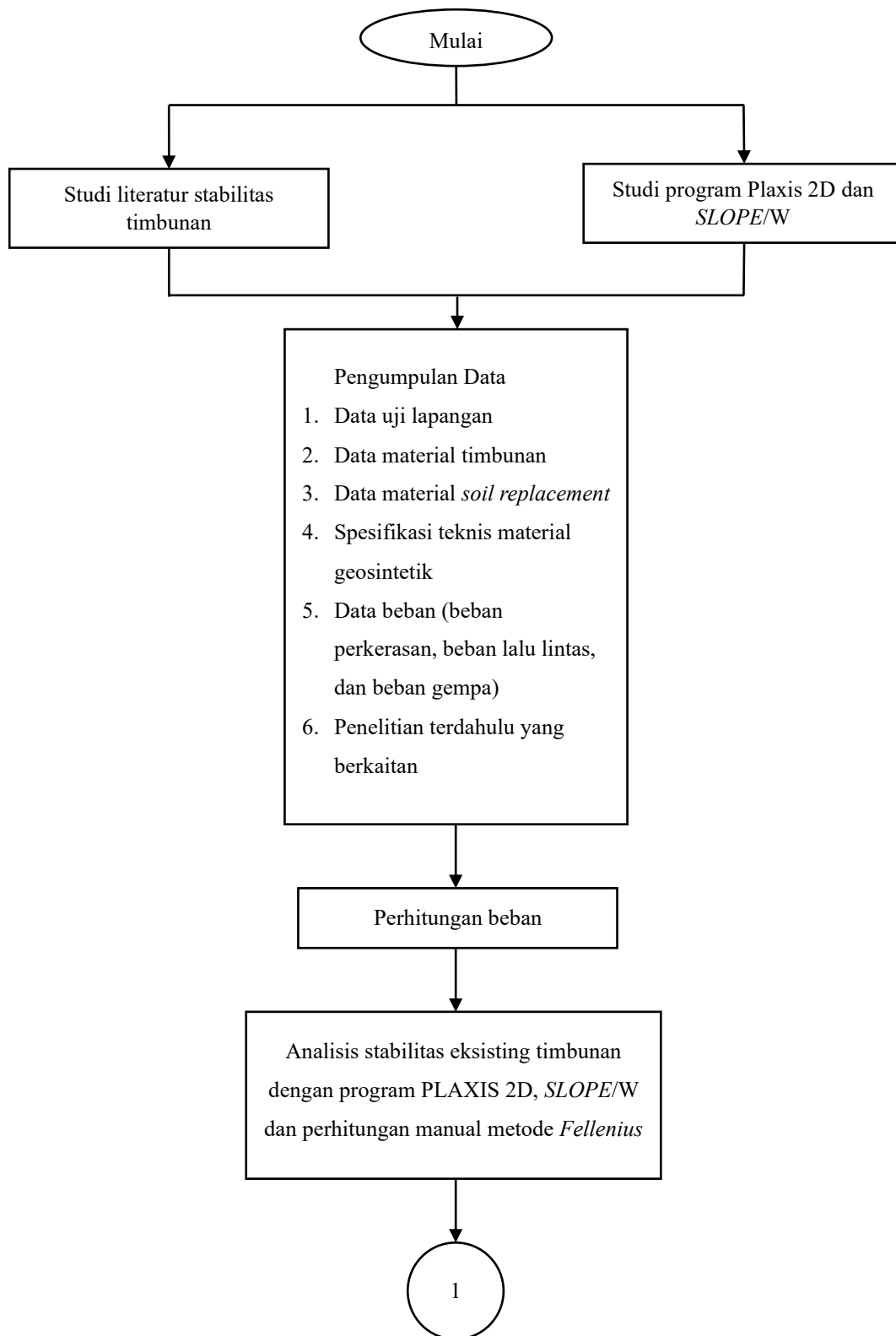
Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat tarik ultimit	Tu	200	kN/m
<i>Limiting strain</i>	ε	6	%
Kuat tarik ijin	Tall	109,036	kN/m
Kekuatan normal	EA	1817,273	kN/m

4.6 Alur Penelitian

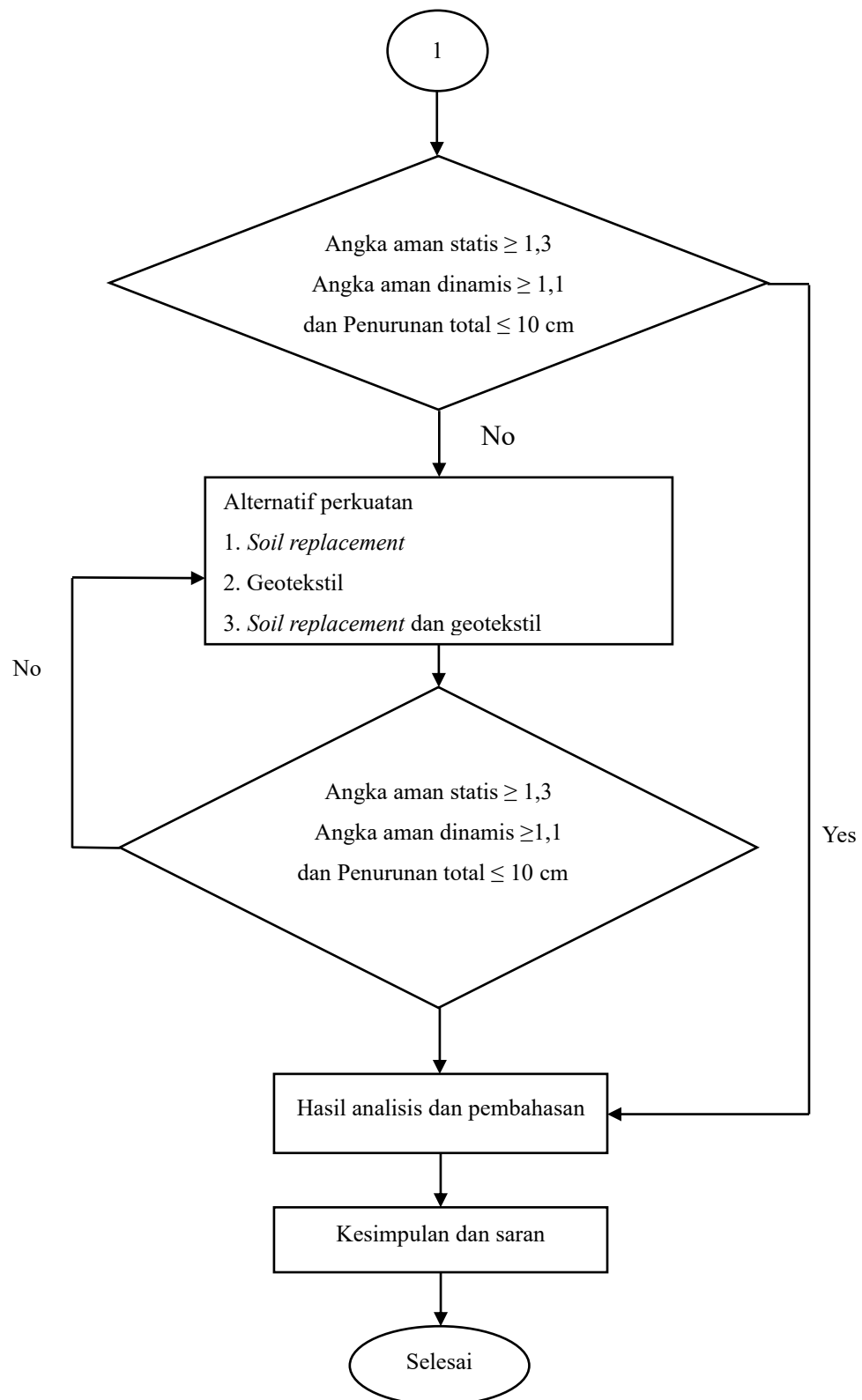
Penelitian ini diawali dengan studi literatur mengenai stabilitas timbunan, metode perbaikan tanah, penggunaan geosintetik, serta pemahaman perangkat lunak PLAXIS 2D. Selanjutnya dilakukan pengumpulan data sekunder yang meliputi data pengujian lapangan, material *soil replacement*, material geosintetik, beban perkerasan, beban lalu lintas, beban gempa, serta penelitian terdahulu yang relevan.

Tahap analisis dilakukan dengan memodelkan kondisi eksisting timbunan menggunakan metode Fellenius dan *Finite Element Method* (FEM) dengan bantuan PLAXIS 2D v21 untuk memperoleh nilai faktor keamanan dan penurunan. Setelah analisis kondisi eksisting, dilakukan analisis menggunakan *SLOPE/W* untuk mendapatkan bidang gelincir kritis yang digunakan sebagai acuan dalam menentukan kebutuhan perkuatan geosintetik. Apabila hasil analisis kondisi

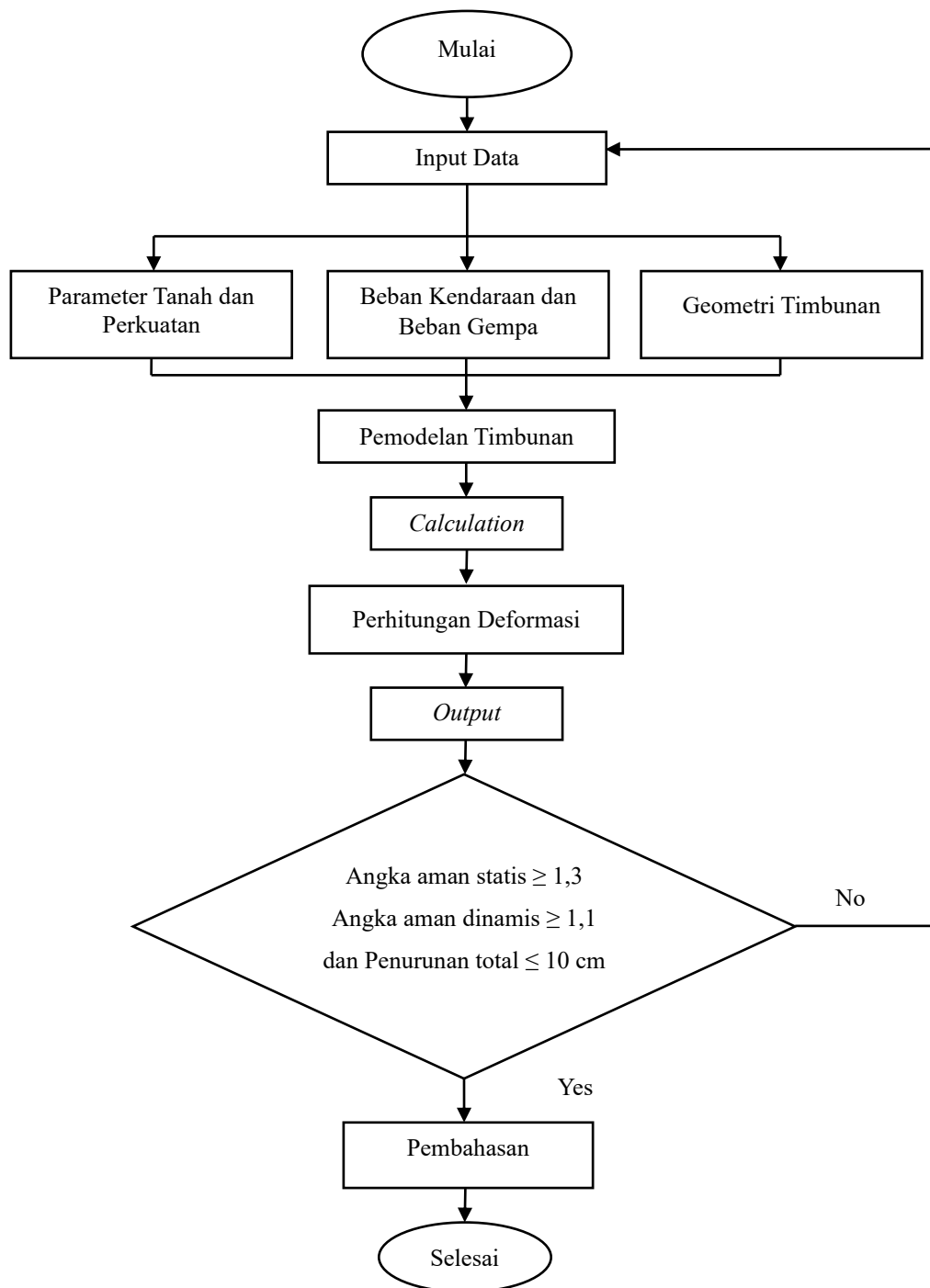
eksisting belum memenuhi persyaratan stabilitas, maka dilakukan analisis alternatif perbaikan berupa metode *soil replacement* dan kombinasi antara *soil replacement* dan geosintetik. Setiap alternatif kemudian dianalisis menggunakan PLAXIS 2D untuk mengevaluasi peningkatan stabilitas berdasarkan nilai faktor keamanan dan deformasi yang terjadi. Hasil analisis selanjutnya dibahas untuk memperoleh metode perbaikan yang paling efektif, kemudian disusun kesimpulan dan saran berdasarkan hasil penelitian. Adapun bagan alir penelitian dapat digambarkan pada Gambar 4.4 dan bagan alir pemodelan timbunan pada Gambar 4.5 berikut.



Gambar 4.4 Bagan Alir Penelitian



Lanjutan Gambar 4.4 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.5 Bagan Alir Pemodelan Timbunan dengan PLAXIS V.21

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum Analisis

Pada penelitian ini dilakukan analisis kondisi lereng timbunan badan jalan pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta- Cikampek II Selatan Paket 2A STA 8+875. Klasifikasi tanah pada proyek ini didominasi dengan tanah lempung sampai lanau berpasir. Pemilihan lokasi studi kasus pada STA 8+875 *main road* didasarkan pada kondisi lereng paling kritis dibandingkan dengan segmen lainnya. Pada lokasi tersebut memiliki ketinggian timbunan sekitar 8,7 meter dengan kondisi dilakukan penanganan berupa *soil replacement* dan perkuatan geosintetik. Analisis ini dilakukan untuk mengidentifikasi potensi terjadinya kelongsoran lereng pada ketinggian timbunan yang sudah ditentukan. Keruntuhan pada lereng timbunan dapat terjadi bila momen penggerak akibat timbunan dan beban yang bekerja lebih besar dibandingkan dengan momen penahan yang berasal dari kuat geser tanah, sehingga kestabilan lereng tidak dapat dipertahankan dan menyebabkan terjadinya kelongsoran.

Parameter beban merata yang digunakan adalah beban struktur dan beban lalu lintas sebesar 25 kN/m. Selain itu, parameter beban gempa pada wilayah Bekasi sebesar 0,1969 g juga dipertimbangkan, karena beban dinamis akibat gempa dapat meningkatkan gaya penggerak pada lereng timbunan serta menurunkan kapasitas penahan tanah, sehingga berpotensi mengurangi tingkat kestabilan lereng dan memicu kelongsoran.

Analisis stabilitas lereng timbunan dalam penelitian ini dilakukan melalui beberapa tahapan dan kondisi pemodelan untuk mengevaluasi tingkat keamanan serta efektivitas metode perbaikan yang digunakan. Analisis awal dilakukan menggunakan PLAXIS 2D untuk mengetahui *total displacement*, arah pergerakan tanah, dan *safety factor*. Pada pemodelan kondisi eksisting, analisis mempertimbangkan pengaruh beban tambahan berupa beban perkerasan dan beban lalu lintas yang bekerja di atas timbunan, serta beban gempa sesuai dengan kondisi

perencanaan. Selanjutnya, analisis dilakukan menggunakan *SLOPE/W* untuk mengidentifikasi bidang gelincir kritis dan lokasi potensi keruntuhan lereng timbunan secara lebih rinci. Hasil analisis bidang longsor tersebut kemudian dijadikan dasar dalam menentukan kebutuhan perkuatan geosintetik, meliputi jumlah lapisan, panjang, dan tata letak geosintetik yang digunakan untuk meningkatkan stabilitas lereng timbunan. Tahapan selanjutnya dilakukan pemodelan perbaikan tanah menggunakan metode *soil replacement* dengan material pengganti berupa material timbunan pilihan. Apabila setelah dilakukan *soil replacement* nilai faktor keamanan masih belum memenuhi kriteria stabilitas, maka dilakukan perhitungan kebutuhan geosintetik berdasarkan hasil analisis bidang gelincir kritis. Setelah diperoleh kebutuhan perkuatan, dilakukan pemodelan kombinasi antara metode *soil replacement* dan perkuatan geosintetik menggunakan PLAXIS 2D untuk mengevaluasi peningkatan stabilitas timbunan. Seluruh kondisi analisis, baik kondisi eksisting, *soil replacement*, maupun kombinasi *soil replacement* dengan geosintetik, tetap mempertimbangkan pengaruh beban perkerasan, beban lalu lintas, dan beban gempa terhadap perilaku stabilitas timbunan.

5.2 Data Analisis Program PLAXIS 2D

Pada pemodelan PLAXIS 2D, data yang digunakan untuk analisis berupa data parameter tanah, beban struktur, beban lalu lintas, beban gempa, geotekstil, dan geometri timbunan.

5.2.1 Data Parameter Tanah

Parameter tanah yang digunakan sebagai input data pada pemodelan menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D pada lapisan di bawah timbunan ditentukan dari data pengujian N-SPT (*Standard Penetration Test*) yang dapat dilihat pada Tabel 4.1, kemudian dikorelasikan dengan parameter sifat mekanik tanah. Sementara itu, parameter material timbunan menggunakan material timbunan pilihan.. Adapun parameter tanah yang ditetapkan menggunakan pendekatan dari nilai N-SPT, yaitu parameter γ *unsaturated*, γ *saturated*, modulus elastisitas (E_s), poisson rasio (ν), kohesi (c), sudut geser dalam (ϕ), dan nilai permeabilitas (k). Nilai γ *unsaturated* diperoleh dari Tabel 3.6. Nilai γ *saturated*

diperoleh dari Tabel 3.7. Nilai modulus elastisitas (E_s) diperoleh dari Persamaan 3.22 sampai 3.26. Nilai *poisson rasio* (ν) diperoleh dari Tabel 3.3. Nilai kohesi undrained (C_u) untuk tanah lempung diperoleh dari Persamaan 3.20. Nilai sudut geser dalam (ϕ) dan kohesi (c) untuk tanah kohesif diperoleh dari Tabel 3.9. Nilai permeabilitas (k) diperoleh dari Tabel 3.1. Berikut adalah contoh penetapan parameter tanah berdasarkan korelasi yang telah dilakukan.

1. Tanah CH (*High Plasticity Clay*)

a. Nilai $\gamma_{saturated}$

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT diperoleh nilai N-SPT sebesar 3, maka dilakukan korelasi dan interpolasi berdasarkan Tabel 3.7.

$$\gamma_{sat} = \gamma_{bawah} + \frac{(\gamma_{atas} - \gamma_{bawah}) \times (N - SPT - N_{bawah})}{(N_{atas} - N_{bawah})}$$

$$\gamma_{sat} = 15,8 + \frac{(18,8 - 15,8) \times (3 - 2)}{(4 - 2)}$$

$$\gamma_{sat} = 17,3 \text{ kN/m}^3$$

b. Nilai $\gamma_{unsaturated}$

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT diperoleh nilai N-SPT sebesar 3, maka dilakukan korelasi berdasarkan Tabel 3.6 sehingga didapatkan nilai $\gamma_{unsaturated}$ sebesar 15 kN/m³.

c. Nilai modulus elastisitas (E_s)

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT diperoleh nilai N-SPT sebesar 3, sehingga berdasarkan Tabel 3.2 masuk dalam klasifikasi tanah lempung lunak, maka nilai modulus elastisitas yang didapatkan sebesar 2000 kN/m².

d. Nilai *poisson rasio* (ν)

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT diperoleh nilai N-SPT sebesar 3, sehingga masuk dalam klasifikasi tanah lempung lunak. Berdasarkan Tabel 3.3 diperoleh nilai *poisson rasio* (ν) sebesar 0,4.

e. Nilai kohesi (c)

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT, kedalaman lapisan tanah CH (*High Plasticity Clay*) sebesar 0-2 di bawah tanah eksisting dan berada

di atas MAT. Oleh karena itu, lapisan tanah CH (*High Plasticity Clay*) dianggap *undrained* sehingga digunakan Persamaan 3.20 untuk memperoleh nilai kohesi.

$$c = 6 \times N - \text{SPT}$$

$$c = 6 \times 3$$

$$c = 18$$

f. Nilai sudut geser dalam (ϕ)

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT diperoleh nilai N-SPT sebesar 3, sehingga masuk dalam klasifikasi tanah lempung lunak. Berdasarkan Tabel 3.9 diperoleh nilai sudut geser dalam (ϕ) sebesar 10° .

g. Nilai permeabilitas ($k_x=k_y$)

Berdasarkan data hasil pengujian N-SPT diperoleh nilai N-SPT sebesar 3, sehingga masuk dalam klasifikasi tanah lempung lunak. Berdasarkan Tabel 3.1 diperoleh nilai $k_x=k_y$ sebesar 10^{-7} mm/detik. Nilai $k_x=k_y$ tersebut perlu dilakukan konversi menjadi m/hari pada saat input parameter pada PLAXIS, sehingga nilai $k_x=k_y$ menjadi 0,0000864 m/hari.

h. Nilai sudut dilatasi (ψ)

Berdasarkan korelasi yang telah ditetapkan, bahwa nilai sudut geser dalam (ϕ) untuk lapisan Tanah CH (*High Plasticity Clay*) sebesar 10° . Oleh karena itu, nilai sudut dilatasi (ψ) lapisan tersebut yaitu 0° . Hal tersebut sesuai rekomendasi referensi teknis Bolton (1986) dan acuan Mohr-Coulomb, yaitu $\psi = 0^\circ$ untuk $\phi \leq 30^\circ$ dan $\psi = \phi - 30^\circ$ hingga $\phi > 30^\circ$.

Pada pemodelan PLAXIS 2D, keruntuhan lereng dimodelkan dengan model *Mohr Coulumb*. Tipe drainase yang dipilih sesuai dengan jenis tanahnya, untuk tanah pasir dan lanau menggunakan tipe *Drained* dan tanah lempung menggunakan tipe *Undarained A*. Adapun parameter input pada program PLAXIS 2D dapat dilihat pada Tabel 5.1 sebagai berikut.

Tabel 5. 1 Parameter Tanah

Jenis Tanah	Drainage Type	γ unsat	γ sat	Es	Poisson Rasio (ν)	c	ϕ	$k_x=k_y$	ψ
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	°	m/hari	°
Timbunan	Undrainage A	15,5	16,5	30000	0.35	8,73	24	0,0000864	0
Soil Replacement	Undrainage A	15,5	16,5	30000	0.35	8,73	24	0,0000864	0
CH (High plasticity clay)	Undrainage A	15	17,3	2000	0.4	18,00	10	0,0000864	0
MH (High plasticity silt)	Drainage	18	19,86	10,600	0.35	20,00	15	0,0000864	0
SM (Silty Sand)	Drainage	21	22	18300	0.3	0,00	46,40	8,64	16,40
SP (Poorly Graded Sand)	Drainage	21	22	20425	0.28	0,00	44,94	8,64	14,94
ML (Silty)	Drainage	18	19,32	13300	0.32	35	30	0,0000864	0
SM Silty sand)	Drainage	19	21	12300	0.3	0	42,78	8,64	12,78
MH (High plasticity silt)	Drainage	17.5	18,44	6933	0.35	20	15	8,64	0
SM (Silty Sand)	Drainage	19	21	10000	0.3	0	41,39	0,0000864	11,39
ML (Low plasticity silt)	Drainage	18	19,63	14501,20	0.32	20	15	0,0000864	0
CH (High plasticity clay)	Undrainage A	19,5	20,72	126000	0.4	252	30	0,0000864	0
SM (Silty sand)	Drainage	21	22	14850	0.3	0	45,06	8,64	15,06
ML (Low plasticity silt)	Drainage	20	21	25935,49	0.32	75	30	0,0000864	0

5.2.2 Data beban struktur

Parameter beban yang digunakan pada perhitungan berupa beban merata akibat beban struktur dari perkerasan jalan. Lapisan granular seperti lapisan drainase dan lapisan separator/*capping* dianggap sebagai bagian dari timbunan pilihan dan sudah dimodelkan dalam geometri tanah, sehingga beban perkerasan hanya lapisan beton. Berdasarkan data yang digunakan sebagai perhitungan analisis pada proyek Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Selatan Paket 2A, beban dari struktur lapis perkerasan sebesar 9,4 kN/m². Adapun data beban perkerasan dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5. 2 Data Beban Struktur

Jenis Perkerasan	Tebal	γ	P
	(m)	(kN/m ³)	kN/m ²
Rigid	0,3	24	7,2
Lean Concrete	0,1	22	2,2

5.2.3 Data beban lalu lintas

Pada bagian input dalam program PLAXIS 2D besar beban lalu lintas yang diperuntukan sebagai jalan tol, maka beban yang digunakan adalah beban jalan kelas 1 dengan beban lalu lintas sebesar 15 kN/m², beban tersebut sesuai dengan data beban lalu lintas untuk stabilitas seperti disajikan pada Tabel 4.2. Oleh karena itu, input data parameter beban merata pada PLAXIS 2D menggunakan beban struktur dan beban lalu lintas yaitu 24,4 kN/m².

5.2.4 Data beban gempa

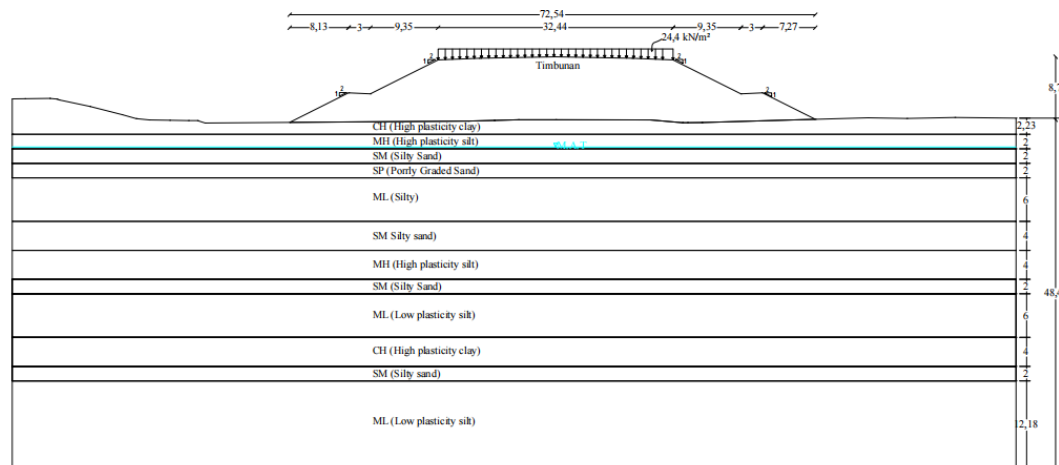
Berdasarkan data Puskim, wilayah Bekasi memiliki nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA) sebesar 0,3938g. Nilai tersebut diperoleh setelah lokasi penelitian diklasifikasikan sebagai kelas situs SD (tanah sedang) berdasarkan hasil pengolahan data N-SPT, yaitu dengan menghitung nilai rata-rata N-SPT terhadap ketebalan lapisan tanah yang ditinjau. Selanjutnya, untuk keperluan analisis pseudo-statik menggunakan perangkat lunak PLAXIS, nilai PGA yang digunakan sebagai input gempa diambil sebesar 50% dari permukaan PGA, sehingga diperoleh nilai input PGA sebesar 0,1969g.

5.2.5 Data geotekstil

Geotekstil yang digunakan merupakan produksi dari PT. Tetrasa Geosinindo. Adapun input nilai EA pada Tabel 4.9 untuk program PLAXIS 2D sebesar 263,131 kN/m dan nilai N_{1p} sebesar 109 kN/m berdasarkan spesifikasi teknis PT. Tertrasa Geosinindo yang menunjukkan bahwa nilai *Long Term Design Strength* untuk umur rencana 120 tahun.

5.2.6 Kondisi eksisting

Geometri timbunan dan parameter tanah yang sudah didapatkan datanya dapat diilustrasikan menjadi bentuk gambar. Kondisi geometri timbunan dan jenis tanah asli setiap lapisan dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5. 1 Geometri Eksisting Timbunan

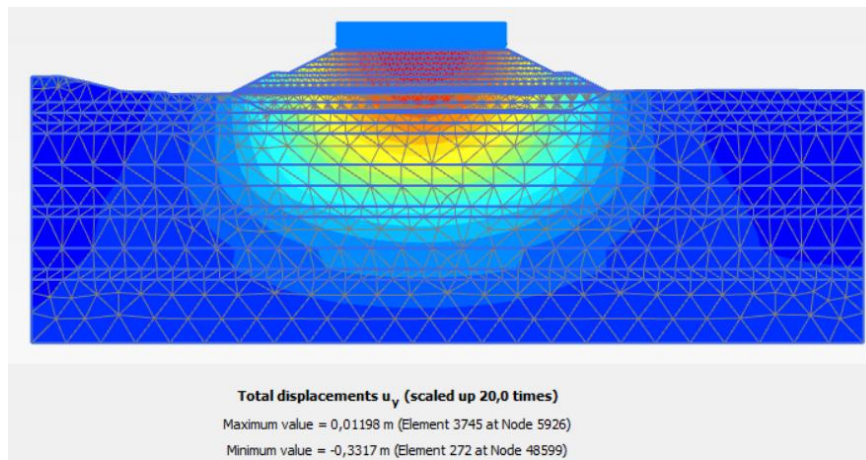
5.3 Lereng Timbunan Eksisting Tanpa Perkuatan dengan PLAXIS 2D

Langkah pertama yang dilakukan dalam penelitian ini adalah menganalisis nilai *safety factor* (SF) pada timbunan eksisting tanpa tambahan perkuatan menggunakan program PLAXIS 2D. Analisis ini bertujuan untuk mengetahui kondisi awal stabilitas timbunan serta mengidentifikasi apakah timbunan telah memenuhi persyaratan faktor keamanan yang ditetapkan. Pemodelan dilakukan berdasarkan kondisi geometri eksisting dengan tinggi timbunan sebesar 8,7 m serta menggunakan parameter tanah hasil korelasi data pengujian lapangan. Selain memperhitungkan berat timbunan sendiri, pemodelan juga mempertimbangkan pengaruh beban merata (*surcharge*) yang merepresentasikan beban perkerasan jalan dan beban lalu lintas kendaraan yang bekerja di atas timbunan. Selanjutnya, dilakukan analisis dengan penambahan beban gempa sebagai beban dinamis untuk mengevaluasi perilaku timbunan terhadap kondisi pembebanan yang lebih kritis. Dengan mempertimbangkan kombinasi beban statik dan dinamis tersebut, hasil analisis diharapkan dapat menggambarkan kondisi kondisi aktual di lapangan.

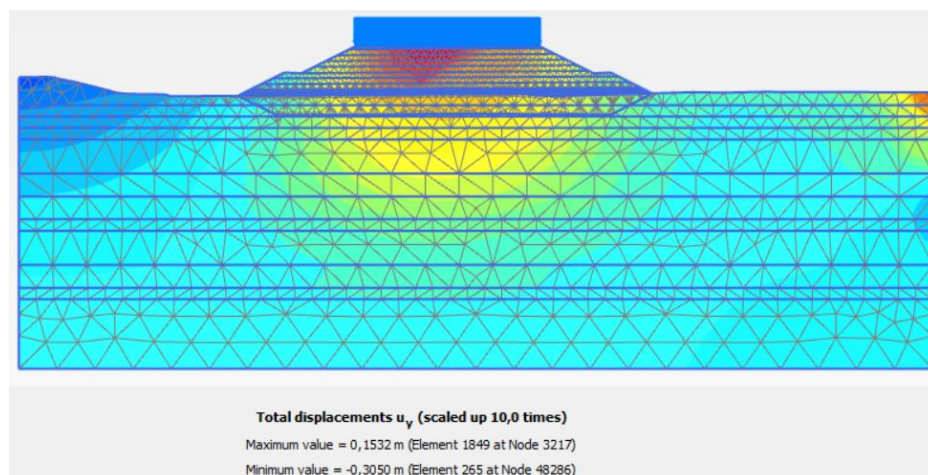
5.3.1 Analisis timbunan eksisting tanpa perkuatan dengan PLAXIS 2D

1. *Total Displacement*

Pada kondisi timbunan eksisting setinggi 8,7 m dengan penambahan beban merata yang mewakili beban perkerasan dan beban lalu lintas, hasil analisis PLAXIS menunjukkan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,012 m. Zona berwarna merah hingga oranye terang pada bagian tengah timbunan tepat di bawah area pembebanan. Hal ini menunjukkan bahwa perpindahan vertikal terbesar terjadi akibat beban timbunan dan beban merata yang disimpan ke lapisan tanah dasar. Sementara itu, zona berwarna kuning, hijau, hingga biru muda menunjukkan bahwa besarnya perpindahan vertikal semakin berkurang seiring bertambahnya jarak dari pusat pembebanan. Sedangkan warna biru tua yang mendominasi bagian bawah dan sisi model mengindikasikan bahwa perpindahan vertikal pada area tersebut relatif sangat kecil sehingga pengaruh pembebanan tidak lagi signifikan. Pada kondisi timbunan eksisting setinggi 8,7 m dengan penambahan beban merata dan beban gempa, hasil analisis menunjukkan pergerakan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,153 m. Dibandingkan dengan kondisi yang hanya menerima beban merata, kontur berwarna kuning hingga hijau tampak menyebar lebih luas ke arah samping dan ke lapisan tanah yang lebih dalam. Selain itu, zona berwarna merah tidak hanya di bagian tengah timbunan, tetapi juga mulai bergeser ke arah lereng, yang menunjukkan bahwa beban gempa menyebabkan distribusi vertikal menjadi lebih luas akibat adanya pengaruh gaya inersia horizontal. Kondisi tersebut menunjukkan bahwa penambahan beban gempa tidak hanya meningkatkan besarnya perpindahan vertikal, tetapi juga memperluas daerah yang mengalami penurunan. Nilai perpindahan vertikal maksimum meningkat dari 0,012 m menjadi 0,153 m, atau bertambah sebesar 0,14122 m. Adapun gambar *total displacement* pada timbunan eksisting 8,7 m dengan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan gambar *total displacement* pada timbunan eskting 8,7 m dengan beban merata dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5. 2 *Total Displacement* pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata

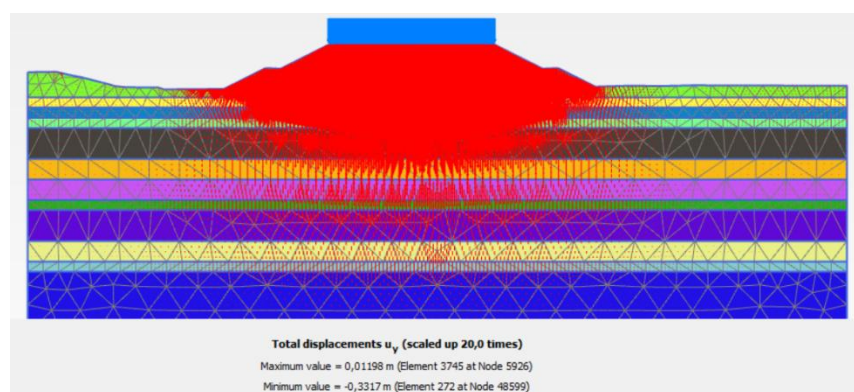


Gambar 5. 3 *Total Displacement* pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata dan Beban Gempa

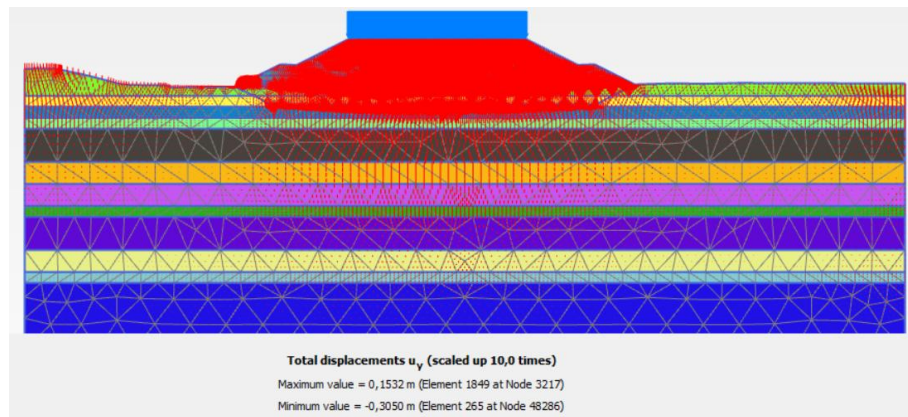
2. Arah pergerakan tanah

Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m dengan penambahan beban merata, pola pergerakan tanah menunjukkan bahwa perpindahan vertikal ke arah bawah. Pergeseran vektor terlihat hampir sama pada sisi kiri dan kanan timbunan, sehingga menunjukkan bahwa tanah mengalami perubahan pola pergerakan tanah yang relatif simetris. Hal ini terjadi karena beban timbunan, beban perkerasan, dan beban lalu lintas bekerja secara merata di atas permukaan timbunan, sehingga tegangan yang dibiarkan ke tanah dasar juga terdistribusi secara relatif merata. Akibatnya, pergerakan tanah lebih banyak

terjadi sebagai penurunan vertikal di bawah timbunan, sedangkan perpindahan ke arah samping masih relatif kecil. Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m dengan penambahan beban merata dan beban gempa, pola pergerakan tanah mengalami perubahan. Selain mengalami perpindahan vertikal ke arah bawah, tanah juga menunjukkan pergerakan ke arah samping (lateral) yang lebih jelas, terutama di sekitar lereng timbunan. Kondisi ini terjadi karena beban gempa menghasilkan gaya inersia horizontal yang bekerja bersamaan dengan beban vertikal, sehingga arah pergerakan tanah tidak lagi hanya ke bawah. Akibatnya, pergerakan tanah lebih menyebar ke bagian lereng dan lapisan tanah di sekitarnya. Hal ini menunjukkan bahwa pengaruh beban gempa tidak hanya mengubah daerah yang besar, tetapi juga mengubah arah dan pola penyebaran tanah, dari yang semula didominasi oleh perpindahan vertikal menjadi kombinasi perpindahan vertikal dan lateral. Perubahan pola mencapai tersebut menunjukkan bahwa kondisi timbunan menjadi lebih kritis ketika menerima kombinasi beban merata dan beban gempa. Adapun gambar arah pergerakan tanah pada timbunan eksisting 8,7 m dengan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan gambar arah pergerakan tanah pada timbunan eksisting 8,7 m dengan beban merata dan beban gempa berikut.



Gambar 5. 4 Arah Pergerakan Tanah pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata



Gambar 5. 5 Arah Pergerakan Tanah pada Timbunan Eksisting 8,7 m dengan Beban Merata dan Beban Gempa

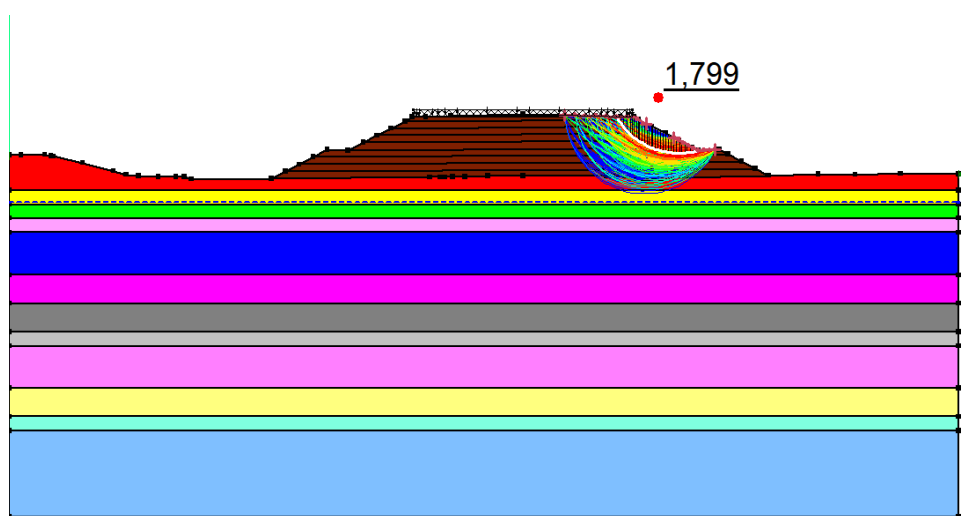
3. *Safety Factor*

Pada kondisi timbunan 8,7 m dengan beban merata, diperoleh *safety factor* sebesar 1,029. Nilai ini lebih kecil dari batas aman kondisi statik yang umumnya digunakan, yaitu $SF \leq 1,3$. Dengan demikian, kondisi lereng dapat dikategorikan tidak memenuhi kriteria kestabilan. Secara teoritis, kondisi ini menunjukkan bahwa kapasitas tahan geser tanah hampir seimbang dengan gaya penggerak, sehingga lereng berada pada kondisi sangat kritis dan rentan mengalami kegagalan apabila terjadi tambahan beban atau perubahan kondisi tanah. Pada kondisi dengan tambahan beban gempa, terjadi *collapse* karena peningkatan gaya penggerak akibat percepatan seismik. Hal ini menyebabkan kuat geser tanah terlampaui sehingga lereng tidak mampu mempertahankan kestabilannya.

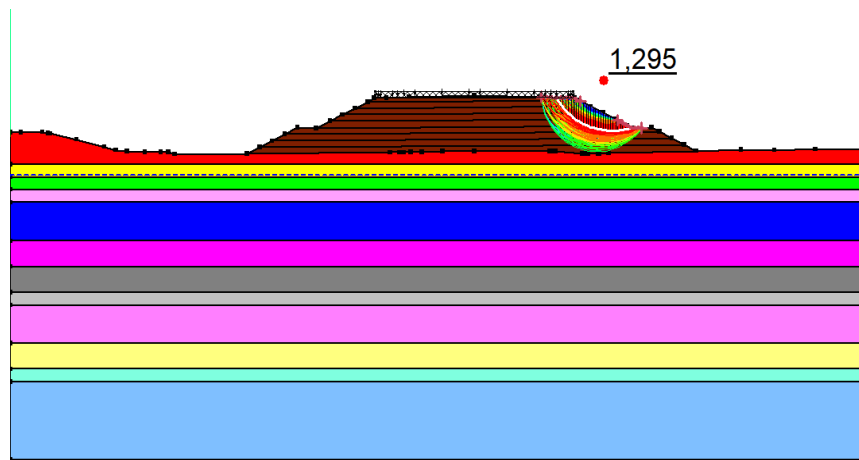
5.4 Lereng Timbunan Eksisting Tanpa Perkuatan dengan *SLOPE/W*

Setelah dilakukan analisis stabilitas timbunan menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D pada kondisi timbunan eksisting, selanjutnya dilakukan analisis menggunakan perangkat lunak GeoStudio *SLOPE/W* untuk mengidentifikasi bidang gelincir (*slip permukaan*) secara lebih spesifik. Parameter tanah yang digunakan analisis pada *SLOPE/W* mengacu pada parameter yang sama dengan pemodelan PLAXIS, yaitu berat isi tanah tidak jenuh ($\gamma_{unsaturated}$), kohesi (c), dan sudut geser dalam (ϕ). Selain itu, beban merata (*surcharge load*) yang digunakan juga sama dengan input pada PLAXIS, yaitu sebesar 24,4 kN/m²,

sedangkan beban gempa dimodelkan menggunakan koefisien percepatan gempa yang setara dengan nilai PGA sebesar 0,1969g. Pemodelan dilakukan pada 12 kondisi analisis yang terdiri atas tiga variasi kemiringan lereng, masing-masing dianalisis pada kondisi statik dan kondisi dengan beban gempa untuk arah kelongsoran kiri ke kanan maupun kanan ke kiri. Pada masing-masing kondisi tersebut dilakukan terhadap analisis tiga kemungkinan lokasi bidang gelincir, yaitu *slope 1* yang berada di bagian puncak (atas) timbunan, *slope 2* yang berada pada bagian berm timbunan, dan *slope 3* yang berada di kaki timbunan. Analisis pada kedua arah dilakukan karena meskipun geometri timbunan tampak simetris, distribusi tegangan dan penghentian tanah dapat berbeda akibat pengaruh kondisi pembebanan maupun karakteristik tanah. Oleh karena itu, evaluasi dari arah kedua diperlukan untuk memastikan bahwa bidang gelincir dengan nilai *safety factor* terkecil tidak terlewatkan serta untuk memperoleh kondisi yang benar-benar paling kritis. Perhitungan nilai *safety factor* dilakukan menggunakan metode *Bishop* karena metode ini dapat menghitung keseimbangan gaya dan momen pada setiap irisan tanah, sehingga banyak digunakan dalam analisis stabilitas lereng dengan bidang longsor berbentuk melingkar. Pemodelan gambar kondisi analisis bidang gelincir dapat dilihat pada Gambar 5.6 sampai 5.17. Adapun nilai *safety factor* dari analisis masing-masing bidang gelincir dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

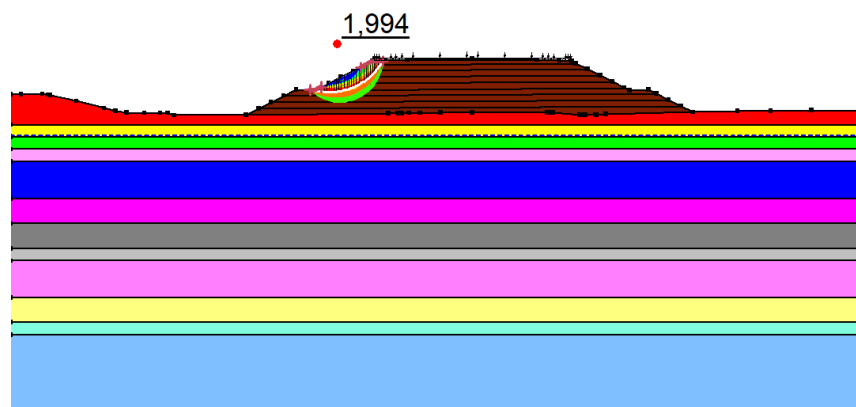


Gambar 5. 6 Bidang Gelincir *Slope 1* Arah Kiri ke Kanan

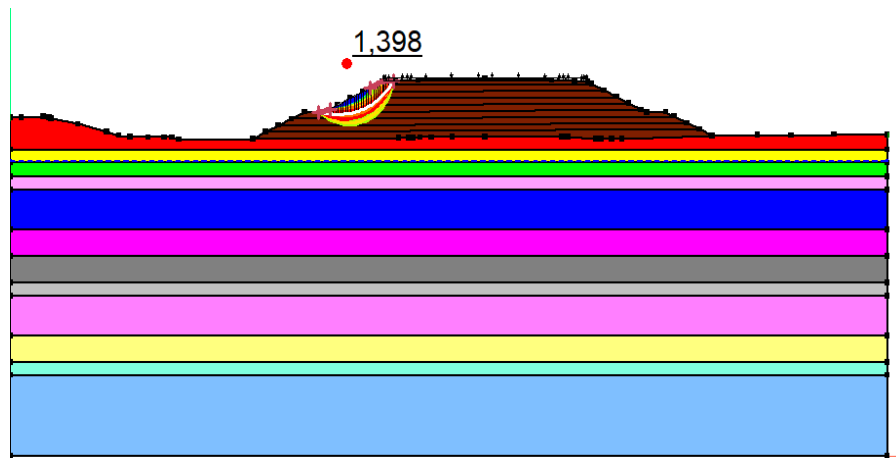


Gambar 5. 7 Bidang Gelincir *Slope 1* Arah Kiri ke Kanan dengan Beban Gempa

Bidang gelincir pada *slope 1* arah kiri ke kanan diambil pada daerah puncak (atas) timbunan , sehingga analisis difokuskan pada potensi kelongsoran yang terjadi di bagian atas lereng. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi beban merata , diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 1,799 , yang mengindikasikan bahwa timbunan masih berada dalam kondisi stabil terhadap beban statik. Namun setelah ditambahkan beban gempa sebagai beban dinamis, nilai SF mengalami penurunan menjadi 1,295 . Penurunan nilai SF tersebut menunjukkan bahwa beban gempa memberikan pengaruh yang signifikan terhadap stabilitas lereng karena meningkatkan gaya penggerak yang bekerja pada massa tanah.

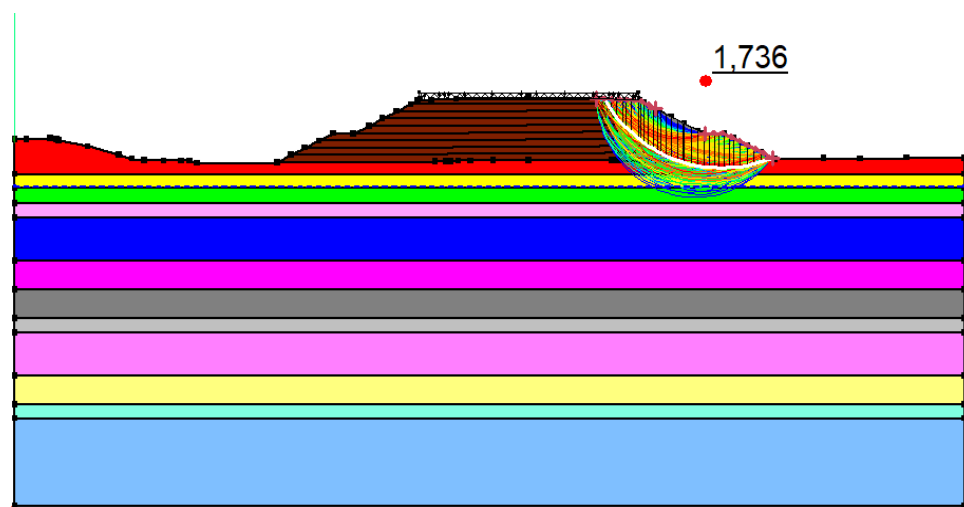


Gambar 5. 8 Bidang Gelincir *Slope 1* Arah Kanan ke Kiri

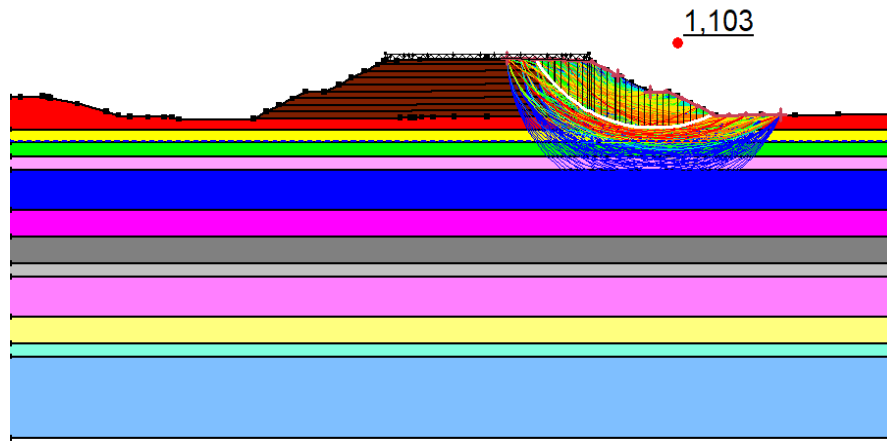


Gambar 5. 9 Bidang Gelincir *Slope 1* Arah Kanan ke Kiri dengan Beban Gempa

Bidang gelincir pada *slope 1* arah kanan ke kiri juga berada di daerah puncak (atas) timbunan , namun dilakukan analisis dari arah yang berlawanan untuk menghasilkan pengaruh arah bidang gelincir terhadap stabilitas lereng. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi beban merata diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 1,994 , yang menunjukkan bahwa timbunan berada dalam kondisi stabil terhadap pembebanan statik. Setelah ditambahkan beban gempa sebagai beban dinamis, nilai SF menurun menjadi 1,398.

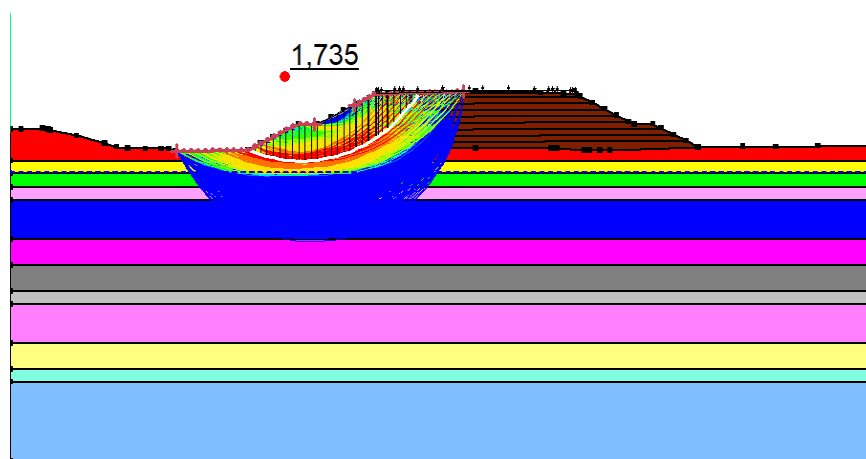


Gambar 5. 10 Bidang Gelincir *Slope 2* Arah Kiri ke Kanan

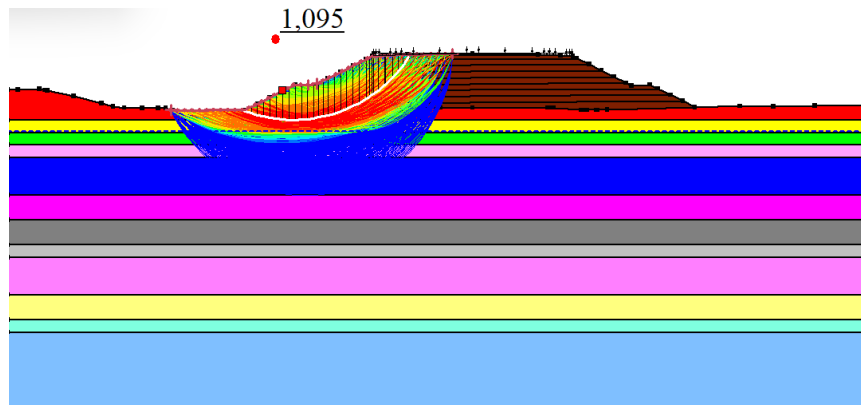


Gambar 5. 11 Bidang Gelincir *Slope 2* Arah Kiri ke Kanan dengan Beban Gempa

Pada *slope 2* arah kiri ke kanan, bidang gelincir melewati berm timbunan, sehingga analisis ini merepresentasikan potensi kelongsoran yang melibatkan massa tanah yang lebih besar dibandingkan bidang gelincir pada puncak timbunan. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi beban merata diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 1,736, yang menunjukkan bahwa timbunan masih berada dalam kondisi stabil terhadap pembebanan statik. Namun, setelah ditambahkan beban gempa sebagai beban dinamis, nilai SF mengalami penurunan yang cukup signifikan menjadi 1,103.

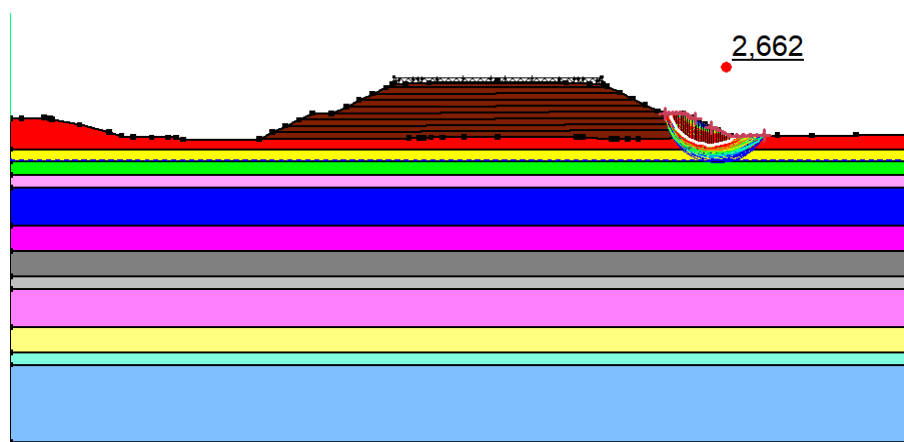


Gambar 5. 12 Bidang Gelincir *Slope 2* Arah Kanan ke Kiri

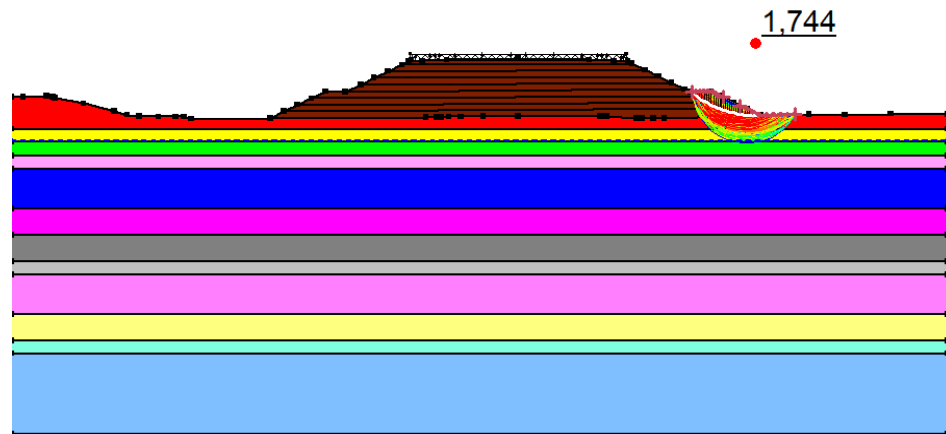


Gambar 5. 13 Bidang Gelincir *Slope 2* Arah Kanan ke Kiri dengan Beban Gempa

Bidang gelincir pada *slope 2* arah kanan ke kiri juga melewati berm timbunan, namun analisis dilakukan dari arah yang berlawanan untuk mengevaluasi pengaruh arah bidang gelincir terhadap stabilitas lereng. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi beban merata diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 1,735, yang menunjukkan bahwa timbunan masih berada dalam kondisi stabil terhadap pembebanan statik. Namun, setelah ditambahkan beban gempa sebagai beban dinamis, nilai SF mengalami penurunan yang signifikan menjadi 1,095. Nilai tersebut merupakan faktor keamanan terendah dibandingkan seluruh variasi bidang gelincir yang dianalisis, sehingga menunjukkan bahwa kondisi ini merupakan kondisi yang paling kritis dan memiliki potensi kelongsoran paling besar.

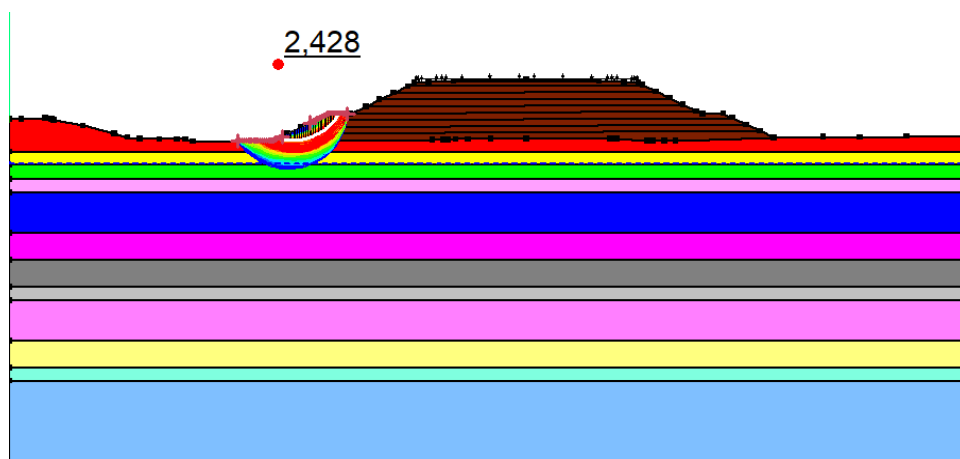


Gambar 5. 14 Bidang Gelincir *Slope 3* Arah Kiri ke Kanan

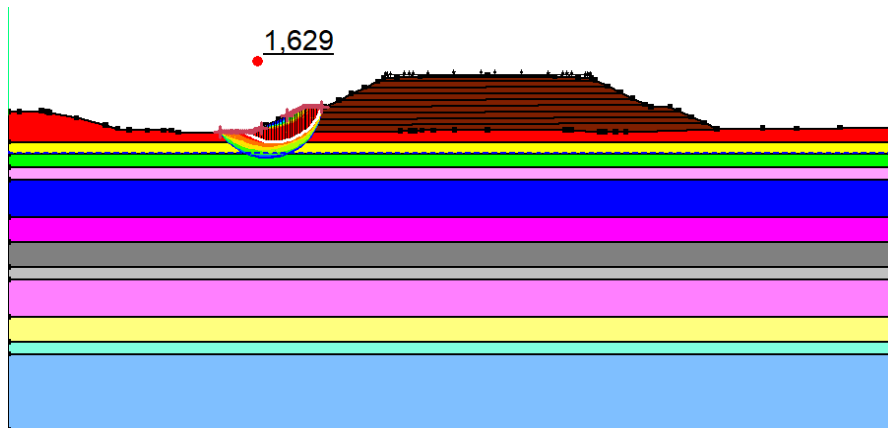


Gambar 5. 15 Bidang Gelincir *Slope 3* Arah Kiri ke Kanan degan Beban Gempa

Pada *slope 3* arah kiri ke kanan, bidang gelincir melewati kaki timbunan, sehingga analisis mencakup massa tanah yang lebih luas dibandingkan bidang gelincir pada puncak maupun berm timbunan. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi beban merata diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 2,662, yang menunjukkan bahwa timbunan memiliki tingkat stabilitas yang sangat baik terhadap pembebanan statik. Setelah ditambahkan beban gempa sebagai beban dinamis, nilai SF menurun menjadi 1,744 akibat meningkatnya gaya penggerak yang bekerja pada massa tanah.



Gambar 5. 16 Bidang Gelincir *Slope 3* Arah Kanan ke Kiri



Gambar 5. 17 Bidang Gelincir *Slope 3* Arah Kanan ke Kiri dengan Beban Gempa

Bidang gelincir pada *slope 3* arah kanan ke kiri juga melewati kaki timbunan, namun analisis dilakukan dari arah yang berlawanan untuk membuka pengaruh arah bidang gelincir terhadap stabilitas lereng. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi beban merata diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 2,428, yang mengindikasikan bahwa timbunan berada dalam kondisi sangat stabil terhadap pembebanan statik. Setelah ditambahkan beban gempa sebagai beban dinamis, nilai SF mengalami penurunan menjadi 1,629.

Tabel 5. 3 Nilai *Safety Factor* Pemodelan Bidang Gelincir

Pemodelan	<i>Safety Factor</i>	
	Beban merata	Beban merata dan beban gempa
<i>Slope 1</i> arah kiri ke kanan	1,799	1,295
<i>Slope 1</i> arah kanan ke kiri	1,994	1,398
<i>Slope 2</i> arah kiri ke kanan	1,736	1,103
<i>Slope 2</i> arah kanan ke kiri	1,735	1,095
<i>Slope 3</i> arah kiri ke kanan	2,662	1,744
<i>Slope 3</i> arah kanan ke kiri	2,428	1,629

Berdasarkan hasil analisis pada Tabel 5.3, *slope* 2 dengan arah kelongsoran kanan ke kiri dipilih sebagai kondisi acuan dalam penelitian ini karena menghasilkan nilai *safety factor* (SF) paling kecil dibandingkan variasi pemodelan lainnya. Pada kondisi beban merata, Kemiringan 2 arah kanan ke kiri memiliki nilai SF paling rendah untuk kondisi timbunan eksisting, sehingga dianggap mewakili kondisi lereng yang paling kritis. Oleh karena itu, bidang gelincir pada kondisi tersebut digunakan sebagai dasar dalam perhitungan manual menggunakan metode Fellenius. Selain memiliki nilai SF paling kecil, bidang gelincir yang dihasilkan oleh *SLOPE/W* juga lebih jelas dan berada di sisi kaki timbunan, sehingga memudahkan proses pembagian massa tanah menjadi beberapa irisan (*slice*) sesuai dengan prinsip metode Fellenius. Selanjutnya, pada kondisi beban merata yang dikombinasikan dengan beban gempa, pemodelan *Slope* 2 arah kanan ke kiri kembali menunjukkan nilai *Safety factor* paling kecil, yaitu sebesar 1,095. Nilai tersebut menunjukkan bahwa penambahan beban gempa menyebabkan stabilitas lereng semakin menurun akibat adanya gaya inersia horizontal yang meningkatkan kecenderungan pergerakan massa tanah. Oleh karena itu, kondisi ini dipilih sebagai dasar dalam perhitungan kebutuhan perkuatan geosintetik, karena mewakili kondisi pembebanan yang paling kritis.

Berdasarkan hasil analisis *SLOPE/W*, perbedaan nilai *Safety Factor* (SF) pada *slope* 1, *slope* 2, dan *slope* 3 dipengaruhi oleh letak bidang gelincir terhadap geometri timbunan serta massa tanah yang terlibat dalam potensi kelongsoran. Pada *slope* 1, bidang gelincir berada di bagian atas timbunan sehingga hanya melibatkan sebagian massa tanah di lereng atas. Massa tanah yang relatif lebih kecil menyebabkan gaya penggerak belum terlalu besar, sehingga nilai SF yang diperoleh masih cukup tinggi. Pada *slope* 2, bidang gelincir berkembang melalui daerah *berm* dan memotong timbunan tubuh hingga mendekati tanah dasar. Kondisi ini menyebabkan massa tanah yang berpotensi bergerak menjadi lebih besar dan bidang gelincir melewati lapisan tanah yang memiliki kuat geser lebih rendah. Akibatnya, gaya penggerak meningkat, sedangkan gaya penahanan berkurang, sehingga menghasilkan nilai SF paling kecil. Sementara itu, pada *slope* 3, bidang gelincir berada di sekitar kaki timbunan, tetapi lintasan bidang gelincir relatif lebih

pendek dan hanya melibatkan sebagian massa tanah pada zona kaki timbunan. Selain itu, bidang gelincir lebih banyak melewati material timbunan yang telah dipadatkan dibandingkan tanah lunak di bawahnya, sehingga gaya penahan yang bekerja lebih besar daripada gaya penggerakannya. Dengan demikian, perbedaan nilai SF pada variasi ketiga *slope* tidak hanya dipengaruhi oleh letak bidang gelincir, tetapi juga oleh panjang bidang gelincir, massa tanah yang terlibat, serta karakteristik lapisan tanah yang dilalui.

5.5 Perhitungan Angka Aman Lereng Timbunan Tanah Eksisting dengan Metode *Fellenius*

Pada analisis menggunakan program PLAXIS 2D pada kondisi timbunan eksisting setinggi 8,7 m dengan beban merata, menunjukkan kondisi tidak aman dengan nilai *safety factor* 1,029. Untuk mengonfirmasi nilai faktor keamanan dan memverifikasi hasil tersebut, dilakukan perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* (metode irisan sederhana). Dalam penelitian ini, bidang gelincir yang digunakan sebagai acuan pada metode *Fellenius* tidak diambil dari hasil PLAXIS 2D. Hal ini karena bidang gelincir yang dihasilkan PLAXIS berbentuk melingkar dan berada tepat di bawah tubuh timbunan, sehingga kurang sesuai untuk diterapkan pada metode *Fellenius*. Oleh karena itu, acuan bidang gelincir menggunakan hasil analisis GeoStudio *SLOPE/W*, karena mampu menghasilkan bidang gelincir kritis yang lebih jelas dan lebih mudah digunakan dalam proses pembagian irisan. Berdasarkan hasil analisis PLAXIS 2D, diperoleh bidang gelincir (*potential slip surface*) seperti pada Gambar 5.6. Berdasarkan hasil analisis *SLOPE/W*, kondisi yang dipilih sebagai acuan adalah *Slope* 2 dengan arah kelongsoran kanan ke kiri, karena menghasilkan nilai *safety factor* (SF) paling kecil. Bidang longsor ini kemudian digunakan sebagai dasar dalam analisis manual. Pada perhitungan metode *Fellenius*, massa tanah di atas bidang longsor dibagi menjadi 12 irisan (pias) untuk mempermudah analisis keseimbangan gaya pada masing-masing segmen. Panjang bidang longsor dari hasil analisis adalah 27,43 m yang dibagi menjadi 12 irisan dengan lebar masing-masing 2,17 m. Pembagian ini digunakan untuk mempermudah perhitungan stabilitas menggunakan metode

Fellenius. Pada setiap irisan dihitung parameter geometri berupa lebar, tinggi (H_1 dan H_2), luas, serta berat tanah (W) yang digunakan untuk menentukan gaya penggerak dan gaya penahan. Beban merata $24,4 \text{ kN/m}^2$ hanya bekerja pada irisan 1–3 sehingga menambah gaya penggerak pada bagian awal timbunan. Secara geometri, irisan 1 dan 12 memiliki bentuk yang mendekati segitiga sehingga luasnya dihitung menggunakan rumus luas segitiga. Sementara itu, irisan 2 hingga 11 memiliki bentuk yang mendekati trapesium sehingga luasnya dihitung menggunakan rumus trapesium. Dalam pembagian zona, irisan 1–10 memiliki sudut positif yang menunjukkan arah gaya searah dengan potensi longsor (zona penggerak). Sedangkan irisan 11–12 memiliki sudut negatif yang menunjukkan arah gaya berlawanan dengan pergerakan sehingga berfungsi sebagai zona penahan yang membantu menjaga kestabilan lereng.

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan menggunakan metode *Fellenius* pada irisan pertama.

1. Mengukur lebar irisan (b), tinggi kiri (H_1), tinggi kanan (H_2), panjang dasar irisan (ΔL_n), sudut dasar irisan (α) pada tiap irisan yang dapat dilihat pada Tabel 5.4.

2. Perhitungan luas irisan tanah

Contoh pada irisan 1 bentuk segitiga:

$$A_1 = \frac{1}{2} \times b \times H_2$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \times 2,17 \times 2,83$$

$$A_1 = 3,071 \text{ m}^2$$

Contoh pada irisan 2 bentuk trapesium:

$$A_2 = \frac{(H_1 + H_2)}{2} \times b$$

$$A_2 = \frac{(2,83 + 4,89)}{2} \times 2,17$$

$$A_2 = 8,376 \text{ m}^2$$

3. Menghitung berat irisan (W)

Contoh pada irisan 1 :

$$W = \gamma \times A_1$$

$$W = 15,5 \times 3,071$$

$$W = 45,826 \text{ kN}$$

4. Menghitung berat beban tambahan (W_q)

Karena irisan ke-1 berada pada area yang menerima beban merata, maka beban tambahan dihitung sebagai:

$$W_q = q \times b$$

$$W_q = 24,4 \times 2,17$$

$$W_q = 52,948 \text{ kN}$$

5. Menghitung berat total irisan

Contoh pada irisan 1 :

$$W_{\text{total}} = W + W_q$$

$$W_{\text{total}} = 47,594 + 52,948$$

$$W_{\text{total}} = 100,542 \text{ kN}$$

6. Menghitung gaya tahan kohesi (R_c)

Contoh pada irisan 1 :

$$R_c = c \times \Delta L_n$$

$$R_c = 8,73 \times 3,61$$

$$R_c = 31,515 \text{ kN}$$

7. Menghitung gaya penggerak ($W_t \times \sin \alpha$)

Contoh pada irisan 1 :

$$W_t 1 = W_t \times \sin \alpha$$

$$W_t 1 = 100,542 \times \sin 79^\circ$$

$$W_t 1 = 98,694 \text{ kN}$$

8. Menghitung gaya penahanan ($W_t \times \cos \alpha$)

Contoh pada irisan 1 :

$$W_t 1 = W_t \times \cos \alpha$$

$$W_t 1 = 100,542 \times \cos 79^\circ$$

$$W_t 1 = 19,184 \text{ kN}$$

Untuk selengkapnya hasil dari perhitungan di atas dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5. 4 Perhitungan Manual Menggunakan Metode Fellenius

No Irisan	γ c ϕ			b	H1	H2	ΔL_n	An	W	Wq	W total	α	c* ΔL_n	Wsin α	Wcos α	$\Sigma wcos\alpha*\tan\phi$	SF
	kN/m3	kN/m2	°		m	m	m	m	m2	kN	kN/m2	kN	°	kN	kN	kN	
1	15,5	8,73	24	2,17	0	2,83	3,61	3,071	47,594	52,948	100,542	79	31,515	98,694	19,184	8,541	0,887
2	15,5	8,73	24		2,83	4,89	3,05	8,376	129,831	52,948	182,779	71	26,627	172,821	59,507	26,494	
3	15,5	8,73	24		4,89	6,46	2,73	12,315	190,879	52,948	243,827	63	23,833	217,251	110,695	49,285	
4	15,5	8,73	24		6,46	6,91	2,52	14,506	224,850		224,850	55	22,000	184,186	128,969	57,421	
5	15,5	8,73	24		6,91	6,59	2,33	14,648	227,036		227,036	47	20,341	166,044	154,838	68,938	
6	15,5	18	24		5,53	4,42	2,28	10,796	167,334		167,334	40	19,904	107,560	128,185	57,072	
	15	8,73	10		0,92	1,38		2,496	37,433		37,433		41,040	24,061	28,675	5,056	
7	15,5	18	24		4,42	3,9	2,22	9,027	139,922		139,922	31	19,381	72,065	119,936	53,399	
	15	8,73	10		1,38	1,63		3,266	48,988		48,988		39,960	25,231	41,991	7,404	
8	15,5	18	24		3,9	3,95	2,18	8,517	132,017		132,017	23	19,031	51,583	121,523	54,105	
	15	8,73	10		1,63	1,67		3,581	53,708		53,708		39,240	20,985	49,438	8,717	
9	15,5	18	24		3,95	2,83	2,17	7,356	114,023		114,023	14	18,944	27,585	110,636	49,258	
	15	8,73	10		1,67	1,49		3,429	51,429		51,429		39,060	12,442	49,901	8,799	
10	15,5	18	24		2,83	1,81	2,2	5,034	78,033		78,033	5	19,206	6,801	77,736	34,610	
	15	8,73	10		1,49	1,1		2,810	42,152		42,152		39,600	3,674	41,992	7,404	
11	15,5	18	24		1,81	0,75	2,25	2,778	43,053		43,053	-5	19,643	-3,752	42,889	19,095	
	15	8,73	10	1,1	0,49	1,725		25,877		25,877	40,500		-2,255	25,779	4,545		
12	15,5	18	24	0,75	0	1,52	0,814	12,613		12,613	-15	13,270	-3,265	12,183	5,424		
	15	8,73	10	0,49	0		0,532	7,975		7,975		27,360	-2,064	7,703	1,358		
													520,454	1179,647	1331,760	526,928	

Nilai faktor keamanan dari perhitungan tersebut di atas adalah:

$$SF = \frac{\sum(c\Delta L_n + W \cos \alpha \tan \phi)}{\sum(W \sin \alpha)}$$

$$SF = \frac{\sum(520,454 + 526,928)}{\sum(1179,647)}$$

$$SF = 0,887$$

Nilai faktor keamanan yang dihasilkan metode Fellenius secara perhitungan manual timbunan eksisting yaitu sebesar 0,887 sehingga masuk dalam kondisi tidak aman mengacu pada SNI 8460:2017.

5.6 *Soil Replacement* pada Timbunan dengan PLAXIS 2D

Pada analisis stabilitas lereng dan timbunan menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D dan *SLOPE/W* pada beberapa kondisi pemodelan, diperoleh nilai *safety factor* yang belum memenuhi kriteria desain yang disyaratkan. Hasil tersebut menunjukkan bahwa kondisi timbunan pada lokasi tinjauan masih berpotensi mengalami ketidakstabilan sehingga diperlukan upaya perbaikan tanah untuk meningkatkan daya dukung dan stabilitas konstruksi. Salah satu metode perbaikan yang dipilih adalah *soil replacement*, yaitu penggantian tanah lunak pada lapisan permukaan dengan material yang memiliki karakteristik geoteknik yang lebih baik.

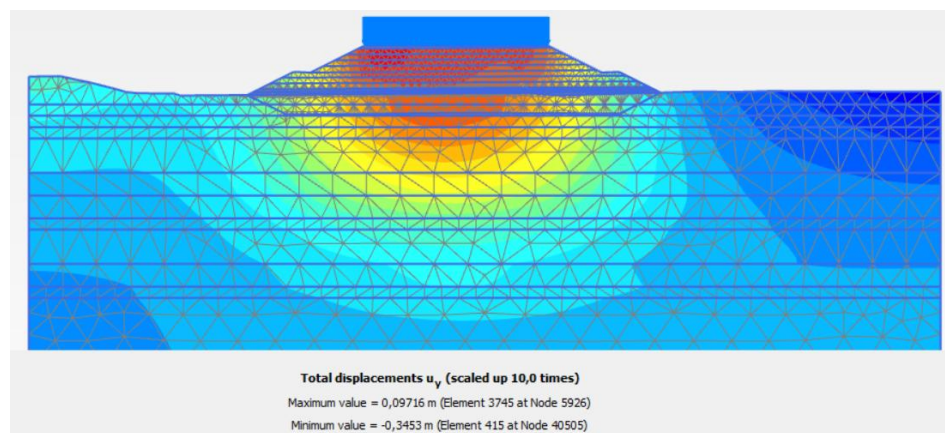
Berdasarkan hasil pengujian *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP), tanah eksisting pada STA 8+875 hingga kedalaman sekitar 3 m masih menunjukkan nilai *California Bearing Ratio* (CBR) kurang dari 6% . Nilai tersebut belum memenuhi persyaratan minimum $CBR \geq 6\%$ sebagaimana ditetapkan dalam Spesifikasi Umum Jalan Bebas Hambatan dan Jalan Tol Tahun 2020 untuk tanah dasar (*subgrade*). Hal ini menunjukkan bahwa tanah yang ada pada kedalaman tersebut masih memiliki daya dukung yang rendah sehingga belum mampu mendukung beban timbunan secara memadai. Berdasarkan hasil pengujian, nilai CBR yang memenuhi persyaratan baru diperoleh pada kedalaman sekitar 3,5 m. Oleh karena itu, tanah eksisting dengan kedalaman hingga 3,5 m direkomendasikan untuk dilakukan *soil replacement* dengan material timbunan pilihan agar daya dukung tanah dasar meningkat.

5.6.1 Analisis *soil replacement* pada timbunan dengan PLAXIS 2D

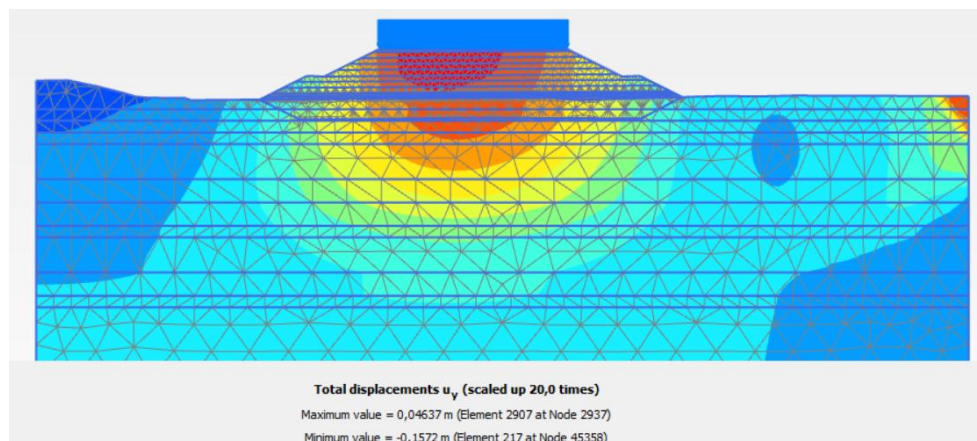
1. *Total Displacement*

Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m dengan penambahan beban merata yang merepresentasikan beban perkerasan dan beban lalu lintas, hasil analisis menunjukkan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,097 m. Berdasarkan kontur yang bergerak vertikal, zona berwarna merah hingga oranye di bagian tengah timbunan dan lapisan tanah pengganti tepat di bawah area pembebanan. Kondisi ini menunjukkan perpindahan terbesar masih didominasi oleh beban vertikal yang tersisa dari timbunan ke tanah dasar. Sementara itu, area berwarna kuning, hijau, hingga biru menunjukkan bahwa besarnya perpindahan vertikal semakin berkurang seiring bertambahnya jarak dari pusat pembebanan. Hal ini menunjukkan bahwa lapisan *soil replacement* mampu menyebarkan beban ke area yang lebih luas sehingga menyebabkan terjadinya lebih terkendali. Pada kondisi timbunan yang sama dengan penambahan beban merata dan beban gempa, hasil analisis menunjukkan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,046 m. Nilai tersebut lebih kecil dibandingkan kondisi yang hanya menerima beban merata. Berdasarkan hasil analisis kontur, pola pergerakan tidak lagi hanya terlihat di bagian bawah timbunan, tetapi mulai menyebar ke arah lereng. Penyebaran tersebut menunjukkan bahwa pengaruh beban gempa menghasilkan gaya inersia horizontal, sehingga mencapai titik terendah tanah tidak hanya berupa penurunan vertikal, tetapi juga diikuti oleh pergerakan ke arah samping. Akibatnya, sebagian terdistribusi secara lateral sehingga perpindahan nilai vertikal maksimum menjadi lebih kecil. Kondisi ini menunjukkan bahwa lapisan *soil replacement* yang memiliki kekakuan lebih tinggi mampu mengurangi besarnya penurunan vertikal, sekaligus membantu menyebarkan pengaruh pembebanan gempa ke area yang lebih luas. Dengan demikian, meskipun beban gempa menyebabkan kondisi stabilitas lereng menjadi lebih kritis, pola penghentian yang terjadi menunjukkan bahwa perpindahan tanah tidak hanya terjadi ke arah bawah, tetapi juga menyebar ke arah lateral

sehingga penurunan vertikal maksimum menjadi lebih kecil dibandingkan kondisi yang hanya menerima beban merata. Adapun gambar *total displacement* pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dengan tinggi timbunan 8,7 m diberikan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan gambar *total displacement* pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dengan tinggi timbunan 8,7 m dengan beban merata dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.20.



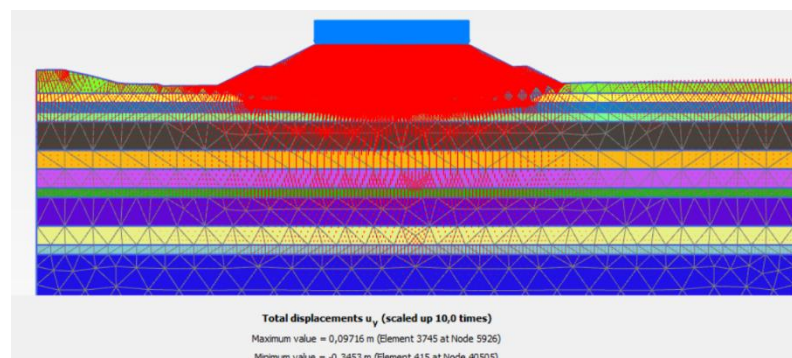
Gambar 5. 19 *Total Displacement* Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata



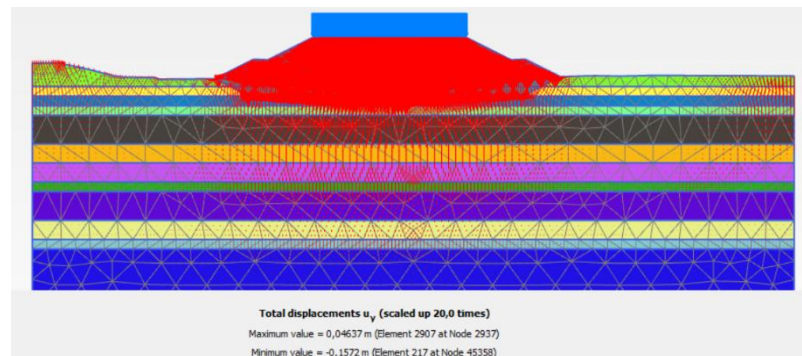
Gambar 5. 20 *Total Displacement* Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa

2. Arah pergerakan tanah

Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m dengan penambahan beban merata, arah pergerakan tanah didominasi oleh pergerakan vertikal ke bawah pada bagian tengah timbunan. Vektor perpindahan terlihat simetris relatif pada sisi kiri dan kanan, yang menunjukkan bahwa beban dipertahankan secara merata ke tanah dasar. Pergerakan ke arah samping masih relatif kecil sehingga menghasilkan lebih banyak berupa penurunan vertikal. Pada kondisi timbunan yang sama dengan penambahan beban merata dan beban gempa, arah pergerakan tanah masih didominasi oleh pergerakan vertikal ke bawah, namun penyebaran pergerakan ke arah lereng terlihat lebih jelas dibandingkan kondisi tanpa gempa. Hal ini menunjukkan bahwa beban gempa menghasilkan gaya inersia horizontal, sehingga tanah tidak hanya mengalami penurunan, tetapi juga bergerak ke arah samping. Meskipun demikian, perubahan pola pergerakan tanah masih terjadi di sekitar timbunan dan tidak terjadi secara berlebihan. Kondisi ini menunjukkan bahwa metode *soil replacement* mampu mengurangi pergerakan tanah dan mempertahankan kestabilan timbunan terhadap kombinasi beban merata dan beban gempa. Adapun gambar arah pergerakan tanah pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dengan tinggi timbunan 8,7 m diberikan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan gambar arah pergerakan tanah pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dengan tinggi timbunan 8,7 m dengan beban merata dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5. 21 Arah Pergerakan Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata



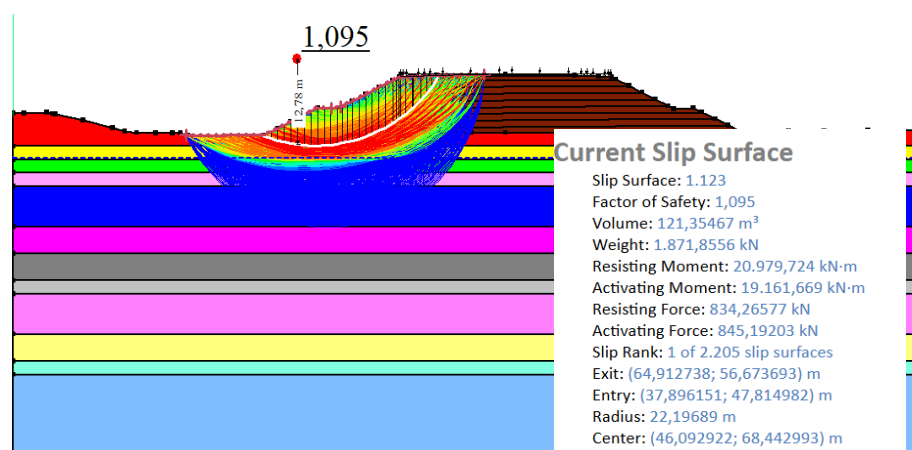
Gambar 5. 22 Arah Pergerakan Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa

3. *Safety Factor*

Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m, hasil analisis menunjukkan bahwa lereng mengalami *collapse* baik pada kondisi beban merata maupun pada kondisi beban merata yang dikombinasikan dengan beban gempa. Berbeda dengan kondisi pada timbunan eksisting, nilai *safety factor* yang diperoleh masih sebesar 1,029 pada kondisi beban merata. Meskipun nilai tersebut belum memenuhi persyaratan keamanan, analisis masih dapat diselesaikan. Sebaliknya, setelah dilakukan *soil replacement*, program PLAXIS 2D tidak dapat menghasilkan nilai *safety factor* karena lereng telah mengalami keruntuhan (*collapse*) selama proses analisis. Hasil analisis menunjukkan bahwa, meskipun *soil replacement* telah ditempatkan pada lapisan tanah lunak untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar, beban timbunan setinggi 8,7 m yang dikombinasikan dengan beban merata maupun beban gempa masih menghasilkan gaya penggerak yang lebih besar daripada gaya penahan tanah. Akibatnya lereng belum mampu mencapai kondisi seimbang sehingga terjadi *collapes*. Oleh karena itu, diperlukan perkuatan tambahan, seperti geosintetik, untuk meningkatkan kekuatan geser massa tanah dan menambah gaya penahan sehingga nilai *safety factor* dapat memenuhi persyaratan keamanan.

5.7 Perhitungan Kebutuhan Geotekstil

Hasil analisis menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D dan *SLOPE/W*, diperoleh nilai *Safety Factor* yang belum memenuhi persyaratan stabilitas yang ditetapkan. Kondisi tersebut menunjukkan bahwa daya dukung dan kestabilan tanah dasar belum mampu menahan beban timbunan secara aman sehingga berpotensi mengalami keruntuhan. Oleh karena itu, diperlukan perkuatan tanah menggunakan geosintetik sebagai elemen perkuatan yang berfungsi meningkatkan kuat tarik antar partikel tanah, menambah gaya penahan terhadap bidang longsor, serta mendistribusikan beban secara lebih merata. Dengan adanya perkuatan geosintetik, diharapkan stabilitas timbunan meningkat sehingga nilai faktor keamanan dapat memenuhi kriteria desain yang disyaratkan. Hasil analisis menggunakan PLAXIS 2D dan *SLOPE/W* menunjukkan bahwa faktor stabilitas lereng belum memenuhi persyaratan keamanan, sehingga diperlukan perkuatan menggunakan geosintetik untuk meningkatkan kestabilan timbunan. Berdasarkan hasil analisis *SLOPE/W*, diperoleh nilai *safety factor* terkecil sebesar 1,095 pada pemodelan *slope* 2 arah kanan ke kiri dengan kondisi beban merata dan beban gempa. Nilai tersebut dipilih sebagai dasar perhitungan kebutuhan geosintetik karena menunjukkan kondisi lereng yang paling kritis dan memiliki potensi kelongsoran terbesar sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 5.23.



Gambar 5. 23 Bidang Gelincir Kritis untuk Perkuatan Geosintetik

5.7.1 Data Perhitungan Geosintetik

1. Parameter Tanah Timbunan

Parameter tanah yang digunakan dalam analisis perkuatan geotekstil difokuskan pada lapisan tanah timbunan, karena hasil analisis stabilitas menunjukkan bahwa bidang longsor kritis berkembang dominan pada bagian timbunan tersebut. Kondisi ini mengindikasikan bahwa massa tanah timbunan merupakan zona yang paling berpengaruh terhadap kestabilan lereng sehingga menjadi target utama pemasangan geotekstil. Data parameter tanah yang digunakan berasal dari tanah timbunan pilihan (*selected fill*) yang direncanakan sebagai material timbunan. Adapun parameter tanah timbunan yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan geotekstil adalah sebagai berikut.

- a. Berat volume tanah (γ_b) = 15,5 kN/m³
- b. Kohesi (c) = 8,73 kN/m²
- c. Sudut gesek dalam (ϕ) = 24°

2. Data Geotekstil

Geotekstil yang digunakan pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Jakarta - Cikampek II Selatan Paket 2A merupakan produksi dari PT. Tertrasa Geosinindo. Geotekstil yang digunakan merupakan jenis *woven*. Adapun data geosintetik yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan geotekstil adalah sebagai berikut.

- a. Kuat tarik ultimit (T_u) = 200 kN/m
- b. RF_{cr} = 1,45
- c. RF_{ID} = 1,15
- d. RF_D = 1,1
- e. RF_{seam} = 1,4
- f. ϵ = 6%

Data geotekstil yang akan diinput kedalam aplikasi PLAXIS yaitu berupa nilai normal stiffness (EA) yang dihitung sebagai berikut.

$$Tall = \frac{T_u}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D}$$

$$\begin{aligned}
 T_{all} &= \frac{200}{1,15 \times 1,45 \times 1,1} \\
 T_{all} &= 109,036 \text{ kN/m} \\
 EA &= \frac{T_{all}}{\varepsilon} \\
 EA &= \frac{109,036}{0,6} \\
 EA &= 1817,273 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 5 Data Parameter Perhitungan Geosintetik

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat tarik ultimit	Tu	200	kN/m
<i>Limiting strain</i>	ε	6	%
Kuat tarik ijin	Tall	109,036	kN/m
Kekuatan normal	EA	1817,273	kN/m

3. Data *Slip Surface* pada *SLOPE/W*

Berdasarkan hasil analisis pada *SLOPE/W* digunakan beberapa parameter untuk perhitungan kebutuhan geotekstil adalaah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 SF_u &= 1,095 \\
 M_R &= 20979,724 \text{ kN/m} \\
 M_D &= 19161,669 \text{ kN/m} \\
 y &= 22,196 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Data parameter tersebut, selanjutnya dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai M_r target dan ΔM_r sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_{R_R} &= SF_R \times M_d \\
 M_{R_R} &= 1,5 \times 19161,669 \\
 M_{R_R} &= 28742,503 \text{ kN/m} \\
 \Delta M_r &= M_{R_R} - M_R \\
 \Delta M_r &= 28742,503 - 20979,724 \\
 \Delta M_r &= 7762,779 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.7.2 Stabilitas Intenal

1. Menghitung nilai Ts-max

$$Ts\text{-max} = (SF_R - SF_u) \frac{M_D}{y}$$

$$Ts\text{-max} = (1,5 - 1,095) \frac{19161,669}{22,196}$$

$$Ts\text{-max} = 349,633 \text{ kN/m}$$

2. Distribusi dan Panjang Tulangan

Pada analisis perhitungan kebutuhan geosintetik untuk menentukan nilai tebal atau jarak hamparan vertikal geosintetik (S_v) adalah 0,4 m. Pemilihan jarak vertikal 0,40 m dilakukan dengan prinsip bahwa selama seluruh stabilitas dan kuat tarik geosintetik terpenuhi, maka digunakan jarak vertikal yang masih masuk dalam rekomendasi pedoman desain.

3. Penentuan jumlah lapisan

Analisis kebutuhan geosintetik dilakukan dengan selisih *momen resisting* (M_r), yaitu dengan menghitung tambahan *momen resisting* (ΔM_R) yang diperlukan agar faktor keamanan lereng mencapai nilai rencana. Nilai ΔM_R diperoleh dari selisih antara *momen resisting* yang dibutuhkan $M_{R\text{target}}$ dengan *momen resisting* (M_r) yang ada hasil analisis GeoStudio. Setelah diperoleh nilai ΔM_R , dilakukan perhitungan *momen resisting* dari setiap lapisan geosintetik (ΔM_{Ri}). Perhitungan ini dengan mengalikan parameter berupa jarak antara pusat landasan bidang dengan posisi longsor geosintetik yang memotong bidang gelincir (y_i), jumlah lembar geosintetik pada setiap lapisan (N), dan kuat tarik izin geosintetik (T_{All}). Selanjutnya, nilai ΔM_{Ri} dari setiap lapisan dijumlahkan untuk memperoleh total momen penahanan geosintetik. Nilai total ΔM_{Ri} pada tiap lapisan tersebut kemudian dibandingkan dengan nilai ΔM_R , jika nilai total ΔM_{Ri} memperoleh hasil yang masih lebih kecil ΔM_R , maka lapisan tersebut dinyatakan tidak memenuhi sehingga diperlukan penambahan lapisan geosintetik. Sebaliknya, apabila nilai total ΔM_{Ri} memperoleh hasil yang lebih besar dari ΔM_R , maka lapisan tersebut dinyatakan memenuhi dan jumlah lapisan geosintetik dianggap telah

mencukupi. Adapun perhitungan jumlah lapisan yang diperlukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_v &= 0,4 \text{ m} \\
 y_i &= 12,78 \text{ m} \\
 N &= 4 \text{ lembar geosintetik} \\
 \Delta M_{Ri} &= T_{all} \times y_i \times N \\
 \Delta M_{Ri} &= 109,036 \times 12,78 \times 4 \\
 \text{Total } \Delta M_{Ri} &= 5573,940 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Nilai total ΔM_{Ri} pada lapisan 1 yaitu $5573,940 \text{ kN/m} < \Delta M_R$ sebesar $7762,779 \text{ kN/m}$, maka lapisan tersebut dinyatakan tidak memenuhi sehingga diperlukan penambahan lapisan geosintetik. Pada perhitungan penentuan jumlah lapisan yang diperlukan, hal yang perlu diperhatikan terkait nilai y_i pada saat penambahan tiap lapisannya sebelumnya harus dikurangi dengan nilai s_v dan pada saat penentuan jumlah lembar tiap lapisan harus memenuhi persyaratan *safety factor* geosintetik $\geq 1,5$, jika nilai yang didapatkan tidak memenuhi maka dilakukan penambahan jumlah lembar geosintetik pada tiap lapisan tersebut. Adapun rekapitulasi jumlah lapisan yang dibutuhkan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5. 6 Jumlah Lapisan Geosintetik

Lapisan	y_i	Lembar geosintetik	ΔM_{Ri}	Total ΔM_{Ri}	Cek
	m		kN/m	kN/m	
1	12,78	4	5573,940	5573,940	Not Ok
2	12,38	4	5399,482	10973,422	Ok

Berdasarkan perhitungan jumlah lapisan geosintetik yang diperlukan sejumlah 2 lapis. Nilai total ΔM_{Ri} pada lapis ke 2 sebesar $10973,422 \text{ kN/m} >$ nilai ΔM_R sebesar $7762,779 \text{ kN/m}$, maka pada lapis ke 2 dinyatakan memenuhi dan jumlah lapisan geosintetik dianggap telah mencukupi.

5.7.3 Penentuan Distribusi dan Panjang Tulangan yang Dibutuhkan (Le)

Perhitungan panjang tulangan yang dibutuhkan dilakukan dengan mempertimbangkan gaya tarik tulangan (T_{mak}), faktor interaksi tanah-geosintetik (F^*), faktor penyesuaian untuk tulangan fleksibel (α), berat volume efektif (γ), sudut geser (ϕ), dan kedalaman lapisan geosintetik (z). Adapun perhitungan panjang tulangan yang dibutuhkan (Le) sebagai berikut.

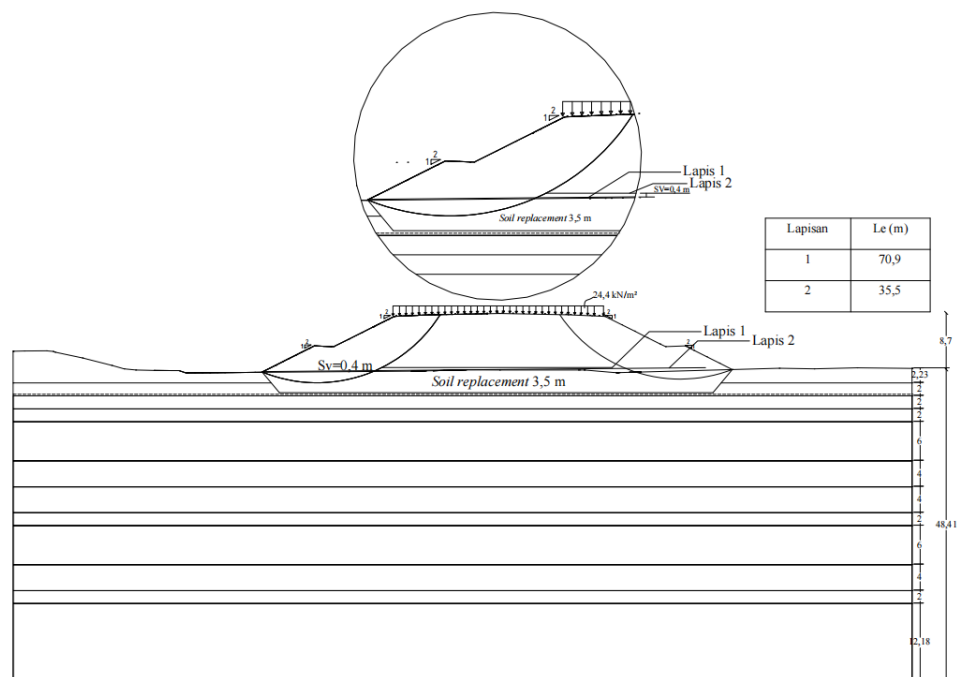
$$\begin{aligned}
 T_{max} &= \frac{T_{smax}}{\text{jumlah lapis}} \\
 T_{max} &= \frac{349,633}{4} \\
 T_{max} &= 174,817 \text{ kN/m} \\
 F^* &= 0,67 \\
 \alpha &= \tan \phi \\
 \alpha &= \tan(24^\circ) \\
 \alpha &= 0,445^\circ \\
 \gamma &= 15,5 \text{ kN/m} \\
 z &= 0,4 \text{ m} \\
 \sigma_v' &= z \times \gamma \\
 \sigma_v' &= 0,4 \times 15,5 \\
 \sigma_v' &= 6,06 \text{ kN/m}^2 \\
 Le &= \frac{T_{max}(SF)}{2 \times F^* \times \alpha \times \sigma_v'} \\
 Le &= \frac{349,633 \times 1,5}{2 \times 0,67 \times 0,445 \times 0,4 \times 15,5} \\
 Le &= 70,892 \text{ m} \\
 Le_{pakai} &= 70,9 \text{ m} \\
 FK_{cabut} &= \frac{2 \times F^* \times \alpha \times \sigma_v' \times Le}{T_{max}} \\
 FK_{cabut} &= \frac{2 \times 0,67 \times 0,445 \times 0,4 \times 15,5 \times 70,9}{174,817} \\
 FK_{cabut} &= 1,5
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh nilai faktor keamanan geosintetik sebesar 1,5. Nilai memenuhi nilai *safety factor* geosintetik menurut SNI 8460:2017 $\geq 1,5$. Oleh karena itu, geosintetik dinyatakan aman terhadap kegagalan cabut (*pullout failure*), sehingga panjang tulangan yang dibutuhkan

telah memenuhi persyaratan desain. Adapun rekapitulasi panjang tulangan (Le) dan gambar kerja yang dibutuhkan dapat dilihat pada Tabel 5.7 dan Gambar 5.24 berikut.

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Kebutuhan Panjang Tulangan Geosintetik (Le)

Lapis	Tmax	F*	$\alpha=\tan\phi$	γ	z	Le	Le pakai	FK _{cabut}	Cek
	(kN/m)		°	(kN/m ²)	m	m	m		
1	174,817	0,67	0,445	15,5	0,4	70,892	70,9	1,5	Ok
2	174,817	0,67	0,445	15,5	0,8	35,446	35,5	1,5	Ok



Gambar 5. 24 Gambar Kerja Perkuatan Geosintetik

5.7.4 Stabilitas eksternal

1. Faktor aman terhadap pergeseran

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{24}{2}\right)$$

$$K_a = 0,421 \text{ kN/m}$$

Rasio lereng 2H : 1V, maka

$$\beta = \tan \frac{V}{H}$$

$$\beta = \tan \frac{1}{2}$$

$$\beta = 26,565^\circ$$

$$\phi = 10^\circ$$

Nilai ϕ sebesar 10° , diperoleh berdasarkan nilai ϕ pada lapisan tanah pertama di bawah timbunan.

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 15,5 \times 8,7^2 \times 0,421$$

$$P_a = 247,385 \text{ kN/m}$$

Untuk $L > H$ maka,

$$W = \frac{(L \times H - H^2)}{(2 \times \tan \beta)} \times \gamma r$$

$$W = \frac{(70,9 \times 8,7 - 8,7^2)}{(2 \times \tan 26,565)} \times 15,5$$

$$W = 8387,67 \text{ kN/m}$$

$$C_a \times L_B + (W + P_a \sin \phi_b) \tan \phi_{\min} = (SF) \times P_a \times \cos \phi_b$$

$$C_a = a_d \times c$$

$$C_a = \frac{2}{3} \times 18$$

$$C_a = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$SF = \frac{C_a \times L_e + (W + P_a \sin \phi_b) \tan \phi_{\min}}{P_a \times \cos \phi_b}$$

$$SF = \frac{(12 \times 70,9) + (10^\circ)}{247,385 \times \cos(24^\circ)}$$

$$SF = 3,808$$

Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai faktor keamanan geosintetik sebesar 3,808 lebih besar dari nilai minimum yang dipersyaratkan menurut SNI 8460:2017 sebesar 1,5. Hal ini menunjukkan bahwa kapasitas geosintetik dalam menahan gaya tarik yang bekerja masih mencukupi. Dengan demikian, geosintetik yang digunakan dinyatakan memenuhi persyaratan keamanan dan

layak digunakan sebagai perkuatan timbunan. Adapun rekapitulasi terhadap penggeseran pada tiap lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5. 8 Rekapitulasi SF Pergeseran pada Tiap Lapisan

Lapis	Le	Pa	W	Ca	SF	Cek
	m	kN/m	kN/m	kN/m ²		
1	70,9	247,386	8387,67	12	3,808	Ok
2	35,5	247,386	3613,98	12	1,929	Ok

2. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung lokal

Pada perhitungan, digunakan nilai h sebesar 4 m. Kedalaman tersebut ditentukan berdasarkan hasil uji N-SPT yang menunjukkan nilai pukulan rendah pada lapisan tersebut. Nilai N-SPT yang kecil menandakan tanah memiliki kuat geser dan daya dukung yang rendah, sehingga lapisan ini dianggap sebagai zona kritis yang berpengaruh terhadap stabilitas timbunan. Adapun perhitungan cek lateral squeezing di kaki lereng sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{2 \times C_u}{\gamma \times h \times \tan \beta} + \frac{4,14 \times C_u}{H \times \gamma} \\
 SF &= \frac{2 \times 18}{15,5 \times 4 \times \tan(45^\circ)} + \frac{4,14 \times 18}{8,7 \times 15,5} \\
 SF &= 1,325
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan menunjukkan nilai faktor keamanan terhadap keruntuhan kapasitas dukung lokal sebesar 1,325. Nilai tersebut telah memenuhi SNI 8460:2017 dengan persyaratan minimum sebesar 1,3, sehingga stabilitas timbunan terhadap potensi lateral *squeezing* pada tanah dasar lunak dapat dinyatakan aman. Hal ini mengindikasikan bahwa penahan geser tanah dasar masih lebih besar dibandingkan gaya penggerak yang ditimbulkan oleh beban timbunan, sehingga risiko terjadinya keruntuhan kapasitas dukungan lokal berada dalam batas yang dapat diterima sesuai kriteria desain.

3. Kuat tarik ultimit geosintetik

Adapun perhitungan kuat tarik ultimit geosintetik sebagai berikut

$$T_{s-max} = 349,633 \text{ kN/m}$$

$$T_{all} = 109,036 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan nilai $349,633 \text{ kN/m} > 109,036 \text{ kN/m}$, maka satu lapis geotekstil 200 kN/m belum mampu untuk menahan gaya tarik yang dibutuhkan. Karena satu lapis tidak mencukupi, maka gaya tarik dibagi ke beberapa lapisan geosintetik.

Jika digunakan 4 lembar geosintetik:

$$T_u = \frac{T_{smax}}{N}$$

$$T_u = \frac{349,633}{4}$$

$$T_u = 87,408 \text{ kN/m}$$

maka setiap lapisan hanya menerima gaya tarik 87,408 kN/m, yang masih lebih kecil dari kapasitas izin geotekstil sebesar 109,036 kN/m sehingga dapat dikatakan aman dengan setiap lapisan dibutuhkan 4 lembar geosintetik.

5.8 Analisis Stabilitas Timbunan dengan *Soil Replacement* dan Tambahan Perkuatan Geosintetik dengan PLAXIS 2D

Analisis stabilitas timbunan dilakukan menggunakan program PLAXIS 2D dengan menerapkan kombinasi metode *soil replacement* dan perkuatan geosintetik. Pemodelan dilakukan pada timbunan setinggi 8,7 m dengan *soil replacement* sedalam 3,5 m menggunakan material timbunan pilihan. Perkuatan geosintetik yang digunakan merupakan hasil perhitungan kebutuhan geosintetik berdasarkan kondisi lereng paling kritis. Dalam pemodelan, diperhitungkan beban merata (*surchage*) sebesar $24,4 \text{ kN/m}^2$ yang merepresentasikan beban perkerasan dan beban lalu lintas kendaraan, serta beban gempa dengan nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA) sebesar 0,1969g. Geosintetik dipasang sebanyak dua lapis dengan panjang penjangkaran (*embedment length*, L_e) masing-masing sebesar 70,9 m dan 35,5 m. Selain itu, digunakan nilai *interface* sebesar 0,67 untuk merepresentasikan interaksi antara geosintetik dan tanah sehingga mekanisme kerja perkuatan dapat dimodelkan

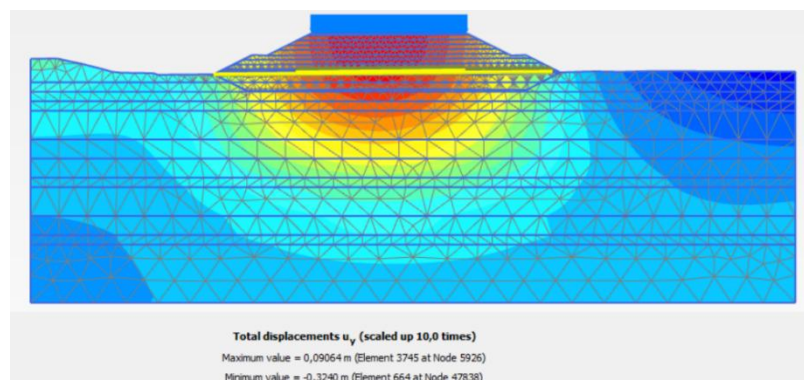
secara lebih realistis. Melalui pemodelan ini, pengaruh kombinasi *soil replacement* dan geosintetik terhadap peningkatan stabilitas timbunan dapat dievaluasi pada kondisi beban merata maupun beban gempa. Adapun hal yang dianalisis meliputi *total displacement*, arah pergerakan tanah, dan *safety factor*.

5.8.1 Analisis kombinasi metode *soil replacement* dan perkuatan geosintetik dengan PLAXIS 2D

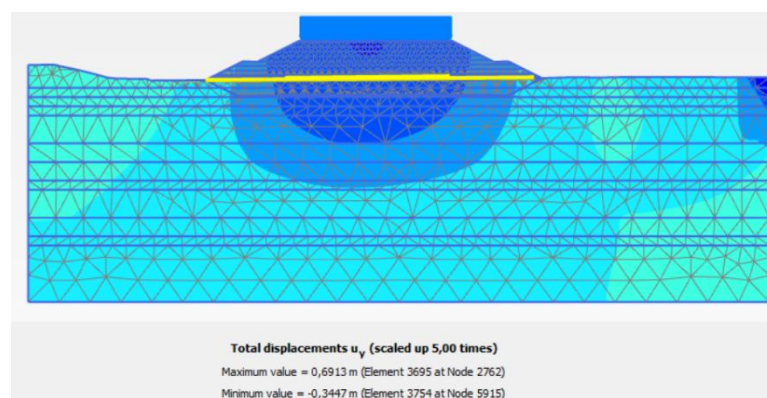
1. *Total Displacement*

Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m, dipasang perkuatan geosintetik, serta diberikan beban merata yang merepresentasikan beban perkerasan dan beban lalu lintas, hasil analisis menunjukkan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,091 m. Berdasarkan kontur yang bergerak vertikal, zona berwarna merah hingga oranye masih terlihat pada bagian tengah timbunan dan lapisan tanah tepat di bawah area pembebanan. Hal ini menunjukkan bahwa penurunan vertikal terbesar masih terjadi akibat beban timbunan dan beban merata yang disimpan ke tanah dasar. Sementara itu, zona berwarna kuning, hijau, hingga biru menunjukkan bahwa besarnya perpindahan vertikal semakin berkurang seiring bertambahnya jarak dari pusat pembebanan. Pola ini menunjukkan bahwa kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik mampu membatasi penurunan sehingga pendingin tetap berada di sekitar timbunan. Pada kondisi timbunan yang sama dengan penambahan beban merata dan beban gempa, hasil menunjukkan analisis perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,691 m. Dibandingkan kondisi tanpa gempa, daerah yang mengalami perpindahan tidak lagi hanya berakhir di bawah timbunan, tetapi mulai menyebar ke arah lereng dan lapisan tanah di sekitarnya. Kontur terbentuk secara vertikal yang didominasi oleh warna biru pada bagian bawah timbunan. Warna tersebut menunjukkan bahwa nilai U_y bernilai negatif, sehingga pergerakan tanah masih didominasi oleh penurunan vertikal ke arah bawah. Dibandingkan kondisi tanpa gempa, pola penurunan tidak lagi hanya tepat di bawah pusat timbunan, tetapi mulai menyebar ke arah lereng. Hal ini menunjukkan bahwa beban gempa menghasilkan gaya inersia horizontal

yang mempengaruhi arah pergerakan tanah. Adapun gambar *total displacement* pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dan perkuatan geosintetik dengan tinggi timbunan 8,7 m diberikan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.25 dan gambar *total displacement* pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dan perkuatan geosintetik dengan tinggi timbunan 8,7 m diberikan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.26.



Gambar 5. 25 *Total Displacement* Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata

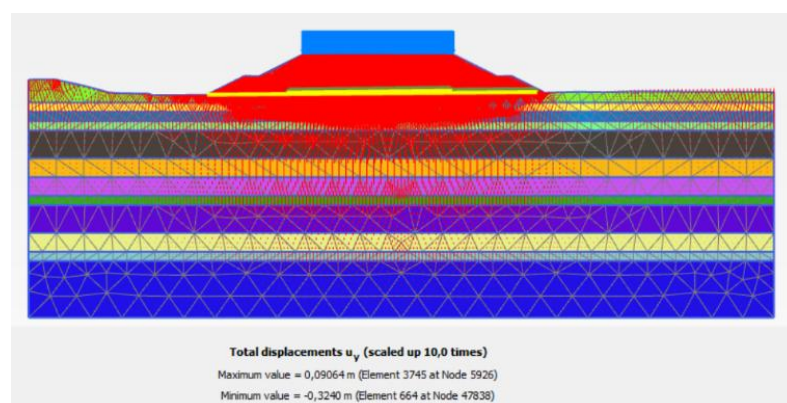


Gambar 5. 26 *Total Displacement* Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa

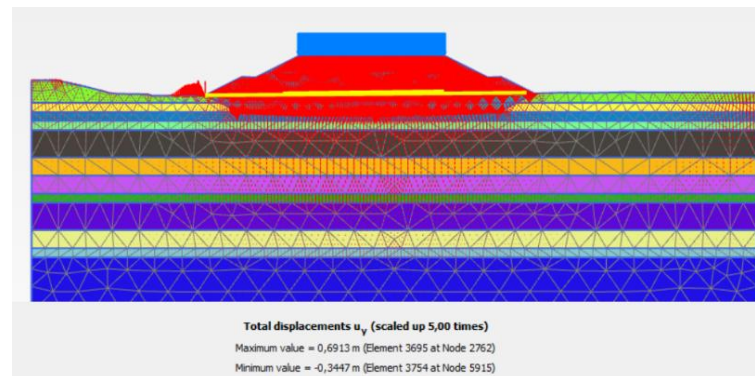
2. Arah Pergerakan Tanah

Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *penggantian tanah* sedalam 3,5 m, dipasang perkuatan geosintetik, serta diberikan beban merata, arah pergerakan tanah didominasi oleh pergerakan vertikal ke bawah

pada bagian tengah timbunan. Vektor pergeseran terlihat simetri relatif pada sisi kiri dan kanan, yang menunjukkan bahwa beban timbunan, beban perkerasan, dan beban lalu lintas diteruskan secara merata ke lapisan tanah di bawahnya. Pergerakan tanah masih dibawah timbunan, sehingga menunjukkan bahwa kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik mampu mengurangi pergerakan tanah dan menjaga timbunan tetap stabil. Pada kondisi timbunan yang sama dengan penambahan beban merata dan beban gempa, arah pergerakan tanah masih didominasi oleh pergerakan vertikal ke bawah, namun vektor perpindahan pada bagian lereng terlihat sedikit lebih menyebar dibandingkan kondisi tanpa gempa. Hal ini menunjukkan bahwa beban gempa menghasilkan gaya inersia horizontal, sehingga tanah tidak hanya mengalami penurunan ke bawah, tetapi juga bergerak ke arah samping. Meskipun demikian, pergerakan tanah masih di sekitar tubuh timbunan dan tidak menyebar secara berlebihan ke lapisan tanah di sekitarnya. Adapun gambar arah pergerakan tanah pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dan perkuatan geosintetik dengan tinggi timbunan 8,7 m diberikan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.27 dan gambar arah pergerakan tanah pada kondisi *soil replacement* sedalam 3,5 m dan perkuatan geosintetik dengan tinggi timbunan 8,7 m diberikan beban merata dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.28.



Gambar 5. 27 Arah Pergerakan Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata



Gambar 5. 28 Arah Pergerakan Kondisi *Soil Replacement* Sedalam 3,5 m dan Perkuatan Geosintetik dengan Tinggi Timbunan 8,7 m Diberikan Beban Merata dan Beban Gempa

3. *Safety Factor*

Berdasarkan hasil analisis menggunakan PLAXIS 2D, timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m dan dipasang perkuatan geosintetik menghasilkan nilai *safety factor* (SF) sebesar 1,591 pada kondisi beban merata. Nilai tersebut telah memenuhi persyaratan faktor keamanan minimum untuk kondisi statik, yaitu $SF \geq 1,3$. Hasil ini menunjukkan bahwa kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik mampu meningkatkan stabilitas lereng. Peningkatan nilai *safety factor* terjadi karena *soil replacement* memperbaiki sifat mekanik tanah dasar dengan mengganti lapisan tanah yang memiliki daya dukung rendah menjadi material yang memiliki kuat geser lebih tinggi. Selain itu, geosintetik berfungsi sebagai elemen perkuatan yang memberikan tahanan tarik sehingga dapat meningkatkan gaya penahan terhadap potensi pergerakan massa tanah. Pada kondisi beban merata yang dikombinasikan dengan beban gempa, nilai *safety factor* menurun menjadi 1,159. Penurunan ini disebabkan oleh adanya gaya inersia horizontal akibat gempa yang meningkatkan gaya penggerak pada lereng, sehingga keseimbangan antara gaya penahan dan gaya penggerak menjadi berkurang. Meskipun demikian, nilai *safety factor* yang diperoleh masih lebih besar dari persyaratan minimum untuk kondisi gempa, yaitu $SF \geq 1,1$. Hal ini menunjukkan bahwa kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik masih mampu memberikan penahan yang cukup untuk menjaga

kestabilan lereng ketika menerima pembebanan dinamis. Dengan demikian, hasil analisis menunjukkan bahwa penerapan *soil replacement* sedalam 3,5 m yang dikombinasikan dengan perkuatan geosintetik efektif meningkatkan stabilitas timbunan. Hal ini dibuktikan dengan nilai *safety factor* yang telah memenuhi persyaratan keamanan, baik pada kondisi beban merata (statik) maupun beban merata yang dikombinasikan dengan beban gempa (dinamis), sehingga timbunan berada dalam kondisi yang aman terhadap potensi kelongsoran.

5.9 Pembahasan

Berdasarkan hasil analisis stabilitas lereng yang telah dilakukan, kondisi timbunan eksisting dengan tinggi 8,7 m menunjukkan bahwa lereng belum memenuhi persyaratan stabilitas. Pada kondisi pembebanan statis (beban merata), diperoleh nilai *Safety Factor* (SF) sebesar 1,029 dengan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,012 m. Nilai tersebut masih berada di bawah nilai faktor keamanan minimum yang dipersyaratkan untuk kondisi statis ($SF \geq 1,3$), sehingga lereng dikategorikan dalam kondisi tidak stabil. Pada kombinasi beban merata dan beban gempa, kondisi lereng mengalami *collapse* dengan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,153 m. Kondisi tersebut menunjukkan bahwa penambahan beban gempa tidak hanya meningkatkan besarnya perpindahan vertikal, tetapi juga memperluas daerah yang mengalami penurunan. Nilai perpindahan vertikal maksimum meningkat dari 0,012 m menjadi 0,153 m, atau bertambah sebesar 0,14122 m, yang setara dengan peningkatan sekitar 1,179% dibandingkan kondisi yang hanya menerima beban merata.

Berdasarkan hasil analisis kondisi eksisting timbunan pada *SLOPE/W* dengan arah kelongsoran kanan ke kiri dipilih sebagai kondisi acuan karena menghasilkan nilai *safety factor* (SF) paling kecil dibandingkan variasi pemodelan kemiringan lainnya. Pada kondisi beban merata, *slope 2* digunakan sebagai dasar perhitungan manual metode *Fellenius* karena memiliki nilai *safety factor* paling kecil pada kondisi pembebanan merata, serta menghasilkan bidang gelincir yang jelas dan berada di sisi kaki timbunan, sehingga memudahkan proses pembagian irisan.

Selanjutnya pada kondisi beban merata yang dikombinasikan dengan beban gempa, *Slope 2* arah kelongsoran kanan ke kiri kembali menghasilkan nilai SF paling kecil, yaitu 1,095 . Kondisi ini menunjukkan bahwa beban gempa meningkatkan gaya penggerak akibat gaya inersia horizontal sehingga stabilitas lereng menurun. Oleh karena itu, kondisi tersebut digunakan sebagai dasar dalam perencanaan kebutuhan penguatan geosintetik karena mewakili kondisi pembebanan yang paling kritis.

Perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* menghasilkan nilai SF 0,8875 sebesar yang menunjukkan bahwa secara teori lereng tidak memenuhi syarat stabilitas. Perbedaan hasil dengan analisis numerik menggunakan PLAXIS disebabkan karena metode *Fellenius* hanya mengevaluasi keseimbangan batas pada bidang longsor tertentu dengan asumsi penyederhanaan kondisi tanah, sedangkan PLAXIS menggunakan metode elemen hingga yang mampu memperhitungkan perilaku tegangan-regangan tanah, deformasi, redistribusi tegangan, serta interaksi antar material secara lebih realistis. Oleh karena itu, hasil analisis PLAXIS umumnya lebih representatif terhadap kondisi aktual di lapangan.

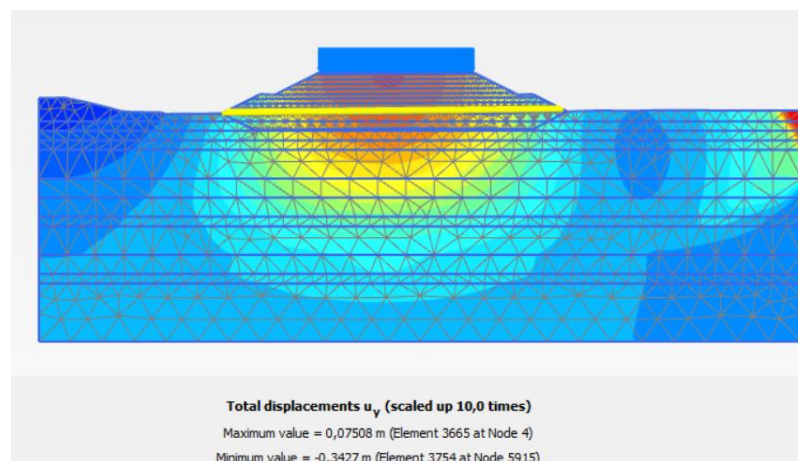
Pada kondisi timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m , hasil menunjukkan analisis perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,097 m pada kondisi beban merata . Kontur perpindahan menunjukkan bahwa penurunan terbesar masih terlihat di bagian tengah timbunan dan lapisan tanah tepat di bawah area pembebanan, sedangkan perpindahan besar semakin berkurang menjauhi pusat pembebanan. Hal ini menunjukkan bahwa lapisan *soil replacement* mampu menyebarkan beban dengan lebih baik sehingga penurunan vertikal menjadi lebih terkendali. Pada kondisi beban merata yang dikombinasikan dengan beban gempa , nilai perpindahan vertikal maksimum (U_y) menurun menjadi 0,046 m . Pola pergerakan tidak lagi hanya muncul di bawah timbunan, tetapi mulai menyebar ke arah lereng akibat pengaruh gaya inersia horizontal yang ditimbulkan oleh gempa.

Berdasarkan hasil analisis menggunakan PLAXIS 2D , timbunan setinggi 8,7 m yang telah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m dan pemasangan perkuatan geosintetik menunjukkan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,091 m pada kondisi beban merata, sedangkan pada kondisi beban merata yang

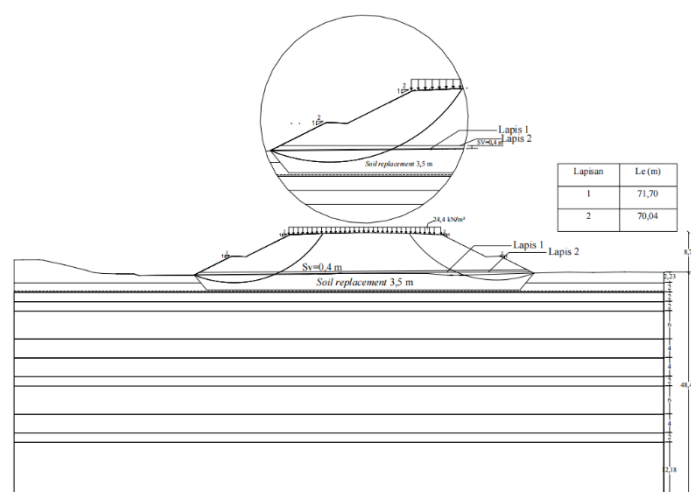
dikombinasikan dengan beban gempa diperoleh nilai 0,691 m . Pada kondisi beban merata, penurunan vertikal masih melayang di bagian tengah timbunan, sedangkan pada kondisi gempa pola pergerakan menyebar mulai ke arah lereng akibat pengaruh gaya inersia horizontal , meskipun pergerakan tanah masih didominasi oleh penurunan vertikal ke arah bawah. Dari sisi stabilitas, nilai *safety factor* (SF) sebesar 1,591 pada kondisi beban merata telah memenuhi persyaratan kondisi statik ($SF \geq 1,3$), sedangkan pada kondisi beban merata dan beban gempa nilai SF menurun menjadi 1,159 , namun masih memenuhi persyaratan kondisi dinamis ($SF \geq 1,1$). Hasil tersebut menunjukkan bahwa kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik efektif meningkatkan stabilitas timbunan dengan memperbaiki daya dukung tanah serta memberikan penahan tarikan yang membantu menahan pergerakan massa tanah, sehingga timbunan tetap berada dalam kondisi aman meskipun menerima pengaruh beban gempa.

Meskipun hasil analisis menunjukkan bahwa kombinasi penggantian tanah dan perkuatan geosintetik telah memenuhi faktor persyaratan keamanan, dilakukan modifikasi dengan perluasan geosintetik hingga mencapai ujung geometri lereng sebagai upaya untuk mengoptimalkan kinerja perkuatan. Hasil analisis setelah modifikasi menunjukkan bahwa nilai *safety factor* (SF) pada kondisi beban gempa meningkat dari 1,159 menjadi 1,163. Peningkatan ini menunjukkan bahwa penambahan panjang tulangan mampu meningkatkan panjang penjangkaran (*anchorage length*), sehingga penahan tarikan geosintetik dan interaksi antara tanah dengan geosintetik menjadi lebih baik dalam menahan pergerakan massa tanah. Meskipun peningkatan nilai *safety factor* relatif kecil, hasil tersebut menunjukkan bahwa sistem perkuatan bekerja lebih efektif dalam menjaga kestabilan lereng. Di sisi lain, modifikasi ini memberikan pengaruh yang lebih nyata terhadap ketinggian, yaitu perpindahan vertikal maksimum (U_y) berkurang dari 0,691 m menjadi 0,075 m atau 75,08 mm . Nilai tersebut telah memenuhi persyaratan penurunan total maksimum sebesar 100 mm berdasarkan Manual Desain Perkerasan Jalan Nomor 03/M/BM/2024 dilihat Tabel 3.12. Dengan demikian, perluasan geosintetik hingga ujung lereng dapat direkomendasikan sebagai alternatif desain yang lebih optimal karena tidak hanya mempertahankan nilai *safety factor* di atas batas minimum yang

dipersyaratkan, tetapi juga secara signifikan mengurangi perpindahan vertikal sehingga kinerja timbunan menjadi lebih baik, terutama pada kondisi pembebanan gempa. Adapun gambar hasil modifikasi panjang geosintetik dapat dilihat pada Gambar 5.29 dan gambar kerja modifikasi panjang geosintetik pada Gambar 2.30. Berikut rekapitulasi secara keseluruhan hasil analisis terhadap perpindahan vertikal (U_y) dan *safety factor* yang dapat dilihat pada Tabel 5.10. Adapun gambar grafik nilai *safety Factor* pada kondisi eksisting timbunan pada Gambar 5.30, gambar grafik nilai *safety factor* pada kondisi timbunan setelah diberikan perkuatan pada Gambar 5.31, dan gambar grafik nilai perpindahan vertikal (U_y) pada Gambar 5.31.



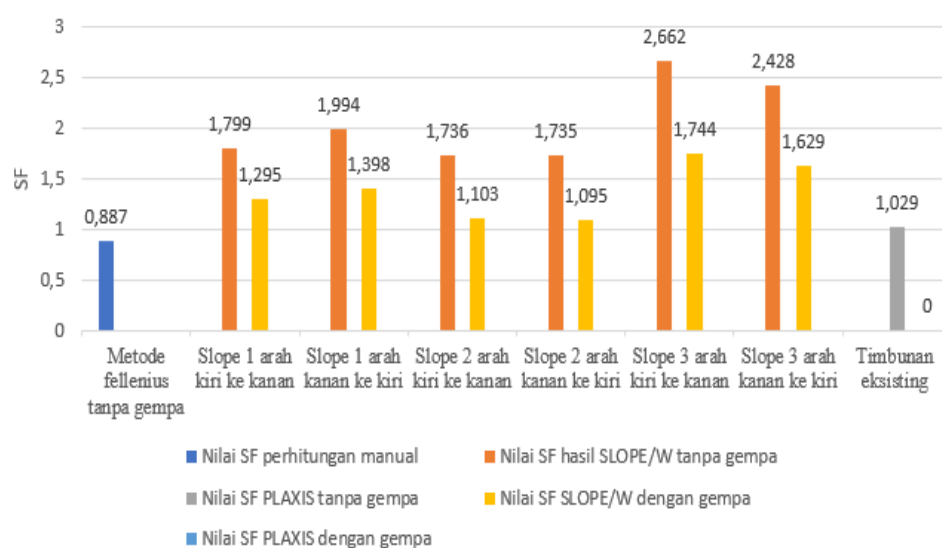
Gambar 5. 29 Hasil Modifikasi Panjang Geosintetik



Gambar 5. 30 Gambar Kerja Modifikasi Panjang Geosintetik

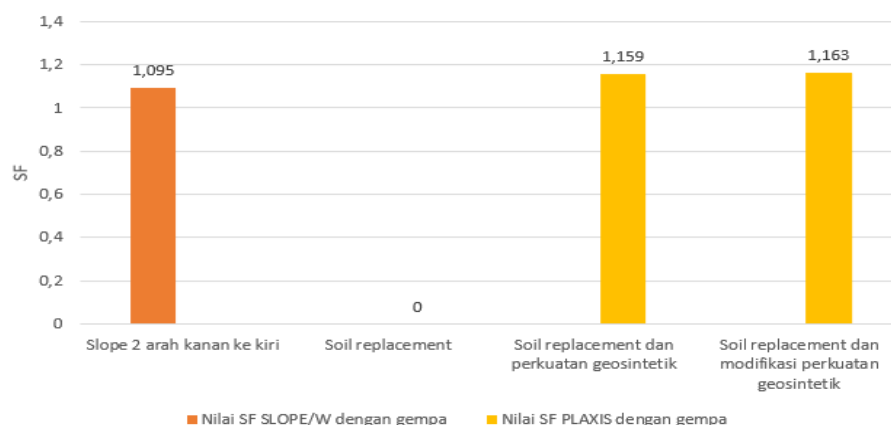
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Secara Keseluruhan Hasil Analisis Terhadap Perpindahan Vertikal (Uy) dan *Safety Factor*

Kelompok	Beban Merata		Beban Merata dan Beban Gempa	
	Perpindahan vertikal (Uy) (m)	SF	Perpindahan vertikal (Uy) (m)	SF
Timbunan eksisting	0,012	1,029	0,153	<i>Collapse</i>
Metode <i>Fellenius</i> manual	-	0,887	-	-
<i>Slope</i> 1 arah kiri ke kanan	-	1,799	-	1,295
<i>Slope</i> 1 arah kanan ke kiri	-	1,994	-	1,398
<i>Slope</i> 2 arah kiri ke kanan	-	1,736	-	1,103
<i>Slope</i> 2 arah kanan ke kiri	-	1,735	-	1,095
<i>Slope</i> 3 arah kiri ke kanan	-	2,662	-	1,744
<i>Slope</i> 3 arah kanan ke kiri	-	2,428	-	1,629
<i>Soil Replacement</i>	0,097	<i>Collapse</i>	0,046	<i>Collapse</i>
<i>Soil Replacement</i> dan Perkuatan Geosintetik	0,091	1,591	0,691	1,159
<i>Soil Replacement</i> dan Modifikasi Perkuatan Geosintetik	-	-	0,075	1,163



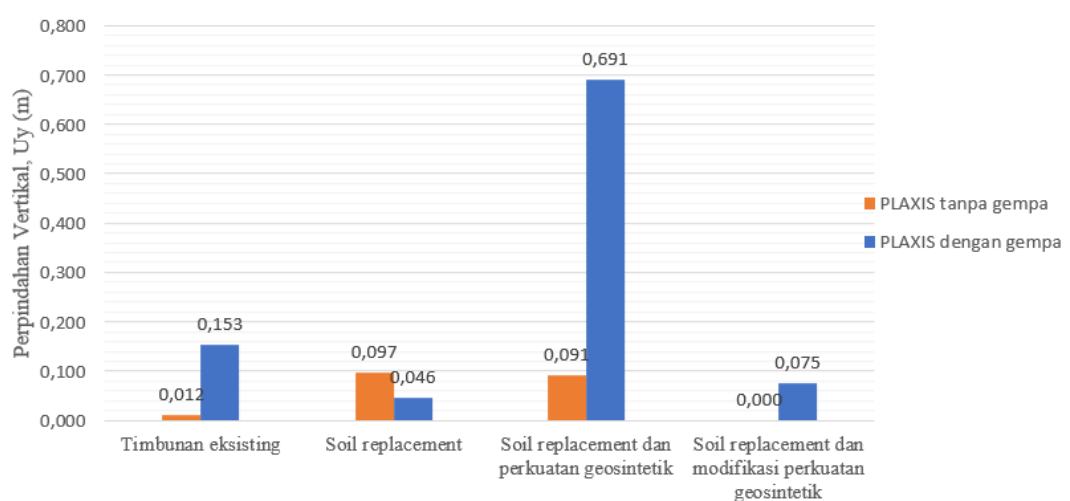
Gambar 5. 31 Grafik *Safety Factor* Pada Kondisi Eksisting Timbunan

Berdasarkan hasil analisis, perbedaan nilai *safety factor* (SF) dipengaruhi oleh lokasi bidang gelincir (*slip permukaan*) yang terbentuk serta metode analisis yang digunakan. Metode *Fellenius* menghasilkan nilai *safety factor* (SF) paling kecil karena menggunakan metode keseimbangan batas dengan pendekatan perhitungan yang lebih sederhana, sehingga belum memperhitungkan seluruh pengaruh gaya yang terjadi di dalam massa tanah. Oleh karena itu, hasil yang diperoleh cenderung lebih konservatif dibandingkan metode SLOPE/W maupun PLAXIS.. Pada analisis SLOPE/W, perbedaan nilai SF dipengaruhi oleh lokasi bidang gelincir. *Slope 1* memiliki bidang gelincir di bagian atas timbunan sehingga tanah yang berpotensi bergerak relatif sedikit dan menghasilkan nilai SF yang lebih tinggi. Pada *Slope 2*, bidang gelincir melewati area berm sehingga daerah tanah yang berpotensi bergerak menjadi lebih luas dan menghasilkan nilai SF paling rendah sebagai kondisi yang paling kritis. Sementara itu, *Slope 3* memiliki bidang gelincir di sekitar kaki timbunan dengan lintasan yang lebih pendek sehingga daerah tanah yang berpotensi bergerak lebih kecil dan nilai menghasilkan SF paling tinggi. Berbeda dengan kedua metode tersebut, PLAXIS menggunakan metode elemen hingga (*Finite Element Method*) dengan pendekatan *Strength Reduction Method* yang memperhitungkan distribusi tegangan, perubahan bentuk (deformasi) tanah, serta interaksi antar material secara menyeluruh, sehingga hasil analisis lebih mendekati kondisi tanah yang sebenarnya.



Gambar 5. 32 Grafik *Safety Factor* Pada Kondisi Timbunan Setelah Diberikan Perkuatan

Berdasarkan hasil analisis, kondisi paling kritis ditunjukkan oleh hasil analisis SLOPE/W pada *slope* 2 arah kanan ke kiri dengan nilai *safety factor* (SF) sebesar 1,095 pada kondisi beban gempa. Nilai tersebut menjadi acuan karena merupakan nilai SF terkecil dari seluruh variasi lereng. Setelah dilakukan *soil replacement* sedalam 3,5 m, kondisi timbunan masih mengalami *collapse*, yang menunjukkan bahwa penggantian tanah saja belum mampu memberikan tahanan yang cukup terhadap pengaruh gaya inersia akibat gempa. Hal ini disebabkan *soil replacement* hanya meningkatkan daya dukung dan kekakuan tanah dasar, namun belum memberikan gaya tarik untuk menahan pergerakan massa tanah. Ketika *soil replacement* dikombinasikan dengan perkuatan geosintetik, nilai SF meningkat menjadi 1,159 sehingga telah memenuhi persyaratan faktor keamanan minimum pada kondisi dinamis ($SF \geq 1,1$). Peningkatan ini terjadi karena geosintetik memberikan tahanan tarik yang membantu membatasi pergerakan tanah dan meningkatkan stabilitas lereng. Selanjutnya, modifikasi panjang geosintetik hingga mencapai ujung geometri lereng kembali meningkatkan nilai SF menjadi 1,163. Meskipun peningkatannya relatif kecil, hasil tersebut menunjukkan bahwa penambahan panjang penjangkaran (*anchorage length*) mampu meningkatkan interaksi antara tanah dan geosintetik sehingga sistem perkuatan bekerja lebih efektif dalam menahan gaya penggerak akibat beban gempa.



Gambar 5. 33 Grafik Hasil Analisis Terhadap Perpindahan Vertikal (Uy)

Berdasarkan Gambar 5.33, kondisi timbunan eksisting menunjukkan perpindahan vertikal maksimum (U_y) sebesar 0,012 m pada kondisi beban merata dan meningkat menjadi 0,153 m pada kondisi beban gempa. Peningkatan tersebut menunjukkan bahwa beban gempa menghasilkan gaya inersia horizontal yang menyebabkan penurunan tanah menjadi lebih besar. Setelah dilakukan penggantian tanah sedalam 3,5 m, nilai perpindahan vertikal maksimum menjadi 0,097 m pada kondisi beban merata dan menurun menjadi 0,046 m pada kondisi beban gempa. Hasil ini menunjukkan bahwa penggantian tanah mampu meningkatkan kekakuan tanah dasar sehingga beban timbunan dapat didistribusikan lebih merata dan membuat tanah menjadi lebih terkendali. Namun berdasarkan analisis stabilitas sebelumnya, *soil replacement* saja belum mampu memenuhi persyaratan faktor keamanan sehingga masih diperlukan perkuatan tambahan berupa geosintetik. Kombinasi *soil replacement* dan perkuatan geosintetik menghasilkan nilai perpindahan vertikal sebesar 0,091 m pada kondisi beban merata, sedangkan pada kondisi beban gempa meningkat menjadi 0,691 m. Meskipun nilai *safety factor* telah memenuhi persyaratan, pergerakan vertikal pada kondisi gempa masih belum memenuhi batas penurunan yang dipersyaratkan, sehingga dilakukan modifikasi panjang perkuatan geosintetik hingga mencapai ujung geometri lereng. Modifikasi tersebut berhasil meningkatkan penurunan vertikal maksimum menjadi 0,075 m (75,08 mm), sehingga telah memenuhi persyaratan penurunan maksimum sebesar 100 mm berdasarkan Manual Desain Perkerasan Jalan Nomor 03/M/BM/2024. Pada modifikasi model, analisa untuk kondisi beban merata tidak dilakukan karena perubahan panjang geosintetik hanya ditujukan untuk mengoptimalkan kinerja timbunan pada kondisi beban gempa, yaitu kondisi pembebanan yang paling kritis dan masih belum memenuhi persyaratan.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis stabilitas timbunan setinggi 8,7 m menggunakan metode elemen hingga (PLAXIS 2D), metode keseimbangan batas (*SLOPE/W* dan *Fellenius*), serta evaluasi alternatif perbaikan, dapat disimpulkan bahwa:

1. Berdasarkan interpretasi data Standard Penetration Test (SPT), tanah dasar pada STA 8+875 didominasi oleh lapisan tanah kohesif berupa lempung dan lanau dengan daya dukung serta kekakuan yang relatif rendah, diikuti oleh lapisan pasir pada kedalaman tertentu. Kondisi tersebut menyebabkan tanah dasar memerlukan perbaikan berupa *soil replacement* sedalam 3,5 m sebelum penimbunan.
2. Hasil analisis menunjukkan bahwa kondisi eksisting timbunan pada STA 8+875 belum memenuhi persyaratan stabilitas. Pada kondisi statis (beban merata), diperoleh Safety Factor (SF) sebesar 1,029 dengan perpindahan vertikal (U_y) sebesar 0,012 m, sedangkan pada kondisi dinamis (beban merata dan beban gempa) timbunan mengalami keruntuhan (*collapse*) dengan perpindahan vertikal sebesar 0,153 m. Hasil tersebut menunjukkan bahwa kondisi eksisting memerlukan perbaikan untuk meningkatkan stabilitas timbunan.
3. Penerapan metode *soil replacement* sedalam 3,5 m belum mampu meningkatkan stabilitas timbunan pada STA 8+875. Pada kondisi statis diperoleh perpindahan vertikal (U_y) sebesar 0,097 m, sedangkan pada kondisi dinamis sebesar 0,046 m. Namun, pada kedua kondisi tersebut timbunan masih mengalami keruntuhan (*collapse*), sehingga metode *soil replacement* saja belum cukup untuk memenuhi persyaratan stabilitas.
4. Kombinasi metode *soil replacement* dan perkuatan geosintetik berhasil meningkatkan stabilitas timbunan pada STA 8+875. Pada kondisi statis

diperoleh Safety Factor (SF) sebesar 1,591 dengan perpindahan vertikal (U_y) sebesar 0,091 m, sedangkan pada kondisi dinamis diperoleh SF sebesar 1,159 dengan perpindahan vertikal sebesar 0,691 m. Setelah dilakukan modifikasi panjang perkuatan geosintetik, nilai SF pada kondisi dinamis meningkat menjadi 1,163 dan perpindahan vertikal menurun menjadi 0,075 m, sehingga memberikan kinerja stabilitas yang lebih baik dibandingkan sebelum modifikasi.

6.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisis stabilitas timbunan yang sudah dilakukan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut

1. Penelitian selanjutnya disarankan juga menggunakan parameter tanah hasil pengujian laboratorium agar diperoleh hasil analisis yang akurat, karena penelitian ini masih menggunakan parameter berdasarkan korelasi nilai N-SPT.
2. Penelitian selanjutnya disarankan menggunakan parameter tanah timbunan berdasarkan hasil pengujian laboratorium atau data proyek, karena penelitian ini masih menggunakan asumsi material *selected fill*.
3. Penelitian ini hanya menggunakan satu jenis perkuatan geotekstil, sehingga penelitian selanjutnya dapat mempertimbangkan penggunaan alternatif perkuatan lain seperti dinding penahan tanah, *sheet pile*, *borepile*, atau metode perkuatan lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

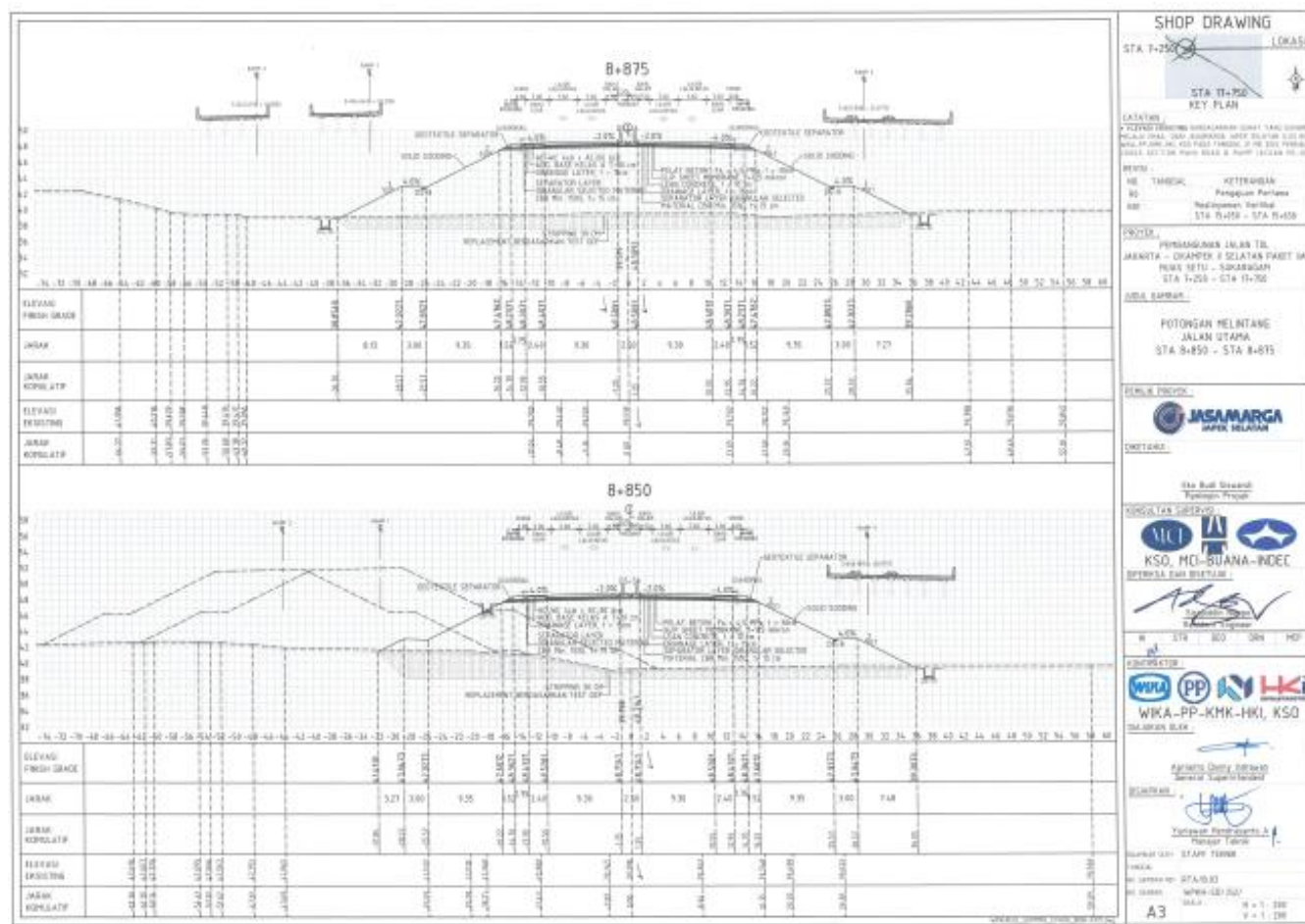
- Agustina, Y.P. (2024) “Analysis of Soil Replacement and Woven Geotextile Reinforcement on Embankment Stability,” *INVOTEK: Jurnal Inovasi Vokasional dan Teknologi*, 24(1), pp. 53–66. Available at: <https://doi.org/10.24036/invotek.v24i1.1168>.
- Ahsan, A.D., Yanti, G. & Megasari, S.W. (2022) “Analisis Penurunan Tanah Menggunakan Metode Vacuum Consolidation Dengan Variasi Jarak Pemasangan Pvd,” *Konstruksia*, 13(1), p. 54. Available at: <https://doi.org/10.24853/jk.13.1.54-68>.
- Ameratunga, J & Sivakungan, N. (2021) *Soft Clay Engineering and Ground Improvement*. CRC Press Taylor & Francis Group.
- Badan Standardisasi Nasional. (2008). *SNI 4153:2008: Cara uji penetrasi lapangan dengan Standard Penetration Test (SPT)*. Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). *SNI 8460:2017 Persyaratan perancangan geoteknik*. Badan Standardisasi Nasional.
- Batara, M. & Gofar, N. (2024) “Pengaruh Penggantian Tanah Dan Lapisan Geotekstil Terhadap Deformasi Dan Stabilitas Lereng Timbunan Di Atas Tanah Lunak,” *JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil*, 7(3), pp. 915–924. Available at: <https://doi.org/10.24912/jmts.v7i3.29080>.
- Bolton (1986) “The Strength,” *Deed*, (I), pp. 69–69. Available at: <https://doi.org/10.2307/j.ctt20mvebr.13>.
- Bowles, J.E. (1989) *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah) Jilid 1*, Erlangga. Jakarta: Erlangga.
- BPS (2025) “Catalog : 1101001,” *Statistik Indonesia 2025*, 53,2025, p. 790.
- Das, B.M. (1995) *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1*, Penerbit Erlangga. Jakarta: Erlangga.

- Das, B.M. (2010) “Principles of Geotechnical Engineering,” *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), pp. 127–129.
- Departemen Pekerjaan Umum (2009) “Perencanaan dan Pelaksanaan perkuatan tanah dengan geosintetik,” (003).
- Elias, V., Christopher, B. R., & Berg, R. R. (2001). *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: Design and construction guidelines* (FHWA-NHI-00-043). U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Gouw, T. L. (2015). *Design and construction aspects of geosynthetic reinforced soil structures*. Seminar Nasional Geoteknik, Himpunan Ahli Teknik Tanah Indonesia (HATTI).
- Hardiyatmo, H.C. (2008) *Geosintetik untuk Rekayasa Jalan Raya*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C. (2012) *Mekanika Tanah 1*, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2018) *Mekanika Tanah 2*, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2020) *Perbaikan Tanah*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Holilluah, Afandi & Novpriansyah, H. (2015) “Karakteristik Sifat Fisik Tanah Pada Lahan Produksi Rendah,” *Lampung: Jurusan Agroteknologi fakultas pertanian*, 3(2), pp. 278–282.
- Holtz, R. D., Christopher, B. R., & Berg, R. R. (1998). *Geosynthetic design and construction guidelines* (Participant notebook). U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute.
- Iwan rianto, I.R., Akhbar Romadhoni, D. & Agung Wibawa, S. (2024) “Analisis Stabilitas Timbunan Tanah Dengan Perkuatan Geotextile Menggunakan Softwareplaxis (Studi Kasus Pembangunan Jalur Ganda Antara Solo Balapan – Kadipiro - Kalioso),” *Inisiasi*, pp. 13–22. Available at: <https://doi.org/10.59344/inisiasi.v13i1.222>.

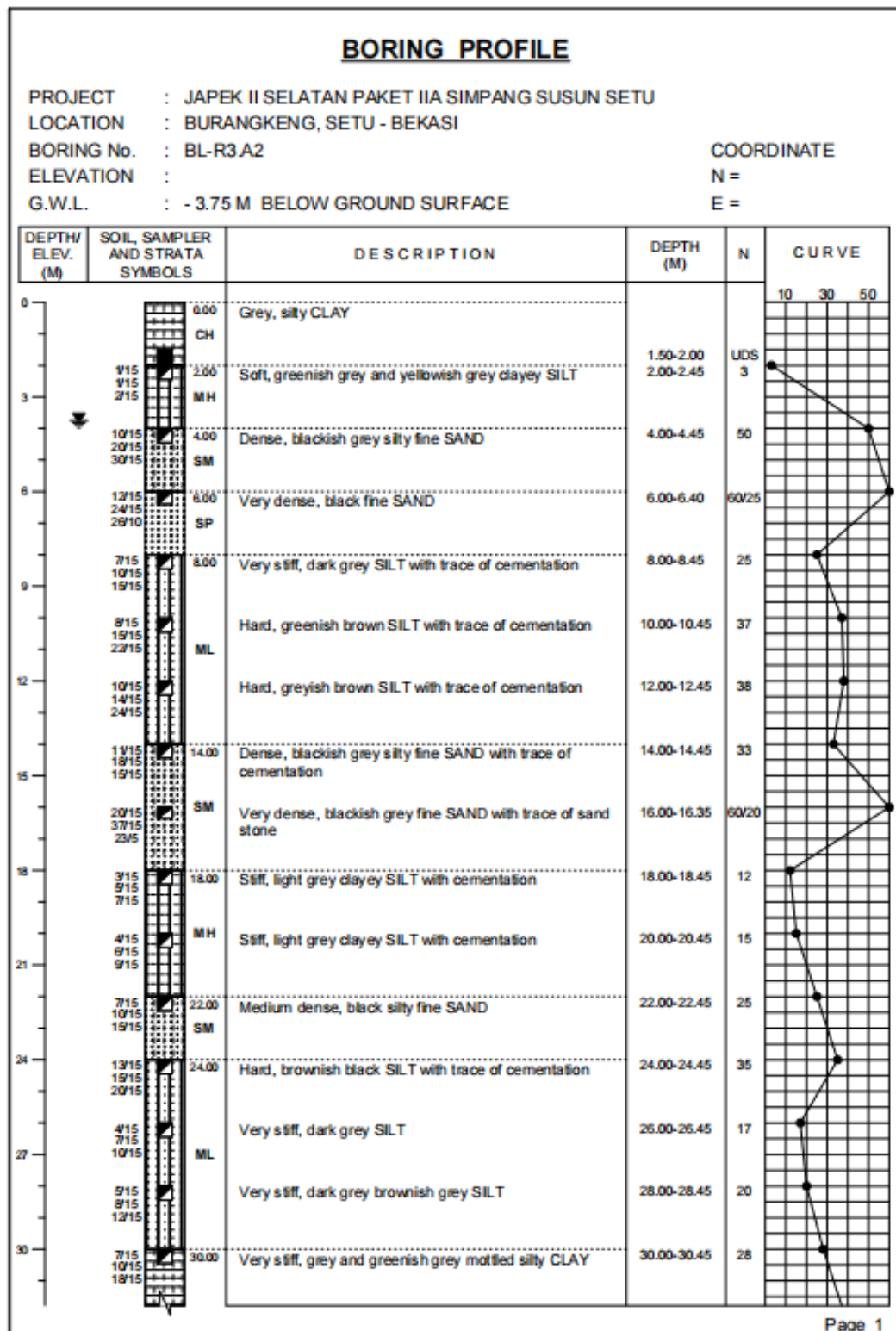
- Lokk, B. (2007) *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. London, UK: Taylor & Francis Group.
- Roestaman, M. (2019) Analisis Stabilitas Timbunan Dengan Geotextile Woven. Available at: <http://journals.sttgarut.ac.id>.
- Nadhif, F.M., Muhammad, D. & Abdurrozak, R. (2024) “Analisis stabilitas timbunan tanah menggunakan perkuatan geotekstil dengan software Geostudio,” *Proceeding Civil Engineering Research Forum*, 3(2), pp. 186–194.
- Rizqullah, P.G. & Yelvi, Y. (2022) “Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Jalan Tol Cibitung - Cilincing Seksi 2 STA 6+475),” *Jurnal Ilmiah Rekayasa Sipil*, 19(2), pp. 145–156. Available at: <https://doi.org/10.30630/jirs.v19i2.836>.
- Santika, N.M.S.M.K.A.K.D.R. & Saragih, D.V.E.P.D.S. (2022) “Perilaku Mekanis Tanah Lunak yang Distabilisasi dengan Kapur dan Abu Vulkanik,” *Media Komunikasi Teknik Sipil*, 28(1), pp. 118–127.
- Sari, F. (2022) “Construction and Material Journal analisis stabilitas timbunan dengan perkuatan geotekstil dan cerucuk.”
- Satria Warman, R. (2019) “Kumpulan Korelasi Parameter Geoteknik dan Fondasi Kementrian PUPR,” p. 95.
- Whittaker, B.N & Reddish, D.J. (1989) *Occurrence , Prediction and Control*.
- Widjaja dkk. (2023) “Kata Kunci: Stabilitas Timbunan, PLAXIS 2D, Peningkatan Kuat Geser, Kriteria Keruntuhan, Lintasan Tegangan.,” 5(9).
- Wulandari, P.S. & Tjandra, D. (2015) “Analysis of geotextile reinforced road embankment using PLAXIS 2D,” *Procedia Engineering*, 125, pp. 358–362. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.075>.

LAMPIRAN

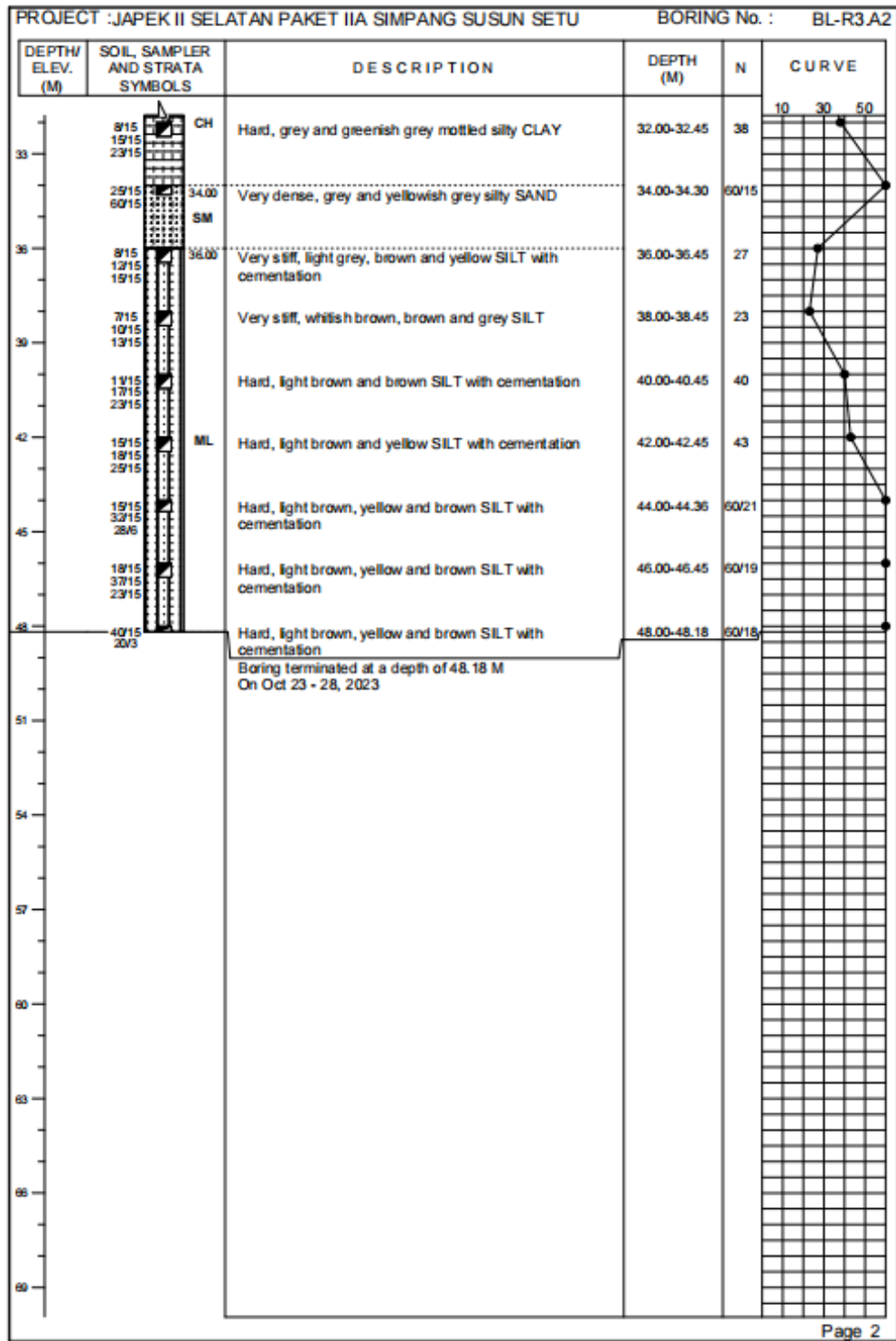
Lampiran 1 Cross section STA 8+87



Lampiran 2 Data Hasil Pengujian N-SPT



Lanjutan Lampiran 2 Data Hasil Pengujian N-SPT



Lampiran 3 Data Hasil Aktual *Replacement*

No	Zona	STA		Nilai CBR hasil DCP Aktual Lapangan (Sesuai Kedalaman) (%)					Actual Replacement (m)
				Existing /750 galan	1 m	2 m	3 m	4 m	
40	Zona 1	8+225	Timbunan						
41	Zona 1	8+250	Timbunan						
42	Zona 1	8+275	Timbunan						
43	Zona 1	8+300	Timbunan						
44	Zona 1	8+325	Timbunan						
45	Zona 1	8+350	Timbunan						
46	Zona 1	8+375	Timbunan						
47	Zona 1	8+400	Timbunan						
48	Zona 1	8+425	Timbunan						
49	Zona 1	8+450	Timbunan						
50	Zona 1	8+475	Timbunan						
51	Zona 1	8+500	Timbunan						
52	Zona 1	8+525	Timbunan						
53	Zona 2	8+550	Timbunan						
54	Zona 2	8+575	Timbunan						
55	Zona 2	8+600	Timbunan						
56	Zona 2	8+625	Timbunan						
57	Zona 2	8+650	Timbunan						
58	Zona 2	8+675	Timbunan						
59	Zona 2	8+700	Timbunan						
60	Zona 2	8+725	Timbunan						
61	Zona 1	8+750	Timbunan						
62	Zona 1	8+775	Timbunan						
63	Zona 1	8+800	Timbunan						
64	Zona 2	8+825	Timbunan	3.48/2.52	5.19/1.57	9.99/5.30	10.55		1.5
65	Zona 2	8+850	Timbunan	6.69/2.26	8.47/5.57	7.4			1
66	Zona 2	8+875	Timbunan	4.23/4.61	3.66/3.81	6.11/5.22	4.76	29.94	3.5
67	Zona 2	8+900	Timbunan	4.87/4.28	4.17/6.04	8.65			1.5
68	Zona 2	8+925	Timbunan	6.73/4.72	8.07				1
69	Zona 2	8+950	Timbunan	4.64/3.45	7.15/3.86	6.44			1
70	Zona 2	8+975	Timbunan	5.14/3.90	6.01/7.31				1
71	Zona 2	9+000	Timbunan	4.65/2.92	4.16/3.18	3.67/6.60	24.93		2.5
72	Zona 2	9+025	Timbunan	3.53		8.58			
73	Zona 2	9+050	Timbunan	1.94	2.06	9.015			
74	Zona 2	9+075	Timbunan						
75	Zona 2	9+100	Timbunan			9.65			
76	Zona 2	9+125	Timbunan						
77	Zona 2	9+150	Timbunan		8.29	26.41			
78	Zona 2	9+175	Timbunan						

Lampiran 4 Data Teknis Spesifikasi Geotextile Woven

STATEMENT OF QUALITY

Date of issue : 01 December 2023
 Customer : ADHI-ACSET KSO
 Product : Speravi 200/50
 Character of the product : High Strength PET Woven Geotextile
 Tolerance : 10%

Polymer		PET	
Tensile Strength	kN/m	200/50	EN ISO 10319
Elongation (MD)	%	10±2	EN ISO 10319
Strength @5% Strain	kN/m	95	EN ISO 10319
CBR Puncture Strength	N	7,400	EN ISO 12236
Material Reduction Factor Installation Damage in Clay, Silt or Sand, RF_{id}		1.150	
Material Reduction Factor Creep-Rupture, RF_{cr}			
at 50 years design life		1.430	
at 100 years design life		1.450	
at 120 years design life		1.450	
Material Reduction Factor Environmental Effects, ($4 < pH < 9$), RF_{ee} Long Term Design Strength in Clay, Silt or Sand, T_d	kN/m	1.100	
at 50 years design life		111	
at 100 years design life		109	
at 120 years design life		109	

Issued by :



Ganny Saputra
(Engineering Manager)

Roxy Mas Business Center Blok C4 No. 18-20
 Jl. K.H. Hasyim Ashari, Jakarta 10150
 Phone : +62 21 633 0150 | Fax : +62 21 633 0540
 Email : office@geosinindo.co.id | Web : www.geosinindo.co.id