

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS LERENG DENGAN DINDING
PENAHAN TANAH DAN PERKUATAN GEOTEKSTIL
MENGUNAKAN PROGRAM PLAXIS 8.6 PADA
SUNGAI JEROAN - MADIUN
(*ANALYSIS OF SLOPE STABILITY WITH RETAINING
WALL AND GEOTEXTILE REINFORCEMENT USING
PLAXIS 8.6 PROGRAM IN JEROAN RIVER - MADIUN*)**

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



**Mardhatillah
175 11 183**

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

2024

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS LERENG DENGAN DINDING
PENAHAN TANAH DAN PERKUATAN GEOTEKSTIL
MENGUNAKAN PROGRAM PLAXIS 8.6 PADA
SUNGAI JEROAN - MADIUN
(ANALYSIS OF SLOPE STABILITY WITH RETAINING
WALL AND GEOTEXTILE REINFORCEMENT USING
PLAXIS 8.6 PROGRAM IN JEROAN RIVER - MADIUN)**

Disusun Oleh

Mardhatillah

17511183

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

Diuji pada tanggal, Januari 2024

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Penguji I

Penguji II

M. Rifqi Abdurrozaq, S.T., M.Eng.

Dr. Hanindra Kusuma Artanti, S.T., M.T.

Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.

NIK: 135111101

NIK: 045110407

NIK: 215111305

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalis Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NIK: 0951110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir 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 gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, Januari 2024

Yang membuat pernyataan,

A handwritten signature in black ink is written over a rectangular postage stamp. The stamp is yellow and features the Garuda Pancasila emblem, the number '10000', and the text 'METERAI TEMPEL' and '254DCALX042998402'.

Mardhatillah

(17511183)

KATA PENGANTAR

*Bismillahirrahmanirrahim,
Assalamualaikum wr. wb.*

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Dan Perkuatan Geotekstil Menggunakan Program Plaxis 8.6 Pada Sungai Jeroan – Madiun*. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan arahan dan bimbingan dalam penyusunan dan penulisan Tugas Akhir.
2. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji I Tugas Akhir yang telah memberikan saran, kritik dan evaluasi agar kedepannya lebih baik di kemudian hari.
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II Tugas Akhir, yang telah memberikan kritik, saran dan memberikan evaluasi agar kedepannya lebih baik di kemudian hari.
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. selaku Ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Orang tua saya Bapak Hendra Wijaya dan Ibu Eti Susilawati yang tiada henti memberikan do'a dan dukungan dalam terwujudnya Tugas Akhir ini.
6. Suami saya Habib Abdurrahman yang selalu memberi dukungan untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.

7. Bapak mertua Jangkung Rokhmadi dan Ibu Mertua Minarti yang selalu memberikan motivasi untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Anak saya Zubair Abdurrahman yang selalu menemani Ibu dalam proses menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Saudari saya Novira Utami dan Raissa Wijaya yang selalu memberikan dukungan untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
10. Sahabat terbaik saya Fina dan Asti yang membantu dan memberikan motivasi untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
11. Teman-Teman saya Agnes, Nisya, Divisi Kesehatan Piksi 2018 dan keluarga besar Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia Angkatan 2017 yang telah memberikan kenangan indah pada masa perkuliahan.

Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna. Semoga penelitian yang telah dilakukan dalam bentuk laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya dan dapat untuk pengembangan penelitian–penelitian selanjutnya.

Amiin.

Wasalamualaikum Wr. Wb

Yogyakarta, Januari 2024

Mardhatillah
(17511183)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xx
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xxi
ABSTRAK	xxiv
ABSTRATC	xxv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat	3
1.5 Batasan Pengamatan	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Umum	4
2.2 Pengaruh Muka Air Terhadap Stabilitas	4
2.3 Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah	5
2.4 Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil	6
2.5 Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Dan Perkuatan Geotekstil	7
2.6 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yang Dilakukan	9
BAB III LANDASAN TEORI	14
3.1 Tanah	14

3.1.1	Definisi Tanah	14
3.1.2	Properti Tanah	15
3.1.3	Klasifikasi Tanah	21
3.2	Lereng	23
3.2.1	Pengertian Umum	23
3.2.2	Penyebab Longsor	23
3.2.3	Pengaruh Kelongsoran	24
3.2.4	Jenis Longsor	25
3.3	Analisis Stabilitas Lereng	27
3.3.1	Pengertian Umum	27
3.3.2	Teori Analisis Stabilitas Lereng	27
3.3.3	Metode Analisis Lereng	29
3.4	Dinding Penahan Tanah	31
3.4.1	Definisi Dinding Penahan Tanah	31
3.4.2	Stabilitas Dinding Penahan Tanah	33
3.4.3	Tekanan Tanah Aktif	33
3.4.4	Tekanan Tanah Pasif	34
3.4.5	Teori Rankine	35
3.4.5	Stabilitas Terhadap Penggeseran	41
3.4.6	Stabilitas Terhadap Penggulingan	42
3.4.7	Stabilitas Daya Dukung	43
3.5	Geotekstil	45
3.5.1	Definisi Geotekstil	45
3.5.2	Prinsip Kerja Geotekstil	48
3.5.3	Stabilitas Eksternal Geotekstil	49
3.5.4	Stabilitas Internal Geotekstil	53
3.6	Program <i>Plaxis</i>	55
BAB IV METODE PENELITIAN		57
4.1	Metode Penelitian	57
4.1.1	Lokasi Penelitian	57
4.2	Pengumpulan Data	58

4.2.1 Data Sekunder	58
4.3 Analisis Data	59
4.4 Pemodelan <i>Plaxis</i>	60
4.4.1 Parameter Tanah	60
4.4.2 Dinding Penahan Tanah	61
4.4.3 Muka Air Sungai dan Muka Air Tanah	61
4.4.4 Geotekstil	62
4.4.5 Beban Merata	64
4.4.6 Beban Gempa	64
4.5 Pengoperasian <i>Plaxis</i>	65
4.5.1 <i>Plaxis Input</i>	65
4.5.2 <i>Plaxis Calculation</i>	71
4.5.3 <i>Plaxis Output</i>	72
4.7 Bagan Alir Penelitian	73
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	74
5.1 Gambaran Umum Analisis	74
5.2 Data Analisis	74
5.3 Analisis Lereng Asli	79
5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program <i>Plaxis</i>	79
5.3.2 Analisis Lereng Asli Menggunakan Metode <i>Fellenius</i>	87
5.4 Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah	90
5.4.1 Analisis Perhitungan Manual Stabilitas Dinding Penahan Tanah	90
5.4.2 Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program <i>Plaxis</i>	105
5.5 Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil	124
5.5.1 Analisis Perhitungan Manual Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil	125
5.5.2 Analisis Perhitungan Manual Perkuatan Lereng Dengan Geotekstil Menggunakan Program <i>Plaxis</i>	130

5.6 Pembahasan	147
5.6.1 Hasil Analisis Stabilitas Lereng Asli Tanah	147
5.6.2 Hasil Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah	149
5.6.3 Hasil Analisis Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil	150
5.6.4 Perbandingan Perkuatan Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil	151
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	158
6.1 Kesimpulan	158
6.2 Saran	160
DAFTAR PUSTAKA	161
LAMPIRAN	164

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yang Dilakukan	9
Tabel 3.1	Nilai Berat Volume Tanah	17
Tabel 3.2	Nilai Berat Volume Tanah	17
Tabel 3.3	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	18
Tabel 3.4	Hubungan Jenis Tanah dengan Angka <i>Poisson</i>	19
Tabel 3.5	Hubungan Konsistensi Tanah Terhadap Tekanan Konus dan Kohesi	19
Tabel 3.6	Hubungan Antara Sudut Geser dengan Jenis Tanah	20
Tabel 3.7	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS	22
Tabel 3.8	Klasifikasi Tanah Sistem AASTHO	23
Tabel 3.9	Nilai Faktor Keamanan Untuk Perancangan Lereng	28
Tabel 3.10	Hubungan Nilai Faktor Keamanan dengan Intensitas Longsor	28
Tabel 3.11	Tabel Faktor Daya Dukung Vesic	44
Tabel 3.12	Nilai <i>Interface</i> Tanah Kohesif dengan Geotekstil	48
Tabel 4.1	Data Parameter Tanah	60
Tabel 4.2	Data Spesifikasi Dinding Penahan Tanah	61
Tabel 4.3	Data Spesifikasi Geotektil <i>Woven</i>	63
Tabel 4.4	Data Parameter Beban Merata	64
Tabel 5.1	Data Parameter Tanah	75
Tabel 5.2	Data Spesifikasi Dinding Penahan Tanah	76
Tabel 5.3	Data Beban Kendaraan	76
Tabel 5.4	Perhitungan Manual Metode Fellenius	88
Tabel 5.5	Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Minimum	90
Tabel 5.6	Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Normal	91
Tabel 5.7	Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Banjir	91

Tabel 5.8	Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Rapid Drawdown	92
Tabel 5.9	Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Minimum	94
Tabel 5.10	Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal	94
Tabel 5.11	Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir	94
Tabel 5.12	Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	95
Tabel 5.13	Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Minimum	95
Tabel 5.14	Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal	96
Tabel 5.15	Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir	97
Tabel 5.16	Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	98
Tabel 5.17	Rekapitulasi Hasil Angka Aman dengan Perhitungan Manual	103
Tabel 5.18	Data parameter Tanah dan DPT	104
Tabel 5.19	Rekapitulasi Hasil Nilai Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah	122
Tabel 5.20	Data Geotekstil	123
Tabel 5.21	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Internal pada Lereng dengan Geotekstil	129
Tabel 5.22	Rekapitulasi Hasil Nilai Angka Aman Stabilitas Perkuatan Geotekstil	148
Tabel 5.23	Perbandingan Hasil Analisis Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan DPT dan Geotekstil Menggunakan Program <i>Plaxis</i>	152
Tabel 5.24	Perbandingan Hasil Analisis Perhitungan Manual Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan DPT dan Geotekstil	155

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Diagram Fase Tanah	15
Gambar 3.2	Kelongsoran Lereng	26
Gambar 3.3	Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Metode Fellenius	30
Gambar 3.4	Dinding Penahan Tanah Kantilever	32
Gambar 3.5	Tekanan Aktif	33
Gambar 3.6	Diagram Tekanan Tanah Aktif	34
Gambar 3.7	Tekanan Pasif	35
Gambar 3.8	Diagram Tekanan Tanah Pasif	35
Gambar 3.9	Diagram Tekanan untuk Tanah Urug Horisontal	36
Gambar 3.10	Diagram Tekanan untuk Tanah Urug Miring	37
Gambar 3.11	Diagram Tekanan Tanah Aktif Rankine	38
Gambar 3.12	Diagram Tekanan Tanah Pasif Rankine	39
Gambar 3.13	Diagram Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Pada Tanah Kohesif	40
Gambar 3.14	Stabilitas Terhadap Gaya Geser	41
Gambar 3.15	Stabilitas Terhadap Gaya Guling	42
Gambar 3.16	Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah	43
Gambar 3.17	Geotekstil Woven	46
Gambar 3.18	Geotekstil Non Woven	46
Gambar 3.19	Geotekstil Sebagai Pemisah (Separator)	47
Gambar 3.20	Geotekstil Sebagai Perkuatan (Reinforcement)	47
Gambar 3.21	Analisis Stabilitas Eksternal	49
Gambar 3.22	Gaya-gaya yang Bekerja pada Analisis Stabilitas Eksternal	50
Gambar 4.1	Peta Wilayah Tampak Atas Lokasi Penelitian	57
Gambar 4.2	Cross Section DPT Sungai Jeroan STA 0+060	58
Gambar 4.3	Cross Section Geotekstil Sungai Jeroan STA 0+060	58
Gambar 4.4	Kondisi Muka Air Minimum dengan Dinding Penahan Tanah	61
Gambar 4.5	Kondisi Muka Air Normal dengan Dinding Penahan Tanah	61
Gambar 4.6	Kondisi Muka Air Banjir dengan Dinding Penahan Tanah	62

Gambar 4.7	Kondisi Muka Air Rapid Drawdown dengan Dinding Penahan Tanah	62
Gambar 4.8	Kondisi Muka Air Minimum dengan Geotekstil	63
Gambar 4.9	Kondisi Muka Air Normal dengan Geotekstil	63
Gambar 4.10	Kondisi Muka Air Banjir dengan Geotekstil	64
Gambar 4.11	Kondisi Muka Air Rapid Drawdown dengan Geotekstil	64
Gambar 4.12	Peta Zona Gempa Indonesia Tahun 2021	65
Gambar 4.13	Nilai Spektral Percepatan Gempa pada Wilayah Madiun	65
Gambar 4.14	Kotak Dialog Create/Open Project	66
Gambar 4.15	Tab Project dari Jendela General Setting	66
Gambar 4.16	Tab Dimension dari Jendela General Setting	67
Gambar 4.17	Lembar Tab General dari Jendela Material Sets	69
Gambar 4.18	Lembar Tab Parameters dari Jendela Material Sets	69
Gambar 4.19	Jaringan Elemen Hingga (Meshing)	70
Gambar 4.20	Tegangan Awal Pada Geometri	70
Gambar 4.21	Jendela Calculations dengan Lembar Tab General	71
Gambar 4.22	Pemilihan Titik Kurva yang Ditinjau	72
Gambar 4.23	Bagan Alir Penelitian	73
Gambar 5.1	Penampang Melintang Sungai Jeroan JR 3 Sta. 0 + 060	75
Gambar 5.2	Nilai Spektal Percepatan Gempa pada Wilayah Madiun	76
Gambar 5.3	Potongan Melintang Lereng Asli	77
Gambar 5.4	Pemodelan Potongan Melintang Lereng Asli pada <i>Plaxis</i>	78
Gambar 5.5	Jaring-Jaring Elemen Lereng Asli	78
Gambar 5.6	Perhitungan Tegangan Awal Lereng Asli	79
Gambar 5.7	Jendela Calculations Lereng Asli	80
Gambar 5.8	Deformed Mesh Lereng Asli dengan Beban Kendaraan	80
Gambar 5.9	Deformed Mesh Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	81
Gambar 5.10	<i>Total Displacement</i> Lereng Asli dengan Beban Kendaraan	81
Gambar 5.11	<i>Total Displacement</i> Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	82

Gambar 5.12 Arah Pergerakan Tanah Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan	82
Gambar 5.13 Arah Pergerakan Tanah Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	83
Gambar 5.14 Daerah Potensial Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan	83
Gambar 5.15 Daerah Potensial Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	84
Gambar 5.16 Safety Factor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan	84
Gambar 5.17 Safety Factor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	85
Gambar 5.18 Penampang Irisan Metode Fellenius	85
Gambar 5.19 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal	89
Gambar 5.20 Diagram Tekanan Tanah Lateral	93
Gambar 5.21 Permodelan Dinding Penahan Tanah	104
Gambar 5.22 Meshing pada Lereng dengan Dinding Penahan Tanah	105
Gambar 5.23 Deformed Mesh pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan	106
Gambar 5.24 Deformed Mesh pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	106
Gambar 5.25 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	107
Gambar 5.26 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air Minimum	107
Gambar 5.27 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	108
Gambar 5.28 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum	108
Gambar 5.29 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	109
Gambar 5.30 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum	109

Gambar 5.31 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	110
Gambar 5.32 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum	110
Gambar 5.33 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	111
Gambar 5.34 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air Normal	111
Gambar 5.35 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	112
Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal	112
Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	113
Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal	113
Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	114
Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal	114
Gambar 5.41 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	115
Gambar 5.42 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air Banjir	115
Gambar 5.43 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	116
Gambar 5.44 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir	116
Gambar 5.45 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	117

Gambar 5.46 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir	117
Gambar 5.47 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	118
Gambar 5.48 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir	118
Gambar 5.49 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	119
Gambar 5.50 Area Kritis Total Displacements Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	119
Gambar 5.51 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	120
Gambar 5.52 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	120
Gambar 5.53 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	121
Gambar 5.54 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	121
Gambar 5.55 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	122
Gambar 5.56 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	122
Gambar 5.57 Desain Perkuatan Lereng dengan Geotekstil	124
Gambar 5.58 Permodelan Lereng dengan Perkuatan Geotekstil	130
Gambar 5.59 Meshing Pada Lereng dengan Perkuatan Geotekstil	131
Gambar 5.60 Deformed Mesh Pada Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan	131

Gambar 5.61 Deformed Mesh Pada Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	132
Gambar 5.62 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	132
Gambar 5.63 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum	133
Gambar 5.64 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	133
Gambar 5.65 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air Minimum	134
Gambar 5.66 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	134
Gambar 5.67 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum	135
Gambar 5.68 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum	135
Gambar 5.69 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum	136
Gambar 5.70 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	136
Gambar 5.71 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal	137
Gambar 5.72 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	137

Gambar 5.73 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air Normal	138
Gambar 5.74 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	138
Gambar 5.75 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal	139
Gambar 5.76 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal	139
Gambar 5.77 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal	140
Gambar 5.78 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	141
Gambar 5.79 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir	142
Gambar 5.80 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	142
Gambar 5.81 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air Banjir	142
Gambar 5.82 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	142
Gambar 5.83 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir	143
Gambar 5.84 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir	143

Gambar 5.85 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir	143
Gambar 5.86 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	144
Gambar 5.87 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	144
Gambar 5.88 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	145
Gambar 5.89 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	146
Gambar 5.90 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	146
Gambar 5.91 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	147
Gambar 5.92 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	147
Gambar 5.93 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	148
Gambar 5.94 Grafik Perbandingan Hasil Analisis Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil Menggunakan Program <i>Plaxis</i> dengan Beban Kendaraan	153
Gambar 5.95 Grafik Perbandingan Hasil Analisis Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil Menggunakan Program <i>Plaxis</i> dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa	154

Gambar 5.96 Grafik Perbandingan Hasil Analisis Perhitungan Manual dengan
Perkuatan Dinding Penahan Tanah

156

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Data Spesifikasi Geotekstil	164
Lampiran 2	Hasil Pemodelan <i>Plaxis</i> Lereng Asli	165
Lampiran 3	Hasil Pemodelan <i>Plaxis</i> 8.6 Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah	177
Lampiran 3	Hasil Pemodelan <i>Plaxis</i> 8.6 Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil	186

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

%	= Persen
ad	= Factor adhesi
a_i	= Panjang lengkung lingkaran pada irisan (m)
B	= Lebar dasar pondasi sebenarnya
c	= Kohesi tanah
ca	= ad.c = Adhesi antara tanah dan dasar pondasi
cm	= Centimeter
Cu	= Undrained shear strength
D	= Diameter (m)
e	= Eksentrisitas
E	= Modulus young (kN/m^2)
f	= Koefisien gesek antara tanah dengan dasar pondasi.
Fgl	= Faktor aman terhadap penggulingan
Fgs	= Faktor aman terhadap penggeseran
FK	= Faktor Keamanan
H	= Tinggi dinding tanah (m)
k	= Koefisien permeabilitas (cm/sec)
Ka	= Koefisien tekanan tanah aktif
kN	= Kilo Newton
Kp	= Koefisien tekanan pasif
L	= Panjang (m)
Lo	= Panjang overlapping
m	= Meter
m^2	= Meter persegi
mm	= Milimeter
Mpa	= Mega Pascal
n	= Jumlah irisan
N	= Newton

N'	= Gaya normal efektif (kN)
N_i	= Resultan gaya normal efektif yang bekerja sepanjang dasar irisan (kN)
P_a	= Tekanan tanah aktif total (kN/m ²)
P_p	= Tekanan tanah pasif total (kN/m ²)
P_q	= Gaya horizontal total akibat beban merata (kN/m)
P_s	= Resultan gaya horizontal akibat tekanan tanah di belakang struktur (kN)
q	= Beban merata yang bekerja (kN/m ²)
q_u	= Kapasitas dukung ultimit (kN/m ²)
R	= Jari-jari lingkaran bidang longsor (m)
R_v	= Beban vertikal total termasuk beban merata (kN/m)
S	= Jarak (m)
SF	= Angka Keamanan
SF_p	= Faktor aman terhadap cabut tulangan
SF_r	= Faktor aman terhadap putus tulangan
SPT	= Standar Penetration Test
S_v	= Jarak tulangan arah vertical (m)
T_a	= Kuat tarik ijin tulangan (kN/m ²)
u	= Tekanan air pori (kN/m ²)
ν	= Poissons ratio
W	= Berat total dinding penahan tanah dan tanah diatas pelat pondasi (kN)
W_i	= Berat massa tanah irisan ke- i (kN)
z	= Kedalaman tulangan yang ditekuk masuk ke tanah (m)
α	= Sudut geser singgung masing-masing irisan (°)
β	= Sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal
γ	= Berat volume tanah (kN/m ³)
γ_{sat}	= Berat volume Tanah jenuh (kN/m ³)
γ_d	= Berat volume kering tanah (kN/m ³)
δ	= Sudut gesek antara dinding dan tanah (°)
δ_b	= Sudut gesek antara tanah pondasi dan dasar struktur (°)
ΔPh	= Gaya horizontal per meter lebar pada dinding (kN/m)
θ	= Sudut keruntuhan (°)

- μ = Koefisien gesek antara tanah dan geotekstil
- σ = Tegangan normal (N/m^2)
- σ'_1 = Tegangan utama mayor efektif (kN/m^2)
- σ'_3 = Tegangan utama minor efektif (kN/m^2)
- σ'_f = Tegangan normal efektif saat terjadi keruntuhan (kN/m^2)
- σ_{hc} = Tekanan horizontal rata-rata pada lipatan (kN/m^2)
- ΣMD = Jumlah momen penggulingan (kN.m)
- ΣM_{gl} = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)
- ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan (kN.m)
- ΣMR = Jumlah momen melawan (kN.m)
- ΣP_{ah} = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN)
- ΣP_{av} = Jumlah gaya-gaya vertical (kN)
- ΣR_h = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran
- σ_v = Tegangan normal pada bidang kontak (kN/m^2)
- τ = Tegangan geser (kN/m^2)
- τ'_f = Tegangan geser efektif saat terjadi keruntuhan (kN/m^2)
- τ_d = Tegangan geser yang terjadi sepanjang bidang runtuh (kN/m^2)
- τ_f = Kuat Geser Tanah (kN/m^2)
- ϕ = Sudut geser dalam tanah ($^\circ$)
- ψ = Sudut dilatasi ($^\circ$)

ABSTRAK

Sungai Jeroan merupakan anak sungai dari sungai Madiun. Pada beberapa bagian lereng bantaran sungai Jeroan mengalami kelongsoran. Sehingga diperlukan perkuatan tanah dengan dinding penahan tanah kantilever. Selain perkuatan dengan dinding penahan tanah, geotekstil juga dapat dijadikan alternatif dalam perkuatan. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui nilai angka aman (SF) lereng asli tanpa perkuatan, lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah serta merencanakan perkuatan lereng menggunakan geotekstil.

Penelitian dilakukan dengan menggunakan metode *Fellenius* dan metode elemen hingga yaitu dengan program Plaxis 8.6. Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah, digunakan analisis dengan perhitungan manual menurut teori Rankine dan dilakukan analisis dengan program Plaxis 8.6. Perencanaan perkuatan lereng menggunakan geotekstil digunakan variasi model lereng 1 jenjang. Dalam penelitian ini analisis dilakukan pada kondisi muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown* dengan memperhitungkan akibat beban merata kendaraan kaki dan beban gempa.

Nilai angka aman lereng tanpa perkuatan pada kondisi muka air minimum, normal, banjir dan *rapid drawdown* dengan beban kendaraan 1,102; 1,095; 1,033; 1,024 dan beban gempa sebesar 0,878; 0,875; 0,834; 0,827. Angka aman tersebut menunjukkan bahwa lereng sungai tanpa perkuatan tanah tersebut kritis dan tidak stabil sehingga terjadi keruntuhan. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air minimum memiliki angka aman stabilitas terhadap penggeseran, penggulingan, dan kapasitas dukung tanah berturut-turut sebesar 2,940; 3,663; dan 3,676. Pada kondisi muka air normal sebesar 2,850; 3,631; dan 3,453. Pada kondisi muka air banjir sebesar 2,701; 3,546; dan 3,051. Pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 2,647; 4,657; dan 3,766. Sedangkan dengan program Plaxis 8.6 diperoleh angka aman dengan beban kendaraan dan beban gempa pada kondisi muka air minimum sebesar 2,119 dan 1,55. Pada kondisi muka air normal sebesar 2,108 dan 1,544. Pada kondisi muka air banjir sebesar 2,086 dan 1,528. Pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 2,083 dan 1,537. Hasil tersebut menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman dan stabil. Dalam perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil didapatkan nilai angka aman sebesar 4,891. Sedangkan dengan program Plaxis 8.6 didapatkan nilai angka aman pada kondisi muka air minimum 2,476 dan 1,756. Pada muka air normal 2,434 dan 1,731. Pada muka air banjir 2,070 dan 1,538. Pada muka air banjir 2,077 dan 1,537. Hasil tersebut menunjukkan bahwa perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil aman dan stabil serta dapat digunakan sebagai alternatif perkuatan pada lereng bantaran sungai Jeroan, Madiun.

Kata kunci: Angka Aman (SF), Dinding Penahan Tanah, Geotekstil, Plaxis 8.6

ABSTRACT

The Jeroan River is a tributary of the Madiun River. In several parts of the slope, the banks of the Jeroan River experienced landslides. So it is necessary to strengthen the soil with cantilever retaining walls. Apart from strengthening with retaining walls, geotextiles can also be used as an alternative for strengthening. This research aims to determine the Safety Factor (SF) of original slopes without reinforcement, and slopes with reinforced retaining walls and to plan slope reinforcement using geotextiles.

The research was carried out using the Fellenius method and the finite element method, namely the Plaxis 8.6 program. In the analysis of the stability of retaining walls, analysis was used using manual calculations according to Rankine theory, and analysis was carried out using the Plaxis 8.6 program. Planning for slope reinforcement using geotextiles uses a variation of the 1-level slope model. In this research, analysis was carried out on conditions of minimum water level, normal water level, flood water level, and rapid drawdown water level by taking into account the effects of even vehicle foot loads and earthquake loads.

The safety factor for slopes without reinforcement in minimum, normal, flood, and rapid drawdown water level conditions with a vehicle load of 1.102; 1,095; 1,033; 1.024 and earthquake load of 0.878; 0.875; 0.834; 0.827. This safe figure shows that the river slope without soil reinforcement is critical and unstable, resulting in collapse. The results of the analysis of the stability of retaining walls at minimum water level conditions have a safety factor of stability against sliding, overturning, and soil bearing capacity of 2.940 respectively; 3,663; and 3,676. Under normal water level conditions of 2,850; 3,631; and 3,453. In flood water level conditions of 2,701; 3,546; and 3,051. In rapid drawdown water level conditions of 2,647; 4,657; and 3,766. Meanwhile, with the Plaxis 8.6 program, the safety factor for vehicle load and earthquake load at minimum water level conditions are 2.119 and 1.55. Under normal water level conditions of 2,108 and 1,544. In flood water level conditions of 2,086 and 1,528. In rapid drawdown water level conditions of 2,083 and 1,537. These results show that the retaining wall is safe and stable. In planning to strengthen slopes with geotextiles, a safety factor of 4.891 was obtained. Meanwhile, with the Plaxis 8.6 program, the safe values obtained for minimum water level conditions were 2,476 and 1,756. The normal water levels of 2,434 and 1,731. The flood water levels of 2,070 and 1,538. The flood water levels of 2,077 and 1,537. These results show that planning to strengthen slopes with geotextiles is safe and stable and can be used as an alternative for strengthening slopes along the Jeroan River, Madiun.

Keywords: *Safety Factor (SF), Retaining Wall, Geotextile, Plaxis 8.6*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam menjaga kestabilan suatu tanah dari suatu kelongsoran tanah dengan daya dukung tanah yang kurang baik maka harus dilakukan suatu sistem perkuatan tanah. Dimana kelongsoran suatu tanah dapat diartikan sebagai akibat dari peningkatan tegangan geser tanah atau menurunnya kekuatan geser suatu massa tanah. Dengan demikian kekuatan geser dari massa suatu tanah tidak mampu untuk memikul beban kerja yang terjadi di atasnya.

Dinding penahan tanah pada sungai selain berfungsi sebagai penahan tanah agar tidak longsor pada tebing sungai, biasanya juga berfungsi sebagai pencegah erosi dan banjir. Dinding penahan tanah pada sungai juga harus stabil dan mampu menahan semua gaya-gaya yang diterima, termasuk tekanan dari air yang mengalir pada sungai tersebut.

Di Desa Kedungjati, Kecamatan Balerejo, Kabupaten Madiun, Provinsi Jawa Timur terdapat permasalahan yaitu longornya lereng atau tebing sungai Jeroan. Hal ini disebabkan karena sifat dari pada sungai yang cukup dinamis, sifat tanah dari pada tebing itu sendiri termasuk jenis tanah yang tidak stabil, tingkat kelandaian dan beban yang diterima oleh tebing atau lereng itu sendiri.

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan di atas maka perlu dilakukan penelitian terhadap perkuatan tanah pada sungai Jeroan dengan mendesain ulang perkuatan tanah menggunakan 2 tipe perkuatan tanah yaitu dengan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil supaya tidak terjadi lagi keruntuhan dan kelongsoran pada tebing atau lereng di Sungai Jeroan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang, maka dapat dirumuskan permasalahan yang diteliti. Adapun rumusan masalah pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana stabilitas lereng asli tanpa perkuatan tanah menggunakan program *Plaxis v.8.6* dan perhitungan manual di Sungai Jeroan, Madiun?
2. Bagaimana stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis v.8.6* dan perhitungan manual di Sungai Jeroan, Madiun ?
3. Bagaimana stabilitas lereng dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis v.8.6* dan perhitungan manual di Sungai Jeroan, Madiun?
4. Bagaimana pengaruh muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown* terhadap perkuatan dinding penahan tanah dan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis v.8.6* di Sungai Jeroan, Madiun?
5. Bagaimana pengaruh gempa terhadap perkuatan dinding penahan tanah dan perkuatan geotekstil pada kondisi muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown* menggunakan program *Plaxis v.8.6* di Sungai Jeroan, Madiun?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui stabilitas lereng asli tanpa perkuatan tanah menggunakan program *Plaxis v.8.6* dan perhitungan manual di Sungai Jeroan, Madiun.
2. Mengetahui stabilitas lereng dengan perkuatan Dinding Penahan Tanah menggunakan program *Plaxis v.8.6* dan perhitungan manual di Sungai Jeroan, Madiun.
3. Mengetahui stabilitas lereng dengan perkuatan Geotekstil menggunakan program *Plaxis v.8.6* dan perhitungan manual di Sungai Jeroan, Madiun.
4. Mengetahui pengaruh muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown* terhadap perkuatan dinding penahan tanah dan

perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis v.8.6* di Sungai Jeroan, Madiun.

5. Mengetahui pengaruh gempa terhadap perkuatan dinding penahan tanah dan perkuatan geotekstil pada kondisi muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown* menggunakan program *Plaxis v.8.6* di Sungai Jeroan, Madiun.

1.4 Manfaat

Beberapa manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Memberikan informasi mengenai *Safety Factor* lereng asli tanpa perkuatan tanah.
2. Memberikan gambaran cara menoperasikan program *Plaxis v.8.6* dalam menganalisis kestabilan lereng.
3. Menjembatani penelitian-penelitian sejenis sebagai bahan masukan yang dapat mempengaruhi perkembangan konstruksi di Indonesia.

1.5 Batasan Pengamatan

Permasalahan yang ada perlu dibatasi dengan beberapa batasan agar penelitian ini dapat berjalan secara sistematis, adapun batasan-batasan yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Data tanah asli yang digunakan dari Laporan Penyelidikan Geolistrik Madiun.
2. Analisis dan permodelan perkuatan tanah menggunakan program *Plaxis v.8.6*.
3. Perencanaan perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah dan geotekstil.
4. Tanggul banjir hanya pemodelan tidak termasuk perhitungan.
5. Analisis perhitungan manual lereng asli dan lereng dengan perkuatan geotekstil tidak menggunakan kondisi muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown*.
6. Beban gempa dinamik diperhitungkan sesuai dengan kondisi gempa daerah Madiun.
7. Tidak termasuk perhitungan Rancangan Anggaran Biaya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dinding penahan tanah merupakan komponen struktur bangunan penting utama untuk jalan raya, bantaran sungai dan bangunan lingkungan lainnya yang berhubungan dengan tanah berkontur atau tanah yang memiliki elevasi berbeda. Secara singkat dinding penahan tanah merupakan dinding yang dibangun untuk menahan massa tanah di atas struktur atau bangunan yang dibuat. Bangunan dinding penahan umumnya terbuat dari bahan kayu, pasangan batu, beton hingga baja. Bahkan kini sering dipakai produk bahan sintetis mirip kain tebal sebagai dinding penahan tanah. Produk bahan ini sering disebut sebagai geotextile atau geosynthetic.

2.2 Pengaruh Muka Air Terhadap Stabilitas Lereng

Ardiansyah (2017) melakukan penelitian mengenai pengaruh kondisi muka air tanah terhadap stabilitas lereng jalan dengan dinding penahan tanah. Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk menganalisis pengaruh variasi muka air terhadap stabilitas lereng menggunakan program *Plaxis* 8.6, dengan memodelkan pada dua kondisi muka air tanah normal dan muka air tanah ekstrim. Dari analisis tersebut akan dicari nilai *safety factor* pada lereng asli dan pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah. Hasil dari pemodelan lereng asli didapat nilai *safety factor* sebesar 1,28 pada kondisi muka air tanah normal, dan 1,13 pada lereng dengan kondisi muka air tanah ekstrim. Nilai *safety factor* lereng asli yang dibebani beban kendaraan adalah sebesar 1,081 pada kondisi muka air tanah normal, dan 1,043 pada lereng dengan kondisi muka air tanah ekstrim. Pada lereng dengan dinding penahan tanah diperoleh nilai *safety factor* sebesar 3,27 pada kondisi muka air tanah normal, dan 2,29 pada kondisi muka air tanah ekstrim. Nilai *safety factor* pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan dibebani beban kendaraan adalah sebesar 2,776 pada kondisi muka air tanah normal, dan 1,86 pada kondisi

muka air tanah ekstrim. Sedangkan nilai *safety factor* pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah yang dibebani beban kendaraan dan beban gempa adalah sebesar 2,75 pada kondisi muka air tanah normal, dan 1,85 pada lereng dengan kondisi muka air tanah ekstrim. Berdasarkan analisis tersebut, lereng asli dengan beban kendaraan dalam kondisi kritis dan pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah yang dibebani dengan beban kendaraan dan beban gempa dalam kondisi aman.

2.3 Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah

Pamungkas (2021) melakukan penelitian mengenai analisis perkuatan tanah dengan menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang dan *bored pile* dengan program *Plaxis* 8.6 pada Sungai Pabelan. Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk mengetahui angka aman lereng asli di Sungai Opak, Kiringan, Bantul, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang dan diperkuat dengan menggunakan Bored Pile. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bored pile tanpa beban gempa pada kondisi asli dan perubahan menggunakan program *Plaxis* 8.6 sebesar 1,148 dan 1,175. Sedangkan hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bored pile pada kondisi asli dan perubahan dengan beban gempa menggunakan program *Plaxis* 8.6 mengalami *collapse*. Nilai SF geser, SF guling, dan Qall dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli dan perubahan tanpa beban 7,031; 1,5; 252,062 dan 6,579; 1,582; 252,062. Sedangkan nilai SF geser, SF guling, dan Qall dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli dan perubahan dengan beban 0,744; 0,111; 252,062 dan 0,907; 0,249; 252,062.

Islamey (2022) melakukan penelitian mengenai analisis perbandingan dinding penahan tanah kantilever dengan pondasi *bored pile* dan dinding penahan tanah kantilever dengan pondasi tiang pancang menggunakan program *Plaxis* 8.2. Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk mengetahui perbandingan stabilitas lereng yang diberi dinding penahan tanah kantilever dan tiang pancang pada kondisi

asli dan eksisting. Nilai SF lereng asli dengan *Plaxis* dan Metode *Fellenius* 0,7273 dan 1,1731. Nilai SF DPT dengan *bored pile* tanpa gempa dan dengan gempa menggunakan program *Plaxis* 1,5943 dan 0,7958. Nilai SF DPT dengan tiang pancang d30 tanpa gempa dan dengan gempa menggunakan program *Plaxis* 1,5822 dan 0,7523. Nilai SF DPT dengan tiang pancang d40 tanpa gempa dan dengan gempa menggunakan program *Plaxis* 1,5812 dan 0,7781. Nilai SF DPT dengan tiang pancang d50 tanpa gempa dan dengan gempa menggunakan program *Plaxis* 1,5810 dan 0,7759. Perhitungan manual nilai SF geser, guling, Qall tanpa gempa serta dan gempa pada *bored pile* 4,6507; 3,7613; 26,1134 dan 1,662; 1,533; 26,1134. Perhitungan manual nilai SF geser, guling, Qall tanpa gempa serta dan gempa pada tanah dengan DPT dan tiang pancang d30 4,7913; 4,4666; 67,0149 dan 1,666; 1,111; 67,0149. Perhitungan manual nilai SF geser, guling, Qall tanpa gempa serta dan gempa pada tanah dengan DPT dan tiang pancang d40 4,7913; 4,5217; 110,6484 dan 1,666; 1,5; 110,6484. Perhitungan manual nilai SF geser, guling, Qall tanpa gempa serta dan gempa pada tanah dengan DPT dan tiang pancang d50 4,7913; 4,5972; 164,9294 dan 1,666; 1,852; 164,9294. Nilai SF dinyatakan aman.

2.4 Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil

Wardani (2023) melakukan penelitian mengenai analisis stabilitas lereng jalan dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis* 8.6. Tujuan penelitian tersebut adalah untuk mengetahui hubungan analisis stabilitas lereng dengan variasi tinggi timbunan tanpa perkuatan dan dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis*. Pada masa konstruksi hasil analisis nilai SF lereng timbunan eksisting dengan beban struktur 1,79; nilai SF dengan beban struktur dan beban gempa 1,796. Pada kondisi paska konstruksi nilai SF dengan beban lalu lintas 1,404; nilai SF dengan beban lalu lintas dan beban gempa 1,398. Maka SF dinyatakan aman $> 1,3$. Nilai penurunan tanah pada masa konstruksi dengan beban struktur 0,105 m, dengan beban struktur dan beban gempa 0,110 m. Pada paska konstruksi nilai penurunan tanah dengan beban lalu lintas 0,121 m, dengan beban lalu lintas dan beban gempa 0,126 m. Hasil analisis stabilitas pada kondisi masa konstruksi menunjukkan bahwa SF untuk lereng 2m, 4m, 6m, 8m, 10m, 12m dan 14m akibat beban struktur di dapat SF 4,247; 2,720; 2,052; 1,797; 1,601; 1,441; dan

1,293. Nilai penurunan tanah akibat beban struktur secara berturut-turut dapat nilai penurunan sebesar 0,026m; 0,049m; 0,076m; 0,105m; 0,139m; 0,176m; dan 0,217. Sedangkan nilai angka aman akibat beban struktur dan beban gempa 4,235; 2,709; 2,048; 1,796; 1,599; 1,439; dan 1,291. Nilai penurunan tanah akibat beban struktur dan beban gempa sebesar 0,028m; 0,050m; 0,078m; 0,110m; 0,143m; 0,180m; dan 0,223m. Pada kondisi paska kondisi paska konstruksi dapat nilai angka aman akibat beban lalu lintas 2,641; 1,940; 1,556; 1,404; 1,334; 1,225; dan 1,138. Nilai penurunan akibat beban lalu lintas secara berturut-turut dapat nilai penurunan 0,036m; 0,061m; 0,090m; 0,121m; 0,151m; 0,196m; dan 0,241m. Sedangkan nilai SF akibat beban lalu lintas dan beban gempa 2,626; 1,919; 1,552; 1,398; 1,331; 1,223; dan 1,136. Nilai penurunan tanah akibat beban lalu lintas dan beban gempa dapat nilai penurunan tanah 0,038m; 0,062m; 0,092m; 0,126m; 0,161m; 0,199m; dan 0,243m. Hasil akhir analisis lereng timbunan dengan perkuatan geotekstil dilakukan pada timbunan 12m dan 14m. Hasil analisis stabilitas dengan perkuatan geotekstil pada kondisi masa konstruksi menunjukkan bahwa angka aman untuk lereng 12m dan 14m akibat beban struktur dapat SF 1,824 dan 1,642. Nilai penurunan tanah akibat beban struktur dapat nilai penurunan 0,174m dan 0,214m. Sedangkan nilai SF akibat beban struktur dan beban gempa 1,822 dan 1,637. Nilai penurunan tanah akibat beban struktur dan beban gempa 0,178m dan 0,220m. Pada kondisi paska kondisi paska konstruksi dapat nilai SF akibat beban lalu lintas 1,418 dan 1,361. Nilai penurunan akibat beban lalu lintas dapat nilai penurunan 0,194m dan 0,238m. Sedangkan nilai SF akibat beban lalu lintas dan beban gempa 1,410 dan 1,357. Nilai penurunan tanah akibat beban lalu lintas dan beban gempa dapat nilai penurunan tanah 0,198m dan 0,240m.

2.5 Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Dan Perkuatan Geotekstil

Annisa (2018) melakukan penelitian mengenai analisis stabilitas dinding penahan tanah dan perencanaan perkuatan lereng menggunakan geotekstil pada bantaran sungai gajah putih. Tujuan penelitian tersebut adalah untuk mengetahui nilai angka aman (SF) dinding pasangan batu, dinding penahan tanah serta

merencanakan perkuatan lereng menggunakan geotekstil. Penelitian dilakukan dengan menggunakan metode elemen hingga yaitu dengan program *Plaxis*. Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah, digunakan analisis dengan perhitungan manual menurut teori Rankine dan dilakukan analisis dengan program *Plaxis*. Perencanaan perkuatan lereng menggunakan geotekstil digunakan variasi model lereng 1 jenjang dan lereng 2 jenjang. Dalam penelitian ini analisis dilakukan pada kondisi muka air normal dan muka air banjir dengan memperhitungkan akibat beban merata pejalan kaki dan beban gempa. Nilai angka aman dinding pasangan batu pada kondisi muka air normal dengan beban pejalan dan beban gempa sebesar 1,232 dan 1,016, pada kondisi muka air banjir sebesar 1,235 dan 1,015. Angka aman tersebut menunjukkan bahwa lereng sungai dengan dinding pasangan batu tersebut kritis dan tidak stabil sehingga terjadi keruntuhan. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal memiliki angka aman stabilitas terhadap penggeseran, penggulingan, dan kapasitas dukung tanah berturut-turut sebesar 4,346; 7,520; dan 4,288. Pada kondisi muka air banjir sebesar 3,885; 6,923; dan 3,590; sedangkan dengan program *Plaxis* diperoleh angka aman dengan beban pejalan dan beban gempa pada kondisi muka air normal sebesar 2,949 dan 1,563, pada kondisi muka air banjir sebesar 3,027 dan 1,564. Hasil tersebut menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman dan stabil. Dalam perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil untuk lereng variasi 1 didapatkan nilai angka aman pada kondisi muka air normal 2,433 dan 1,579 dan pada muka air banjir 2,494 dan 1,574. Angka aman untuk lereng variasi 2 pada kondisi muka air normal sebesar 2,665 dan 1,569 dan pada kondisi muka air banjir 2,733 dan 1,567. Hasil tersebut menunjukkan bahwa perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil aman dan stabil serta dapat digunakan sebagai alternatif perkuatan pada lereng bantaran gajah putih.

2.6 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yang Dilakukan

Perbandingan antara penelitian yang akan dilakukan dalam tugas akhir ini dengan penelitian-penelitian yang telah disebutkan diatas dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Dilakukan

Peneliti	Ardiansyah (2017)	Pamungkas (2021)	Islamey (2022)	Wardani (2023)	Annisa (2018)	Mardhatillah (2023)
Judul Penelitian	Pengaruh Kondisi Muka Air Tanah Terhadap Stabilitas Lereng Jalan Dengan Dinding Penahan Tanah	Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Bored Pile dengan Program Plaxis 8.6 pada Sungai Pabelan	Analisis Stabilitas Tanah Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Program <i>Plaxis</i> 8.2.	Analisis Stabilitas Timbunan Lereng Jalan dengan Perkuatan Geotekstil Menggunakan Program PLAXIS Pada Proyek Jalan Tol Balikpapan – Samarinda STA 2+400.	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Dan Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil Pada Bantaran Sungai Gajah Putih	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Dan Perkuatan Geotekstil Menggunakan Program <i>Plaxis</i> 8.6 Pada Sungai Jeroan - Madiun

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Dilakukan

Peneliti	Ardiansyah (2017)	Pamungkas (2021)	Islamey (2022)	Wardani (2023)	Annisa (2018)	Mardhatillah (2023)
Tujuan Penelitian	Mengetahui nilai faktor aman (SF) dalam kondisi muka air tanah ekstrim	mengetahui SF lereng asli di Sungai Opak, Kiringan, Bantul, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton tertulang dan diperkuat dengan menggunakan Bored Pile	Mengetahui perbandingan stabilitas lereng yang diberi dinding penahan tanah kantilever dan <i>bored pile</i> dan tiang pancang pada kondisi asli dan eksisting	Mengetahui hubungan analisis stabilitas lereng dengan variasi tinggi timbunan tanpa perkuatan dan dengan perkuatan geotekstil menggunakan program Plaxis	Mengetahui nilai angka aman dinding pasangan batu, dinding penahan tanah serta merencanakan perkuatan lereng menggunakan geotekstil	Mengetahui nilai SF dinding penahan tanah dan merencanakan perkuatan tanah dengan geotekstil pada kondisi muka air minimum, normal, banjir, dan rapid drawdown

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Dilakukan

Peneliti	Ardiansyah (2017)	Pamungkas (2021)	Islamey (2022)	Wardani (2023)	Annisa (2018)	Mardhatillah (2023)
Metode Penelitian	Metode elemen hingga dengan program <i>Plaxis</i> 8.6	Analisis menggunakan program <i>Plaxis</i> V.8.6 dan metode Fellinius	Metode elemen hingga, metode <i>Fellenius</i> , metode <i>O'Neill</i> dan <i>Reese</i> , dan metode Meyerhoff	Analisi menggunakan program <i>Plaxis</i>	Metode elemen hingga, program <i>Plaxis</i> 8.6	Metode elemen hingga, metode <i>Fellenius</i> , program <i>Plaxis</i> 8.6
Hasil Penelitian	Nilai Safety factor lereng asli pada muka air tanah normal dan ekstrim diperoleh 1,081 dan 1,043. Untuk lereng dengan dinding penahan tanah sebesar 2,75 dan 1,85.	Nilai angka aman lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever	Pada tinjauan d30 dengan program <i>Plaxis</i> 8.2 kondisi lereng aman. Pada perhitungan manual lereng kritis terhadap	Hasil analisis lereng dengan program <i>Plaxis</i> 8.6 di tinggi timbunan 14 m pada masa konstruksi dan	Analisis stabilitas DPT pada muka air normal memiliki SF geser, SF guling, dan kapasitas dukung tanah 4,346; 7,520;	Hasil program <i>Plaxis</i> 8.6 dan perhitungan manual.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Dilakukan

Peneliti	Ardiansyah (2017)	Pamungkas (2021)	Islamey (2022)	Wardani (2023)	Annisa (2018)	Mardhatillah (2023)
		dan bored pile kondisi asli dan penurunan tanpa beban sebesar 1,148 dan 1,175. Sedangkan nilai SF dengan perkuatan DPT tipe kantilever dan bored pile kondisi asli dan penurunan dengan beban sebesar 1,148 dan 1,175	tahanan guling. Pada tinjauan d40 dengan program Plaxis 8.2 kondisi lereng aman. Pada perhitungan manual kondisi lereng aman. Pada tinjauan d40 dengan program Plaxis 8.2	paska konstruksi setelah diberi perkuatan geotekstil dan beban gempa sebesar 1,637 dan 1,357 serta besar penurunan tanah sebesar 0,220 m dan 0,240 m	dan 4,288. Muka air banjir 3,885; 6,923; dan 3,590. Sedangkan program <i>Plaxis</i> diperoleh SF dengan beban pejalan dan beban gempa pada muka air normal 2,949 dan 1,563. Muka air banjir 3,027 dan 1,564. Pada perkuatan geotekstil variasi	

Lanjutan Tabel 2.1 Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Dilakukan

Peneliti	Ardiansyah (2017)	Pamungkas (2021)	Islamey (2022)	Wardani (2023)	Annisa (2018)	Mardhatillah (2023)
					1 diperoleh SF kondisi muka air normal 2,433 dan 1,579. Muka air banjir 2,494 dan 1,574. SF geotekstil variasi 2 pada kondisi muka air normal 2,665 dan 1,569. Muka air banjir 2,733 dan 1,567	

(Sumber : Ardiansyah,2017; Pamungkas,2021; Islamey,2022; Wardani,2023; Annisa,2018)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Definisi Tanah

Tanah dalam bidang mekanika tanah dimaksudkan untuk mencakup semua bahan dari tanah lempung (*clay*) sampai berangkal (batu-batu yang besar). Tanah juga dapat diartikan sebagai himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relative lepas (*loose*), yang terletak diatas batuan dasar (*bedrock*) (Hardiyatmo, 1992). Tanah membagi bahan-bahan yang menyusun kerak bumi secara garis besar menjadi dua kategori: tanah (*soil*) dan batuan (*rock*), sedangkan batuan merupakan agregat mineral yang satu sama lainnya diikat oleh gaya-gaya kohesif yang permanen dan kuat (Terzaghi dkk, 1996). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel –partikel dapat berisi udara, air ataupun keduanya.

Tanah terjadi sebab proses pelapukan. Proses pembuatan secara fisik ialah sebab pengaruh erosi, angin, air, pergantian temperatur mengganti batuan menjadi partikel kecil- kecil. Sebaliknya proses secara kimia terjadi sebab oksigen, karbondioksida serta air. Tanah yang masih terletak ditempat asalnya disebut tanah residual serta yang telah berpindah disebut tanah terangkut.

Tanah selalu berperan pada tiap pekerjaan teknik sipil. Tanah merupakan pondasi pendukung sesuatu bangunan, ataupun bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri semacam tanggul ataupun bendung, ataupun terkadang sebagai sumber pemicu gaya luar pada bangunan semacam tembok ataupun dinding panahan tanah sehingga dalam perencanaan konstruksi kita wajib memperhatikan struktur tanah yang terdapat dilapangan. Faktor-faktor yang mempengaruhi struktur dari tanah adalah bentuk, ukuran dan komposisi mineral dari butiran tanah serta sifat dan komposisi dari air tanah. Struktur tanah adalah suatu sifat yang menghasilkan respon terhadap perubahan eksternal didalam lingkungan seperti beban, air,

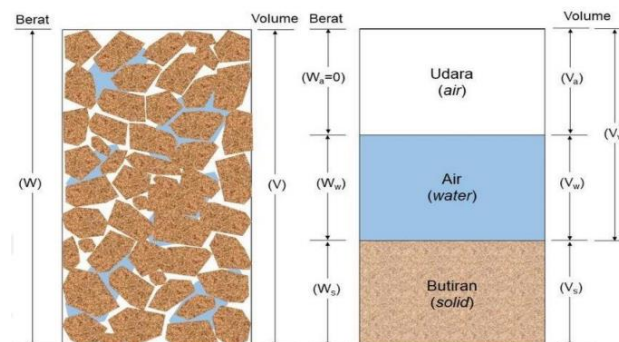
temperatur dan faktor-faktor lainnya. Secara umum struktur tanah dapat dimasukkan dalam dua kelompok yaitu tanah tak kohesi (*cohesionless soil*) dan tanah kohesif (*cohesive soil*) (Das, 1995).

Menurut (Bowles, 1989) pengertian dari tanah ialah campuran dari partikel-partikel yang jenis nya dapat dilihat sebagai berikut.

1. Berangkal (*Boulders*), merupakan potongan dari batuan besar dengan ukuran 150 mm-250 mm, fragmen dari batuan ini disebut kerakal atau pebbes.
2. Kerikil (*gravel*), merupakan batuan yang mempunyai ukuran 5 mm - 150 mm.
3. Pasir (*sand*), merupakan batuan yang mempunyai ukuran 0,074 mm - 5mm. Untuk pasir yang berbentuk kasar (3 sampai 5 mm), sedangkan untuk pasir yang berbentuk halus (<1mm).
4. Lanau (*silt*), merupakan batuan yan berukuran mulai dari 0,002 mm - 0,074 mm.
5. Lempung (*clay*), merupakan partikel mineral yang berukuran < 0,002 mm. Partikel inilah yang merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang bersifat kohesif.
6. Koloid (*colloids*), merupakan partikel mineral yang lebih kecil dari 0,001 mm.

3.1.2 Properti Tanah

Tanah dalam kondisi kering hanya memiliki dua bagian tanah, yakni butiran tanah dan pori-pori udara. Pada tanah dalam kondisi jenuh hanya terdapat dua bagian yaitu butiran tanah dan air pori. Pada kondisi tidak jenuh tanah terdiri dari tiga bagian, yakni butiran tanah, pori-pori udara, dan air pori. Hubungan antara bagian-bagian tanah digambarkan dalam bentuk diagram fase yang dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Berdasarkan Gambar 3.1 diatas, suatu tanah memiliki tiga elemen dalam setiap butirnya. Ada udara, air dan padatan. Dalam setiap elemen tersebut memiliki volume dan berat masing – masing. Mengacu pada diagram fase tanah maka dapat diketahui di Persamaan 3.1 sampai dengan Persamaan 3.3 sebagai berikut.

$$W = W_s + W_w \text{ (gr)} \quad (3.1)$$

dan

$$V = V_s + V_w + V_a \text{ (cm}^3\text{)} \quad (3.2)$$

$$V_v = V_w + V_a \text{ (cm}^3\text{)} \quad (3.3)$$

Keterangan :

W = berat total.

W_s = berat butiran padat.

W_w = berat air.

V = volume total.

V_s = volume butiran padat.

V_w = volume air.

V_a = volume udara.

V_v = volume rongga.

1. Berat Volume Butiran Padat (γ_s)

Berat tanah butiran tanah kering dalam satu satuan volume butiran tanah atau perbandingan antara berat butiran padat dengan volume butiran padat dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.4.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (3.4)$$

2. Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air ($S=1$)

Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.5.

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1 + e} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (3.5)$$

Hubungan antara derajat kejenuhan, angka pori, kadar air dan berat jenis dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.6.

$$S_e = w G_s \quad (3.6)$$

Korelasi untuk menentukan berat jenis tanah (γ) dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Nilai Berat Volume Tanah

No.	Jenis Tanah	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
1.	Kerikil	20 – 22	15 – 17
2.	Pasir	18 – 20	13 – 16
3.	Lanau	18 – 20	14 – 18
4.	Lempung	16 - 22	14 - 21

(Sumber: John Wiley & Sons,2000)

3. Permeabilitas

Permeabilitas didefinisikan sebagai sifat bahan berpori yang memungkinkan terjadinya aliran rembesan dari cairan yang berupa air atau minyak mengalir melewati rongga pori. Pori – pori pada tanah saling terhubung, sehingga air dapat mengalir dari tekanan tinggi menuju tekanan yang lebih rendah. Permeabilitas artikan sebagai sifat tanah yang mengalirkan air melalui rongga-rongga pori tanah. Menurut Das (1983) pada buku Mekanika Tanah 1 Edisi Ke Enam untuk kisaran nilai permeabilitas pada jenis – jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Nilai Berat Volume Tanah

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 longgar	$10^{-4} - 10^{-2}$
4.	Lanau padat, lanau berlempung	$10^{-5} - 10^{-4}$
5.	Lempung berlanau, lempung	$10^{-8} - 10^{-5}$

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

4. Modulus Elastisitas

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari triaxial test. Umumnya modulus elastisitas (E) ditentukan dari uji triaksial kondisi undrained, dan nilai E ditentukan dari pendekatan kemiringan kurva tegangan-regangan yang diambil pada setengah dari beban ultimit aksial. Angka poisson (μ) dapat dihitung dari pengukuran regangan kompresi aksial dan regangan lateral selama uji triaksial. Perkiraan nilai ini dapat ditentukan dari jenis tanah seperti pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 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	7000 – 20000
	Berpasir	30000 - 42500
2.	Pasir :	
	Berlanau	5000 – 20000
	Tidak padat	10000 – 250000
	Padat	50000 – 100000
3.	Pasir dan kerikil :	
	Padat	80000 – 200000
	Tidak padat	50000 – 140000
4.	Lanau	2000 – 20000
5.	Loses	15000 – 60000
6.	Cadas	140000 - 1400000

(Sumber: Bowles,1977)

5. Poisson Ratio

Nilai *poisson ratio* (μ) ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Hubungan Jenis Tanah dengan Angka *Poisson*

No.	Jenis Tanah	Poisson Ratio (μ)
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 tidak padat	0,15
7.	Pasir halus	0,25
8.	Batu	0,1 – 0,4
9.	Loess	0,1 – 0,3

(Sumber: Hardiyatmo,2003)

6. Kohesi (c)

Kohesi ialah gaya tarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser dalam, kohesi ialah parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah dalam berupa gerakan lateral tanah. Nilainya didapat dari pengujian triaxial dan direct shear test. Nilai kohesi dapat ditentukan berdasarkan nilai q_c pada uji sondir seperti pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Hubungan Konsistensi Tanah Terhadap Tekanan Konus dan Kohesi

No.	Konsentrasi Tanah	Tekanan Konus q_c (kg/cm ²)	Kohesi
1.	<i>Very soft</i>	< 2,50	< 1,25
2.	<i>Soft</i>	2,50 – 5,0	1,25 – 2,50

**Lanjutan Tabel 3.5 Hubungan Konsistensi Tanah Terhadap Tekanan
Konus dan Kohesi**

No.	Konsentrasi Tanah	Tekanan Konus q_c (kg/cm ²)	Kohesi
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

(Sumber: Bowles, 1996)

7. Sudut Geser Dalam (ϕ)

Sudut geser dalam adalah sudut yang dibentuk antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah. Sudut geser tanah sama dengan kohesi yaitu untuk menentukan ketahanan tanah akibat tegangan yang bekerja berupa tekanan lateral tanah. Nilai sudut dalam didapat dari pengujian triaxial (triaxial test) dan pengujian kuat geser langsung (direct sheer test). Selain itu, nilai sudut geser dalam ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6 Hubungan Antara Sudut Geser dengan Jenis Tanah

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam ($^{\circ}$)
Kerikil Kepasiran	35 – 40
Kerikil Kerakal	35 – 40
Pasir Padat	35 – 40
Pasir Lepas	30
Lempung	25 – 30
Lanau	20 – 25

(Sumber: Bowles, 1996)

8. Sudut Dilatasi (ψ)

Sudut dilatasi (dilatancy angle) dinyatakan dalam derajat. Pada tanah lempung biasanya menunjukkan dilatasi yang kecil ($\psi \approx 0$). Lempung dan lanau biasanya memiliki sudut dilatasi yang kecil ($\psi \approx 0$). Sudut dilatasi pada

pasir juga tergantung pada kerapatan dan sudut gesernya, untuk pasir sudut dilatasi $\psi = \phi - 30^\circ$ hal ini dikarenakan realistis untuk pasir sangat lepas.

3.1.3 Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah merupakan penggolongan sistematis dari jenis-jenis tanah yang mempunyai sifat - sifat yang sama dalam kelompok dan sub kelompok yang sesuai dengan pemakaiannya (Das, 1998).

Sistem klasifikasi tanah ialah suatu sistem pengaturan dari sekian banyak jenis tanah yang berbeda- beda tetapi memiliki sifat yang serupa kedalam kelompok sesuai penerapannya. Sistem klasifikasi tanah sangat membantu perancangan dalam memberikan pengarahan melalui metode empiris yang tersedia dari hasil pengalaman yang telah lalu. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah telah berkembang dan bertujuan supaya rekayasa didasarkan pada sifat- sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran dan plastisnya. Terdapat dua sistem klasifikasi tanah yang umumnya digunakan sebagai hasil pengembangan dari sistem klasifikasi yang ada. Sistem tersebut adalah sistem klasifikasi tanah berdasarkan USCS (Unified Soil Classification System) dan sistem klasifikasi berdasarkan AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official).

1. Klasifikasi Tanah Sistem USCS (Unified Soil Classification System)

Dalam sistem USCS, tanah di klasifikasikan kedalam tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) jika kurang dari 50% lolos saringan nomor 200 dan sebagai tanah berbutir halus (lanau dan lempung) jika lebih dari 50% lolos saringan nomor 200. Kemudian klasifikasi tanah menurut sistem USCS dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS

Prosedur Klasifikasi		Symbol	Nama Jenis	Identifikasi Lab		
Tanah Berbutir Kasar (Lebih dari 50% tertahan pada ayakan No. 200 / Ø 0.075 mm)	Kerikil (lebih dari 50% tertahan pada ayakan No. 4 / Ø 4.75 mm)	Kerikil Murni (Tanpa – sedikit butir halus)	GW	Kerikil bergradasi baik, kerikil bercampur sedikit pasir tanpa / tak ada butiran halus	CU = D ₆₀ /D ₁₀ = 1 – 4 CC = D ₃₀ ² /D ₁₀ = 1-3	
			GP	Kerikil bergradasi buruk, kerikil bercampur pasir mengandung sedikit butira halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC untuk GW	
		Kerikil Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	GM	Kerikil berlanau, kerikil mengandung pasir – lanau bergradasi buruk	Indek Plastisitas kurang dari 7	
			GC	Kerikil berlempung, kerikil mengandung pasir dan lempung bergradasi buruk	Indek Plastisitas lebih dari 7	
	Pasir (lebih dari 50% lolos pada ayakan No. 4 / Ø 4.75 mm)	Pasir Bersih (Tanpa / sedikit butiran halus)	SW	Pasir bergradasi baik, Pasir dengan sedikit pasir tanpa butiran halus	CU = D ₆₀ /D ₁₀ ≥ 6 CC = D ₃₀ ² /D ₁₀ = 1-3	
			SP	Pasir bergradasi buruk, dengan sedikit butiran halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC SW	
		Pasir Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	SM	Pasir berlanau, pasir bercampur lanau lanau bergradasi buruk	Indeks Plastisitas lebih dari 7 Ratioindeks plastisitas PI dan batas cair LL < 2.25	
			SC	Pasir berlempung, pasir bercampur lempung bergradasi buruk	Indeks plastisitas lebih dari 7 Ratioindeks plastisitas PI dan batas cair LL > 2.25	

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

2. Klasifikasi Tanah Sistem AASTHO (Unified Soil Classification System)

Sistem klasifikasi tanah AASHTO pada awalnya diperkenalkan oleh Hoentogler dan Terzaghi yang akhirnya diambil oleh Bureau Of Public Roads. Pengklasifikasian sistem ini berdasarkan kriteria ukuran butir dan plastisitas. Maka dalam mengklasifikasikan tanah membutuhkan pengujian analisis saringan.

Sistem klasifikasi tanah ini dapat membagi tanah ke dalam ke 8 kelompok yang diberi nama dari A-1 sampai A-8. Tanah organik yang bersifat tidak stabil sebagai bahan lapisan struktur jalan dapat diberi nama A-8, maka pada revisi

terakhir oleh sistem AASHTO dapat diabaikan. Klasifikasi tanah sistem AASHTO dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.8 Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO

TABLE 3-6 Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures*

General Classification	Granular Materials (35% or less passing 0.075 mm)							Silt-Clay Materials (More than 35% passing 0.075 mm)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group classification	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5 A-7-6
Sieve analysis, percent passing:											
2.00 mm (No. 10)	50 max.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.425 mm (No. 40)	30 max.	50 max.	51 min.	—	—	—	—	—	—	—	—
0.075 mm (No. 200)	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40):											
Liquid limit	—	—	—	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index	6 max.	—	NP	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel, and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils	
General rating as subgrade	Excellent to good							Fair to Poor			

*© American Association of State Highway and Transportation Officials, 1978. Used by permission.
 †Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than LL minus 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than LL minus 30 (see Fig. 3.5).

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

3.2 Lereng

3.2.1 Pengertian Umum

Lereng ialah suatu permukaan tanah yang miring dan membentuk sudut tertentu terhadap suatu bidang horizontal. Lereng atau talud bisa terbentuk secara natural sebab dari proses geologi ataupun karna dibuat oleh manusia karena tujuan tertentu. Pada suatu tempat dimana ada dua permukaan tanah yang berbeda ketinggian, maka akan terdapat gaya-gaya yang bekerja mendorong sehingga tanah yang lebih tinggi kedudukannya cenderung bergerak kearah bawah yang disebut dengan gaya potensial gravitasi yang menimbulkan terbentuknya longsor.

3.2.2 Penyebab Longsor

Menurut Hardiyatmo (2010) kelongsoran lereng alam dapat terjadi dari hal-hal sebagai berikut ini.

1. Penambahan beban pada lereng. Tambahan beban lereng dapat berupa bangunan baru dan tambahan beban air yang masuk ke pori-pori tanah maupun yang menggenang di permukaan tanah dan beban dinamis oleh tumbuhan-tumbuhan yang tertiuap angin dan lain-lain.

2. Penggalian yang mempertajam kemiringan lereng.
3. Penggalian atau pemotong tanah pada kaki lereng.
4. Perubahan posisi muka air secara cepat (rapid drawdown) pada bendung, sungai dan lain-lain.
5. Gempa bumi.
6. Kenaikan tekanan tanah lateral oleh air (air yang mengisi retakan akan mendorong tanah ke arah lateral).
7. Penurunan tahanan geser tanah pembentuk lereng oleh akibat kenaikan kadar air, kenaikan tekanan air pori, tekanan rembesan oleh genangan air di dalam tanah, tanah pada lereng mengandung lempung yang mudah kembang susut dan lain-lain.

3.2.3 Pengaruh Kelongsoran

Berdasarkan Hardiyatmo (2010) ada beberapa hal yang mempengaruhi kelongsoran sebagai berikut ini.

1. Pengaruh Iklim

Menurut Hardiyatmo (2010) di dekat permukaan tanah, kuat geser tanah berubah dari waktu ke waktu bergantung pada iklim. Beberapa jenis tanah mengembang pada saat musim hujan dan menyusut pada musim kemarau. Pada musim hujan kuat geser tanah ini menjadi sangat rendah dibandingkan dengan pada musim kemarau. Oleh karena itu, kuat geser yang dipakai dalam analisis stabilitas lereng harus didasarkan pada kuat geser tanah di musim hujan atau kuat geser tanah pada saat tanah jenuh air.

2. Pengaruh air

Berdasarkan Hardiyatmo (2010) pengaruh pada aliran air atau rembesan menjadi faktor yang sangat penting dalam stabilitas lereng, namun pengaruh ini sulit diidentifikasi dengan baik. Telah dipelajari bahwa rembesan air yang terjadi di dalam tanah akan menyebabkan gaya rembesan yang sangat berpengaruh pada stabilitas lereng.

Erosi pada permukaan lereng dapat menyebabkan terkikisnya tanah permukaan yang dapat mengurangi tinggi lereng, sehingga jadi menambah stabilitas

lereng. Sebaliknya, erosi yang memotong kaki lereng dapat menambah tinggi lereng dan menjadi mengurangi stabilitas lereng.

Jika pada lereng terjadi penurunan muka air mendadak pada saluran atau di dekat lereng, contohnya penurunan muka air mendadak pada saluran atau sungai, maka akan terjadi pengurangan gaya angkat air pada massa tanah dan menambah beban lereng. Kenaikan beban menyebabkan naiknya tegangan geser, yang jika tahanan geser tanah terlampaui maka akan mengakibatkan longsor lereng. Hal ini banyak terjadi pada lereng tanah yang berpermeabilitas rendah.

3. Pengaruh Rangkak (Creep)

Menurut Hardiyatmo (2010) di dekat permukaan tanah yang miring, tanah dipengaruhi siklus kembang-susut. Siklus ini dapat terjadi oleh akibat perubahan temperatur, perubahan dari musim kemarau ke musim hujan, dan di daerah dingin dapat diakibatkan oleh pengaruh pembekuan air. Saat tanah mengembang, tanah naik sehingga melawan gaya-gaya gravitasi. Sedangkan saat tanah menyusut, tanah turun dibantu oleh gravitasi. Hasil dari gerakan keduanya adalah gerakan perlahan lereng turun ke arah bawah.

Kedalaman zona rangkak bervariasi dari beberapa sentimeter sampai beberapa meter dapat bergantung pada sifat tanah dan kondisi iklim. Kenampakan gerakan lereng akibat rangkak dapat menyebabkan hal-hal sebagai berikut ini: blok batuan bergerak, pohon-pohon melengkung ke atas, bagian bawah lereng melengkung dan menarik batuan, bangunan menara, monumen, dinding penahan tanah dan pondasi bergerak dan retak, jalan raya dan jalan rel keluar dari alurnya, dan batu-batu besar menggelinding.

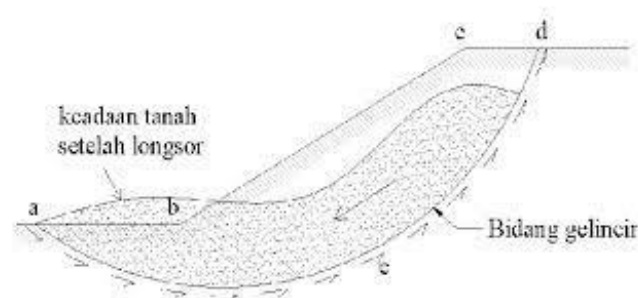
3.2.4 Jenis Longsor

Longsor adalah gerakan material pembentuk lereng yang diakibatkan oleh terjadinya kegagalan geser, di sepanjang satu atau lebih bidang longsor yang terjadi. Massa tanah yang bergerak dapat menyatu atau terpecah-pecah menjadi butiran. Perpindahan material total sebelum longsor bergantung pada besarnya regangan untuk mencapai kuat geser pada puncaknya dan pada tebal zona longornya

(Hardiyatmo, 2010).

Gerakan tanah berupa longsor (landslide) adalah bencana alam yang sering terjadi dan membahayakan khususnya pada saat musim hujan. Longsor seringkali terjadi akibat adanya pergerakan tanah pada kondisi daerah lereng yang curam, kondisi tanah yang tidak homogen, dan tidak memiliki lekatan antara lapisan pada tanah. Faktor lain yang menyebabkan longsor adalah rembesan, aktifitas geologi seperti patahan lempeng bumi, rekahan dan liniasi. Kondisi lingkungan setempat seperti bentuk dan kemiringan lereng, kekuatan material, kedudukan muka air tanah dan kondisi aliran drainase setempat juga menjadi faktor yang cukup penting untuk menjadi penyebab terjadinya longsor (Verhoef, 1985).

Longsoran dapat dicegah apabila gaya dorong (gaya penyebab longsor) tidak melebihi gaya perlawanan yang berasal dari tahanan geser tanah sepanjang bidang longsor seperti pada Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3.2 Kelongsoran Lereng

(Sumber: Hardiyatmo 2010)

Berdasarkan Hardiyatmo (2010), longsoran yang sering terjadi selama ini dibagi menjadi beberapa jenis kelongsoran sebagai berikut ini.

1. Longsoran Translasi

Longsornya ini terjadi karena Bergeraknya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk rata atau mengelombang landai. Longsoran translasi adalah gerakan di sepanjang diskontinuitas atau bidang lemah yang secara pendekatan sejajar dengan permukaan lereng, sehingga gerakan tanah secara translasi. Dalam kondisi tanah lempung, translasi terjadi di sepanjang lapisan tipis pasir atau lanau, khususnya jika bidang lemah tersebut sejajar dengan lereng yang ada. Longsoran translasi lempung yang mengandung lapisan pasir

atau lanau, dapat disebabkan oleh tekanan air pori yang cukup tinggi dalam pasir atau lanau tersebut.

2. Longsoran Rotasi

Longsoran ini dapat terjadi ketika Bergeraknya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk cekung. Longsoran rotasi mempunyai suatu bidang longsor yang melengkung ke atas, dan sering terjadi pada massa tanah yang bergerak dalam satu kesatuan. Longsoran rotasi murni (shump) terjadi pada material yang relatif homogen seperti timbunan buatan (tanggul).

3.3 Analisis Stabilitas Lereng

3.3.1 Pengertian Umum

Pada posisi permukaan tanah yang tidak horizontal, komponen gravitasi cenderung untuk menggerakkan tanah ke bawah. Jika komponen gravitasi sedemikian besar sehingga perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsohnya dapat terlampaui, maka akan terjadi suatu kelongsoran lereng. Analisis stabilitas pada permukaan tanah yang miring yang disebut dengan analisis stabilitas lereng (Hardiyatmo, 2010).

Faktor yang dapat mempengaruhi stabilitas suatu lereng dibagi menjadi dua yaitu pengaruh luar berupa pengaruh yang menyebabkan bertambahnya gaya geser dengan tanpa adanya perubahan kuat geser tanah. Sementara pengaruh dalam berupa longsoran yang terjadi tanpa adanya perubahan kondisi luar atau gempa bumi (Hardiyatmo, 2010).

3.3.2 Teori Analisis Stabilitas Lereng

Berdasarkan Hardiyatmo (2010) tujuan dari analisis stabilitas adalah untuk menentukan faktor aman dari bidang longsor yang potensial. Dalam analisis stabilitas lereng, beberapa gagasan dibuat, yaitu sebagai berikut ini.

1. Kelongsoran lereng terjadi pada sepanjang permukaan bidang longsor tertentu dan dapat dianggap sebagai masalah bidang 2 dimensi.
2. Massa tanah yang longsor dianggap sebagai benda masif.
3. Tanah geser dari massa tanah pada setiap titik sepanjang bidang longsor tidak tergantung dari orientasi permukaan longsor, atau dengan kata lain kuat geser

tanah dianggap isotropis.

4. Faktor aman didefinisikan dengan memperlihatkan tegangan geser rata-rata sepanjang bidang longsor potensial, dan kuat geser tanah rata-rata sepanjang permukaan longsoran.

Analisis stabilitas lereng umumnya didasarkan pada konsep keseimbangan plastis batas. Adapun parameter dalam analisis stabilitas suatu lereng adalah faktor keamanan (safety factor) dari bidang longsor yang berpotensi terjadi kelongsoran.

Faktor keamanan suatu lereng dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan Tabel 3.10 yang dibuat sesuai dengan besar kestabilan suatu lereng.

Tabel 3.9 Nilai Faktor Keamanan Untuk Perancangan Lereng

Faktor Keamanan (F)	Kerentanan Gerakan Tanah
<1,2	Tinggi, Gerakan tanah sering terjadi
$1,2 < SF < 1,7$	Menengah, Gerakan tanah dapat terjadi
$1,7 < F < 2$	Rendah, Gerakan tanah jarang terjadi
> 2,0	Sangat rendah, Gerakan tanah sangat jarang terjadi

(Sumber: Ward. R, 1987 dalam SNI 13-7124-2005, 2005)

Tabel 3.10 Hubungan Nilai Faktor Keamanan dengan Intensitas Longsor

Nilai Faktor Keamanan	Kemungkinan Longsor
$F < 1,07$	Longsor terjadi biasa / sering (lereng labil)
$1,07 < F < 1,25$	Longsor pernah terjadi (lereng kritis)
$F < 1,25$	Longsor jarang terjadi (lereng relative stabil)

(Sumber: Bowles, 1989)

Stabilitas suatu lereng bergantung pada nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam tanah (Φ). Tanah dengan kondisi semakin kering umumnya memiliki faktor aman yang tinggi. Sebaliknya pada kondisi tanah yang semakin jenuh umumnya nilai faktor aman semakin kecil. Hal yang menyebabkan ketidakstabilan lereng salah satunya disebabkan oleh muka air tanah yang naik sehingga menambah derajat kejenuhan dan tekanan air pori sehingga mengurangi tegangan efektif dan kuat geser tanah.

Pengaruh stabilitas suatu lereng dibagi menjadi dua oleh Terzaghi pada buku (Hardiyatmo, 2010) yaitu pengaruh luar berupa pengaruh yang menyebabkan bertambahnya gaya geser dengan tanpa adanya perubahan kuat geser tanah. Sementara pengaruh dalam berupa longsoran yang terjadi tanpa adanya perubahan kondisi luar atau gempa bumi.

Faktor aman stabilitas lereng didefinisikan sebagai nilai banding antara gaya yang menahan dan gaya yang menggerakkan seperti pada Persamaan 3.7 berikut.

$$SF = \frac{\tau}{\tau d} \quad (3.7)$$

Dengan τ adalah tahanan geser maksimum yang dapat dikerahkan oleh tanah, τd adalah tegangan geser yang terjadi akibat gaya berat tanah yang akan longsor, dan SF adalah faktor aman. Menurut Mohr Coloumb tahanan geser maksimum adalah tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah disepanjang bidang longsor. Sementara nilai tegangan geser yang terjadi dapat didefinisikan akibat dari beban tanah dan beban lain pada bidang longsor.

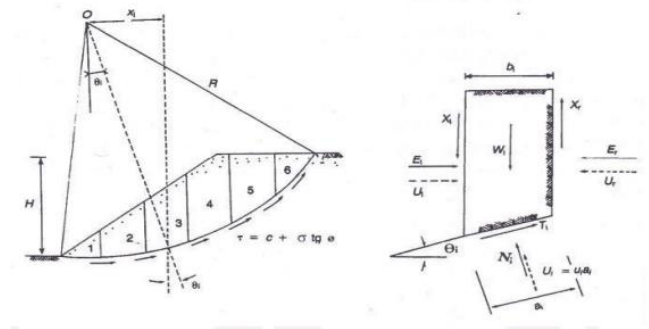
3.3.3 Metode Analisis Stabilitas Lereng

Untuk menganalisis stabilitas lereng ini ada beberapa metode, yang sering digunakan diantara lainnya adalah sebagai berikut.

1. Metode *Fellenius*

Metode *Fellenius* (Ordinary Method of Slice) diperkenalkan pertama kali oleh Fellenius (1927, 1936) menganggap gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanankiri dari sembarang irisan memiliki resultan nol pada arah tegak lurus bidang longsor.

Fellenius mengemukakan metodenya dengan menyatakan asumsi bahwa keruntuhan terjadi melalui rotasi dari suatu blok tanah pada permukaan longsor berbentuk lingkaran (sirkuler) dengan titik O sebagai titik pusat rotasi. Metode ini juga menganggap bahwa gaya normal P bekerja di tengah-tengah slice. Diasumsikan juga bahwa resultan gaya-gaya antar irisan pada tiap irisannya adalah sama dengan nol, atau bias juga disebutkan bahwa resultan gaya-gaya antar irisan diabaikan. Gaya yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.3 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Metode Fellenius

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Jadi total asumsi yang dibuat oleh metode ini adalah : Posisi gaya normal P terletak di tengah alas irisan : n , dan Resultan gaya antar irisan sama dengan nol : $n - 1$.
Total : $2n - 1$

Dengan anggapan-anggapan tersebut maka dapat diuji persamaan keseimbangan momen untuk seluruh irisan terhadap titik pusat rotasi dan diperoleh suatu nilai Faktor Keamanan. Dengan anggapan seperti ini maka keseimbangan arah vertikal dan gaya-gaya bekerja dapat dilihat pada Persamaan 3.7 dan 3.8 berikut ini.

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i \quad (3.7)$$

Atau,

$$\begin{aligned} N_i &= W_i \cos \theta_i - U_i \\ &= W_i \cos \theta_i - u_i a_i \end{aligned} \quad (3.8)$$

Faktor aman didefinisikan sebagai,

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\text{Jumlah momen dari tahanan geser sepanjang bidang longsor}}{\text{Jumlah momen dari berat massa tanah yang longsor}} \\ &= \frac{\sum Mr}{\sum Md} \end{aligned} \quad (3.9)$$

Lengan momen dari berat massa tanah tiap irisan adalah $R \sin \theta$, maka:

$$\sum Md = R \sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i \quad (3.10)$$

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.

Dengan cara yang sama, momen yang menahan tanah akan longsor adalah:

$$\Sigma M_r = R \sum_{n=1}^{i=n} (ca_i + N_i \operatorname{tg} \varphi) \quad (3.11)$$

Maka Persamaan untuk faktor aman menjadi,

$$SF = \frac{\sum_{n=1}^{i=n} (ca_i + N_i \operatorname{tg} \varphi)}{\sum_{n=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.12)$$

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.

$$SF = \frac{\sum_{n=1}^{i=n} ca_i + (W_i \cos \theta_i - u_i a_i) \operatorname{tg} \varphi}{\sum_{n=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.13)$$

Keterangan:

SF = Faktor aman.

C = Kohesi tanah (kN/m^2).

φ = Sudut gesek dalam tanah ($^\circ$).

a_i = Panjang lengkung 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.

Apabila ketika terdapat gaya-gaya selain dari berat tanahnya sendiri, seperti bangunan yang ada diatas lereng, maka akibat beban ini diperhitungkan sebagai M_d .

3.4 Dinding Penahan Tanah

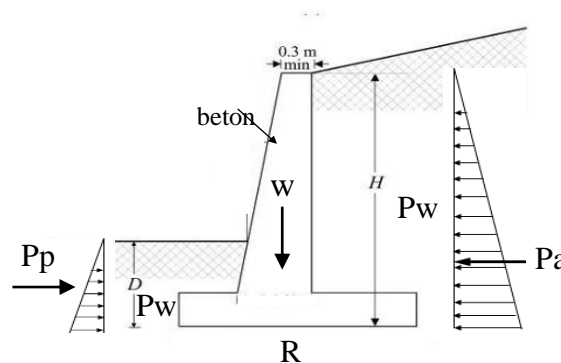
3.4.1 Definisi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah bangunan yang menyediakan dukungan lateral terhadap suatu massa tanah dan memperoleh kestabilannya terutama dari berat sendiri dan juga berat tanah yang terletak langsung di atasnya. Dinding penahan tanah merupakan satu kesatuan yang tak terpisahkan dari beberapa jenis fondasi (Peck dkk, 1973).

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah material agar tidak longsor menurut kemiringan alamnya dimana

kestabilannya dipengaruhi oleh kondisi topografinya. Jika dilakukan pekerjaan tanah seperti penanggulan atau pemotongan tanah, terutama bila jalan dibangun berbatasan dengan sungai atau danau maka konstruksi penahan itu dibangun untuk melindungi kemiringan tanah dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh. Selain itu dinding penahan tanah juga digunakan untuk menahan timbunan tanah serta tekanan-tekanan akibat beban-beban lain seperti beban merata, beban garis, tekanan air dan beban gempa. Bangunan dinding biasa digunakan untuk menopang tanah, batubara, timbunan bahan tambang dan air. Kegunaan dari dinding penahan tanah antara lain yaitu : digunakan pada daerah potongan (*cut*), daerah urugan (*fill*), maupun kombinasinya, digunakan pada daerah yang perlu ditinggikan atau memerlukan elevasi yang lebih tinggi untuk kepentingan pembuatan jalan, begitu pula bila memerlukan daerah yang lebih rendah, memperluas dataran apabila tanahnya merupakan lereng (*landscaping*), sebagai dinding saluran (*canals*) dan pintu air (*locks*), untuk menahan erosi, untuk menahan air tampungan (*flood walls*), dan sebagai pangkalan jembatan (*bridge abutment*).

Dinding penahan tanah merupakan struktur yang umumnya digunakan dalam banyak konstruksi bangunan. Dinding penahan tanah yang digunakan pada sungai Jeroan adalah dinding penahan tanah kantilever. Dinding kantilever adalah dinding penahan yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari dua bagian ini relatif tipis dan secara penuh diberitulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja pada dinding penahan tersebut. Dinding penahan tanah tipe kantilever bisa dilihat pada Gambar 3.4 berikut ini.



Gambar 3.4 Dinding Penahan Tanah Kantilever

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

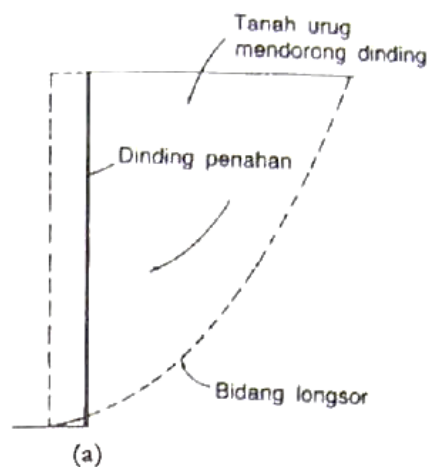
3.4.2 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah meliputi: berat sendiri pada dinding penahan tanah (W), gaya tekanan tanah aktif total pada tanah urug (P_a), gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p), tekanan air pori di dalam tanah (P_w), dan reaksi tanah dasar (R).

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal berikut ini, yaitu : faktor aman terhadap penggeseran dan penggulingan harus mencukupi, tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah, dan stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

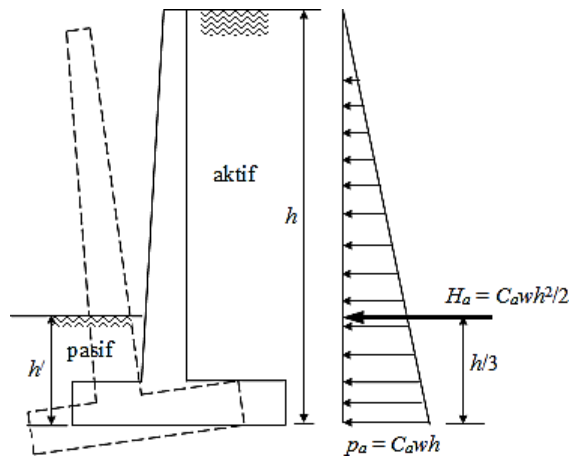
3.4.3 Tekanan Tanah Aktif

Menurut Hardiyatmo (2003), tekanan tanah aktif adalah tekanan dimana ketika suatu dinding penahan mengalami keluluhan atau bergerak ke arah luar dari tanah urug di belakangnya, maka tanah urug akan bergerak ke bawah dan ke samping menekan dinding penahan. Nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi, didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_a . Nilai tekanan tanah aktif lebih kecil dari nilai tekanan saat diam. Gerakan dinding menjauhi tanah urug menghilangkan pertahanan baji tanah di belakang dinding. Jadi, tekanan tanah aktif adalah gaya yang cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanah seperti pada Gambar 3.5 dan Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3.5 Tekanan Aktif

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)



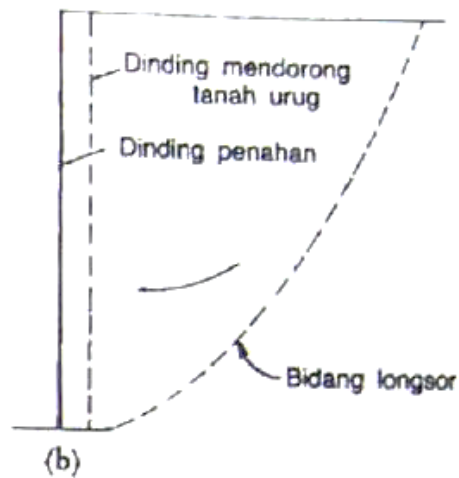
Gambar 3.6 Diagram Tekanan Tanah Aktif

(Sumber : Hardiyatmo, 2003)

Nilai tekanan tanah aktif untuk tanah lateral dihitung dengan menggunakan teori Rankine yang dibagi menjadi nilai tekanan tanah aktif untuk tanah datar dan nilai tekanan tanah aktif untuk tanah miring.

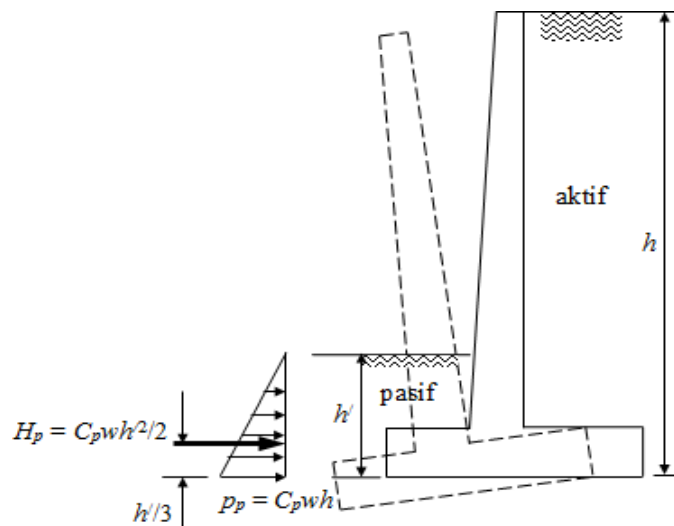
3.4.4 Tekanan Tanah Pasif

Menurut Hardiyatmo (2003), tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah yang terjadi ketika suatu gaya mendorong dinding penahan ke arah tanah urug. Nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_p . Nilai tekanan tanah pasif lebih besar dari nilai koefisien tekanan tanah saat diam dan koefisien tekanan tanah aktif, atau persisnya $K_p > K_o > K_a$. Tekanan tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah pada gerakan struktur penahan terhadap tanah urug, yaitu gaya perlawanan tanah sebelum dinding mengalami keruntuhan. Penggambaran tekanan aktif dan tekanan pasif dapat dilihat pada Gambar 3.7 dan Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.7 Tekanan Pasif

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)



Gambar 3.8 Diagram Tekanan Tanah Pasif

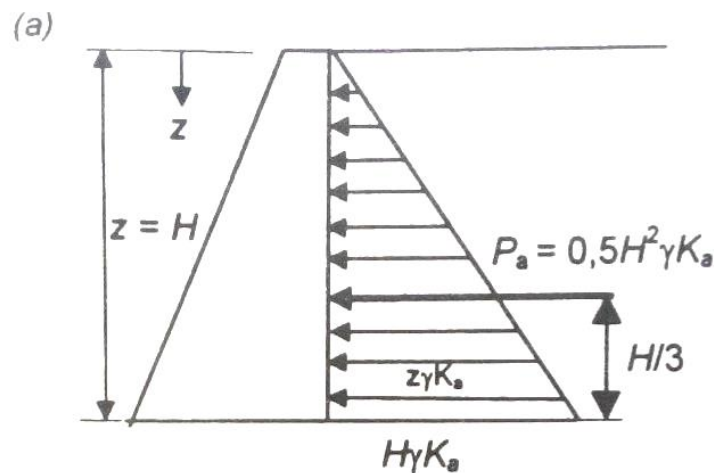
(Sumber : Hardiyatmo, 2003)

3.2.5 Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2006) menjelaskan bahwa dalam analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut ini.

1. Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
2. Tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$)
3. Gesekan antara dinding penahan dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna.

Tanah tak kohesif atau tanah granuler adalah tanah-tanah yang tidak memiliki kohesi ($c = 0$) seperti pasir dan kerikil. Terdapat dua kondisi pada dinding penahan tanah berkaitan dengan tanah urug dibelakangnya, yaitu dinding penahan tanah dengan permukaan tanah urug horisontal dan dinding penahan tanah dengan permukaan tanah urug miring. Diagram tekanan untuk dinding penahan dengan permukaan tanah urug horisontal dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut ini.



Gambar 3.9 Diagram Tekanan untuk Tanah Urug Horisontal

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Bila permukaan tanah urug horisontal, tekanan tanah aktif pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan seperti pada Gambar 3.9, dinyatakan oleh Persamaan 3.14, 3.15 dan 3.16 berikut ini.

$$P_a = K_a z \gamma \quad (3.14)$$

$$K_a = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.15)$$

Sedangkan untuk tekanan tanah aktif total untuk dinding penahan tanah setinggi H , dinyatakan oleh Persamaan 3.16 berikut ini.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a \quad (3.16)$$

Keterangan :

P_a = tekanan tanah aktif total (kN/m^2).

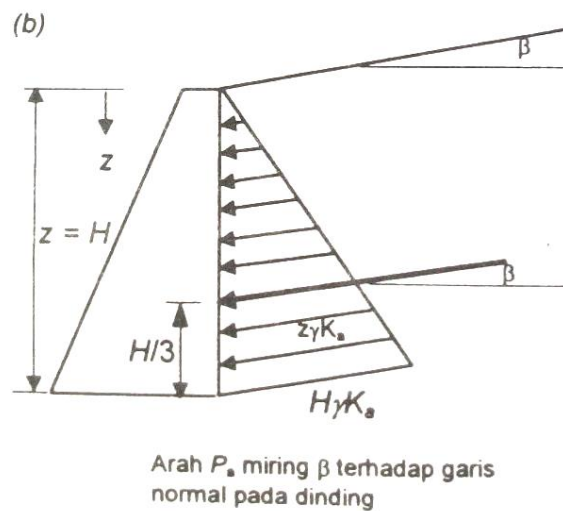
γ = berat volume basah tanah (kN/m^3).

H = tinggi dinding penahan tanah (m).

K_a = koefisien tekanan aktif.

φ = sudut geser dalam ($^\circ$).

Diagram tekanan untuk dinding penahan tanah dengan permukaan tanah miring dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut ini.



Gambar 3.10 Diagram Tekanan untuk Tanah Urug Miring

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Pada Gambar 3.10 permukaan tanah urug miring untuk tanah yang tidak kohesif memiliki nilai β yang merupakan sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal. Sehingga nilai koefisien tekanan tanah aktif dinyatakan dengan Persamaan 3.17 berikut ini.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (3.17)$$

Keterangan :

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal ($^\circ$).

φ = sudut geser dalam ($^\circ$).

Tekanan tanah pasif untuk permukaan tanah miring ditentukan dengan cara yang sama. Pada kedudukan pasif, tekanan tanah pasif (P_p) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan tanah dinyatakan dengan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$P_p = K_p z \gamma \quad (3.18)$$

Tekanan tanah pasif total dan koefisien tekanan tanah pasif (K_p) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan dengan Persamaan 3.19, 3.20 dan 3.21 berikut ini.

$$P_p = 0,5 H^2 \gamma K_p \quad (3.19)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (3.20)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.21)$$

Keterangan :

P_p = tekanan tanah pasif total (kN/m^2).

γ = berat volume basah tanah (kN/m^3).

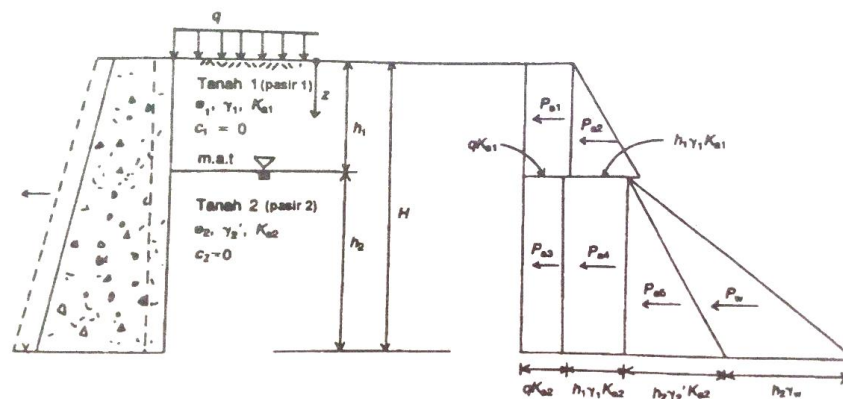
H = tinggi dinding penahan tanah (m).

φ = sudut geser dalam ($^\circ$).

K_p = koefisien tekanan pasif.

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal ($^\circ$).

Untuk penggambaran diagram tekanan tanah lateral ditinjau dengan dinding penahan tanah dengan tanah urug berupa pasir yang di atasnya terdapat beban terbagi rata q , dapat dilihat pada Gambar 3.11 dan Gambar 3.12 di bawah ini.



Gambar 3.11 Diagram Tekanan Tanah Aktif Rankine

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

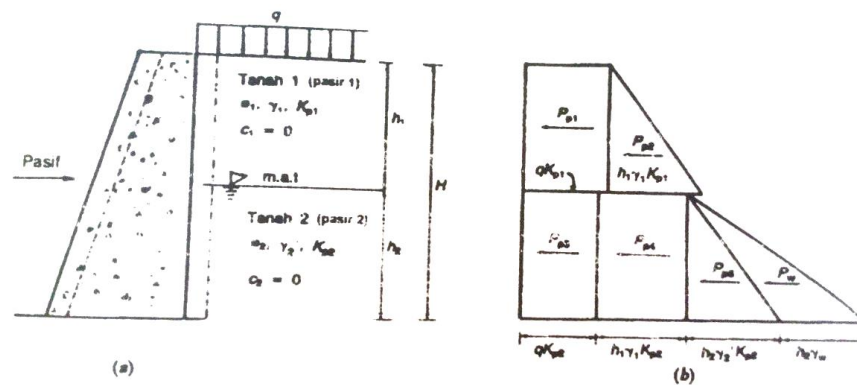
Berdasarkan Gambar 3.11 tersebut, maka tekanan aktif total (P_a) dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.22 dan 3.23 berikut ini.

$$P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{a5} + P_w \quad (3.22)$$

Atau,

$$P_a = qh_1K_{a1} + \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{a1} + qh_2K_{a2} + \gamma_1 h_1 h_2 K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_2' h_2^2 K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.23)$$

Sedangkan untuk diagram tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut ini.



Gambar 3.12 Diagram Tekanan Tanah Pasif Rankine

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

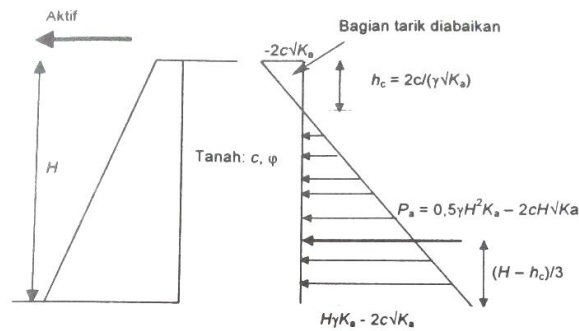
Berdasarkan Gambar 3.12 tersebut, maka tekanan pasif total (P_p) dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.24 dan 3.25 berikut ini.

$$P_p = P_{p1} + P_{p2} + P_{p3} + P_{p4} + P_{p5} + P_w \quad (3.24)$$

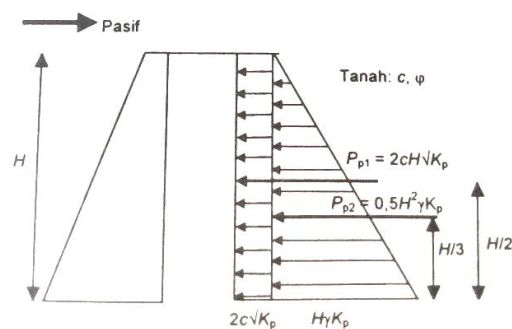
Atau,

$$P_p = qh_1K_{p1} + \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{p1} + qh_2K_{p2} + \gamma_1 h_1 h_2 K_{p2} + \frac{1}{2} \gamma_2' h_2^2 K_{p2} + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.25)$$

Jika tanah urug mempunyai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) atau tanah urug merupakan tanah kohesif, maka diagram tekanan tanah lateral seperti pada Gambar 3.13 berikut ini.



a) Diagram tekanan tanah aktif



b) Diagram tekanan tanah pasif

Gambar 3.13 Diagram Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Pada Tanah Kohesif
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Berdasarkan Gambar 3.13 tersebut, maka tekanan aktif total (P_a) dan tekanan pasif total (P_p) dinyatakan dengan Persamaan 3.26 dan 3.27 berikut ini.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (3.26)$$

$$P_p = 0,5 H^2 \gamma K_p - 2c \sqrt{K_p} \quad (3.27)$$

Keterangan :

P_a = tekanan tanah aktif total (kN/m^2).

P_p = tekanan tanah pasif total (kN/m^2).

γ = berat volume basah tanah (kN/m^3).

H = tinggi dinding penahan tanah (m).

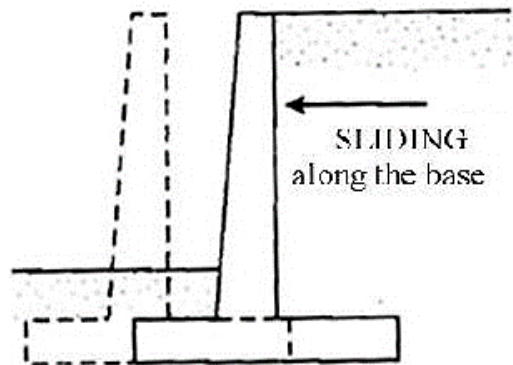
K_a = koefisien tekanan aktif.

K_p = koefisien tekanan pasif.

c = kohesi (kN/m^2).

3.4.5 Stabilitas Terhadap Penggeseran

Stabilitas terhadap geser yaitu perbandingan gaya - gaya yang menahan dan mendorong dinding penahan tanah. Untuk contoh keadaan geser yang kemungkinan terjadi dapat dilihat di gambar 3.14 dibawah ini.



Gambar 3.14 Stabilitas Terhadap Gaya Geser
(Sumber : Das,2007)

Nilai Kestabilan struktur terhadap kemungkinan bergeser dihitung dengan Persamaan 3.28 dan 3.29 berikut.

$$FS_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5 \quad (3.28)$$

Untuk tanah granular ($c=0$)

$$\sum R_h = W f = W \cdot \tan \delta h \text{ dengan } \delta h \leq \phi$$

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$)

$$\sum R_h = Ca.B$$

Untuk tanah $c = \phi$ ($\phi > ad0$ dan $c = 0$)

$$\sum R_h = Ca.B + W \cdot \tan \delta h \quad (3.29)$$

Keterangan :

$\sum R_h$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran.

W = berat total dinding penahan tanah dan tanah di atas pelat pondasi.

δh = sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi.

ca = $ad.c$.

= adhesi antara tanah dan dasar pondasi.

c = kohesi tanah dasar.

ad = factor adhesi.

B = lebar pondasi.

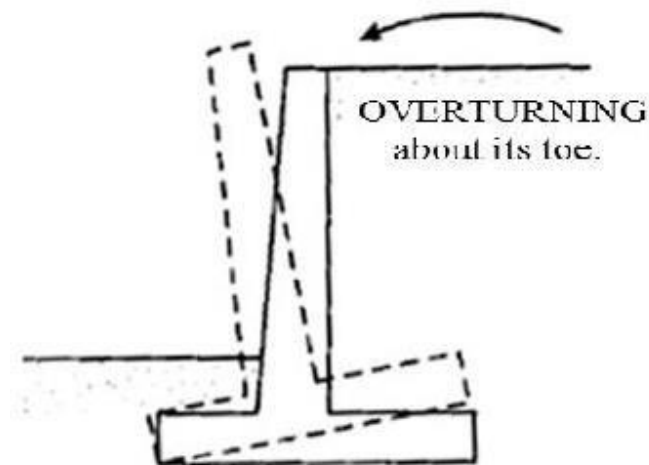
ΣPh = jumlah gaya-gaya horizontal.

f = koefisien gesek antara tanah dengan dasar pondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar pondasi (F_{gs}) minimum diambil 1,5. Namun bowles menyatakan bahwa: $F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler, dan $F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

3.4.6 Stabilitas Terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan cenderung menggulingkan dinding penahan dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi. Momen penggulingan ini dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan tanah dan momen akibat berat tanah di atas pelat pondasi. Untuk contoh keadaan guling yang kemungkinan terjadi dapat dilihat di gambar 3.15 dibawah ini.



Gambar 3.15 Stabilitas Terhadap Gaya Guling

(Sumber : Das,2007)

Faktor aman terhadap penggulingan (SF_{gl}) dinyatakan dengan Persamaan 3.30, 3.31 dan 3.32 berikut ini.

$$SF_{gl} = \frac{\Sigma Mw}{\Sigma Mgl} \quad (3.30)$$

$$\Sigma Mw = W.b1 \quad (3.31)$$

$$\Sigma Mgl = \Sigma Pah.h1 + \Sigma Pav.B \quad (3.32)$$

Keterangan :

$\sum M_w$ = jumlah momen melawan guling (kNm).

$\sum M_{gl}$ = jumlah momen yang menahan guling (kNm).

W = berat tanah + berat sendiri dinding penahan (kN).

B = lebar kaki dinding penahan (m).

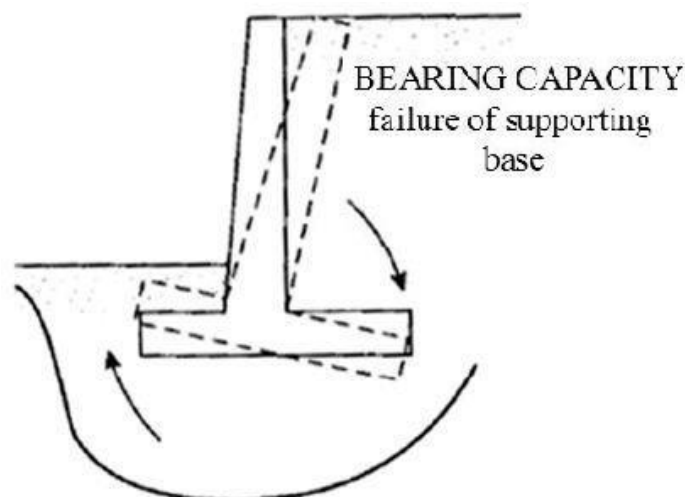
$\sum P_{ah}$ = jumlah gaya horizontal (kN).

$\sum P_{av}$ = jumlah gaya vertikal (kN).

Faktor aman terhadap penggulingan bergantung pada jenis tanah, yaitu : $F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler, dan $F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

3.4.7 Stabilitas Daya Dukung

Resultan beban-beban yang terjadi pada dinding penahan tanah merupakan beban miring dan eksentris, maka kapasitas daya dukung ultimit stabilitas dinding penahan tanah menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk menghitung beban miring dan eksentris. Untuk contoh keadaan keruntuhan daya dukung tanah yang kemungkinan terjadi dapat dilihat di gambar 3.16 dibawah ini.



Gambar 3.16 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

(Sumber : Das,2007)

Nilai kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris seperti rumus pada Persamaan 3.33 dibawah ini.

$$q_u = dc. ic. C. N_c + dq. iq. Df. \gamma. N_q + d\gamma. iy. 0,5. B. \gamma. N_\gamma \quad (3.33)$$

Keterangan :

d_c, d_q, d_γ = factor kedalaman.

i_c, i_q, i_γ = factor kemiringan beban.

B = lebar kaki dinding penahan.

γ = berat volume tanah (kN/m³).

N_c, N_q, N_γ = factor kapasitas dukung Hansen dan Vesic.

Untuk mencari nilai N_c , N_q dan N_γ maka dapat dilihat pada Table daya dukung milik Vesic pada Tabel 3.11 sebagai berikut.

Tabel 3.11 Tabel Faktor Daya Dukung Vesic 1973

Φ (°)	N_c	N_q	N_γ
5	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	1,03
10	8,34	2,47	1,22
11	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	2,29
15	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20

Sumber: Hardiyatmo (2011)

Faktor keamanan terhadap keruntuhan kapasitas dukung dapat dihitung menggunakan rumus pada Persamaan 3.34 berikut ini.

$$SF = \frac{q_u}{q_{maks}} \geq 3 \quad (3.34)$$

Keterangan :

q_u = tekanan tanah ultimit(kN/m²).

q_{maks} = tekanan akibat beban struktur.

3.5 Geotekstil

3.5.1 Definisi Geotekstil

Geotekstil adalah material lembaran yang dibuat dari bahan tekstil polymeric, bersifat lolos air, yang dapat berbentuk bahan nir-anyam (*non woven*), rajutan atau anyaman (*wovenis*) yang digunakan dalam kontak dengan tanah/batu dan/atau material geoteknik yang lain di dalam aplikasi teknik sipil Hardiyatmo (2013).

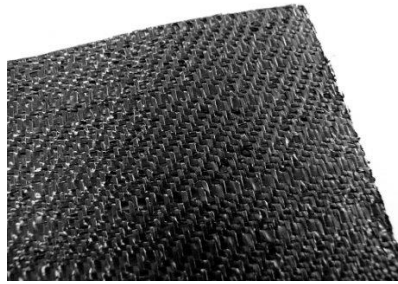
Geotekstil umumnya dibuat dari polimer polypropylene (beberapa dibuat dari polyester atau polyethylene), yang dibuat dalam bentuk fiber-fiber atau 36 benang-benang, dan akhirnya dipakai untuk membuat lembaran kain anyam (*woven*) atau nir-anyam (*non woven*). Ketika kain tekstil ini diletakkan didalam tanah, maka disebut geotekstil.

Pada umumnya, kata kain (*fabric*) dan geotekstil (*geotextile*) dapat saling ditukarkan. Di Indonesia, umumnya kain dari bahan polymer yang dipakai untuk aplikasi proyek pembangunan ini sering disebut geotekstil. Karena tipe geotekstil yang sangat banyak, maka aplikasi harus mempertimbangkan fungsi dari material ini terhadap macam struktur yang akan dirancang.

Berdasarkan cara pembuatannya, geotekstil dibedakan menjadi dua jenis yaitu :

1. Geotekstil anyam (*woven*)

Geotekstil anyam (*woven*) dibuat dengan cara dianyam. Geotekstil jenis ini mempunyai kuat tarik yang cukup tinggi sehingga pada aplikasinya di lapangan banyak digunakan sebagai lapisan perkuatan dan sebagai palisan pemisah. Sebagai perkuatan, geotekstil *woven* berfungsi sebagai tulangan pada tanah. Sedangkan sebagai pemisah, geotekstil *woven* berfungsi memisahkan antara tanah lunak dengan tanah keras. Geotekstil *woven* dapat dilihat pada Gambar 3.17 berikut ini.

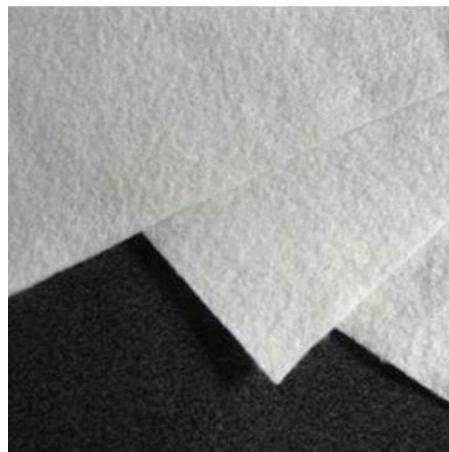


Gambar 3.17 Geotekstil Woven

(Sumber: Isparmo, 2010)

2. Geotekstil nir-anyam (*non woven*)

Geotekstil nir-anyam (*non woven*) pembuatannya tidak dengan cara dianyam, tetapi jaringan atau serat-serat pembentukannya dilekatkan atau sama lain dengan cara diikat atau dengan bahan perekat seperti yang dilihat pada Gambar 3.18 berikut ini.



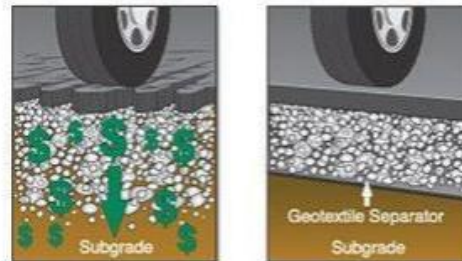
Gambar 3.18 Geotekstil Non Woven

(Sumber: Isparmo, 2010)

Menurut Isparmo (2010) fungsi dari geotekstil terdiri dari fungsi sebagai bahan pemisah dan fungsi sebagai bahan perkuatan geoteknik sebagai berikut.

1. Fungsi pemisah dibutuhkan pada saat diletakkan diantara dua jenis material yang berbeda, untuk menghindari terjadinya kontaminasi dan pencampuran yang mungkin terjadi di antara kedua material tersebut. Contohnya pada penggunaan geotekstil didalam konstruksi jalan untuk memisahkan agregat

dengan lapisan tanah dasar yang mempunyai daya dukung lemah seperti Gambar 3.19 berikut.



Gambar 3.19 Geotekstil Sebagai Pemisah (*Separator*)

(Sumber : Isparmo, 2010)

2. Fungsi berikutnya sebagai perkuatan tanah dikarenakan tanah mempunyai kekuatan untuk menahan tekan, tetapi tidak dapat menahan tarik. Kelemahan terhadap tarik ini yang dipenuhi oleh geotekstil. Geotekstil memiliki kemampuan menahan tarik yang kuat, sehingga fungsi geotekstil pada geoteknik ini sama seperti fungsi tulangan dalam beton. Material ini dapat diletakkan dibawah tanah timbunan yang dibangun diatas tanah lunak, juga dapat digunakan untuk membangun dinding penahan tanah, dan dapat juga digunakan untuk perkuatan bahan susun perkerasan jalan beserta tanah dasarnya seperti pada Gambar 3.20 berikut.



Gambar 3.20 Geotekstil Sebagai Perkuatan (*Reinforcement*)

(Sumber : Isparmo, 2010)

Berdasarkan Hardiyatmo (2010) sifat-sifat tanah menjadi kuat menahan tarik ini merupakan hasil dari adanya interaksi antara tanah dan tulangnya. Dengan gesekan ini, tanah mentranfer gaya-gaya yang bekerja padanya ke tulangan-tulangan. Interaksi tanah dengan geotekstil dipengaruhi oleh *interface*. Nilai *interface* dapat diperoleh dari uji geser dan uji tarik. Beberapa nilai *interface* telah

banyak diusulkan oleh beberapa peneliti dan juga turut dicantumkan dalam penawaran teknis produk geotekstil. Berikut ini nilai *interface* untuk jenis tanah kohesif dengan geotekstil yang diusulkan disertai dengan keterangan asumsi dan jenis bahan yang ditinjau dalam Tabel 3.12 berikut ini.

Tabel 3.12 Nilai *Interface* Tanah Kohesif dengan Geotekstil

Sumber Referensi	Nilai <i>Interface</i>	
	Geotekstil <i>non woven</i>	Geotekstil woven
Susyolelono (2000)	0,67	
	Asumsi praktis di lapangan	
Brinkgreeve (2002)	-	
	Asumsi praktik untuk analisis numeris <i>plaxis</i>	
Kamon (2008)	-	0,85
		<i>Polypropylen woven</i>
Rifa'I (2009)	0,84 – 1,3	0,78 – 0,95
	TS600 – R206	BW250
Mariapan (2011)	-	0,85
		<i>Polypropylen woven</i>
Produsen Geotekstil (2001)	0,92	0,84
	<i>Geosynthetic Clay (GCL)</i>	

Sumber: Ismanti (2012)

3.5.2 Prinsip Kerja Geotekstil

Tegangan geser yang terjadi oleh gesekan pada bidang kontak dinyatakan pada Persamaan 3.35 berikut ini.

$$T = c + \sigma_v \operatorname{tg} \varphi \quad (3.35)$$

Keterangan :

T = Tegangan geser yang bekerja di permukaan bidang kontak antara tulangan dan butiran-butiran tanah (kN/m²).

c = Kohesi (kN/m²).

σ_v = Tegangan normal pada bidang kontak (interface) tanah-tulangan (kN/m²).

φ = Sudut gesek antara tanah dan tulangan (°).

Gaya- gaya tarik yang akan bekerja pada geotekstil dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.36 berikut ini.

$$T_a = \tau \times b \times L \times \operatorname{tg} \varphi \quad (3.36)$$

Keterangan :

T_a = Gaya tarik pada tulangan (kN/m).

B = Lebar tulangan (m).

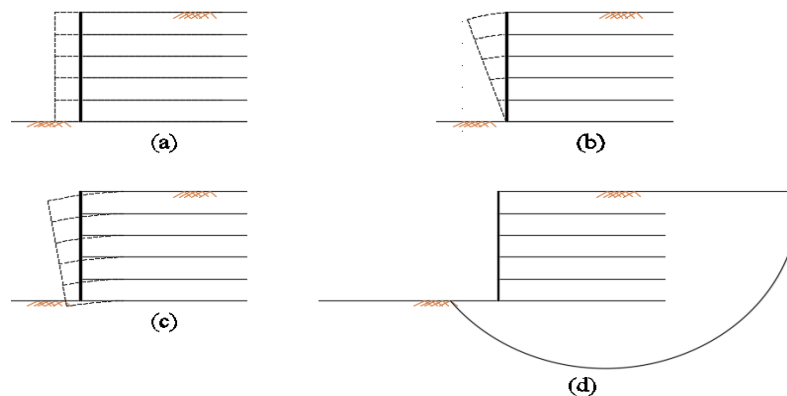
L = Panjang tulangan (m).

3.5.3 Stabilitas Eksternal Geotekstil

Dalam perhitungan stabilitas eksternal, struktur dinding tanah bertulang dianggap sebagai blok padat dan keruntuhan dinding tanah bertulang ditinjau terhadap mekanisme-mekanisme yaitu:

1. Penggeseran terhadap dasar dinding (Gambar 3.21a).
2. Penggulingan terhadap kaki depan dinding (Gambar 3.21b).
3. Keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar (Gambar 3.21c).
4. Keruntuhan akibat kelongsoran lereng global (Gambar 3.21d).

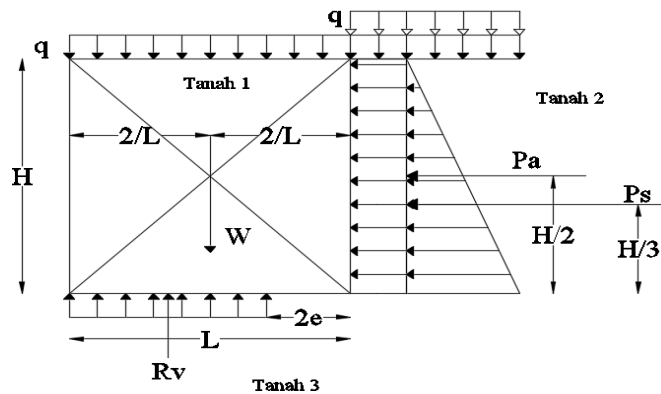
Mekanisme-mekanisme tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.21 berikut ini.



Gambar 3.21 Analisis Stabilitas Eksternal

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Sedangkan gaya-gaya yang bekerja pada analisis stabilitas eksternal dapat dilihat pada Gambar 3.22 berikut ini.



Gambar 3.22 Gaya-gaya yang Bekerja pada Analisis Stabilitas Eksternal
(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Adapun perhitungan perencanaan perkuatan tanah dengan geotekstil atau dinding tanah bertulang adalah berikut ini.

1. Faktor aman terhadap penggeseran

Panjang geotekstil yang digunakan untuk perkuatan harus memenuhi dalam stabilitas terhadap penggeseran sehingga struktur terhindar dari resiko penggeseran pada dasarnya. Ditinjau dinding tanah bertulang dengan beban terbagi rata q yang bekerja pada permukaan tanah urugnya, tekanan tanah aktif total yang ditimbulkan oleh tanah di belakang struktur dinyatakan dengan Persamaan 3.37 berikut ini.

$$P_a = P_s + P_q = 0,5H^2\gamma_2K_a + qHK_a \quad (3.37)$$

Gaya lawan pada dasar dinding tanah dinyatakan dengan Persamaan 3.38 berikut ini.

$$R_h = LH\gamma_1tg\delta_b \quad (3.38)$$

Faktor aman dinding tanah bertulang terhadap penggeseran dinyatakan dengan Persamaan 3.39 berikut ini.

$$SF = \frac{LH\gamma_1tg\delta_b}{0,5H^2\gamma_2K_a + qHK_a} \quad (3.39)$$

Sehingga lebar dasar dinding tanah atau panjang geotekstil yang dapat digunakan dalam perancangan dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.40 berikut

ini.

$$L = \frac{(SF)Ka(0,5\gamma_1H + q)}{tg\delta_b} \quad (3.40)$$

Keterangan :

L = lebar dasar dinding atau panjang tulangan (geotekstil) (m).

Ka = koefisien tekanan tanah aktif tanah di belakang struktur.

q = beban merata yang bekerja (kN/m²).

H = tinggi dinding tanah (m).

δ_b = sudut gesek antara tanah pondasi dan dasar struktur.

γ = berat volume tanah (kN/m³).

2. Faktor aman terhadap penggulingan

Faktor aman terhadap penggulingan dinyatakan dengan Persamaan 3.41, 3.42, dan 3.43 berikut ini.

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D} \geq 1,5 \text{ sampai } 2 \quad (3.41)$$

$$\Sigma M_R = 0,5WL = 0,5\gamma HL^2 \quad (3.42)$$

$$\Sigma M_R = 0,5P_qH + \frac{1}{3}P_sH \quad (3.43)$$

Keterangan :

ΣM_R = jumlah momen melawan (kN.m).

ΣM_D = jumlah momen penggulingan (kN.m).

W = berat struktur (kN/m).

L = lebar struktur (m).

P_q = gaya horizontal total akibat beban merata (kN/m).

P_s = resultan gaya horizontal akibat tekanan tanah di belakang struktur (kN/m).

3. Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar

Kapasitas dukung tanah di bawah struktur dinding tanah bertulang harus cukup dan memenuhi syarat perancangan sehingga tidak akan terjadi keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah dasar. Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah diambil minimum sama dengan 2. Faktor aman diambil lebih rendah dari biasanya (yaitu $SF=3$), karena sifat struktur yang fleksibel dan kemampuan struktur untuk menyesuaikan diri bila terjadi

penurunan tak seragam.

Distribusi tegangan di dasar struktur dapat ditentukan dengan cara Meyerhof, yaitu dengan memperhatikan lebar efektif (L') yang dinyatakan pada Persamaan 3.44 berikut ini.

$$L' = L - 2e \quad (3.44)$$

Keterangan :

L = lebar dasar struktur atau panjang geotekstil yang digunakan (m).

e = eksentrisitas.

Eksentrisitas (e) diperoleh dengan mengambil jumlah momen terhadap pusat dasar dinding sama dengan nol. Besar nilai eksentrisitas dinyatakan dengan Persamaan 3.45 berikut ini.

$$e = \frac{\sum M_D}{R_v} = \frac{P_q\left(\frac{H}{2}\right) + P_s\left(\frac{H}{3}\right)}{R_v} < \frac{L}{6} \quad (3.45)$$

$$R_v = W + qL \quad (3.46)$$

Keterangan :

R_v = beban vertikal total termasuk beban merata (kN/m).

W = berat struktur per meter (kN/m).

Faktor aman pada stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dinyatakan dengan Persamaan 3.47 berikut ini.

$$SF = \frac{q_u}{\sigma_v} \quad (3.47)$$

Tegangan vertikal pada dasar struktur dinyatakan dengan Persamaan 3.48 berikut ini.

$$\sigma_v = \frac{W + qL}{L - 2e} \quad (3.48)$$

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan vesic (1975) yang dinyatakan dengan Persamaan 3.49 berikut ini.

$$q_u = dc \ ic \ c \ N_c + dq \ iq \ D_f \ \gamma \ N_q + d\gamma \ iy \ 0,5 \ B\gamma \ N_\gamma \quad (3.49)$$

Keterangan :

$dc, dq, d\gamma$ = faktor kedalaman.

ic, iq, iy = faktor kemiringan.

γ = berat volume tanah (kN/m³).

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung.

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dihitung dengan Persamaan 3.50 berikut ini.

$$SF = \frac{q_u}{q_{maks}} \geq 2 \quad (3.50)$$

Keterangan :

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m²).

q = tekanan akibat beban struktur (kN/m²).

4. Faktor aman terhadap kelongsoran lereng

Dinding tanah bertulang harus aman terhadap keruntuhan lereng menyeluruh. Faktor aman stabilitas terhadap kelongsoran lereng dinyatakan dengan Persamaan 3.51 berikut ini.

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D} \geq 1,3 \text{ sampai } 1,5 \quad (3.51)$$

Dengan ΣM_R adalah momen penahan dan ΣM_D adalah momen yang menggerakkan. Faktor aman terhadap kelongsoran lereng umumnya diambil antara 1,3 sampai 1,5.

Analisis stabilitas terhadap kelongsoran lereng juga dapat dilakukan dengan menggunakan aplikasi. Pada tugas akhir ini analisis stabilitas dinding tanah bertulang terhadap kelongsoran lereng dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis 8.6*.

3.5.4 Stabilitas Internal Geotekstil

Stabilitas internal adalah stabilitas tanah bertulang pembentuk dinding penahantahan terhadap pengaruh gaya-gaya yang bekerja. Perhitungan stabilitas internal dilakukan untuk mengevaluasi jarak dan panjang tulangan yang memenuhi syarat stabilitas dan keamanan struktur.

Analisis stabilitas internal meliputi analisis struktur tanah bertulang terhadap putusnya tulangan-tulangan dan tercabutnya tulangan-tulangan dari zona penahan (zona pasif) sebagai berikut.

1. Faktor aman terhadap putus tulangan

Faktor aman terhadap putus tulangan geosintetik (SF_r) dinyatakan dengan Persamaan 3.52 dan 3.53 berikut ini.

$$SF_r = \frac{T_a}{\Delta P_h} \geq 1,5 \quad (3.52)$$

$$\Delta P_h = \sigma_h S_v = K \sigma_v S_v \quad (3.53)$$

Keterangan :

T_a = kuat tarik ijin tulangan (kN/m²).

ΔP_h = gaya horizontal per meter lebar pada dinding (kN/m).

2. Faktor aman terhadap cabut tulangan

Faktor aman terhadap cabut tulangan geosintetik (SF_p) dinyatakan dengan Persamaan 3.54 berikut ini.

$$SF_p = \frac{2\mu\sigma'_v L_e}{\Delta P_h} \geq 1,5 \quad (3.54)$$

3. Panjang overlap

Panjang overlap atau panjang lipatan (L_o) pada bagian penutup permukaan dinding yang diperkuat dengan geotekstil dihitung dengan Persamaan 3.55 berikut ini.

$$L_o = \frac{\sigma_{hc} S_v (SF)}{2\mu z \gamma} \geq 1m \quad (3.55)$$

Keterangan :

L_o = panjang overlap.

z = kedalaman tulangan yang ditekuk masuk ke tanah (m).

σ_{hc} = tekanan horisontal rata-rata pada lipatan (kN/m²).

μ = koefisien gesek antara tanah dan geotekstil.
= tg (2φ/3).

S_v = jarak tulangan arah vertikal (m).

Γ = berat volume tanah (kN/m³).

SF = faktor aman.

3.6 Program *Plaxis*

Plaxis adalah program pemodelan dan *postprocessing* metode elemen hingga yang mampu melakukan analisa masalah-masalah geoteknik dalam perencanaan sipil. *Plaxis* V.8.6 menyediakan berbagai analisa teknik mengenai displacement, tegangan-tegangan yang terjadi pada tanah, gaya-gaya stabilitas yang terjadi dan lain-lain. Program ini dibuat berdasarkan pembuatan geometri yang akan dirancang. Dalam perencanaan analisis memerlukan data-data seperti: berat Volume tanah kering (γ_{dry}), berat volume tanah basah (γ_{wet}), permeabilitas arah horizontal (k_x), permeabilitas arah vertical (k_y), *modulus young* (E_{ref}), *poisson ratio* (ν), kohesi (c), sudut geser (ϕ), dan sudut dilatasi (ω).

Kondisi dilapangan yang disimulasikan ke dalam program *Plaxis* ini bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan dilapangan ke dalam tahapan pengerjaan pada program, dengan harapan pelaksanaan dilapangan dapat sedekat mungkin pada program, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi dilapangan.

Pada tahap analisis menggunakan program *Plaxis* terdapat beberapa langkah yang harus dilakukan, diantaranya adalah sebagai berikut.

1. *Input data*

Pada tahapan *input data* yang dilakukan ialah pemodelan berupa data geometri dinding penahan tanah dan lereng yang akan dianalisis, material tanah, pembebanan, *meshing*, dan *initial condition*. Sehingga model yang dihasilkan dapat menggambarkan kondisi nyata yang ada dilapangan.

2. *Calculation*

Ketika telah dilakukan pemodelan pada tahap input, tahap berikutnya adalah tahap *calculation*. Pada tahap ini, analisis dilakukan sesuai dengan kebutuhan terhadap model yang telah *didefinisikan* dalam input data. Terdapat beberapa *type calculation* yang disediakan, yaitu *type plastic*, *consolidation*, *phi/c reduction*, dan *dynamic analysis*.

3. *Output*

Setelah selesai menganalisis, hasil dari analisis pada tahap *calculation* sebelumnya dapat dilihat pada tahap *output*. Hasil analisis pada tahap *output* dapat ditampilkan dalam bentuk angka, gambar, dan kurva. *Output* yang dihasilkan dan akan ditinjau dalam penelitian ini berupa *total displacement*, potensi kelongsoran, *safety factor*, dan *total stresses*.

4. *Curve*

Selain dapat dilihat dari *output* hasil dari analisis juga dapat berupa *curve*. *Curve* menggambarkan hasil dari semua tahapan perhitungan, dan menampilkan 2 parameter untuk melihat *perbandingan* dari masing-masing tahap perhitungan. *Curve* yang akan diambil sebagai perbandingan dalam penelitian ini adalah *curve* dari *safety factor* dan *curve vertical displacement*.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian merupakan tahapan yang dilakukan oleh peneliti dalam mengumpulkan informasi ataupun data untuk mendapatkan kesimpulan dari apa yang telah diteliti. Pada penelitian ini digunakan data yang diperoleh dari PT. Wahan Krida Kondulindo Kso - PT. Tunggul Majapahit Sejahtera.

Penelitian dilakukan dengan menganalisis stabilitas lereng dengan menggunakan program *Plaxis v.8.6* terlebih dahulu dan dibuktikan dengan perhitungan manual. Setelah hasil perhitungan angka keamanan didapatkan, maka lereng akan diperkuat dengan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever dan perkuatan geotekstil.

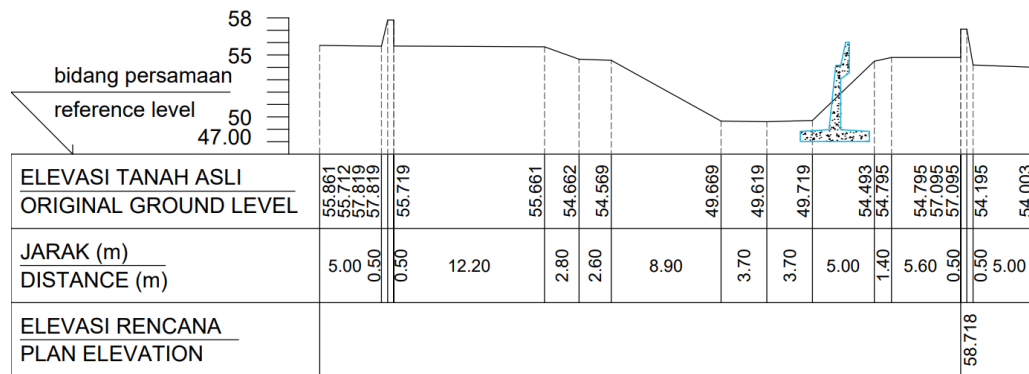
4.1.1 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian terletak di Desa Kedungjati, Kecamatan Balerejo, Kabupaten Madiun, Provinsi Jawa Timur pada sungai Jeroan. Peta wilayah tampak atas lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini.

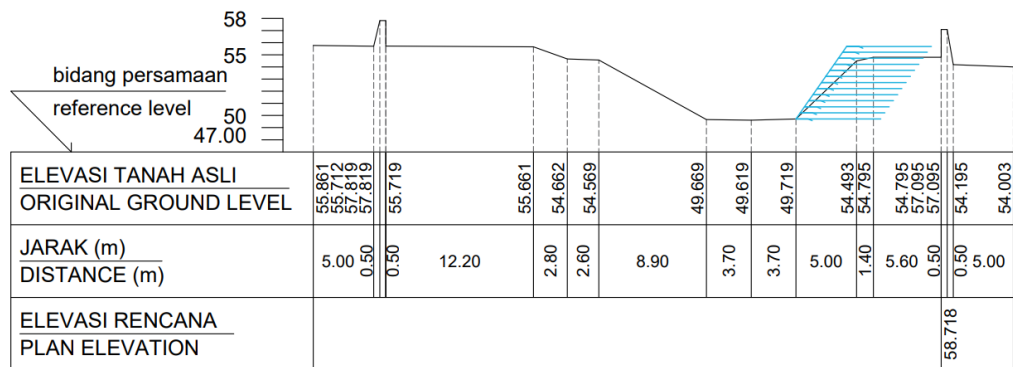


Gambar 4.1 Peta Wilayah Tampak Atas Lokasi Penelitian
(Sumber : Google Maps, 2024)

Lokasi cross section dengan dinding penahan tanah dan geotekstil pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan 4.3 berikut ini.



Gambar 4.2 Cross Section Lereng dengan DPT Sungai Jeroan STA 0+060
(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo Kso - PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)



Gambar 4.3 Cross Section Lereng dengan Geotekstil Sungai Jeroan STA 0+060
(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo Kso - PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)

4.2 Pengumpulan Data

Penelitian dimulai dari melakukan pengumpulan data yang diperoleh berupa data propertis tanah, data laboratorium, data topografi, *Detail engineering design* dan data hasil perencanaan diperoleh dari PT. Wahan Krida Kondulindo Kso - PT. Tunggul Majapahit Sejahtera. Analisis stabilitas dinding penahan tanah pada sungai Jeroan memerlukan data-data penunjang.

4.2.1 Data Sekunder

Data sekunder adalah data yang diperoleh dari data Sungai Jeroan maupun data laboratorium. Data sekunder tersebut meliputi:

1. Data tanah

Data tanah yang diperlukan meliputi: data tanah uji lapangan dan data tanah uji laboratorium. Data tanah uji lapangan yaitu data hasil pengujian SPT

(Standar Penetration Test) dan boring test dalam bentuk tabel dan grafik. Data tanah uji laboratorium yaitu data hasil pengujian di laboratorium yang meliputi: berat volume basah (γ), berat volume kering (γ_d), kohesi (c), dan sudut geser dalam (ϕ).

2. Data dinding penahan tanah

Data dinding penahan tanah meliputi: jenis dinding penahan tanah, tinggi dasar, tinggi elevasi atas, lebar dasar, dan tinggi dinding penahan tanah.

4.3 Analisis Data

Metode analisis data merupakan metode yang digunakan untuk menyederhanakan dan mempermudah dalam memahami data yang diperoleh. Data yang didapatkan kemudian dianalisis berdasarkan tahap pengerjaannya. Adapun tahap pekerjaan yang dilakukan adalah sebagai berikut ini.

1. Tahap pertama

Tahap pertama merupakan tahapan analisis stabilitas lereng dengan program *Plaxis* untuk mendapatkan angka aman (SF) lereng sebelum terjadi keruntuhan.

2. Tahap kedua

Tahap kedua merupakan tahapan dengan analisis stabilitas dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever dengan perhitungan manual. Adapun langkah-langkah pada analisis perhitungan secara manual ini yaitu :

- a. Menghitung berat sendiri dan momen yang bekerja pada dinding penahan tanah.
- b. Menghitung tekanan aktif dan tekanan pasif.
- c. Menghitung stabilitas terhadap penggeseran, menghitung stabilitas terhadap penggulingan, dan menghitung stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah.
- d. Menghitung stabilitas internal.
- e. Menghitung tulangan yang dipakai.

3. Tahap ketiga

Tahap ketiga merupakan tahapan analisis dengan menggunakan metode elemen hingga yaitu dengan menggunakan program *Plaxis* dan perhitungan

manual. Program *Plaxis* yang digunakan adalah *Plaxis 2D* versi 8.6. Variasi permodelan yang dilakukan adalah dengan variasi muka air, yaitu saat muka air normal, muka air banjir, muka air minimum dan Rapid Drawdown.

4. Tahap keempat

Tahap keempat merupakan perencanaan pemodelan pada program *Plaxis* dengan dinding penahan tanah dan perkuatan geotekstil.

4.4 Pemodelan *Plaxis*

4.4.1 Parameter Tanah

Parameter tanah dalam perhitungan analisis stabilitas secara manual maupun sebagai masukan (input) pada analisis program *Plaxis* versi 8.6 didasarkan pada data sekunder pada proyek penanganan banjir sungai Jeroan di Kabupaten Madiun. Parameter tanah yang digunakan dalam analisis dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4.1 Data Parameter Tanah

Nama		Tanah Timbunan	Tanah Asli	Tanah Dasar
Model Material		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Jenis Perilaku Material		<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>
γ_{unsat}	kN/m ³	16,847	16,423	9,64
γ_{sat}	kN/m ³	20,496	17,22	15,534
K_x	m/hari	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$
K_y	m/hari	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$
E_{ref}	kN/m ²	7.000	15.000	25.000
μ		0,35	0,3	0,2
C	kN/m ²	4,9	6,1	44,13
Φ	°	25	27	17
ψ		0	0	0

(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo KSO-PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)

4.4.2 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan lereng pada bantaran sungai Jeroan merupakan dinding penahan tanah tipe kantilever. Data spesifikasi dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 4.2 berikut ini.

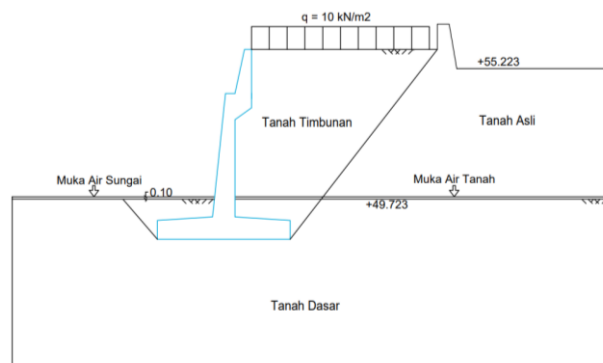
Tabel 4.2 Data Spesifikasi Dinding Penahan Tanah

Jenis DPT	Kantilever	
Mutu beton ($f'c$)	K225	
	18,675	MPa
Berat volume beton (γ_c)	24	kN/m ³

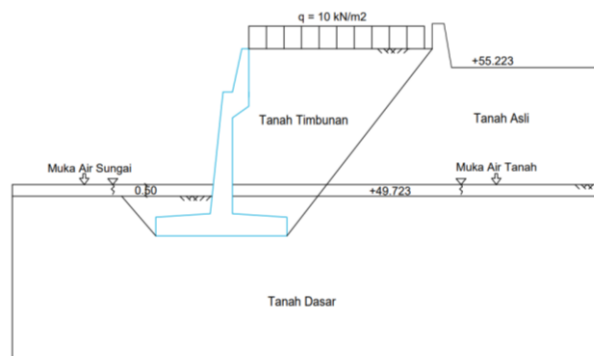
(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo KSO-PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)

4.4.3 Muka Air Sungai dan Muka Air Tanah

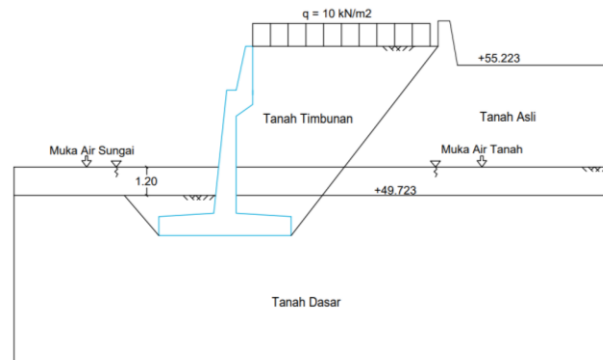
Ketinggian muka air sungai yang ditinjau adalah muka air banjir, muka air normal, muka air minimum, dan muka air *rapid drawdown*. Kondisi muka air dengan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 4.4 sampai Gambar 4.7 berikut ini.



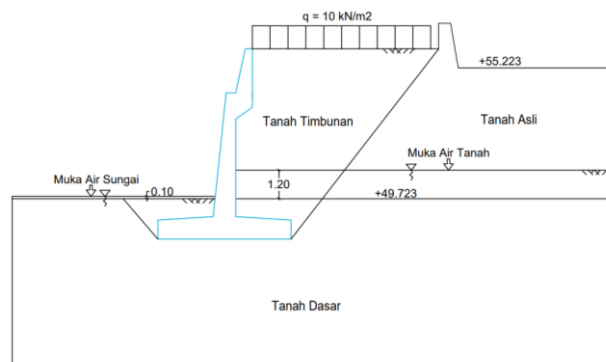
Gambar 4.4 Kondisi Muka Air Minimum dengan Dinding Penahan Tanah



Gambar 4.5 Kondisi Muka Air Normal dengan Dinding Penahan Tanah



Gambar 4.6 Kondisi Muka Air Banjir dengan Dinding Penahan Tanah



Gambar 4.7 Kondisi Muka Air Rapid Drawdown dengan Dinding Penahan Tanah

4.4.4 Geotekstil

Nilai input untuk geotekstil pada program *Plaxis* yaitu berupa nilai normal stiffness (EA) yang dihitung dengan Persamaan 4.1 berikut ini.

$$EA = \frac{F_s}{\frac{\Delta L}{L}} \quad (4.1)$$

dengan:

F_g = kuat tarik ijin geotekstil (kN/m), dan

$\frac{\Delta L}{L}$ = regangan pada geotekstil.

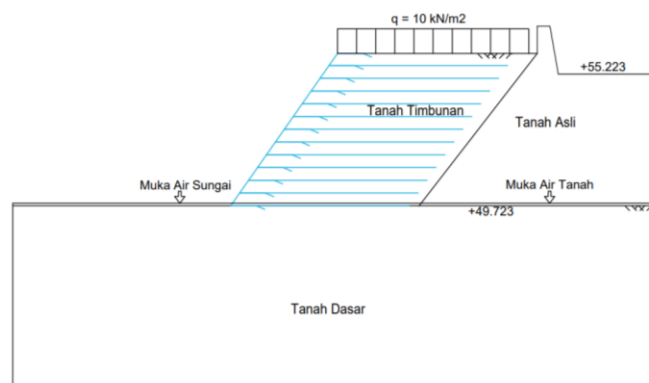
Adapun data parameter geotekstil *woven* yang digunakan merupakan produksi dari PT. Prima Geotex Indo. Geotekstil yang digunakan dalam analisis merupakan jenis *woven* atau geotekstil teranyam. Adapun data yang digunakan dalam penelitian dapat dilihat pada Tabel 4.3 berikut ini.

Tabel 4.3 Data Spesifikasi Geotekstil Woven

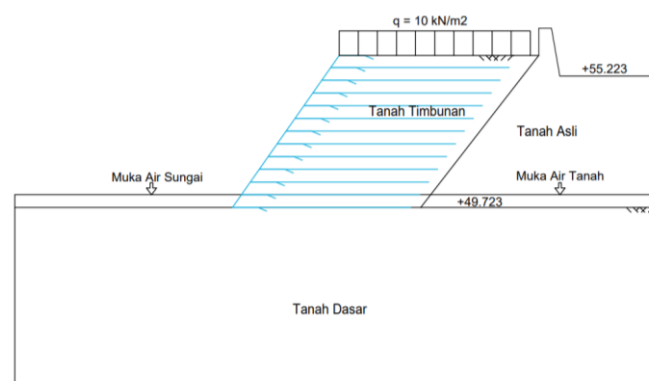
Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik Ijin	Ta	45	kN/m
Regangan	ε	0,2	-
Kekakuan Normal	EA	225	kN/m

(Sumber : PT. Prima Geotex Indo, 2023)

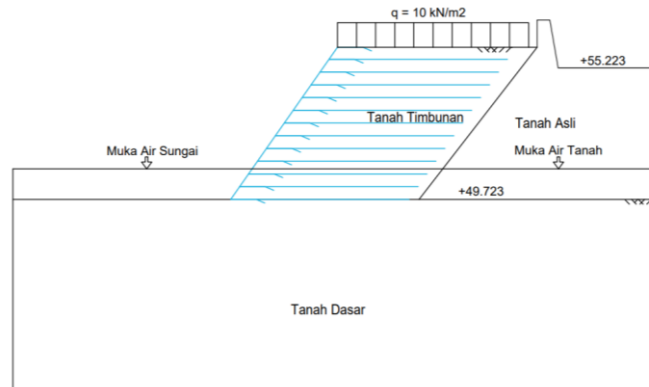
Perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil digunakan variasi model lereng satu jenjang. Adapun variasi model lereng satu jenjang dapat dilihat pada Gambar 4.8 sampai Gambar 4.11 berikut ini.



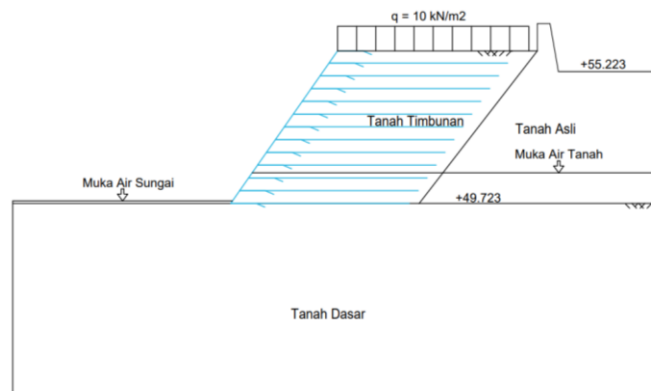
Gambar 4.8 Kondisi Muka Air Minimum dengan Geotekstil



Gambar 4.9 Kondisi Muka Air Normal dengan Geotekstil



Gambar 4.10 Kondisi Muka Air Banjir dengan Geotekstil



Gambar 4.11 Kondisi Muka Air Rapid Drawdown dengan Geotekstil

4.4.5 Beban Merata

Beban kendaraan adalah beban merata yang bekerja di atas tanah timbunan di belakang dinding penahan tanah yang merupakan beban kendaraan. Data beban merata kendaraan yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut ini.

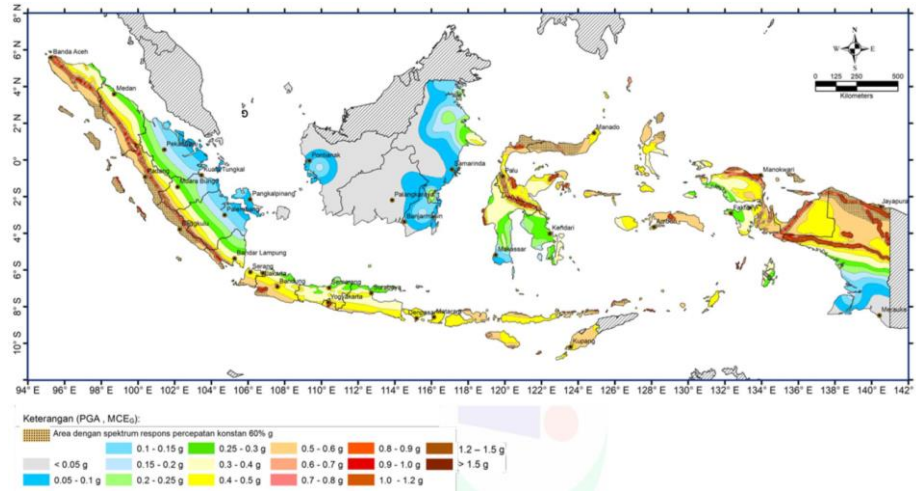
Tabel 4.4 Data Parameter Beban Merata

Parameter	Nilai	Satuan
Beban Kendaraan	10	kN/m ²

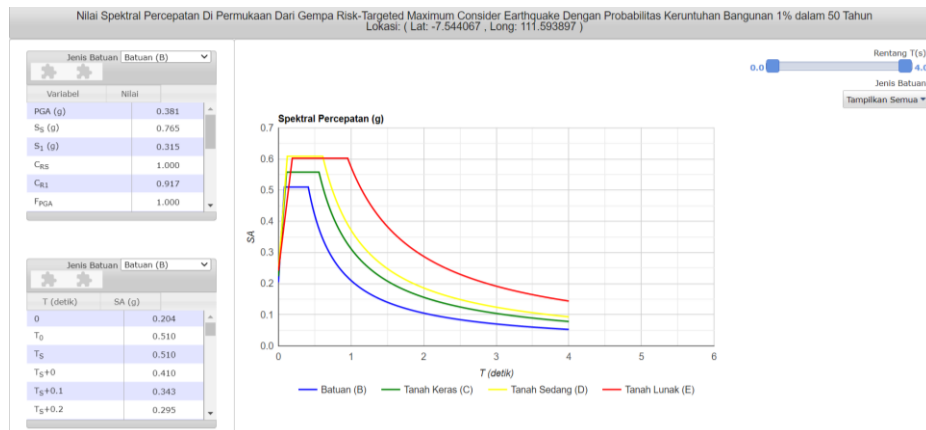
4.4.6 Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan dalam analisis merupakan beban gempa statis. Berdasarkan peta zonasi gempa seperti tampak pada Gambar 4.11, wilayah kota Madiun memiliki percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,3-0,4g. Berdasarkan rsa.ciptakarya.pu.go.id, 2021 hasil perhitungan beban gempa dengan respon

spektrum untuk wilayah Madiun, nilai percepatan gempa yang digunakan sebesar 0,381g seperti tampak pada Gambar 4.12 dan 4.13 berikut ini.



Gambar 4.12 Peta Zona Gempa Indonesia Tahun 2021
(Sumber : rsa.ciptakarya.pu.go.id)



Gambar 4.13 Nilai Spektral Percepatan Gempa pada Wilayah Madiun
(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum, 2021)

4.5 Pengoperasian *Plaxis*

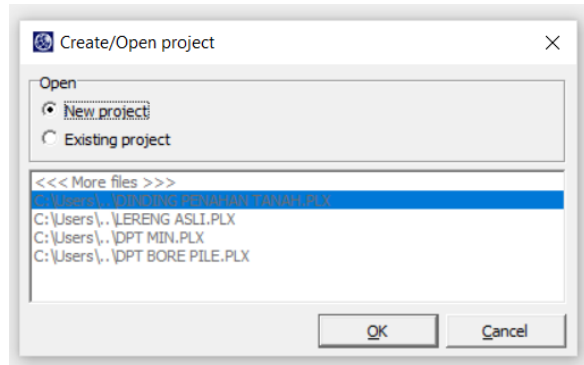
Analisis menggunakan program *Plaxis* versi 8.6 dilakukan dengan 3 tahapan, yaitu *Plaxis input*, *Plaxis calculation*, dan *Plaxis output*.

4.5.1 *Plaxis Input*

1. Buka Program *Plaxis*

Operasikan aplikasi *Plaxis* dengan klik-ganda pada *icon* program *Plaxis input*. Kemudian akan muncul kotak dengan pilihan *create/open project*, lalu pilih

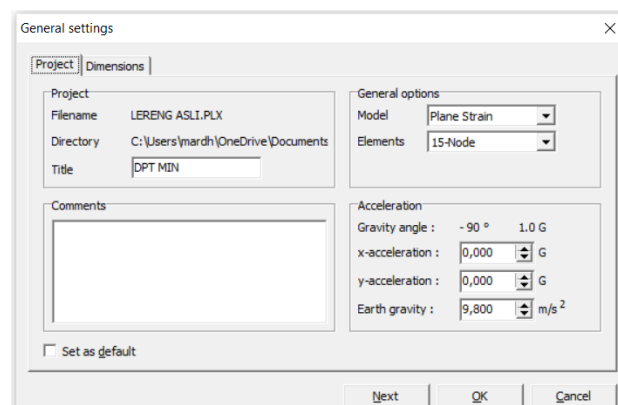
new project dan klik OK untuk membuat pekerjaan baru seperti pada Gambar 4.14 berikut ini.



Gambar 4.14 Kotak Dialog *Create/Open Project*

2. *General Setting*

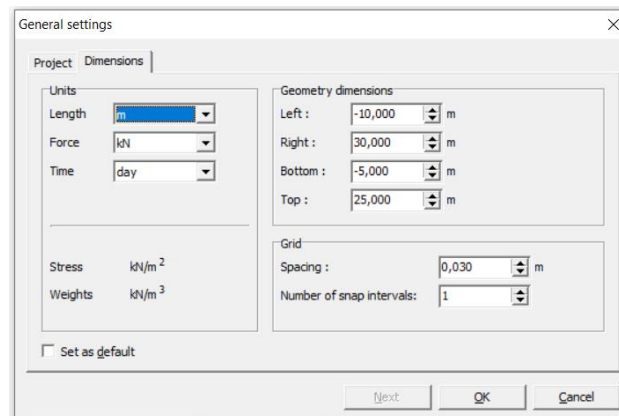
3. Pada pengaturan global (*general setting*) terdapat dua tab dialog, yaitu tab *project* dan *dimensions*. Pilihlah lembar tab *project*, masukkan nama proyek yang akan dimodelkan pada kotak dialog *title*. Kemudian pilih analisis model *plane strain* (regangan bidang) pada kotak *general* dan pilih jenis elemen dasar *15-Node* untuk analisis dengan menghasilkan tegangan dan beban runtuh yang akurat. Tab *project* dari jendela *general setting* dapat dilihat pada Gambar 4.15 berikut ini.



Gambar 4.15 Tab *Project* dari Jendela *General Setting*

Dalam pilihan tab *geometry dimensions*, gunakan satuan pra-pilih dalam kotak *unit* ($Lenght = m$, $Force = kN$, $Time = day$). Dalam kotak *geometry dimensions*, ukuran dari bidang gambar harus diinput, saat menginput koordinat teratas dan



terbawah dari geometri yang akan dibuat. *Plaxis* akan menambahkan sebuah margin kecil sehingga geometri akan berada pada bidang gambar. Kemudian masukkan -10,0; 30,0; -5,0; 25,0 masing-masing pada kotak isian *left*, *right*, *bottom*, dan *top* dalam kotak dialog. Kotak *Grid* berisikan nilai-nilai untuk mengatu spasi *grid*. *Grid* ini akan membentuk matriks titik-titik yang digunakan untuk memasukkan penggambaran tepat pada *grid* yang telah ada saat pembuatan model. Jarak antara titik ditentukan oleh nilai spasi. Kemudian untuk *spacing* masukkan nilai 1,0 dan 1 untuk *number of intervals*. Tab *dimension* dari jendela *general setting* dapat dilihat pada Gambar 4.16 berikut ini.



Gambar 4.16 Tab *Dimension* dari Jendela *General Setting*

3. Pemodelan Geometri

Dalam penggambaran model geometri dilakukan dengan tahapan-tahapan sebagai berikut ini.


- a.  Pilih opsi *Geometry line* (telah diaktifkan)
Posisikan kursor pada pusat koordinat. Letakkan kursor pada koordinat 0,0; 0,0 ini sebagai titik awal dalam penggambaran *geometry* setelah itu gambar geometri sesuai koordinat yang sudah ditentukan.
- b.  Klik tombol *standard fixities* pada *toolbar*.



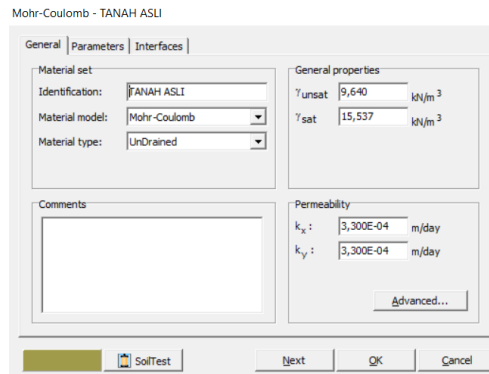
- c. Klik tombol *Distributed load-load system A* pada *toolbar*.

Kemudian klik pada titik awal dan titik akhir pada geometri yang menerima beban, lalu klik kanan *mouse* untuk mengakhiri masukan beban merata. Masukkan nilai beban merata (10kN/m^2)

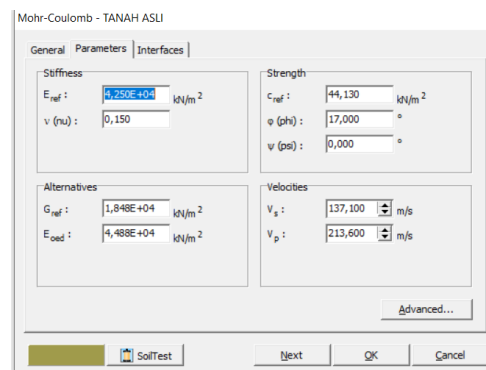
4. *Input Parameter Material*

Untuk memasukkan data material pada program ini dapat dilakukan dengan menggunakan tombol *material sets* pada *toolbar* atau dapat melalui pilihan yang tersedia dalam menu *materials*. Pilih tombol  *material sets* pada *toolbar*.

- a. Klik pilihan (*new*) di sisi bawah dari jendela *material sets*. Sebuah kotak dialog akan muncul dengan tiga buah lembar-tab, yaitu *general*, *parameters*, *interface* (Lihat gambar 4.17 dan Gambar 4.18)
- b. Dalam kotak dialog *material sets* dalam lembar-tabs *general*, tuliskan “Silty Firm” dalam kotak *identification*.
- c. Kemudian pilih *Mohr-coulomb* pada *combo box material model* dan *drained* pada *combo box material type*.
- d. Masukkan nilai yang akan diinput pada *general properties* dan pada kotak *permeability* sesuai dengan sifat material yang digunakan.
- e. Klik pada tab menu *parameters* ada empat lembar-tab dan masukkan nilai sesuai sifat material yang digunakan. Karena model geometri tidak menggunakan *interface*, maka lembar-tab ketiga dapat dilewati lalu klik OK untuk menyimpan material.
- f. Klik dan seret (*drag*) kumpulan data dari jendela *material sets* ke klaster tanah pada bidang gambar dan lepas di atasnya. Maka material sudah masuk dalam bidang gambar apabila bidang gambar berubah warna.
- g. Kemudian klik tombol OK pada jendela *material sets* untuk menutup basis data.



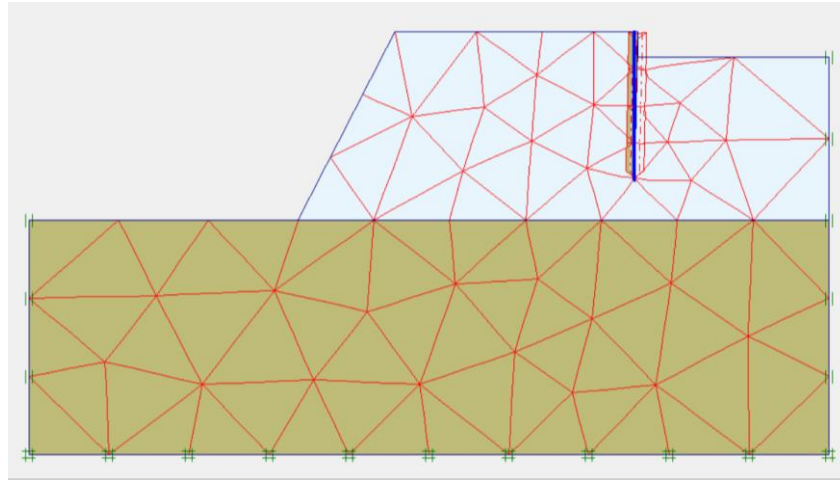
Gambar 4.17 Lembar *Tab General* dari *Jendela Material Sets*



Gambar 4.18 Lembar *Tab Parameters* dari *Jendela Material Sets*

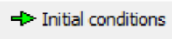


5. *Mesh Generation*

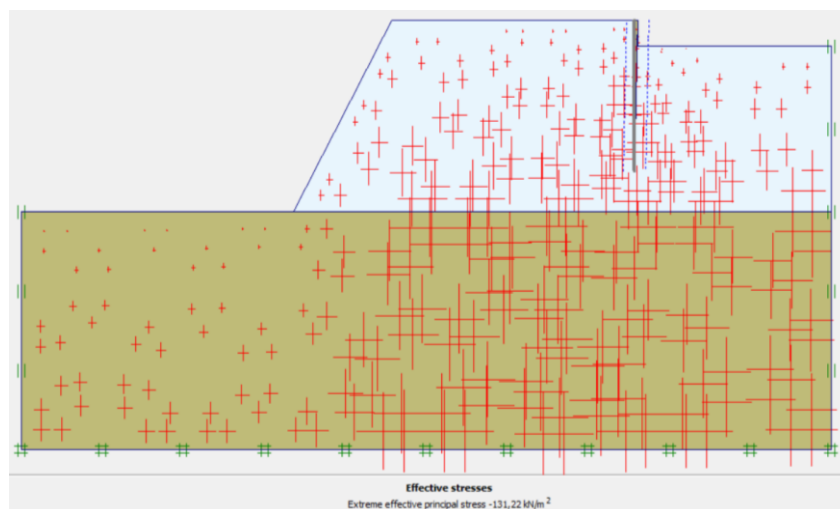
Klik pilihan *Generate Mesh* pada *toolbar* atau pilih susunan dari menu *mesh*. Setelah penyusunan jaringan elemen maka setelah itu sebuah jendela baru akan terbuka dimana ditunjukkan jaringan elemen hingga yang terbentuk seperti Gambar 4.19. Kemudian klik tombol <perbarui> untuk kembali ke modus masukkan geometri.



Gambar 4.19 Jaringan Elemen Hingga (*Meshing*)

6. *Intial Condition*

- a. Klik  tombol *initial conditions* pada *toolbar*.
- b. Karena proyek ini tidak mengikuti sertakan tekanan air, maka lanjutkan modus konfigurasi geometri awal dengan mengklik tombol  sebelah kanan dari “*switch*”. Garis freatik secara otomatis akan terletak pada dasar geometri.
- c.  Klik pilihan *General intial stresses* pada *toolbar*. Kotak dialog *Ko-procedure* akan muncul pilih OK seperti pada Gambar 4.20 berikut.

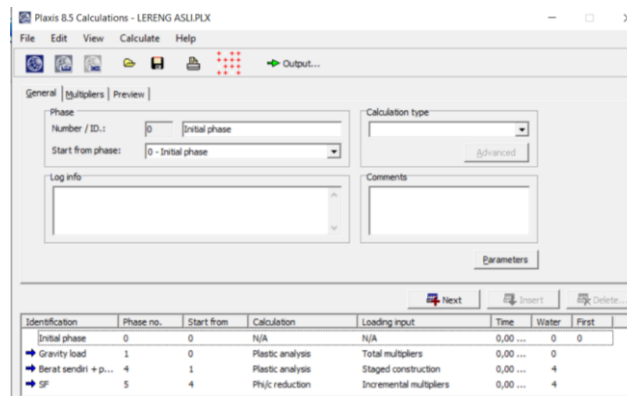


Gambar 4.20 Tegangan Awal Pada Geometri


- d.  Kemudian klik *Calculate*.

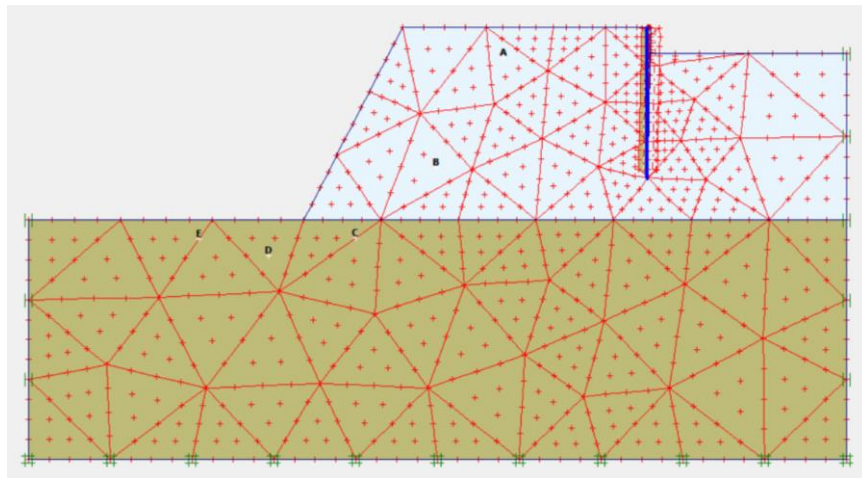
4.5.2 *Plaxis Calculation*

Pada bagian *calculation* (Gambar 4.21) terdapat empat lembar tab yaitu *generate*, *parameters*, *multipliers* dan *preview*. Dalam lembar tab *general*, pada *calculation type* dipilih *plastic analysis* yang digunakan untuk mengetahui besar *displacement* dari kondisi yang ditinjau, dipilih *phi/c reduction* untuk mengetahui pengaruh dari akibat gempa sedangkan pada lembar tab *parameters* dipilih *staged construction* untuk *loading input*.



Gambar 4.21 Jendela *Calculations* dengan Lembar Tab *General*

 Langkah berikutnya yaitu menentukan titik yang akan ditinjau untuk menggambarkan dalam tampilan kurva yaitu dengan mengklik tombol *select point for curve* seperti Gambar 4.22 berikut.



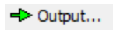
Gambar 4.22 Pemilihan Titik Kurva yang Ditinjau

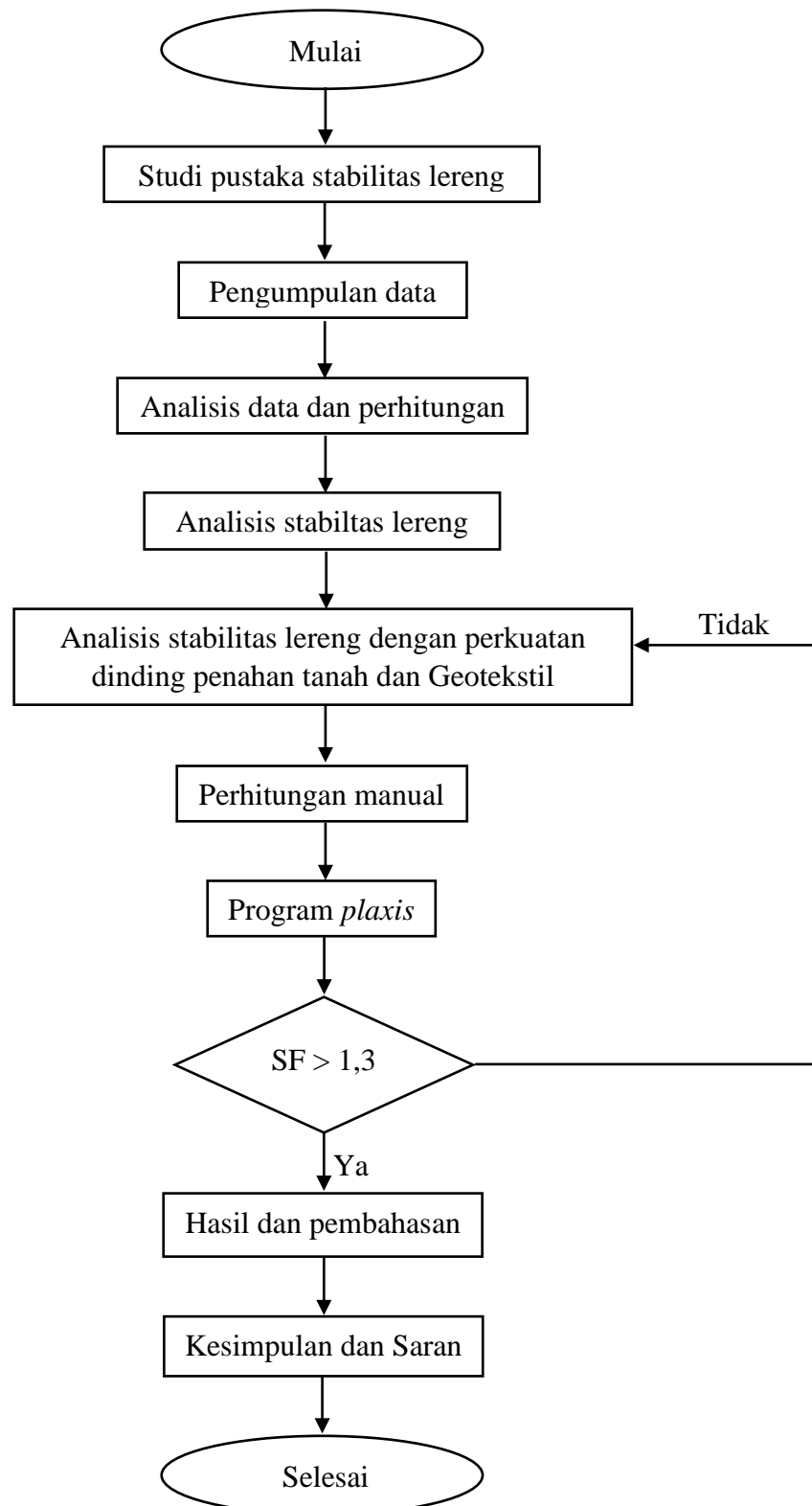
Kemudian langkah berikutnya yaitu klik tombol *calculation* untuk menjalankan analisis perhitungan.

4.5.3 Plaxis Output

Setelah tahap analisis perhitungan selesai, selanjutnya klik tombol untuk menampilkan hasil dari tahap perhitungan yang telah dilakukan.

4.7 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir penelitian merupakan tahapan-tahapan yang dilakukan selama proses penelitian. Bagan alir membantu peneliti dalam melakukan  evaluasi terhadap prosedur penelitian. Adapun bagan alir metode penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.23 berikut ini.



Gambar 4.23 Bagan Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum Analisis

Titik peninjauan yang akan di teliti yaitu pada JR 3 Sta. 0 + 060 di sungai Jeroan yang berada di desa Kedung Jati, Madiun, Jawa Timur. Tinggi lereng pada JR 3 Sta. 0 + 060 adalah 6 m dari elevasi dasar dengan jalan lingkungan di atas lereng selebar 6,6 m.

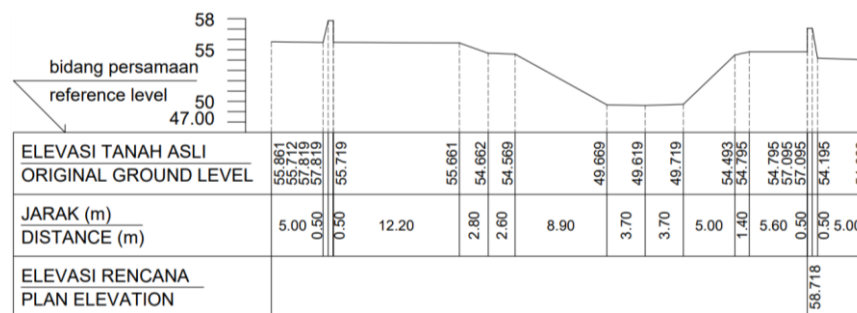
Pada penelitian ini dilakukan analisis stabilitas lereng asli tanpa adanya perkuatan tanah dengan metode *fellinius*. Selanjutnya dilakukan analisis stabilitas dengan menggunakan dinding penahan tanah dengan tipe kantilever dan perkuatan geotekstil. Metode yang dilakukan untuk menganalisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan perkuatan geotekstil yaitu analisis dengan perhitungan manual dan analisis dengan menggunakan program *Plaxis 8.6*. Variasi kondisi muka air yang digunakan dalam penelitian terdiri dari 4 yaitu kondisi muka air, yaitu kondisi saat muka air minimum, muka air normal, muka air banjir, dan muka air *rapid drawdown*.

5.2 Data Analisis

Dalam melakukan analisis diperlukan data – data yang mendukung untuk menyelesaikan penelitian. Data–data yang diperlukan dalam menganalisis penelitian adalah sebagai berikut.

1. Geometri lereng

Geometri lereng eksisting Sungai Jeroan, Madiun JR 3 Sta 0 + 060 dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Penampang Melintang Sungai Jeroan JR 3 Sta. 0 + 060
(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo KSO-PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)

2. Data parameter tanah

Terdapat dua parameter tanah yang digunakan dalam penelitian yaitu tanah dasar yang berada di bawah dinding penahan tanah pada kedalaman 6 - 10 meter dan tanah timbunan yang berada dibelakang dinding penahan tanah pada kedalaman 0 - 6 meter. Data parameter tanah yang digunakan dalam analisis dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

Nama		Tanah Timbunan	Tanah Asli	Tanah Dasar
Model Material		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Jenis Perilaku Material		<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>
γ_{unsat}	kN/m ³	16,847	16,423	9,64
γ_{sat}	kN/m ³	20,496	17,22	15,534
K_x	m/hari	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$
K_y	m/hari	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$
E_{ref}	kN/m ²	7.000	15.000	25.000
μ		0,35	0,3	0,2
C	kN/m ²	4,9	6,1	44,13
Φ	°	25	27	17
ψ		0	0	0

(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo KSO-PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)

3. Data spesifikasi dinding penahan tanah

Data spesifikasi dinding penahan tanah yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Data Spesifikasi Dinding Penahan Tanah

Jenis DPT	Kantilever	
Mutu beton (f'_c)	K225	
	18,675	Mpa
Berat volume beton (γ_c)	24	kN/m ³

(Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo KSO-PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, 2020)

4. Data beban merata

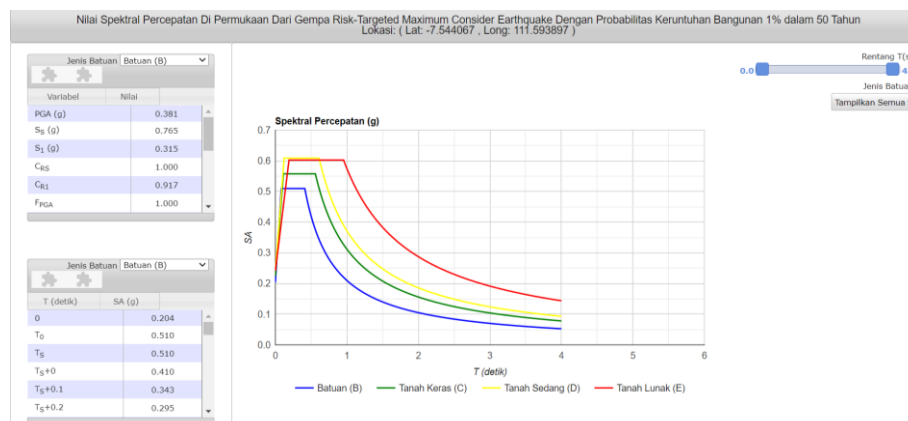
Beban merata yang bekerja pada belakang dinding penahan tanah atau di atas tanah timbunan merupakan beban kendaraan. Data beban kendaraan yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Data Beban Merata

Parameter	Nilai	Satuan
Beban Kendaraan	10	kN/m ²

5. Data beban gempa

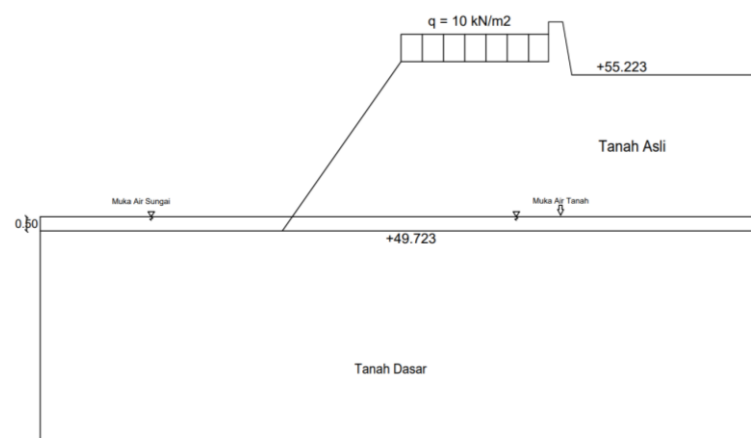
Beban gempa yang digunakan dalam analisis merupakan beban gempa statis. Berdasarkan peta zonasi gempa tahun 2011, wilayah kota Surakarta memiliki percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,3-0,4g. Berdasarkan hasil perhitungan beban gempa dengan respon spektrum untuk wilayah Madiun, nilai percepatan gempa yang digunakan sebesar 0,381g seperti tampak pada Gambar 5.2 berikut ini.

**Gambar 5.2 Nilai Spektal Percepatan Gempa pada Wilayah Madiun**

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum, 2019)

5.3 Analisis Lereng Asli

Tujuan dilakukannya analisis pada lereng asli adalah untuk mengetahui angka keamanan lereng terhadap beban tanah sendiri, beban yang melintas, dan pengaruh terhadap beban gempa yang terjadi. Analisis dilakukan menggunakan dua metode yaitu menggunakan program *Plaxis* 8.6 dan perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius*. Dibawah ini adalah gambar 5.3 tampang potongan melintang lereng asli dengan muka air normal

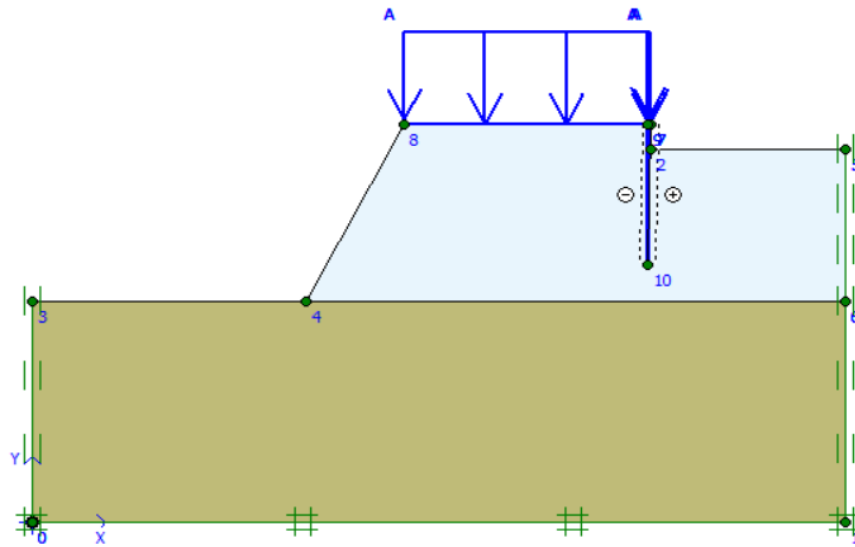


Gambar 5.3 Potongan Melintang Lereng Asli

5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program *Plaxis*

1. Pemodelan

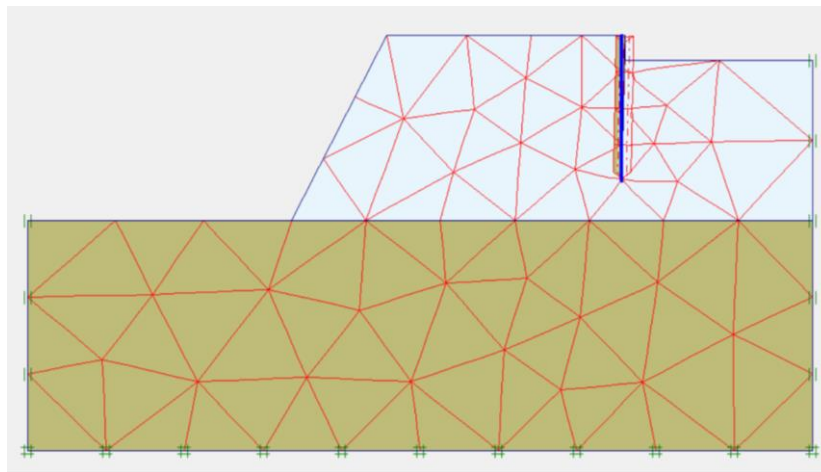
Permodelan lereng asli yang dilakukan secara dua dimensi dipengaruhi oleh beban gempa. Permodelan potongan melintang pada program *Plaxis* 8.6 dapat dilihat pada Gambar 5.4 dibawah ini.



Gambar 5.4 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Asli pada *Plaxis*

2. Pembuatan Jaring Elemen

Membagi model menjadi elemen elemen imajiner atau biasa disebut *meshing*. Jenis penyusun atau *meshing* ini diambil jenis *fine*. Jaring-jaring elemen dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut ini.



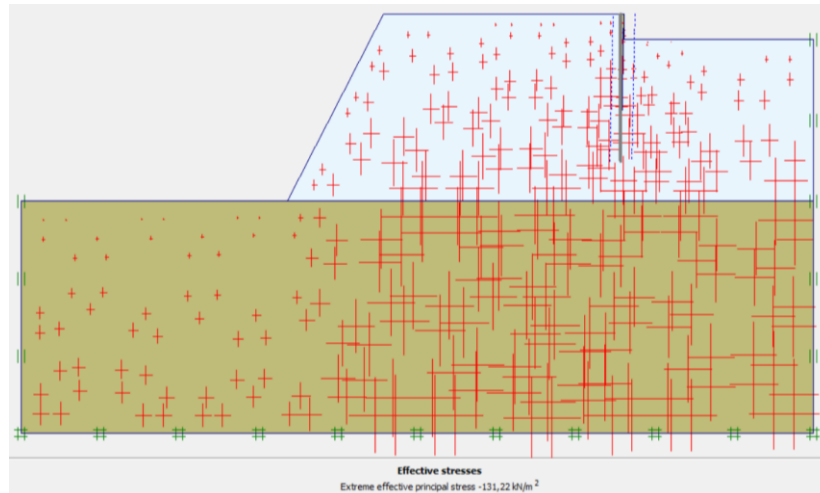
Gambar 5.5 Jaring-Jaring Elemen Lereng Asli

3. Tahap Perhitungan

a. Perhitungan tegangan awal

Perhitungan tegangan awal atau disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) pada fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan

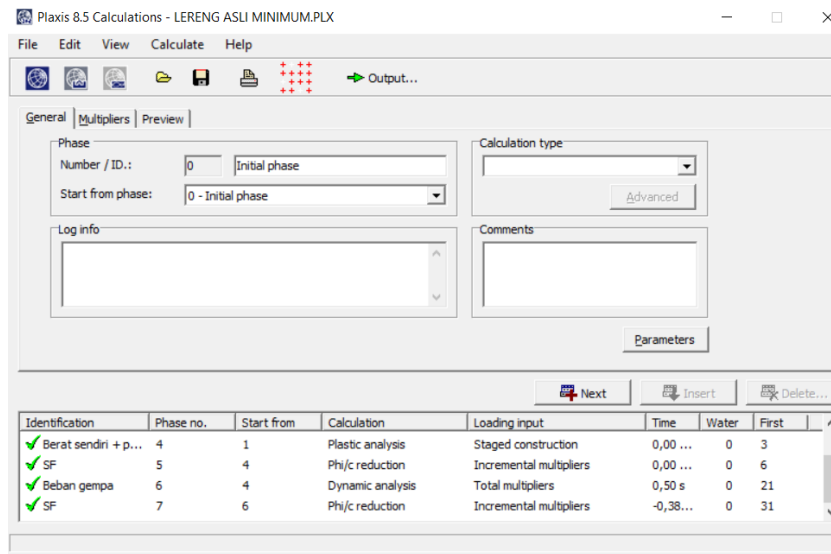
batuan pembentuk lereng. Gambar tegangan awal pada *Plaxis* 8.6 dapat dilihat pada gambar 5.6 dibawah ini.



Gambar 5.6 Perhitungan Tegangan Awal Lereng Asli

b. Tahap *Calculation*

Setelah melakukan input data dan parameter, maka selanjutnya dilakukan perhitungan dengan memasukkan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/c reduction* untuk mengetahui angka keamanan, dan total multipliers sebagai loading input. Dalam perhitungan *Plaxis* ada beberapa tahapan yang dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri, SF total tanpa beban gempa, dan SF total dengan beban gempa. Tab *Plaxis calculation* dapat dilihat pada gambar 5.7 dibawah ini.



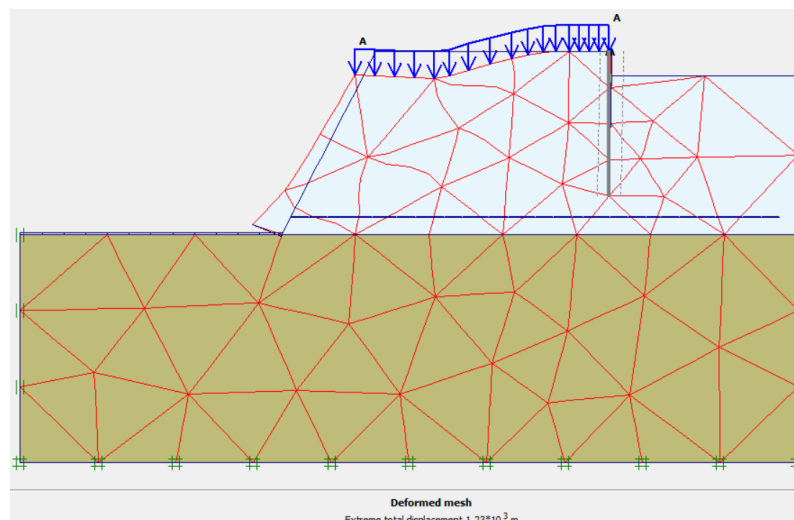
Gambar 5.7 *Jendela Calculations Lereng Asli*

4. *Output*

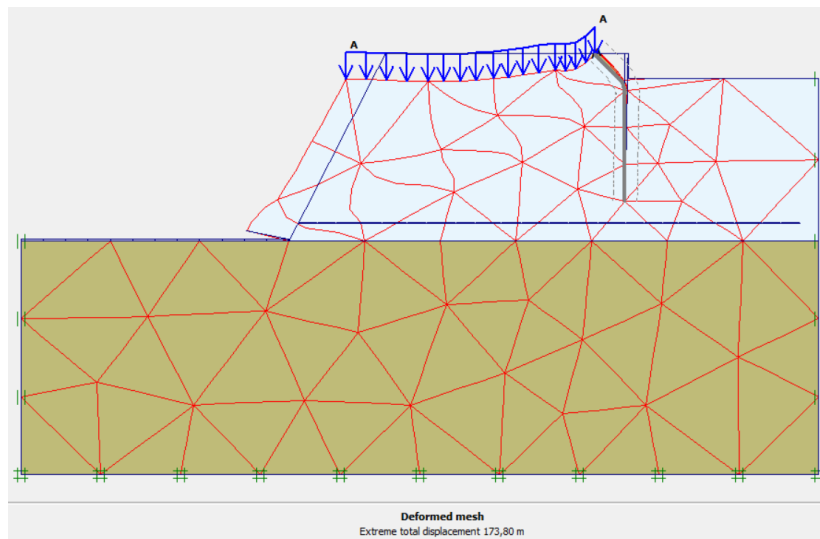
Setelah perhitungan menggunakan program *Plaxis* selesai, tahap selanjutnya adalah melihat besarnya displacement keruntuhan lereng asli. Hasil perhitungan menggunakan program *Plaxis* dijabarkan dalam poin-poin berikut ini.

a. *Deformed Mesh*

Hasil *deformed mesh* didapatkan total displacement dengan beban kendaraan dan beban gempa sebesar $1,23 \times 10^3$ m dan 173,8 m dapat dilihat pada Gambar 5.8 dan 5.9 sebagai berikut.



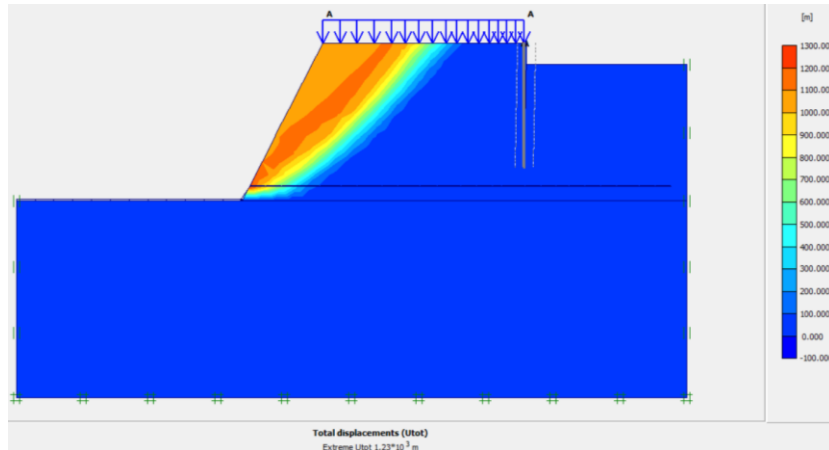
Gambar 5.8 *Deformed Mesh Lereng Asli dengan Beban Kendaraan*



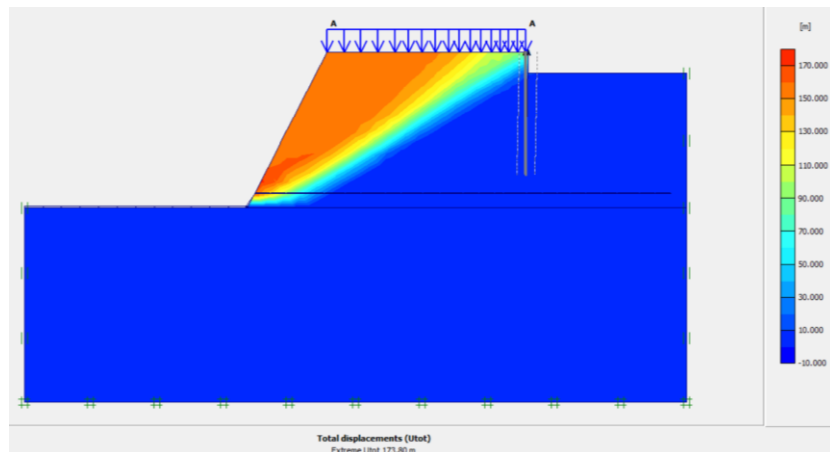
Gambar 5.9 Deformed Mesh Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

b. *Total Displacement*

Besar nilai *displacement* dengan beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan 5.11 sebagai berikut.



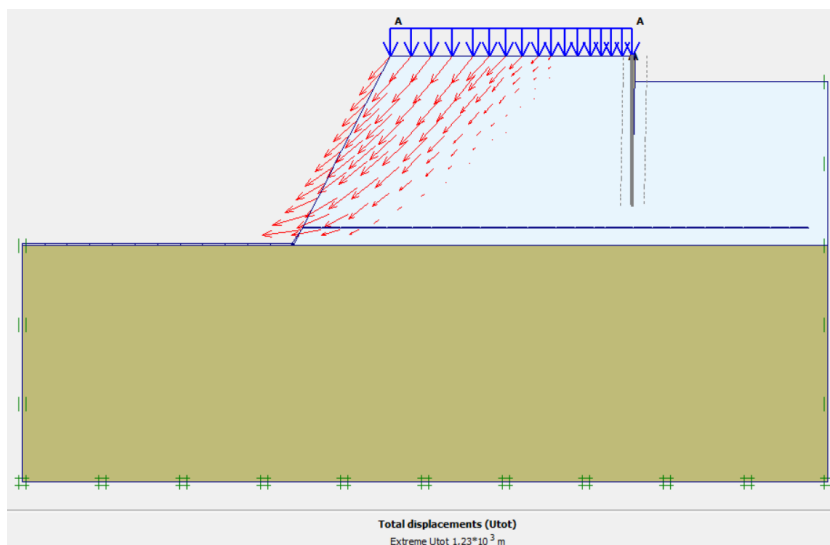
Gambar 5.10 Total Displacement Lereng Asli dengan Beban Kendaraan



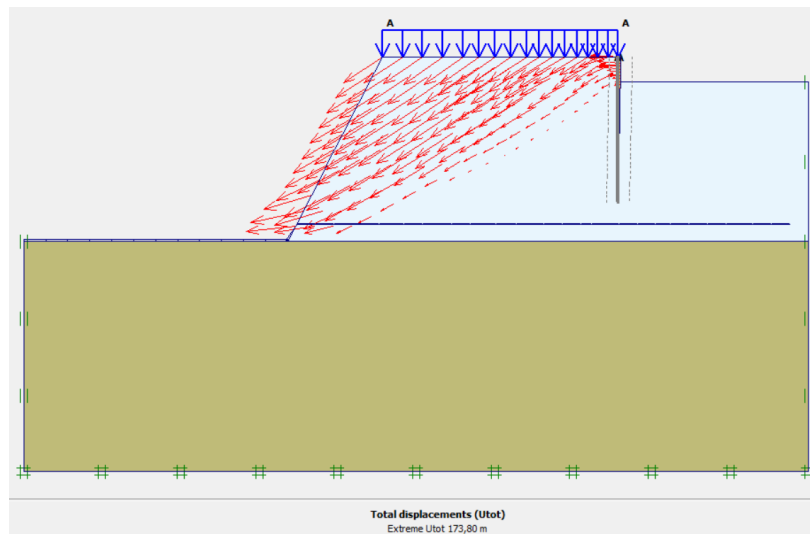
Gambar 5.11 Total Displacement Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

- c. Arah pergerakan dan daerah potensial longsor

Arah pergerakan lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.12 dan 5.13 berikut ini.

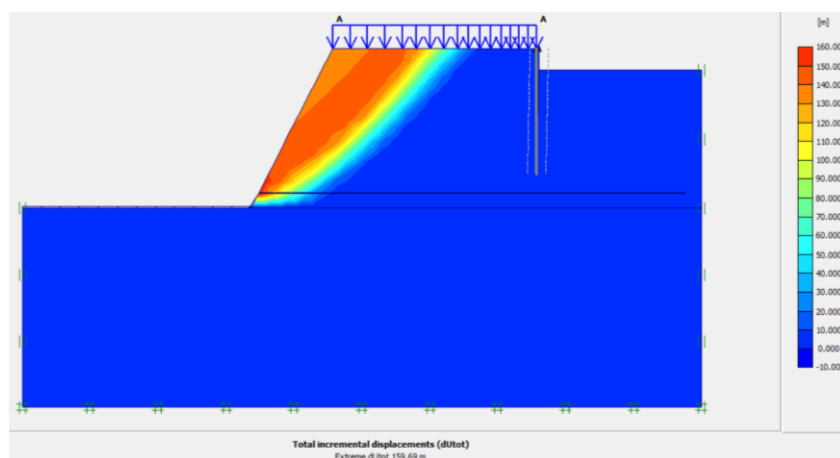


Gambar 5.12 Arah Pergerakan Tanah Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan

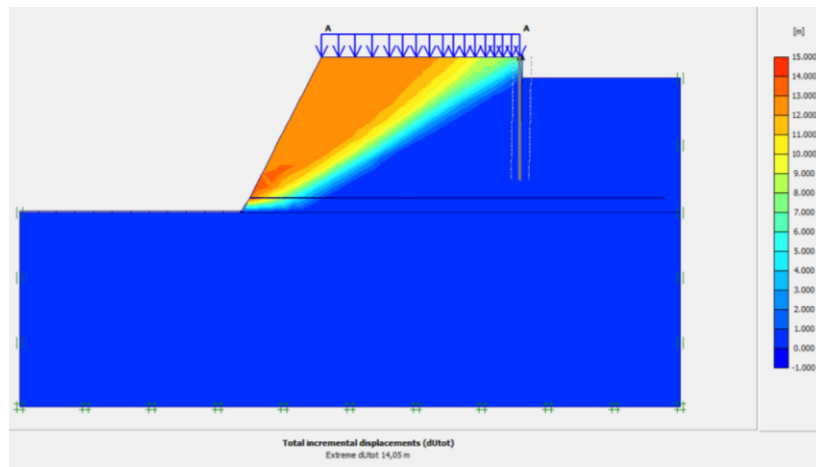


Gambar 5.13 Arah Pergerakan Tanah Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan

Daerah potensial longsor lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.14 dan 5.15 berikut ini



Gambar 5.14 Daerah Potensial Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan



Gambar 5.15 Daerah Potensial Longsor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

d. *Safety Factor*

Hasil *safety factor* dengan beban kendaraan dan beban gempa yang didapat adalah sebesar 1,095 dan 0,875 yang dapat dilihat pada Gambar 5.16 dan 5.17 dibawah ini.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,0953

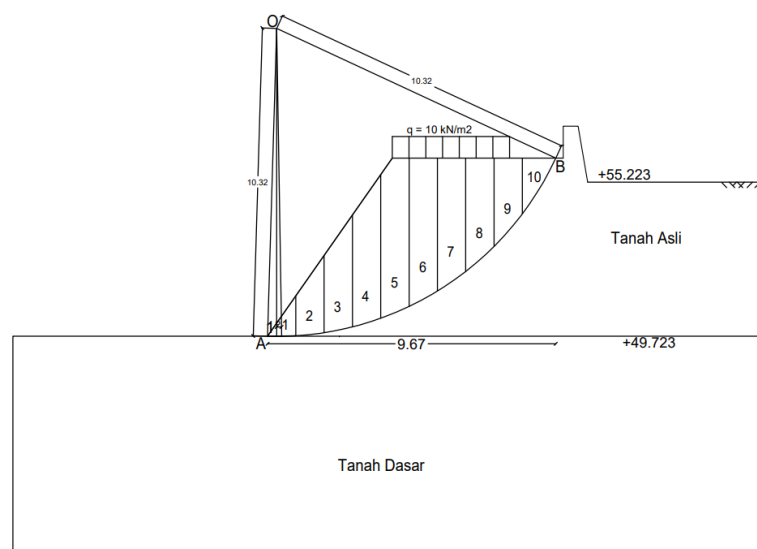
Gambar 5.16 Safety Factor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	0,8753

Gambar 5.17 Safety Factor Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

5.3.2 Analisis Lereng Asli Menggunakan Metode *Fellenius*

Pada penelitian ini perhitungan manual diperlukan untuk membandingkan hasil perhitungan menggunakan program *Plaxis* dan dengan perhitungan manual. Dimana hasil kedua perhitungan tersebut menjadi patokan untuk nilai angka aman yang digunakan. Dari analisis yang telah dilakukan menggunakan bantuan program *Plaxis* pada lereng asli, didapat bidang longsor seperti pada Gambar 5.12 dan 5.13. Dari bidang longsor itulah nilai angka aman dapat diperhitungkan dengan menghitung gaya-gaya yang terjadi, seperti gaya yang menahan dan gaya yang mendorong atau melongsorkan. Detail gambar irisan daerah keruntuhan lereng asli dapat dilihat pada gambar 5.18 dibawah ini.



Gambar 5.18 Penampang Irisan Metode *Fellenius*

Pada perhitungan menggunakan metode *Fellenius*, bidang longsor dibagi menjadi 10 pias atau irisan, dengan panjang bidang longsor sebesar 9,49 m. Dengan begitu untuk setiap 1 pias memiliki panjang 0,949 m. Untuk perhitungan menggunakan metode *Fellenius* dijabarkan sebagai berikut.

1. Perhitungan Berat Setiap Pias (W_i)

$$W_i = \gamma \times A_i$$

Sedangkan untuk pias atau irisan yang terdapat beban di atasnya, perhitungan berat dapat dilakukan sebagai berikut.

$$W_i = (\gamma \times A_i) + (q \times L)$$

Berikut merupakan contoh perhitungan untuk mencari berat pada pias atau irisan. Sedangkan untuk hasil rekapitulasi berat pada masing-masing pias dapat dilihat pada Tabel 5.4.

$$\begin{aligned} W_1 &= \gamma \times A_1 \\ &= (16,423 \times 0,636) \\ &= 10,440 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{10} &= (\gamma \times A_1) + (q \times L) \\ &= (16,423 \times 1,049) + (10 \times 0,949) \\ &= 26,713 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Perhitungan nilai $W \sin \alpha$ untuk setiap pias

$$\begin{aligned} \text{Pias 1} &= W \times \sin \alpha \\ &= 10,440 \times \sin (1) \\ &= 0,182 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pias 10} &= W \times \sin \alpha \\ &= 26,713 \times \sin (59) \\ &= 22,897 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk hasil rekapitulasi berat pada masing-masing pias dapat dilihat pada Tabel 5.4.

3. Perhitungan nilai $W \cos \alpha$ untuk setiap pias

$$\begin{aligned} \text{Pias 1} &= W \times \cos \alpha \\ &= 10,440 \times \cos (1) \\ &= 10,439 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pias 10} &= W \times \cos \alpha \\
 &= 26,713 \times \cos (59) \\
 &= 13,758 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk hasil rekapitulasi berat pada masing-masing pias dapat dilihat pada Tabel 5.4.

4. Tahanan kelongsoran akibat komponen gesekan pada kedua lapisan

$$\begin{aligned}
 \text{Pias 1} &= W \cos \alpha \times \tan \varphi \\
 &= 10,439 \times \tan (25) \\
 &= 5,319 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pias 10} &= W \cos \alpha \times \tan \varphi \\
 &= 13,758 \times \tan (25) \\
 &= 7,010 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk hasil rekapitulasi berat pada masing-masing pias dapat dilihat pada Tabel 5.4.

5. Tahanan kelongsoran akibat komponen kohesi Berdasarkan Gambar 5.16 panjang garis lengkung A ke B memiliki Panjang sebesar 12,040 m. Karena itu tahanan terhadap kelongsoran yang dikerahkan oleh komponen kohesi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \sum c_{iai} &= (6,1 \times 12,040) \\
 &= 73,444 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Gaya akibat beban merata (Pq)

Pada lereng timbunan terdapat beban merata yang berada di atas timbunan. Beban merata tersebut dihasilkan dari beban kendaraan dengan besaran 10 kN/m². Maka dari itu timbul gaya yang terjadi sebagai gaya yang menggerakkan dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Pq &= (q \times A) \\
 &= (10 \times 17,7769 \times 1) \\
 &= 177,769 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan manual lereng menggunakan metode *Fellenius* dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Perhitungan Manual Metode *Fellenius*

No.	A(m ²)	W (kN)	Ln	Φ	W.sinΦ (kN/m)	W.cosΦ (kN/m)	W.cosΦ.tanΦ (kN)
1	0,636	10,440	0,95	1	0,182	10,439	5,319
2	1,875	30,785	0,96	8	4,284	30,485	15,533
3	3,013	49,484	0,97	12	10,288	48,403	24,662
4	4,070	66,843	0,99	17	19,543	63,923	32,570
5	4,804	88,393	1,03	23	34,538	81,366	41,458
6	4,478	83,027	1,08	28	38,979	73,309	37,353
7	3,921	73,876	1,16	35	42,374	60,516	30,834
8	3,210	62,211	1,27	41	40,814	46,951	23,923
9	2,294	47,164	1,45	49	35,595	30,943	15,766
10	1,049	26,713	2,18	59	22,897	13,758	7,010
Jumlah			12,040		249,495	460,092	234,428

7. Nilai angka aman (SF)

Nilai angka aman pada lereng timbunan 14 m asli dengan menggunakan metode *Fellenius* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 SF &= (\sum c_{iai}) + (W \cos \theta x \tan \varphi) / (W \sin \alpha) + (Pq) \\
 &= 73,444 + 234,428 / 249,495 + 177,769 \\
 &= 0,721
 \end{aligned}$$

Nilai angka aman yang dihasilkan dengan perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* didapat sebesar 0,721. Nilai tersebut menandakan lereng dalam kondisi kritis dan berpotensi mengalami kelongsoran. Hasil tersebut memiliki selisih perbedaan yang kecil dengan perhitungan dengan menggunakan bantuan program *Plaxis* yang memiliki nilai angka aman dengan beban kendaraan sebesar 1,095 dan dengan beban gempa sebesar 0,875. Hal tersebut menunjukkan bahwa perhitungan dengan metode *Fellenius* dan program *Plaxis* bahwa kondisi lereng dalam kondisi yang tidak stabil.

5.4 Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah

5.4.1 Analisis Perhitungan Manual Stabilitas Dinding Penahan Tanah

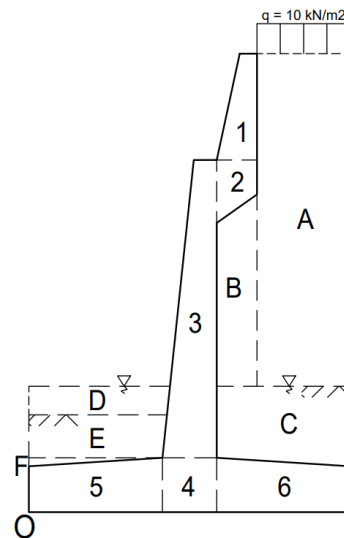
Perhitungan manual stabilitas dinding penahan tanah menggunakan teori Rankine dengan variasi muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown*. Pada dinding penahan tanah kantilever ini, beban

merata yang diterima berupa beban kendaraan yaitu sebesar 10 kN/m^2 .

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah ini akan didapatkan nilai-nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan manual analisis stabilitas dinding penahan tanah diawali dengan menghitung gaya vertikal, tekanan tanah lateral dan momen yaitu sebagai berikut.

1. Hitungan Gaya Vertikal

Perhitungan gaya vertikal meliputi hitungan gaya akibat berat dinding penahan tanah dan akibat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Gaya vertikal diperoleh dengan mengalikan volume tanah atau dinding penahan tanah dengan berat volume tanah (γ) atau berat volume beton pada dinding penahan tanah (γ_c), berdasarkan pias-pias yang telah ditentukan. Pembagian pias-pias pada dinding penahan tanah dimaksudkan guna mempermudah dalam perhitungan gaya-gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah tersebut. Adapun pembagian pias-pias pada dinding penahan tanah untuk perhitungan gaya-gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut ini.



Gambar 5.19 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal

Berikut merupakan contoh perhitungan gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah pada pias nomor 1.

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= \text{Luas} \times 1\text{m} \\
 &= \frac{0,3+0,7}{2} \times 1,85 \times 1 \\
 &= 0,925 \text{ m}^3 \\
 \text{Gaya vertikal} &= \text{Volume} \times \gamma \\
 &= 0,925 \times 24 \\
 &= 22,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan gaya-gaya vertikal pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air minimum dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Minimum

No.	Volume (V) m ³	γ (kN/ m ³)	Berat (W) kN
1	0,925	24	22,200
2	0,595	24	14,3
3	3,510	24	84,24
4	0,760	24	18,2
5	2,03875	24	48,930
6	2,03875	24	48,930
A	9,796	16,847	165,033
B	2,450	16,847	41,275
C	2,155	20,496	44,174
D	0,242	9,81	2,369
E	1,778	15,534	27,612
F	0,175	15,534	2,715
q			15,8
		ΣW	535,798

Perhitungan gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah untuk muka air normal dilakukan dengan cara yang sama. Hasil perhitungan gaya-gaya vertikal pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut ini.

Tabel 5.6 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Normal

No.	Volume (V) m ³	γ (kN/ m ³)	Berat (W) kN
1	0,925	24	22,200
2	0,595	24	14,3
3	3,510	24	84,24
4	0,760	24	18,2
5	2,03875	24	48,930
6	2,03875	24	48,930
A	9,164	16,847	154,386
B	2,163	16,847	36,440
C	3,087	20,496	63,276
D	1,218	9,81	11,944
E	1,778	15,534	27,612
F	0,175	15,534	2,715
q			15,8
		ΣW	548,992

Perhitungan gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah untuk muka air banjir dilakukan dengan cara yang sama. Hasil perhitungan gaya-gaya vertikal pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.7 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Banjir

No.	Volume (V) m ³	γ (kN/ m ³)	Berat (W) kN
1	0,925	24	22,200
2	0,595	24	14,3
3	3,510	24	84,24
4	0,760	24	18,2
5	2,03875	24	48,930
6	2,03875	24	48,930
A	8,058	16,847	135,753
B	1,680	16,847	28,303
C	4,718	20,496	96,705
D	2,964	9,81	29,077
E	1,778	15,534	27,612
F	0,175	15,534	2,715
q			15,8
		ΣW	572,784

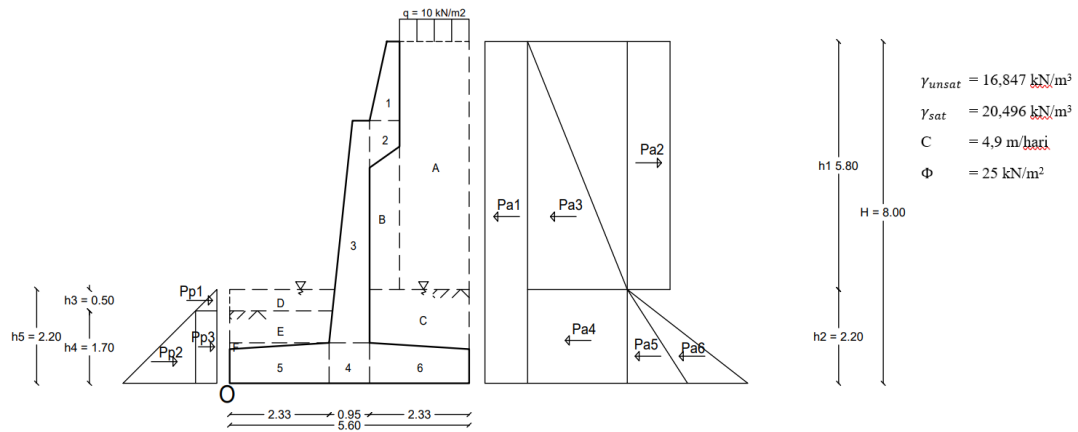
Hasil perhitungan gaya-gaya vertikal pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air *rapid drawdown* dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

No.	Volume (V) m ³	γ (kN/ m ³)	Berat (W) kN
1	0,925	24	22,200
2	0,595	24	14,3
3	3,510	24	84,24
4	0,760	24	18,2
5	2,03875	24	48,930
6	2,03875	24	48,930
A	8,058	16,847	135,753
B	1,680	16,847	28,303
C	4,718	20,496	96,705
D	0,242	9,81	2,369
E	1,778	15,534	27,612
F	0,175	15,534	2,715
q			15,8
		ΣW	546,077

2. Tekanan Tanah Lateral

Perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah meliputi perhitungan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dalam memperhitungkan tekanan tanah lateral aktif maupun pasif, perlu diperhitungkan nilai koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dari setiap lapisan tanah pada struktur dinding penahan tanah. Diagram tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding penahan tanah ditunjukkan pada Gambar 5.20 berikut ini.



Gambar 5.20 Diagram Tekanan Tanah Lateral

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 \left[45 - \frac{\phi}{2} \right] \\
 &= \tan^2 \left[45 - \frac{25}{2} \right] \\
 &= 0,406
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] \\
 &= \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] \\
 &= 2,464
 \end{aligned}$$

Perhitungan tekanan lateral pada kondisi muka air minimum dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut ini.

Tabel 5.9 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Minimum

		Gaya (kN)	Ket.	Akibat
Pa1	$HqKa$	3,246868	Aktif	Beban Merata
Pa2	$-2ch_1\sqrt{Ka}$	-38,7084	Aktif	Kohesi
Pa3	$0,5\gamma_2h_1^2Ka$	131,4167	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa4	$\gamma_1h_1h_2Ka$	92,83419	Aktif	Beban Merata Pa3
Pa5	$0,5\gamma_2h_2^2Ka$	7,025947	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa6	$0,5\gamma_w h_2^2$	17,31132	Aktif	Tekanan Air Tanah
Pp1	$0,5\gamma_w h_3^2$	0,04905	Pasif	Tekanan Air Tanah
Pp2	$0,5\gamma_1h_4^2Kp$	55,30654	Pasif	Berat Tanah Disebelah Kiri Dinding
Pp3	$2ch_4\sqrt{Kp}$	235,5188	Pasif	Kohesi

Perhitungan tekanan lateral pada kondisi muka air normal dilakukan dengan cara yang sama. Besarnya nilai tekanan tanah lateral pada kondisi muka air normal dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5.10 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal

		Gaya (kN)	Ket.	Akibat
Pa1	$HqKa$	3,246868	Aktif	Beban Merata
Pa2	$-2cH\sqrt{Ka}$	-36,2111	Aktif	Kohesi
Pa3	$0,5\gamma_2h_1^2Ka$	115,0067	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa4	$\gamma_1h_1h_2Ka$	106,1438	Aktif	Beban Merata Pa3
Pa5	$0,5\gamma_2h_2^2Ka$	10,49555	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa6	$0,5\gamma_w h_2^2$	25,86012	Aktif	Tekanan Air Tanah
Pp1	$0,5\gamma_w h^2$	1,22625	Pasif	Tekanan Air Tanah
Pp2	$0,5\gamma_1h^2Kp$	55,30654	Pasif	Berat Tanah Disebelah Kiri Dinding
Pp3	$2cH\sqrt{Kp}$	235,5188	Pasif	Kohesi

Perhitungan tekanan lateral pada kondisi muka air banjir dilakukan dengan cara yang sama. Besarnya nilai tekanan tanah lateral pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Ket.	Akibat
Pa1	$HqKa$	3,246868	Aktif	Beban Merata
Pa2	$-2cH\sqrt{Ka}$	-31,8408	Aktif	Kohesi
Pa3	$0,5\gamma_2h_1^2Ka$	88,92167	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa4	$\gamma_1h_1h_2Ka$	123,0303	Aktif	Beban Merata Pa3
Pa5	$0,5\gamma_2h_2^2Ka$	18,2371	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa6	$0,5\gamma_w h_2^2$	44,93463	Aktif	Tekanan Air Tanah

Lanjutan Tabel 5.11 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Ket.	Akibat
Pp1	$0,5\gamma_w h^2$	7,0632	Pasif	Tekanan Air Tanah
Pp2	$0,5\gamma_1 h^2 K_p$	55,30654	Pasif	Berat Tanah Disebelah Kiri Dinding
Pp3	$2cH\sqrt{K_p}$	235,5188	Pasif	Kohesi

Sedangkan perhitungan tekanan lateral pada kondisi muka air *rapid drawdown* dilakukan dengan cara yang sama. Besarnya nilai tekanan tanah lateral pada kondisi muka air *rapid drawdown* dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5.12 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown

		Gaya (kN)	Ket.	Akibat
Pa1	HqK_a	3,246868	Aktif	Beban Merata
Pa2	$-2cH\sqrt{K_a}$	-31,8408	Aktif	Kohesi
Pa3	$0,5\gamma_2 h_1^2 K_a$	88,92167	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa4	$\gamma_1 h_1 h_2 K_a$	123,0303	Aktif	Beban Merata Pa3
Pa5	$0,5\gamma h_2^2 K_a$	18,2371	Aktif	Berat Tanah Disebelah Kanan Dinding
Pa6	$0,5\gamma_w h_2^2$	44,93463	Aktif	Tekanan Air Tanah
Pp1	$0,5\gamma_w h^2$	0,04905	Pasif	Tekanan Air Tanah
Pp2	$0,5\gamma_1 h^2 K_p$	55,30654	Pasif	Berat Tanah Disebelah Kiri Dinding
Pp3	$2cH\sqrt{K_p}$	235,5188	Pasif	Kohesi

3. Hitungan Momen

Perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral ditinjau terhadap titik O yang berada pada kaki depan dinding penahan tanah. Adapun hasil perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral pada kondisi muka air minimum tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut ini.

Tabel 5.13 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Minimum

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	1	22,200	3,477	77,182	M+
	2	14,3	3,596	51,346	M+
	3	84,24	2,598	218,847	M+
	4	18,2	2,805	51,163	M+
	5	48,930	1,198	58,632	M+

Lanjutan Tabel 5.13 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Minimum

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	6	48,930	4,478	219,122	M+
	A	165,033	4,77	787,208	M+
	B	41,275	3,638	150,172	M+
	C	44,174	4,476	197,744	M+
	D	2,369	1,203	2,848	M+
	E	27,612	1,119	30,900	M+
	F	2,715	0,777	2,108	M+
	q	15,8			M+
	ΣW	535,798	ΣM_w	1847,277	M+
Tekanan Tanah Lateral	PA1	3,246	4	12,987	M-
	PA2	-38,708	4,9	-189,671	M+
	PA3	131,416	3,866	508,144	M-
	PA4	92,834	0,9	83,550	M-
	PA5	7,025	0,6	4,215	M-
	PA6	17,311	0,6	10,386	M-
	ΣP_a	251,835	ΣM_{gl}	619,285	M-
	PP1	0,0490	1,733	0,085	M+
	PP2	55,306	0,566	31,340	M+
	PP3	235,518	0,85	200,190	M+
	ΣP_p	329,582	ΣM_{pasif}	421,287	M+

Hasil perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut ini.

Tabel 5.14 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	1	22,200	3,477	77,182	M+
	2	14,3	3,596	51,3464	M+
	3	84,24	2,598	218,8472	M+
	4	18,2	2,805	51,1632	M+
	5	48,930	1,198	58,63212	M+
	6	48,930	4,478	219,1225	M+

Lanjutan Tabel 5.14 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	A	154,386	4,77	736,4208	M+
	B	36,440	3,639	132,6214	M+
	C	63,276	4,467	282,6539	M+
	D	11,944	1,193	14,24845	M+
	E	27,612	1,119	30,90082	M+
	F	2,715	0,777	2,108313	M+
	q	15,8		0	M+
	ΣW	548,992	ΣM_w	1875,247	M+
Tekanan Tanah Lateral	PA1	3,246	4	12,987	M-
	PA2	-36,211	5,1	-184,676	M+
	PA3	115,006	4,133	475,361	M-
	PA4	106,143	1,1	116,758	M-
	PA5	10,495	0,733	7,696	M-
	PA6	25,860	0,733	18,964	M-
	ΣPa	260,753	ΣM_{gl}	631,767	M-
	PP1	1,226	1,867	2,289	M+
	PP2	55,306	0,567	31,340	M+
	PP3	235,518	0,85	200,190	M+
	ΣPp	328,262	ΣM_{pasif}	418,496	M+

Hasil perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut ini.

Tabel 5.15 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	1	22,200	3,477	77,182	M+
	2	14,3	3,596	51,346	M+
	3	84,24	2,598	218,847	M+
	4	18,2	2,805	51,163	M+
	5	48,930	1,198	58,632	M+
	6	48,930	4,478	219,122	M+
	A	135,753	4,77	647,542	M+
	B	28,303	3,642	103,083	M+
	C	96,705	4,459	431,245	M+

Lanjutan Tabel 5.15 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	D	29,077	1,178	34,242	M+
	E	27,612	1,119	30,900	M+
	F	2,715	0,777	2,108	M+
	q	15,8		0	M+
	ΣW	572,784	ΣM_w	1925,417	M+
Tekanan Tanah Lateral	PA1	3,246	4	12,987	M-
	PA2	-31,840	5,45	-173,532	M+
	PA3	88,921	4,6	409,039	M-
	PA4	123,030	1,45	178,393	M-
	PA5	18,237	0,967	17,629	M-
	PA6	44,934	0,967	43,436	M-
	ΣPa	278,370	ΣM_{gl}	661,487	M-
	PP1	7,063	2,1	14,832	M+
	PP2	55,306	0,567	31,340	M+
	PP3	235,518	0,85	200,190	M+
	ΣPp	329,729	ΣM_{pasif}	419,896	M+

Sedangkan hasil perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah pada kondisi muka air *rapid drawdown* dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut ini.

Tabel 5.16 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	1	22,200	3,477	77,182	M+
	2	14,3	3,596	51,3464	M+
	3	84,24	2,598	218,8472	M+
	4	18,2	2,805	51,1632	M+
	5	48,930	1,198	58,63212	M+
	6	48,930	4,478	219,1225	M+
	A	135,753	4,77	647,5424	M+
	B	28,303	3,642	103,0837	M+
	C	96,705	3,827	370,0468	M+
	D	2,369	1,203	2,848906	M+
	E	27,612	1,119	30,90082	M+

Lanjutan Tabel 5.16 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	F	2,715	0,777	2,108313	M+
	q	15,8		0	M+
	ΣW	546,077	ΣM_w	1832,824	M+
Tekanan Tanah Lateral	PA1	3,246	4	12,98747	M-
	PA2	-31,840	4,35	-138,507	M+
	PA3	88,921	3,5	311,2258	M-
	PA4	123,030	0,9	110,7272	M-
	PA5	18,237	0,6	10,94226	M-
	PA6	44,934	0,6	26,96078	M-
	ΣPa	278,370	ΣM_{gl}	472,8436	M-
	PP1	0,049	1,733	0,08502	M+
	PP2	55,306	0,567	31,34037	M+
	PP3	235,518	0,85	200,1909	M+
	ΣPp	322,715	ΣM_{pasif}	370,1237	M+

Momen positif terjadi ketika gaya yang diterapkan pada suatu benda menyebabkan benda tersebut berputar searah jarum jam dalam suatu koordinat. Sementara momen negatif terjadi ketika gaya yang diterapkan pada suatu benda menyebabkan benda tersebut berputar berlawanan jarum jam dalam suatu koordinat yang sama.

Setelah menghitung gaya vertikal, tekanan tanah lateral dan momen yang bekerja pada dinding penahan tanah. Langkah berikutnya adalah menghitung stabilitas dinding penahan tanah. Perhitungan stabilitas yang ditinjau dalam perhitungan stabilitas dinding penahan tanah berupa stabilitas terhadap penggeseran, stabilitas terhadap penggulingan dan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah berdasarkan gaya-gaya eksternal yang bekerja pada dinding penahan tanah. Berikut adalah contoh perhitungan stabilitas dinding penahan tanah digunakan kondisi muka air minimum.

1. Stabilitas terhadap penggeseran (*Sliding*)

Pada perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dasar dinding penahan tanah dianggap sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta_h = \phi$ dan $c_a = c_2$.

$$\Sigma R_h = c_a B + \Sigma W \operatorname{tg} \delta_h$$

$$\begin{aligned}
 &= 44,13 \cdot 5,6 + 535,798 \cdot \text{tg } 17 \\
 &= 410,938 \text{ kN/m} \\
 \text{Fgs} &= \frac{\sum R_h + \sum P_p}{\sum P_a} \\
 &= \frac{410,938 + 329,583}{251,835} \\
 &= 2,940 > 1,5
 \end{aligned}$$

Fgs > 1,5, maka stabilitas dinding penahan tanah aman terhadap pergeseran.

2. Stabilitas terhadap penggulingan (*Overturning*)

$$\begin{aligned}
 \text{Momen penahan} &= \sum M_w + \sum M_{\text{pasif}} \\
 &= 1.847,277 + 421,287 \\
 &= 2.268,564 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pendorong} &= \sum M_{gl} \\
 &= 619,285 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Fgl} &= \frac{\sum M_{\text{penahan}}}{\sum M_{\text{pendorong}}} \\
 &= \frac{2.268,564}{619,285} \\
 &= 3,663 > 1,5
 \end{aligned}$$

Fgl > 1,5, maka stabilitas dinding penahan tanah aman terhadap penggulingan.

3. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam perhitungan stabilitas keruntuhan daya dukung tanah dasar, tekanan tanah pasif yang berada di depan dinding penahan tanah diabaikan. Hal tersebut juga dilakukan untuk tekanan tanah di belakang dinding penahan tanah, agar tekanan yang diperhitungkan dalam stabilitas keruntuhan daya dukung tanah dasar hanya berasal dari gaya vertikal berat struktur dinding penahan tanah dan tekanan aktif tanah.

Adapun perhitungan stabilitas dinding penahan tanah terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \sum M_w &= 1.847,277 \text{ kN.m} \\
 \sum M_{gl} &= 619,285 \text{ kN.m} \\
 \sum W &= 535,798 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_e &= \frac{\sum M_w - \sum M_{gl}}{\sum W} \\
 &= \frac{1.847,277 - 619,285}{535,798} \\
 &= 2,292 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= (B/2 - x_e) \\
 &= (5,6/2 - 2,292) \\
 &= 0,508 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (B') &= \text{Lebar efektif} \\
 &= B - 2e \\
 &= 5,6 - (2 \times 0,508) \\
 &= 4,584 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A' &= B' \times 1 \\
 &= 4,584 \times 1 \\
 &= 4,584 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$V = 535,798 \text{ kN}$$

$$H = 251,835 \text{ kN}$$

Berdasarkan tabel faktor kapasitas dukung oleh Hansen (1961), didapatkan nilai-nilai faktor kapasitas dukung berikut ini.

$$N_c = 12,34 ; N_q = 4,77 ; N_\gamma = 3,53$$

Faktor kemiringan beban :

$$\begin{aligned}
 i_q &= \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' C_a \text{ctg} \varphi} \right]^5 \geq 0 \\
 &= \left[1 - \frac{0,5 \times 251,835}{535,798 + 4,584 \times 44,13 \text{ctg} 17} \right]^5 \geq 0 \\
 &= 0,574 > 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_c &= i_q - \left[\frac{1 - i_q}{N_c \text{tg} \varphi} \right] \\
 &= 0,574 - \left[\frac{1 - 0,574}{12,34 \text{tg} 17} \right] \\
 &= 0,461
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i\gamma &= \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' C_a \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \geq 0 \\
 &= \left[1 - \frac{0,7 \times 251,835}{535,798 + 4,584 \times 44,13 \operatorname{ctg} 17} \right]^5 \geq 0 \\
 &= 0,451 > 0
 \end{aligned}$$

Faktor kedalaman :

$$Df = 1,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 dc &= 1 + 0,4 \left[\frac{Df}{B} \right] \\
 &= 1 + 0,4 \left[\frac{1,7}{5,6} \right] \\
 &= 1,121
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dq &= 1 + 2 \left[\frac{Df}{B} \right] \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \\
 &= 1 + 2 \left[\frac{1,7}{5,6} \right] \operatorname{tg} 17 (1 - \sin 17)^2 \\
 &= 1,093
 \end{aligned}$$

$$d\gamma = 1$$

Dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit digunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975).

$$\begin{aligned}
 qu &= dc \cdot ic \cdot c \cdot N_c + dq \cdot iq \cdot Df \cdot \gamma \cdot N_q + d\gamma \cdot i\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \\
 &= (1,121 \times 0,461 \times 44,13 \times 12,34) + (1,093 \times 0,574 \times 1,7 \times 15,534 \\
 &\quad \times 4,77) + (1 \times 0,451 \times 0,5 \times 5,6 \times 15,534 \times 3,53) \\
 &= 429,640 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q' &= \left[\frac{V}{B'} \right] \\
 &= \left[\frac{535,798}{4,584} \right] \\
 &= 116,890 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah :

$$\begin{aligned}
 SF &= \left[\frac{qu}{q'} \right] \\
 &= \left[\frac{429,640}{11,890} \right] \\
 &= 3,676 > 3
 \end{aligned}$$

$F > 3$, maka stabilitas dinding penahan tanah aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Kemudian dilakukan perhitungan yang sama untuk kondisi muka air normal, muka air banjir, dan muka air *rapid drawdown*. Hasil perhitungan stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dan muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.

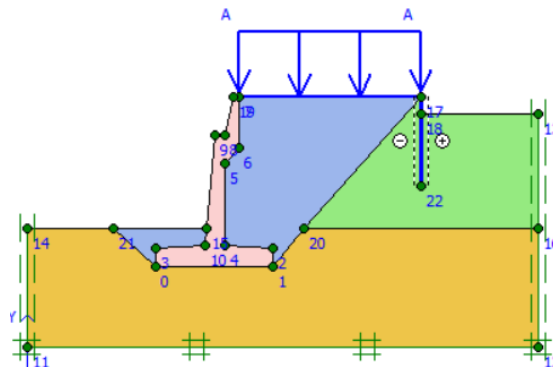
Tabel 5.17 Rekapitulasi Hasil Angka Aman dengan Perhitungan Manual

<i>SF</i>	Kondisi Muka Air				Ket
	Minimum	Normal	Banjir	<i>Rapid Drawdown</i>	
Geser	2,940	2,850	2,701	2,647	AMAN
Guling	3,663	3,631	3,546	4,659	AMAN
Kapasitas dukung	3,676	3,453	3,051	3,766	AMAN

5.4.2 Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program *Plaxis*

Analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan program *Plaxis* dilakukan dengan kondisi yang sama, yaitu kondisi saat muka air minimum, muka air normal, muka air banjir, dan muka air *rapid drawdown*. Beban yang diperhitungkan dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* adalah beban kendaraan sebesar 10 kN/m² dan beban gempa dengan percepatan gempa sebesar 0,381g.

Permodelan dinding penahan tanah pada program *Plaxis* disesuaikan dengan geometri kondisi eksisting di lapangan, serta data teknis dinding penahan tanah di lapangan. Adapun permodelan dinding penahan tanah pada sungai Jeroan dalam analisis stabilitas menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air minimum dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut ini.



Gambar 5.21 Permodelan Dinding Penahan Tanah

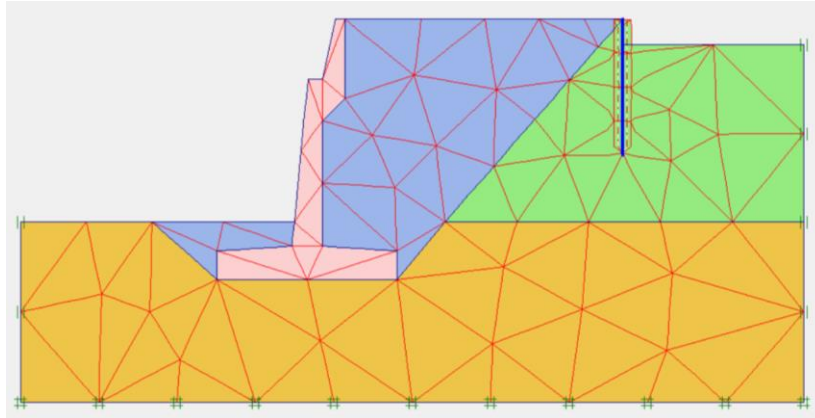
Input parameter bahan pada permodelan ke dalam *cluster-cluster* yang telah dibuat, yang meliputi parameter tanah dasar dinding penahan dan tanah timbunan di belakang dinding penahan serta parameter bahan untuk dinding penahan tanah. Untuk model material pada lapisan tanah adalah model kriteria keruntuhan Mohr-Coloumb, sedangkan untuk dinding penahan model material yang digunakan adalah *linier elastic*. Data parameter tanah dan dinding penahan tanah yang digunakan dalam *input* program *Plaxis* tampak pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5.18 Data parameter Tanah dan DPT

Nama		Tanah Timbunan	Tanah Asli	Tanah Dasar	DPT
Model Material		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Linier Elastis
Jenis		<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>	<i>NON-PORUS</i>
γ_{unsat}	kN/m ³	16,847	16,423	9,64	-
γ_{sat}	kN/m ³	20,496	17,22	15,534	24.00
K_x	m/hari	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$	-
K_y	m/hari	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$	-
E_{ref}	kN/m ²	7.000	15.000	25.000	642285,567
μ		0,35	0,3	0,2	0.2
C	kN/m ²	4,9	6,1	44,13	-
Φ	°	25	27	17	-
ψ		0	0	0	0

Sumber : PT. Wahan Krida Kondulindo KSO-PT. Tunggul Majapahit Sejahtera, (2020)

Kemudian dilakukan penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng dan dinding penahan tanah. Hasil penyusunan jaring elemen dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut ini.

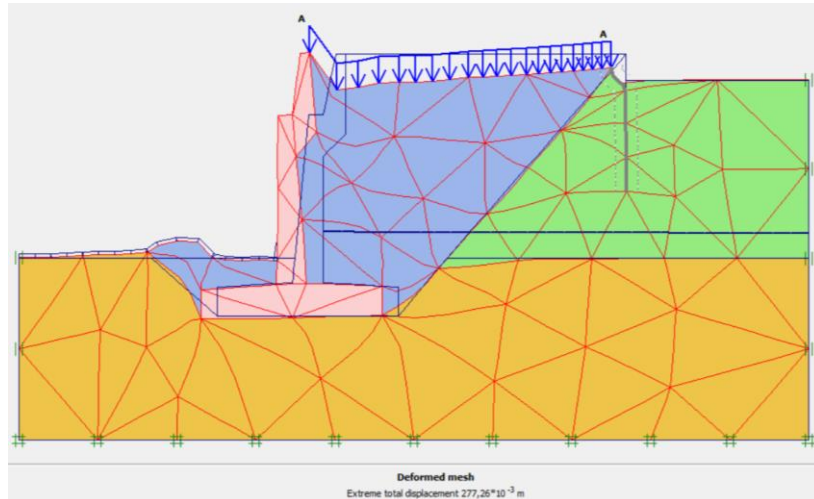


Gambar 5.22 Meshing pada Lereng dengan Dinding Penahan Tanah

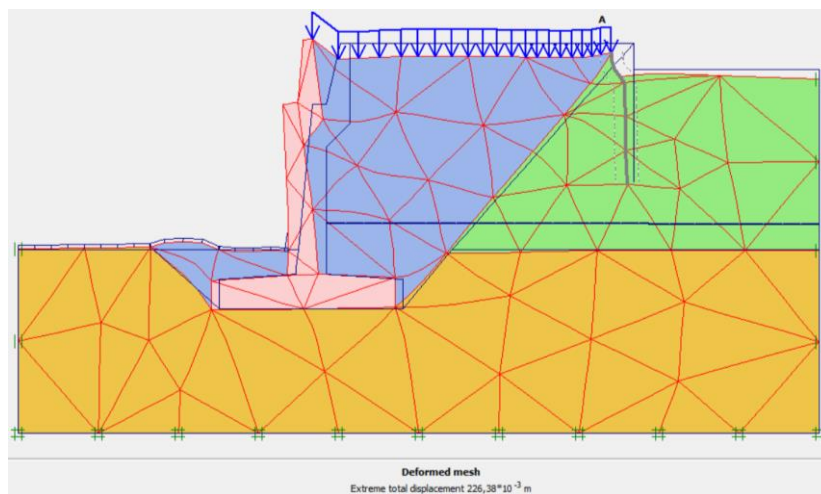
Pada kondisi awal (*intial condition*) ditetapkan nilai berat isi air sebesar 10 kN/m^3 . Ketinggian muka air sungai dan kedalaman muka air tanah disesuaikan dengan analisis yang akan dilakukan, yaitu pada kondisi muka air minimum, normal, dan banjir dengan ketinggian muka air sungai sebesar 0,1; 0,5 dan 1,2 meter di atas permukaan sungai. Kedalaman muka air tanah pada kondisi muka air minimum, normal, dan banjir diasumsikan sama dengan ketinggian muka air sungai. Kondisi muka air *rapid drawdown* dengan ketinggian muka air sungai 0,1 meter. Sedangkan ketinggian pada muka air sungai 1,2 meter.

Tahap analisis perhitungan (*calculation*) pada program *Plaxis* untuk analisis stabilitas dinding penahan tanah juga dilakukan dengan lima tahap. Tahap pertama adalah analisis akibat berat tanah sendiri atau akibat dari beban gravitasi pada lereng. Tahap kedua adalah analisis akibat beban merata di atas dinding penahan tanah, yaitu beban kendaraan sebesar 10 kN/m^2 . Tahap ketiga adalah analisis angka aman (*SF*) lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban kendaraan. Kemudian tahap keempat adalah analisis akibat pengaruh beban gempa dan tahap kelima adalah analisis nilai angka aman (*SF*) lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban gempa.

Hasil *deformed mesh* pada lereng sungai Jeroan dengan dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dengan beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.23 dan 5.24 berikut ini.

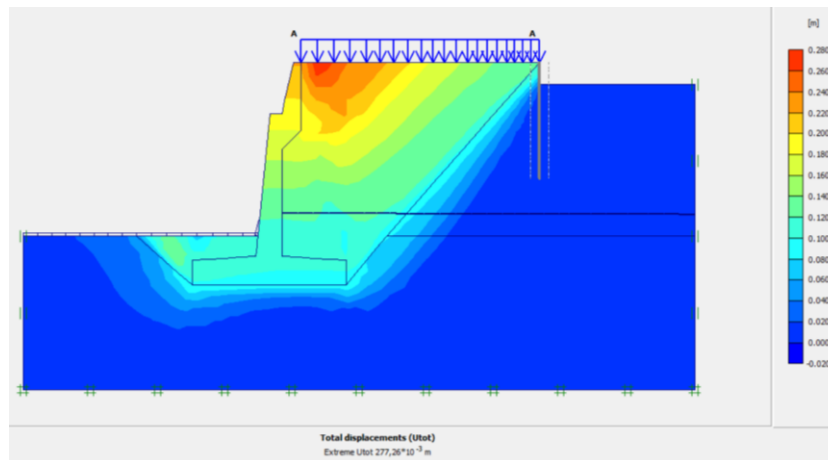


Gambar 5.23 Deformed Mesh Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

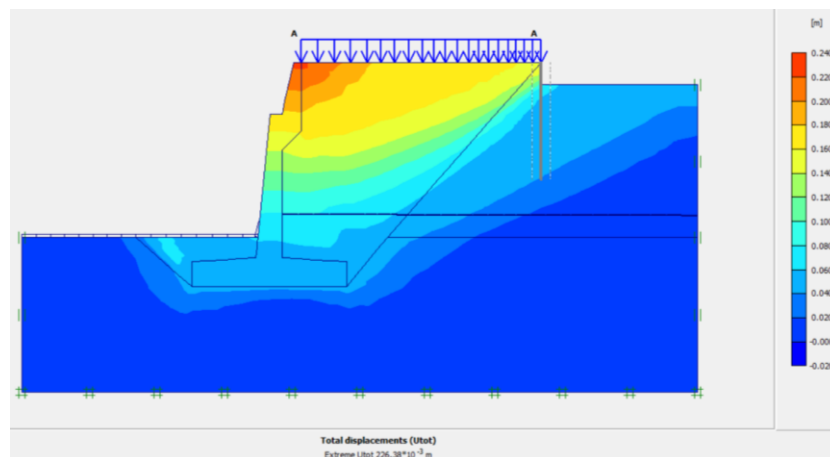


Gambar 5.24 Deformed Mesh Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Besarnya nilai *total displacements* pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban kendaraan adalah sebesar 27,726 cm dan akibat beban gempa adalah sebesar 22,638 cm, yang dapat dilihat pada Gambar 5.25 dan 5.26 berikut ini.

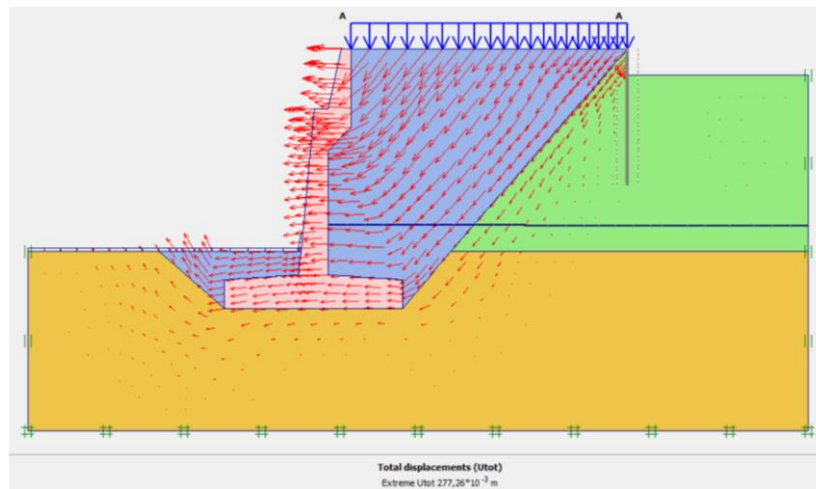


Gambar 5.25 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

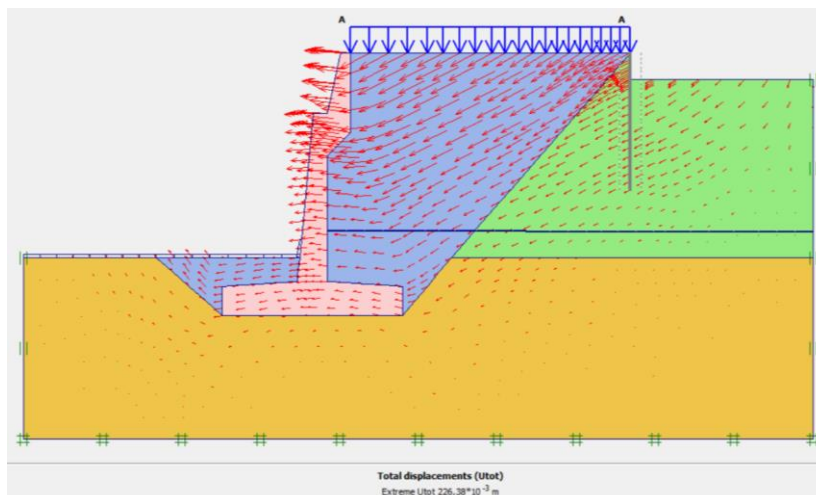


Gambar 5.26 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Sedangkan arah pergerakan tanah pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.27 dan 5.28 berikut ini.

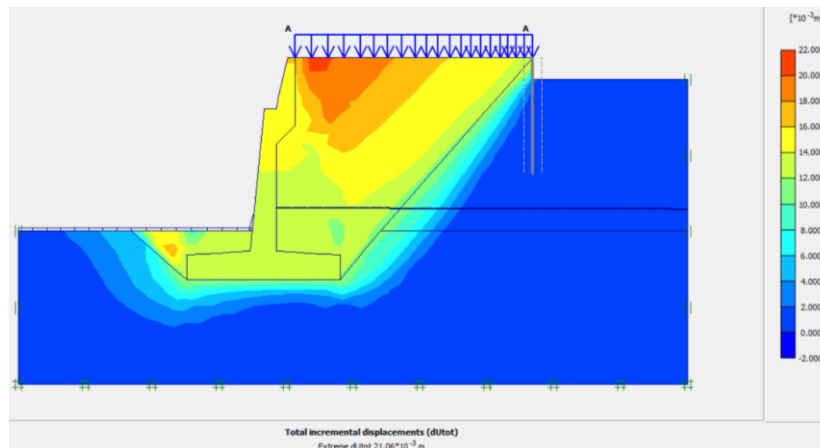


Gambar 5.27 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

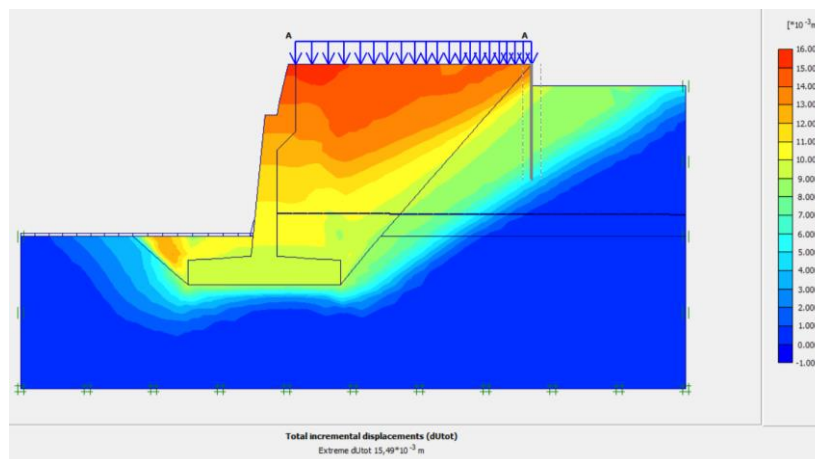


Gambar 5.28 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Potensi kelongsoran pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.29 dan 5.30 berikut ini.



Gambar 5.29 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum



Gambar 5.30 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Nilai angka aman yang diperoleh dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air minimum dengan beban kendaraan adalah sebesar 2,119 dan dengan beban gempa sebesar 1,55. Besarnya nilai angka aman dapat dilihat pada Gambar 5.31 dan 5.32 berikut ini.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,1190

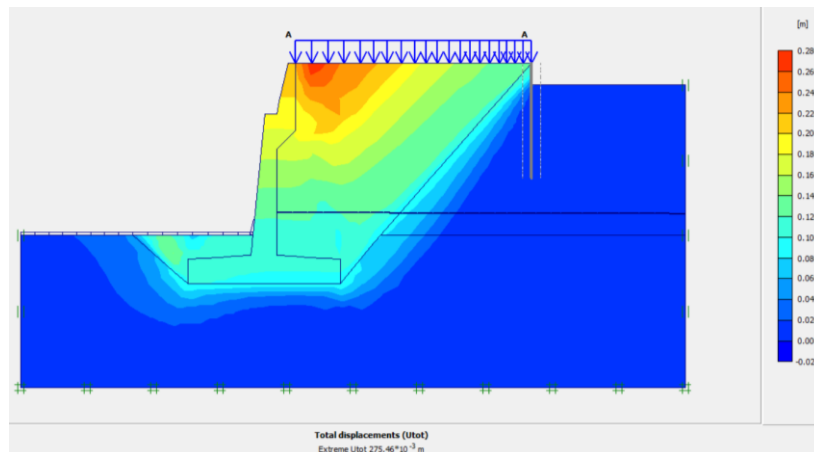
Gambar 5.31 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5498

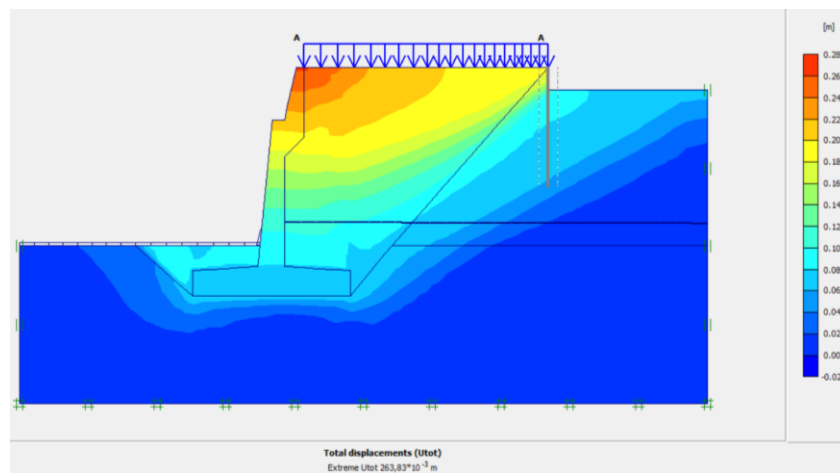
Gambar 5.32 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Dilakukan cara dan tahap analisis yang sama dalam analisis perhitungan stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal, muka air banjir, dan muka air *rapid drawdown* dengan program *Plaxis*.

Pada kondisi muka air normal, besarnya nilai *total displacements* pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban kendaraan adalah sebesar 27,546 cm dan akibat beban gempa adalah sebesar 26,383 cm, yang dapat dilihat pada Gambar 5.33 dan 5.34 berikut ini.

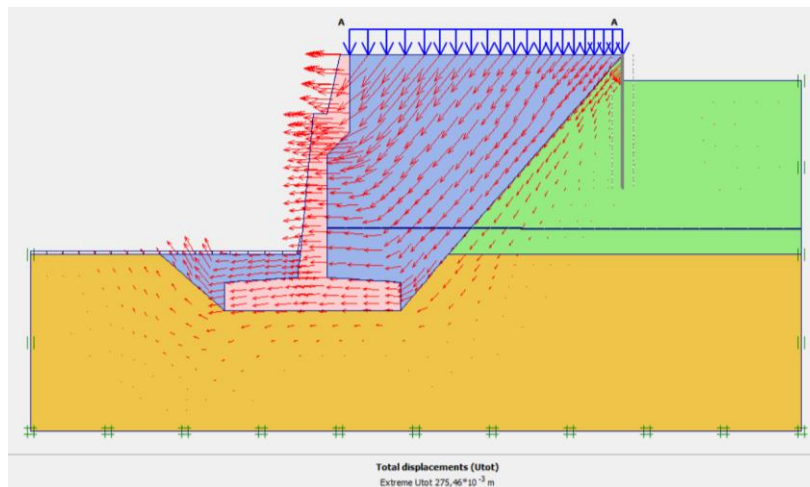


Gambar 5.33 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal

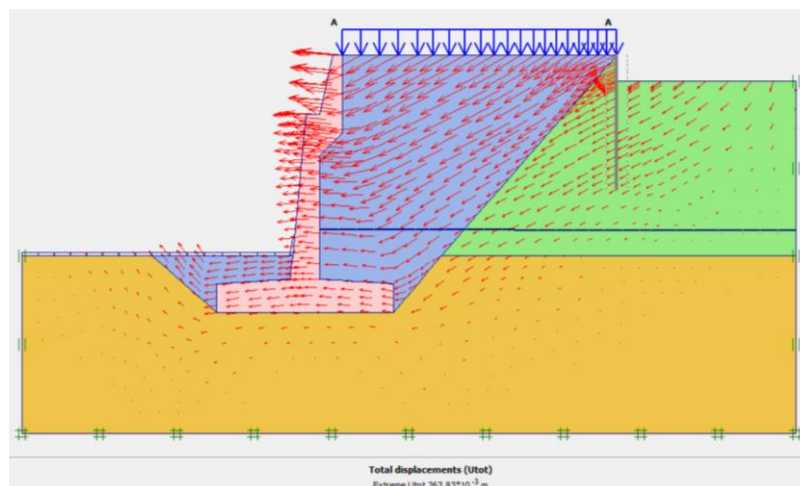


Gambar 5.34 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Sedangkan arah pergerakan tanah pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.35 dan 5.36 berikut ini.

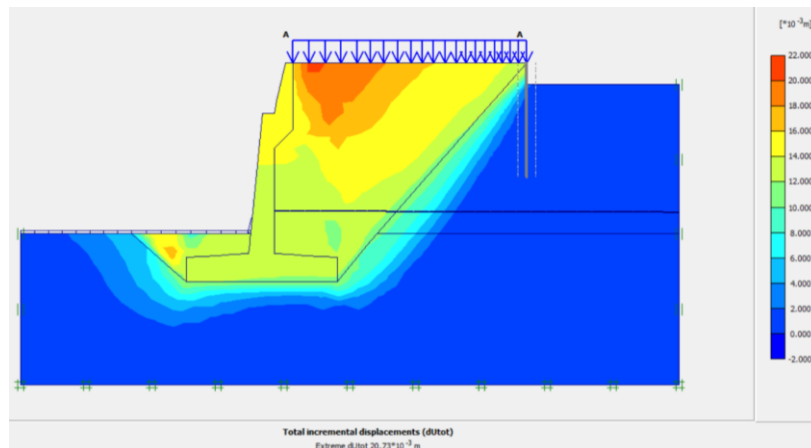


Gambar 5.35 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal

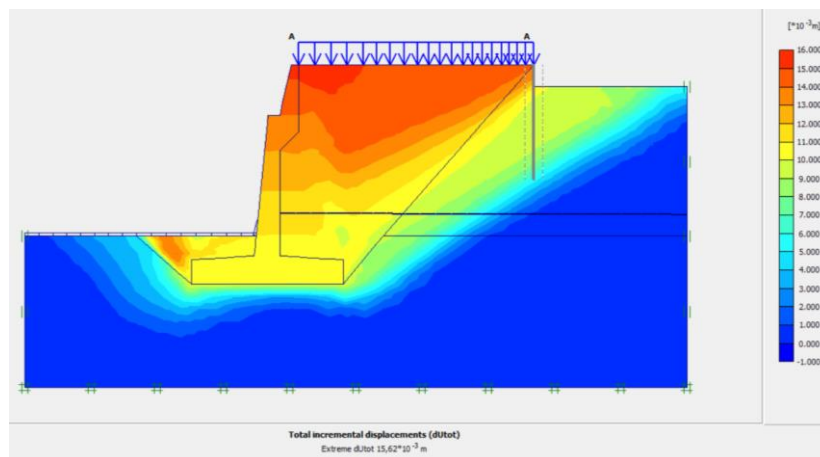


Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Potensi kelongsoran pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.37 dan 5.38 berikut ini.



Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Nilai angka aman yang diperoleh dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air normal dengan beban kendaraan adalah sebesar 2,108 dan dengan beban gempa sebesar 1,544. Besarnya nilai angka aman dapat dilihat pada Gambar 5.39 dan 5.40 berikut ini.

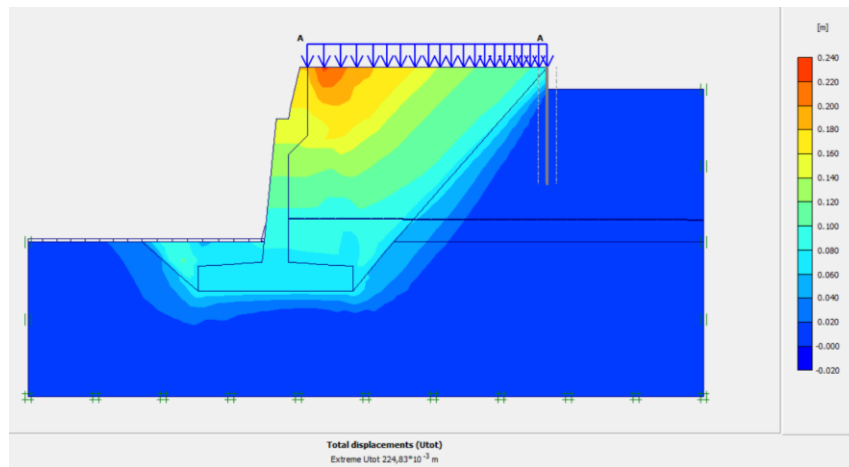
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,1084

Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal

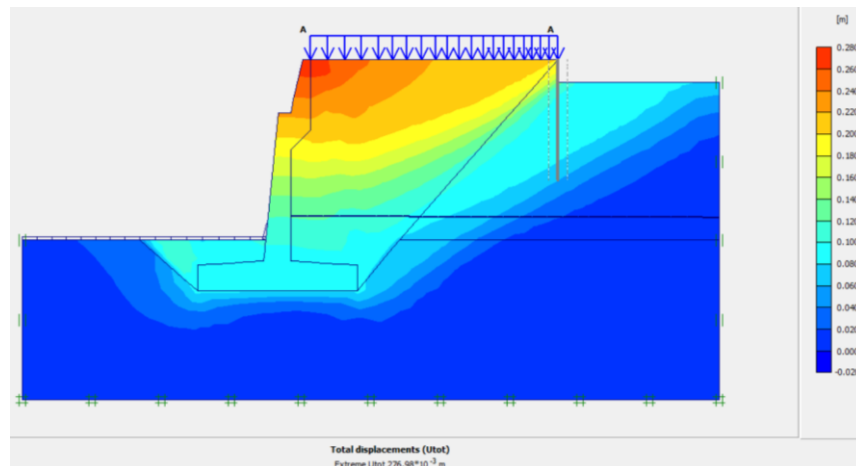
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5437

Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Pada kondisi muka air banjir, besarnya nilai *total displacements* pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban kendaraan adalah sebesar 22,483 cm dan akibat beban gempa adalah sebesar 27,698 cm, yang dapat dilihat pada Gambar 5.41 dan 5.42 berikut ini.

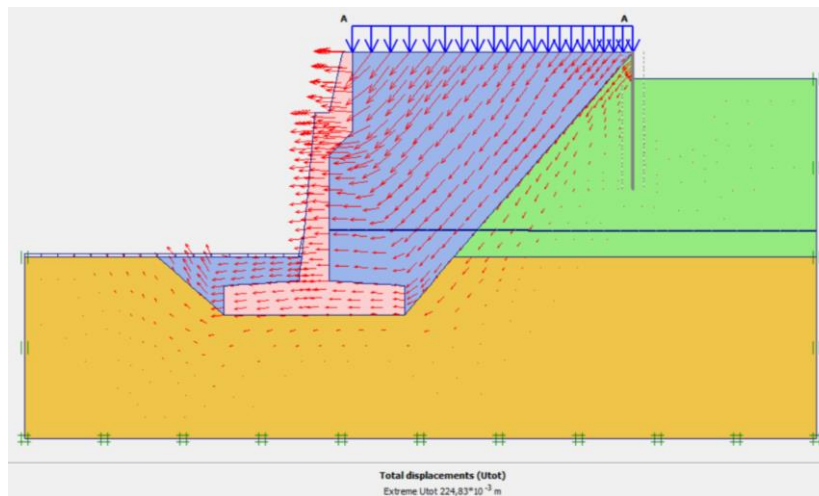


Gambar 5.41 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

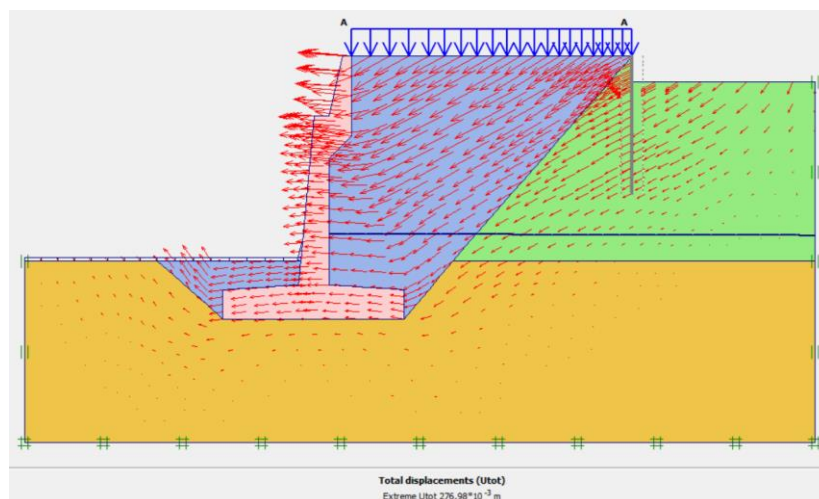


Gambar 5.42 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Sedangkan arah pergerakan tanah pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.43 dan 5.44 berikut ini.

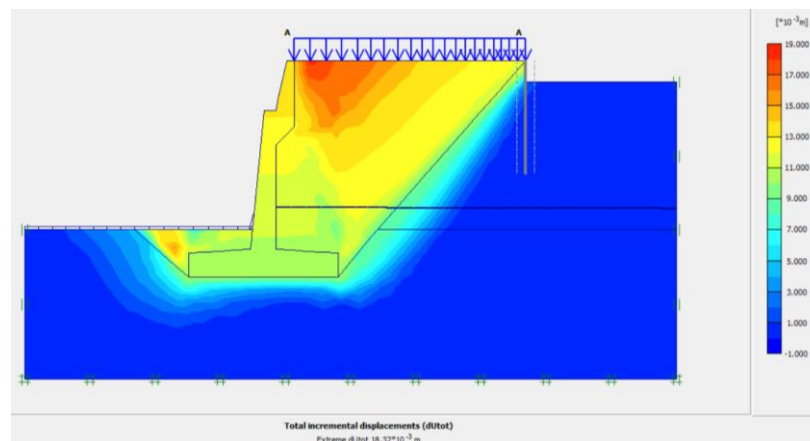


Gambar 5.43 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

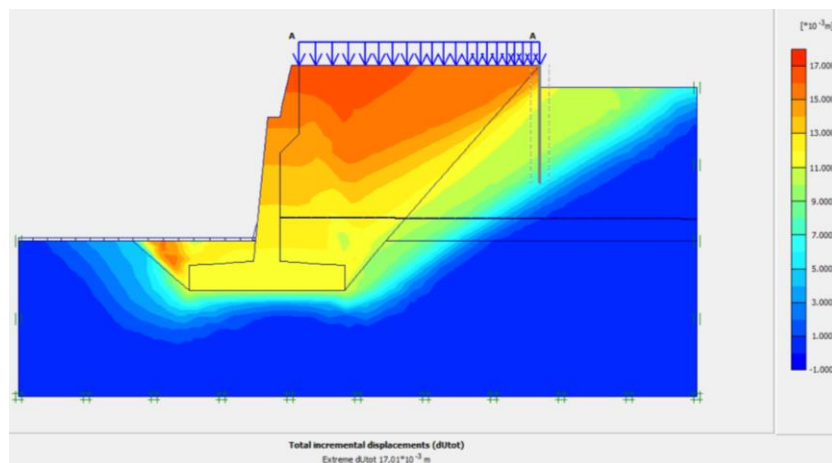


Gambar 5.44 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Potensi kelongsoran pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.45 dan 5.46 berikut ini.



Gambar 5.45 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.46 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Nilai angka aman yang diperoleh dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan adalah sebesar 2,086 dan dengan beban gempa sebesar 1,528. Besarnya nilai angka aman dapat dilihat pada Gambar 5.47 dan 5.48 berikut ini.

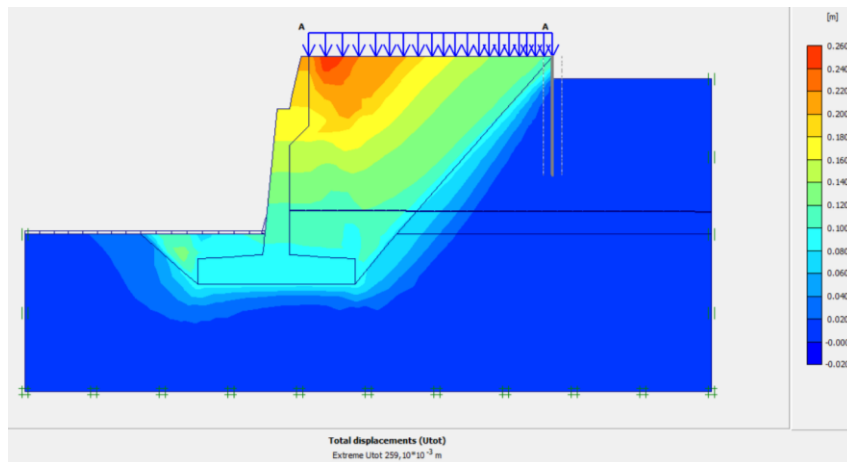
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,0861

Gambar 5.47 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

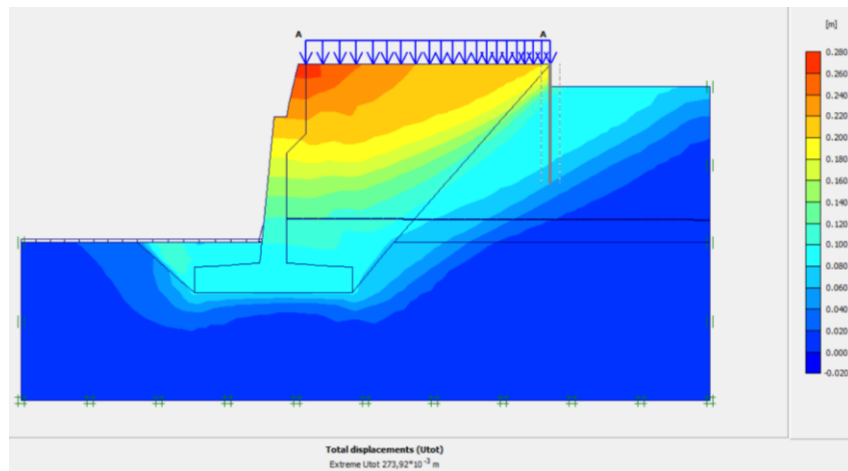
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5283

Gambar 5.48 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Pada kondisi muka air *rapid drawdown*, besarnya nilai *total displacements* pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban kendaraan adalah sebesar 25,910 cm dan akibat beban gempa adalah sebesar 27,392 cm, yang dapat dilihat pada Gambar 5.49 dan 5.50 berikut ini.

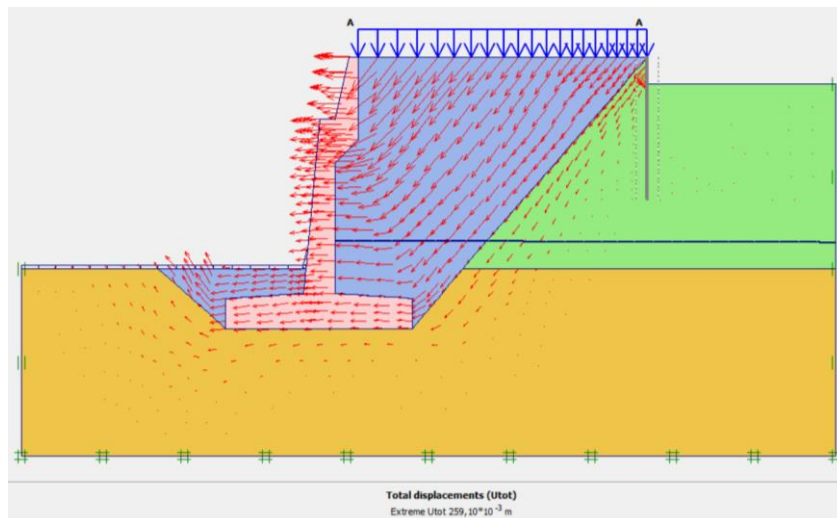


Gambar 5.49 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

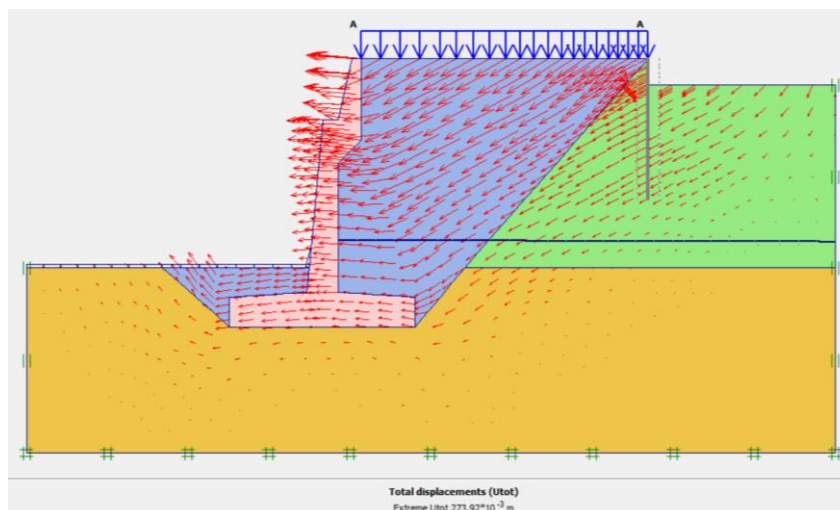


Gambar 5.50 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Sedangkan arah pergerakan tanah pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.51 dan 5.52 berikut ini.

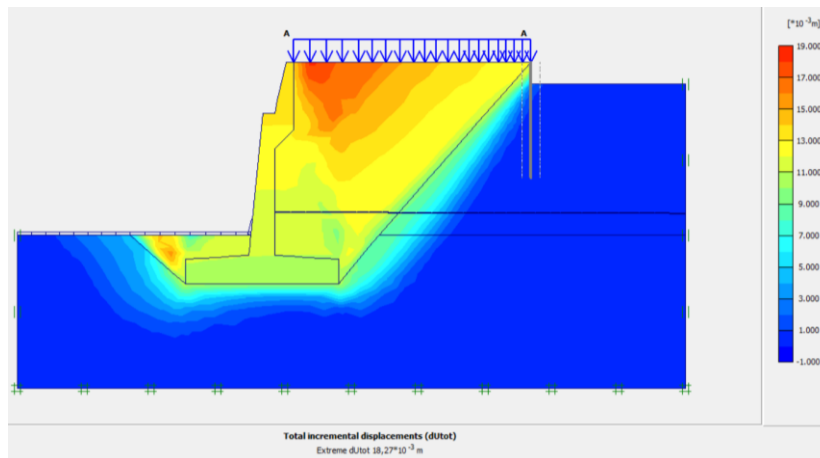


Gambar 5.51 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

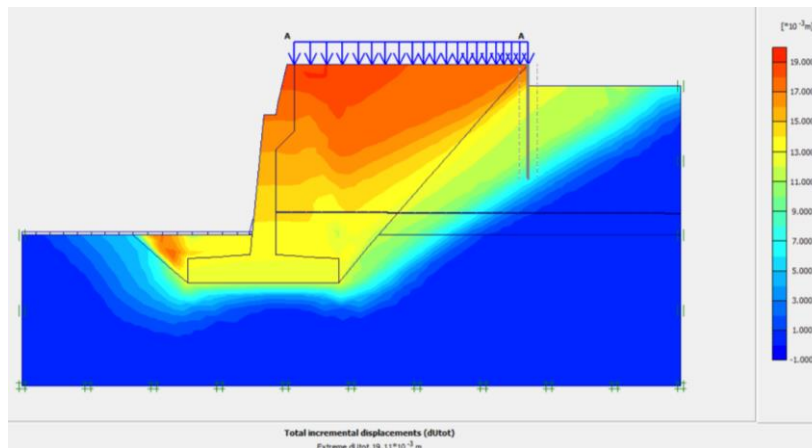


Gambar 5.52 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Potensi kelongsoran pada lereng akibat beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.53 dan 5.54 berikut ini.



Gambar 5.53 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



Gambar 5.54 Daerah Potensi Longsor pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Nilai angka aman yang diperoleh dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air *rapid drawdown* dengan beban kendaraan adalah sebesar 2,083 dan dengan beban gempa sebesar 1,527. Besarnya nilai angka aman dapat dilihat pada Gambar 5.55 dan 5.56 berikut ini.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,0834

Gambar 5.55 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5270

Gambar 5.56 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Rekapitulasi nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah dengan beban merata kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Nilai Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Kondisi	Angka Aman (<i>SF</i>)	
	Beban kendaraan	Beban kendaraan dan Beban Gempa
Muka Air Minimum	2,119	1,55
Muka Air Normal	2,108	1,544
Muka Air Banjir	2,086	1,528
Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	2,083	1,527

5.5 Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil

Setelah melakukan analisis pada stabilitas dinding penahan tanah, juga dilakukan perencanaan alternatif perkuatan baru pada lereng dengan menggunakan geotekstil. Geotekstil yang digunakan adalah geotekstil jenis *Woven Circular-250* yang diproduksi oleh PT. Prima Geotex Indo. Data-data yang digunakan untuk perhitungan geotekstil dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut.

Tabel 5.20 Data Geotekstil

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik ultimit	T_{ult}	55	kN/m
Regangan	ε	18	%
Kekakuan normal	EA	305,556	kN/m

(Sumber: PT. Prima Geotex Indo,2021)

Nilai kuat tarik yang diperbolehkan (T_{all}) merupakan nilai kuat tarik yang telah dikurangi dengan nilai angka aman. Dengan nilai angka aman yang digunakan adalah sebesar 2. Perhitungan nilai kuat tarik yang diperbolehkan (T_{all}) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 T_{all} &= \frac{T_{ult}}{SF} \\
 &= \frac{55}{2} \\
 &= 27,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perencanaan dilakukan dengan dua variasi, yaitu variasi lereng satu jenjang dan variasi lereng dua jenjang dengan adanya *berm*. Adapun data parameter tanah yang digunakan dalam analisis dapat dilihat pada Tabel 5.1.

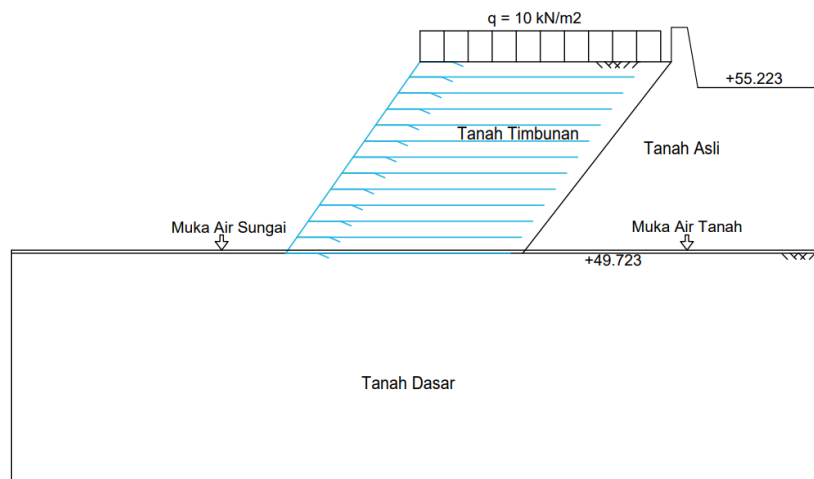
5.5.1 Analisis Perhitungan Manual Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil

Dalam perencanaan lereng dengan perkuatan geotekstil, lereng harus stabil terhadap pengaruh gaya dalam dan gaya luar. Stabilitas yang ditinjau adalah stabilitas eksternal dan stabilitas internal.

Perencanaan perkuatan dengan geotekstil dilakukan pada lereng asli dengan tinggi 6 meter dan dengan kemiringan lereng 55° serta terdapat beban merata

kendaraan sebesar 10 kN/m². Sedangkan geotekstil yang digunakan memiliki kuat tarik ijin Ta sebesar 55 kN/m².

Adapun desain perencanaan lereng variasi pertama dengan perkuatan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.57 berikut ini.



Gambar 5.57 Desain Perkuatan Lereng dengan Geotekstil

1. Stabilitas eksternal

Stabilitas eksternal diperlukan untuk menentukan jarak arah vertikal minimal lapisan geotekstil (SV) dan panjang minimum geotekstil yang digunakan (L). dalam perhitungan, nilai angka aman yang digunakan dalam perhitungan adalah sebesar 1,5. Perhitungan stabilitas eksternal adalah sebagai berikut.

Menentukan jarak vertikal minimal antar lapis geotekstil (SV)

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \tan^2\left(45 - \frac{25}{2}\right) \\ &= 0,406 \end{aligned}$$

Jarak vertikal minimum lapis geotekstil (SV)

$$\begin{aligned} \sigma_{hc} &= (qxKa) + (KaxHxyb) - (2xcx\sqrt{Ka}) \\ &= (10 \times 0,406) + (0,406 \times 6 \times 16,847) - (2 \times 4,99 \times \sqrt{0,406}) \\ &= 51,442 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SV &= \frac{T_{all}}{\sigma_{hc} \times SF} \\ &= \frac{27,5}{51,442 \times 1,5} \end{aligned}$$

$$= 0,356 \text{ m}$$

$$SV_{\text{pakai}} = SV_{\text{minimum}} = 0,5 \text{ m}$$

Banyak lapis geotekstil teoritis (N)

$$N = \frac{H}{SV}$$

$$= \frac{6}{0,5}$$

$$= 12 \text{ lapis}$$

$$\Sigma Pa = 0,5H^2\gamma Ka + qHKa$$

$$= (0,5 \times 6^2 \times 16,847 \times 0,406) + (10 \times 6 \times 0,406)$$

$$= 147,427 \text{ kN/m}$$

Letak resultan gaya-gaya

$$y = \frac{(H/3) 0,5 H^2 \gamma K a + (H/2) q H K a}{\Sigma Pa}$$

$$= \frac{(6/3) \times 0,5 \times 6^2 \times 16,847 \times 0,406 + (6/2) \times 1 \times 6 \times 0,406}{147,427}$$

$$= 2,165 \text{ m}$$

a. Stabilitas terhadap penggeseran

Digunakan $SF = 1,5$

Tahanan geser pada dasar perkuatan

$$Rh = \Sigma W \text{ tg } \delta$$

$$= (LH\gamma + qL) \text{ tg } (2/3 \varphi)$$

$$= ((L \times 6 \times 16,847) + (10 \times L)) \text{ tg } (2/3 \times 25)$$

$$= 33,256 L$$

$$SF = \frac{Rh}{\Sigma Pa}$$

$$1,5 = \frac{33,256 L}{147,427}$$

$$L = 6,649 \text{ m}$$

b. Stabilitas terhadap penggulingan

Digunakan $SF = 1,5$

Momen penahan :

$$\Sigma MR = 0,5L (W + qL)$$

$$= 0,5L (33,256L + 10L)$$

$$= 21,628 L^2 \text{ kNm}$$

Momen penggerak :

$$\begin{aligned}\Sigma MD &= y \Sigma Pa \\ &= 2,165 \times 147,427 \\ &= 319,205 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MD}$$

$$1,5 = \frac{21,628 L^2}{319,205}$$

$$\begin{aligned}L &= \sqrt{\frac{319,205 \times 1,5}{21,628}} \\ &= 4,705 \text{ m}\end{aligned}$$

$$L_{\text{maks}} = 6,649 \text{ m}$$

$$L_{\text{pakai}} = 6,65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma V &= \Sigma W + qL \\ &= (6 \times 16,847 \times 6,65) + (10 \times 6,65) \\ &= 738,695 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= \frac{\Sigma MD}{\Sigma V} \\ &= \frac{319,205}{738,695} \\ &= 0,432 < L/6 = 1,083 \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

c. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

$$H = \Sigma Pa = 147,427 \text{ kN}$$

$$V = 738,695 \text{ kN}$$

Lebar efektif

$$\begin{aligned}L' &= L - 2e \\ &= 6,65 - 2(0,432) \\ &= 5,786 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A' &= L' \times 1 \\ &= 5,786 \times 1 \\ &= 5,786 \text{ m}\end{aligned}$$

$$m = 2$$

$$iq = \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' C_a \text{ctg } \varphi} \right]^m$$

$$\begin{aligned}
&= \left[1 - \frac{0,5 \times 6}{738,695 + 5,786 \cdot 4,99 \operatorname{ctg} 25} \right]^2 \\
&= 0,993 \\
i_c &= \left[1 - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi} \right] \\
&= \left[1 - \frac{1 - 0,993}{20,72 \operatorname{tg} 25} \right] \\
&= 0,992 \\
i_\gamma &= \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' C_a \operatorname{ctg} \varphi} \right]^{m+1} \\
&= \left[1 - \frac{0,7 \times 6}{738,695 + 5,786 \cdot 4,99 \operatorname{ctg} 25} \right]^{2+1} \\
&= 0,984 \\
q_u &= i_c c N_c + i_\gamma 0,5 L' \gamma N_\gamma \\
&= (0,992 \times 4,99 \times 20,72) + (0,984 \times 5,736 \times 16,847 \times 10,88) \\
&= 624,489 \text{ kN/m}^2 \\
q_{\text{maks}} &= \frac{\Sigma V}{L'} \\
&= \frac{624,489}{5,786} \\
&= 127,675 \text{ kN/m}^2 \\
SF &= \frac{q_u}{q_{\text{maks}}} \\
&= \frac{624,489}{127,675} \\
&= 4,891 > 2 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

Sehingga alternatif perkuatan lereng dengan panjang geotekstil yang digunakan $L = 6,5$ m, memenuhi syarat stabilitas eksternal.

2. Stabilitas internal

Adapun perhitungan stabilitas internal adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
\mu &= \operatorname{tg} (2/3 \varphi) \\
&= \operatorname{tg} (2/3 \times 25) \\
&= 0,299
\end{aligned}$$

Stabilitas internal untuk geotekstil paling bawah (geotekstil no.1), $z = 6$ m

Panjang tulangan dibelakang bidang longsor:

$$\begin{aligned}
 L_e &= L - \operatorname{tg}(45 - \varphi/2) (H-z) \\
 &= 6,65 - \operatorname{tg}(45 - 25/2) (6 - 6) \\
 &= 6,65 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tekanan overburden :

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= z\gamma + q \\
 &= 6 \times 16,847 + 10 \\
 &= 111,082 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_h &= K_a \sigma_v \\
 &= 0,406 \times 111,082 \\
 &= 45,084 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah lateral:

$$\begin{aligned}
 \Delta Ph &= S_v \sigma_h \\
 &= 0,5 \times 45,084 \\
 &= 22,542 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap cabut tulangan:

$$\begin{aligned}
 SF_p &= 2 \mu \sigma_v L_e / \Delta Ph \\
 &= (2 \times 0,299 \times 111,082 \times 6,65) / 22,542 \\
 &= 19,621 > 1,5
 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap putus tulangan:

$$\begin{aligned}
 SF_p &= \frac{T_a}{\Delta Ph} \\
 &= \frac{55}{22,542} \\
 &= 2,44 > 1,5
 \end{aligned}$$

Panjang tekukan pada bagian penutup permukaan dinding (overlap):

$$\begin{aligned}
 \sigma_{hc} &= K_a \sigma_v \\
 &= 0,406 \times ((6 - 0,5/2) \times 16,847 + 1) \\
 &= 39,721 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_o &= \frac{\sigma_{hc} S_v (SF)}{2z\gamma \cdot \operatorname{tg}(2/3\varphi)} \\
 &= \frac{39,721 \times 0,5 \times 1,5}{2 \times 6 \times 16,847 \cdot \operatorname{tg}(2/3 \times 25)} \\
 &= 0,492 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$L_o \text{ pakai} = 1 \text{ m}$$

Hasil perhitungan stabilitas internal selengkapnya untuk geotekstil yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut ini.

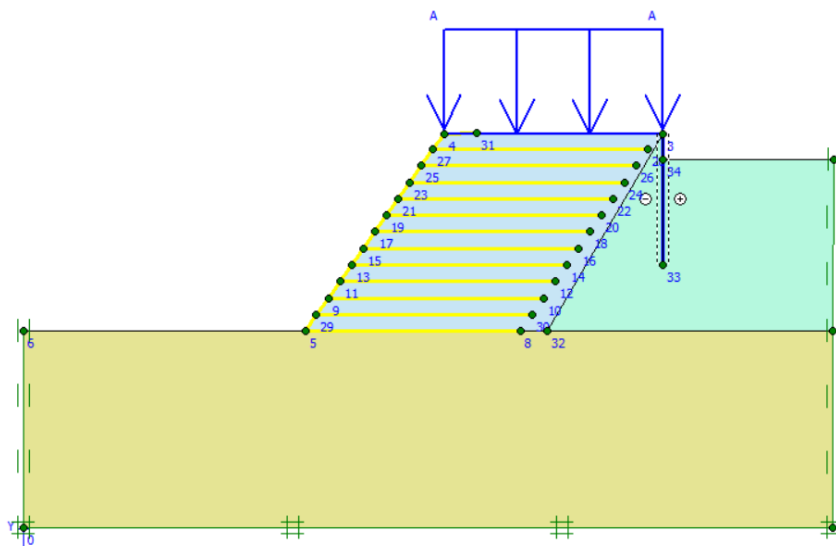
Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Internal pada Lereng dengan Geotekstil

Geotekstil	h	Le	σ_v	σ_h	σ_{hc}	ΔPh	FSp	FSr	Lo	Lo
12	0,5	3,146	18,424	7,477	2,115	3,739	9,283	14,711	0,419	1
11	1	3,465	26,847	10,896	5,534	5,448	10,223	10,095	0,549	1
10	1,5	3,783	35,271	14,315	8,953	7,157	11,163	7,684	0,592	1
9	2	4,102	43,694	17,734	12,371	8,867	12,102	6,203	0,613	1
8	2,5	4,420	52,118	21,152	15,790	10,576	13,042	5,200	0,626	1
7	3	4,739	60,541	24,571	19,209	12,286	13,982	4,477	0,635	1
6	3,5	5,057	68,965	27,990	22,628	13,995	14,922	3,930	0,641	1
5	4	5,376	77,388	31,409	26,046	15,704	15,862	3,502	0,646	1
4	4,5	5,694	85,812	34,827	29,465	17,414	16,802	3,158	0,649	1
3	5	6,013	94,235	38,246	32,884	19,123	17,742	2,876	0,652	1
2	5,5	6,331	102,659	41,665	36,303	20,832	18,682	2,640	0,654	1
1	6	6,7	111,082	45,084	39,721	22,542	19,621	2,440	0,656	1

5.5.2 Analisis Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil Dengan Program *Plaxis*

Setelah dilakukan analisis perhitungan di atas, digunakan panjang geotekstil yang direncanakan adalah 6,5 meter dengan jarak antar geotekstil S_v sebesar 0,5 meter, lalu dilakukan permodelan perkuatan lereng menggunakan geotekstil dengan beban kendaraan dan beban gempa statis dalam program *Plaxis* 8.6.

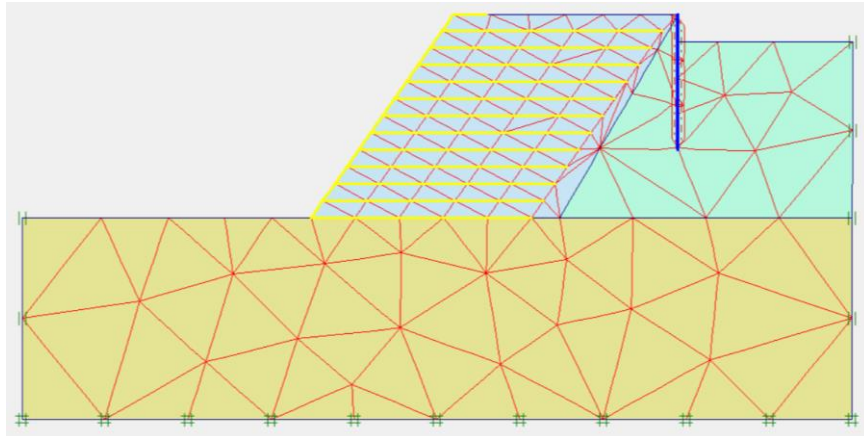
Berikut adalah analisis stabilitas lereng dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air minimum. Permodelan untuk lereng baru dengan perkuatan geotekstil dengan kemiringan lereng 55° dapat dilihat pada Gambar 5.58 berikut ini.



Gambar 5.58 Permodelan Lereng dengan Perkuatan Geotekstil

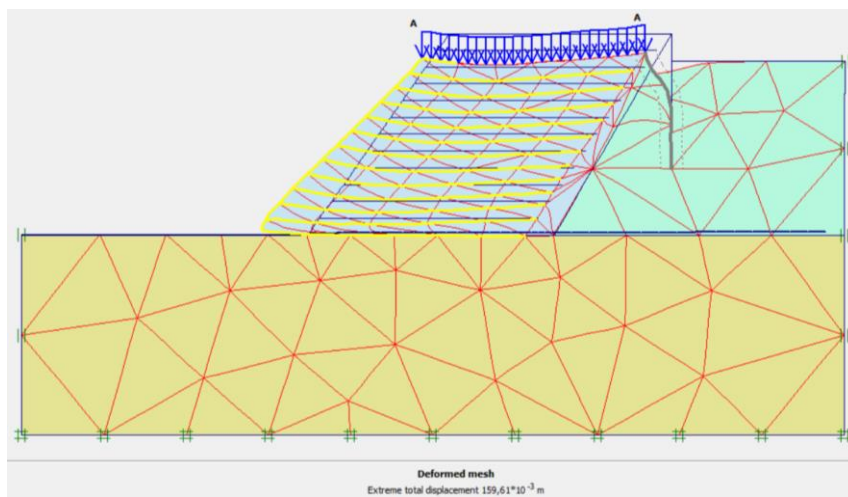
Setelah dilakukan permodelan pada lereng dengan perkuatan geotekstil dalam program *Plaxis*, perlu dilakukan *input* parameter tanah dan bahan serta parameter geotekstil yang digunakan. Nilai parameter tanah dan bahan yang diperlukan dalam analisis dilihat pada Tabel 5.1.

Kemudian dilakukan penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) untuk lereng baru dengan perkuatan geotekstil. Hasil penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng dengan perkuatan geotekstil dengan beban kendaraan dan beban gempa statis dapat dilihat pada Gambar 5.59 berikut ini.

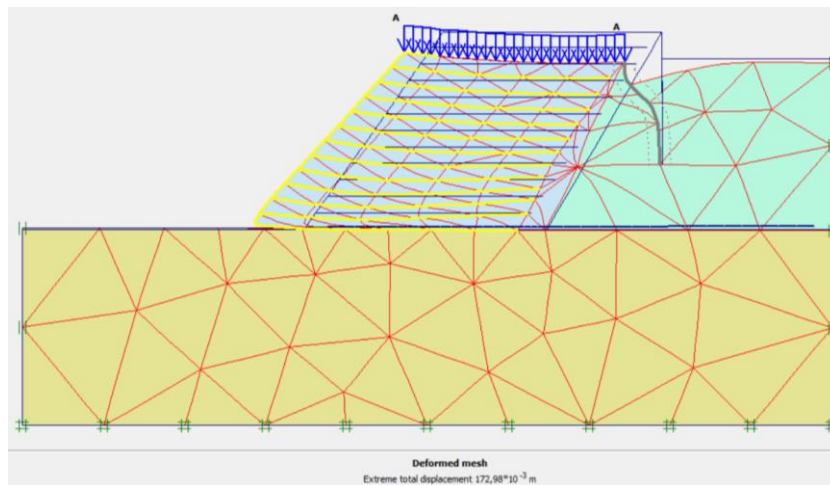


Gambar 5.59 Meshing Pada Lereng dengan Perkuatan Geotekstil

Adapun hasil deformed *mesh* pada lereng dengan perkuatan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.60 dan 5.61 berikut ini.

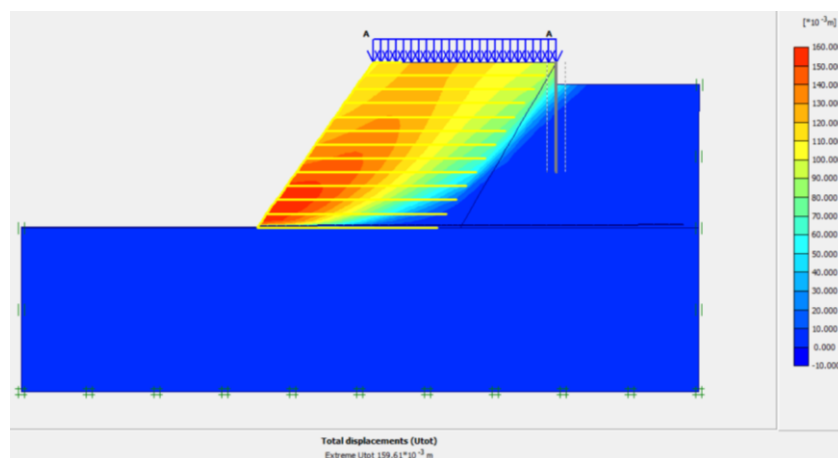


Gambar 5.60 Deformed Mesh Pada Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan

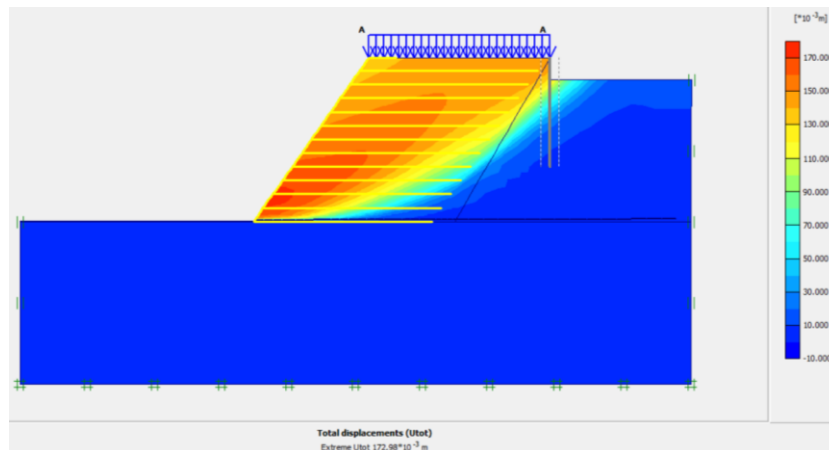


Gambar 5.61 Deformed Mesh Pada Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Nilai *total displacements* lereng pada kondisi muka air minimum yang telah diberi perkuatan geotekstil dengan beban kendaraan adalah sebesar 15,961 cm. Sedangkan nilai *total displacements* pada lereng dengan beban gempa sebesar 17,298 cm seperti tampak pada Gambar 5.62 dan 5.63 berikut ini.

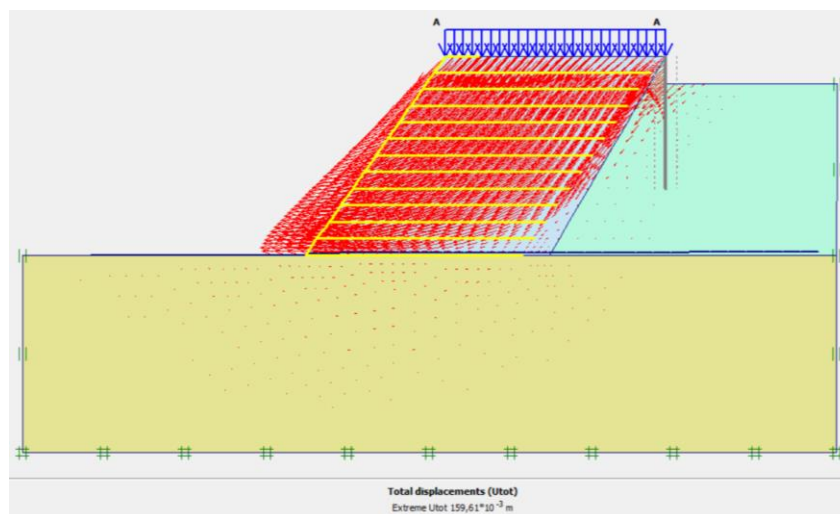


Gambar 5.62 Area Kritis Total Displacements Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

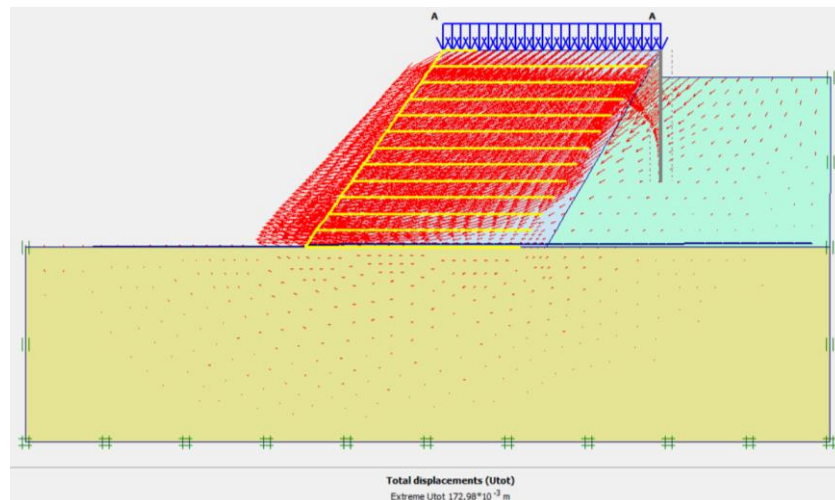


Gambar 5.63 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Sedangkan arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.64 dan 5.65 berikut ini.

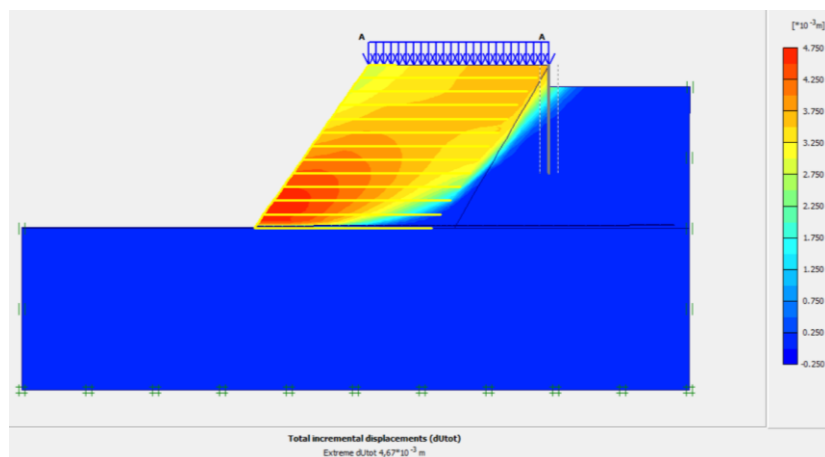


Gambar 5.64 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

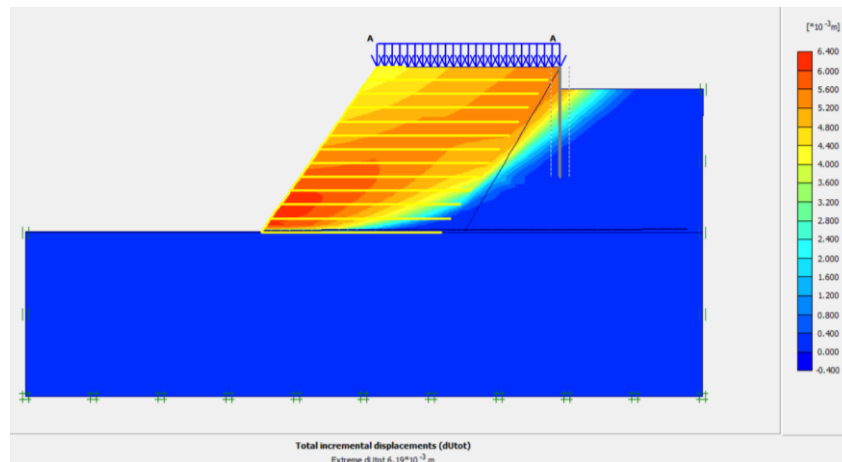


Gambar 5.65 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Potensi kelongsoran dapat dilihat pada Gambar 5.66 dan 5.67 berikut ini.

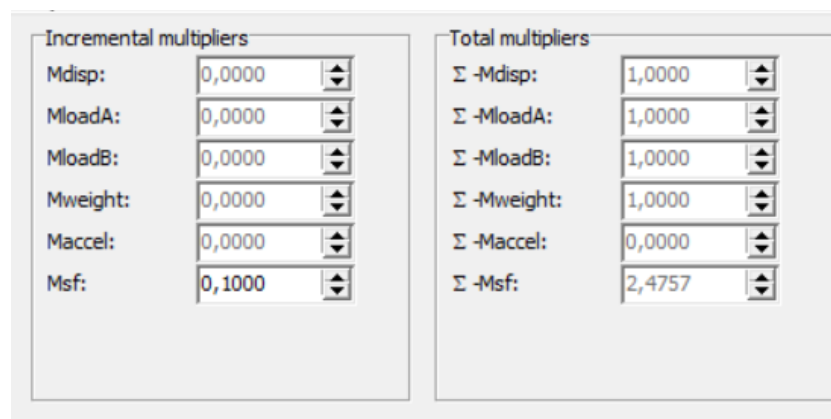


Gambar 5.66 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum



Gambar 5.67 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Nilai angka aman lereng pada kondisi minimum setelah diberi perkuatan menggunakan geotekstil dengan beban merata kendaraan sebesar 2,476 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 1,756. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat minimal angka aman stabilitas yaitu sebesar 1,5, yang menunjukkan bahwa lereng aman terhadap kelongsoran. Besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.68 dan 5.69 berikut ini.



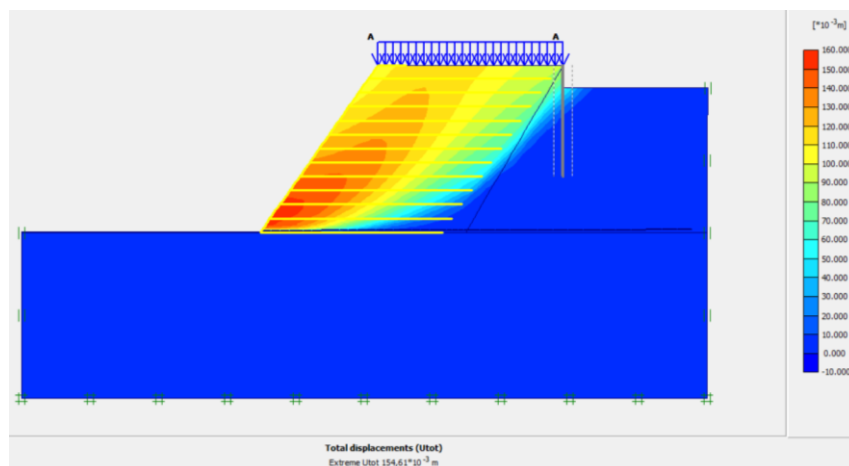
Gambar 5.68 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,7560

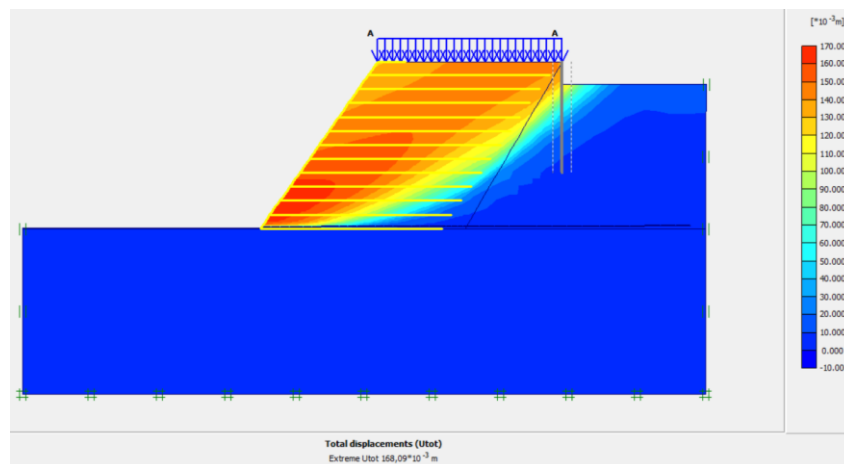
Gambar 5.69 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum

Analisis serupa dilakukan pada perkuatan geotekstil pada kondisi muka air normal, muka air banjir dan muka air *Rapid drawdown* dengan beban kendaraan dan beban gempa.

Nilai *total displacements* lereng pada kondisi muka air normal yang telah diberi perkuatan geotekstil dengan beban kendaraan adalah sebesar 15,461 cm. Sedangkan nilai *total displacements* pada lereng dengan beban gempa sebesar 16,809 cm seperti tampak pada Gambar 5.70 dan 5.71 berikut ini.

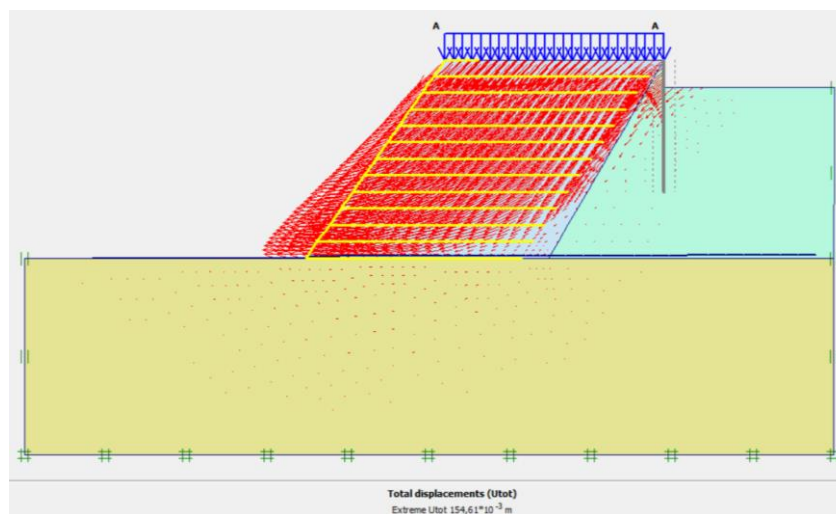


Gambar 5.70 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal

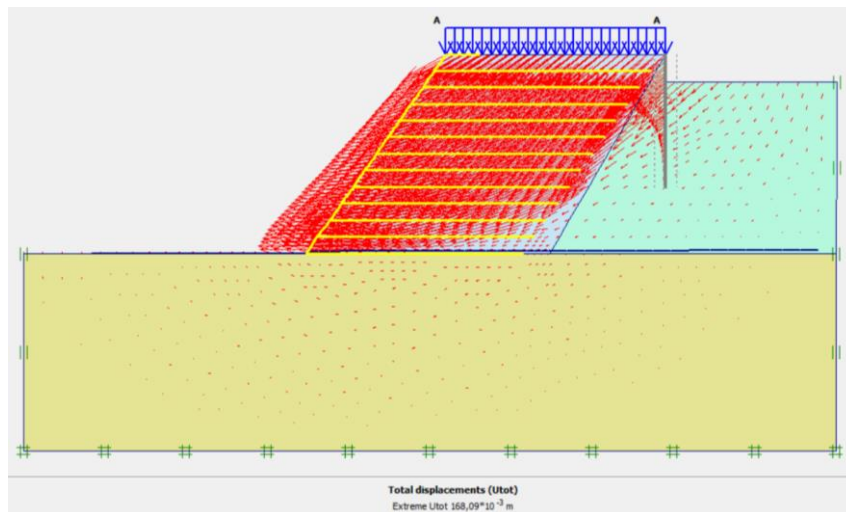


Gambar 5.71 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Sedangkan arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.72 dan 5.73 berikut ini.

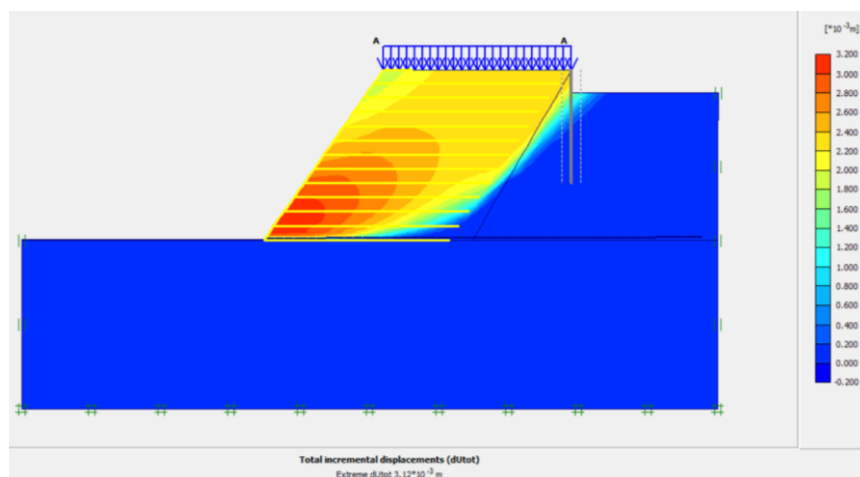


Gambar 5.72 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal

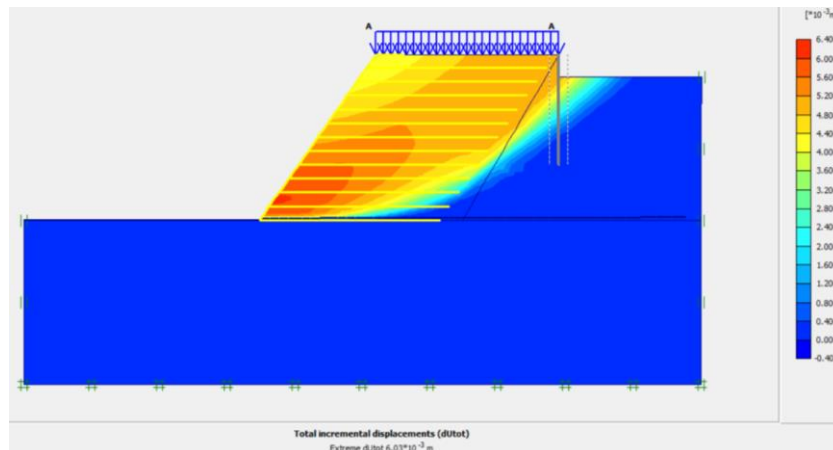


Gambar 5.73 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Potensi kelongsoran dapat dilihat pada Gambar 5.74 dan 5.75 berikut ini.



Gambar 5.74 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



Gambar 5.75 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Nilai angka aman lereng pada kondisi normal setelah diberi perkuatan menggunakan geotekstil dengan beban merata kendaraan sebesar 2,434 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 1,731. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat minimal angka aman stabilitas yaitu sebesar 1,5, yang menunjukkan bahwa lereng aman terhadap kelongsoran. Besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.76 dan 5.77 berikut ini.

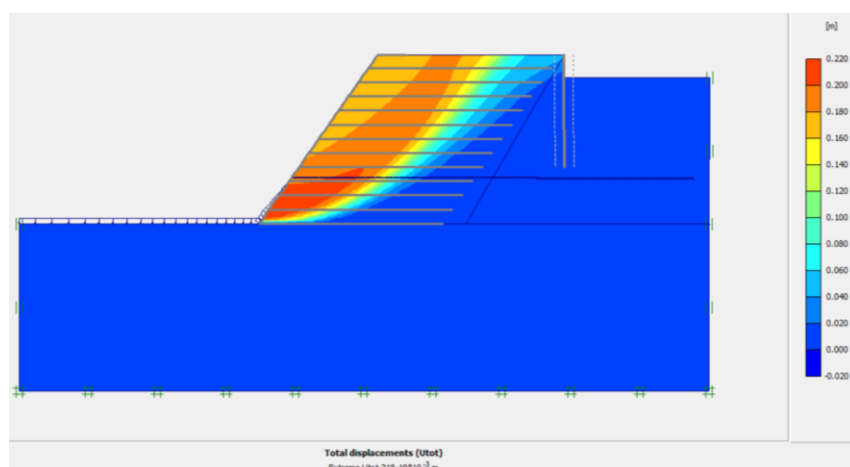
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,4342

Gambar 5.76 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal

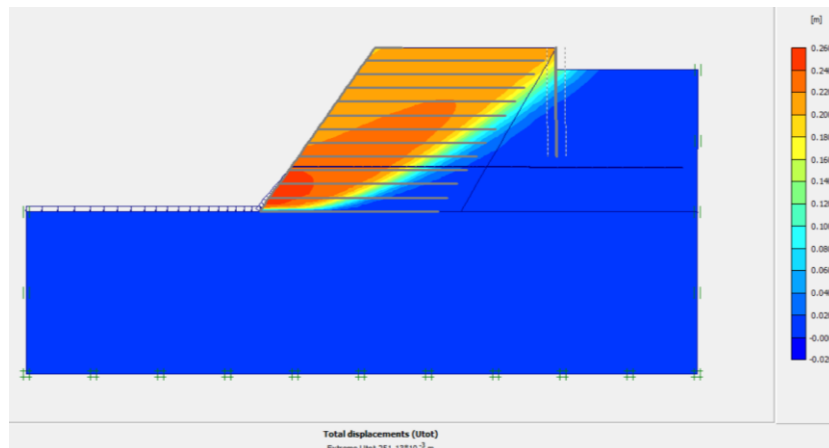
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,7308

Gambar 5.77 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal

Nilai *total displacements* lereng pada kondisi muka air banjir yang telah diberi perkuatan geotekstil dengan beban kendaraan adalah sebesar 21,819 cm. Sedangkan nilai *total displacements* pada lereng dengan beban gempa sebesar 25,113 cm seperti tampak pada Gambar 5.78 dan 5.79 berikut ini.

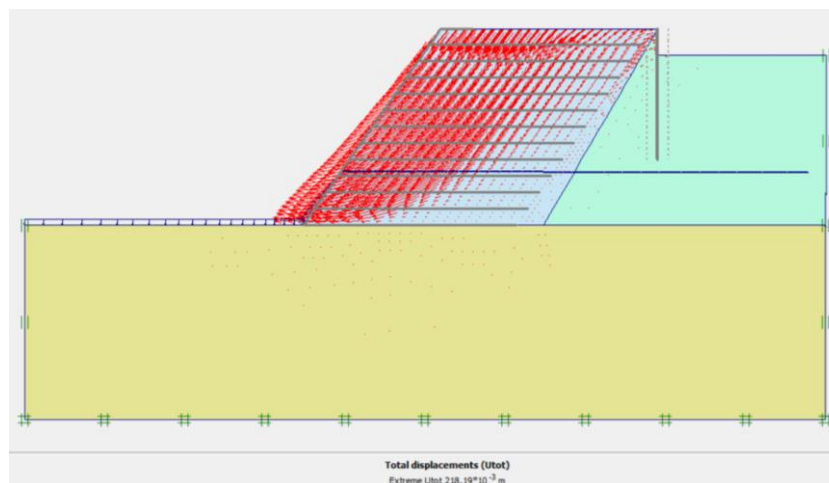


Gambar 5.78 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

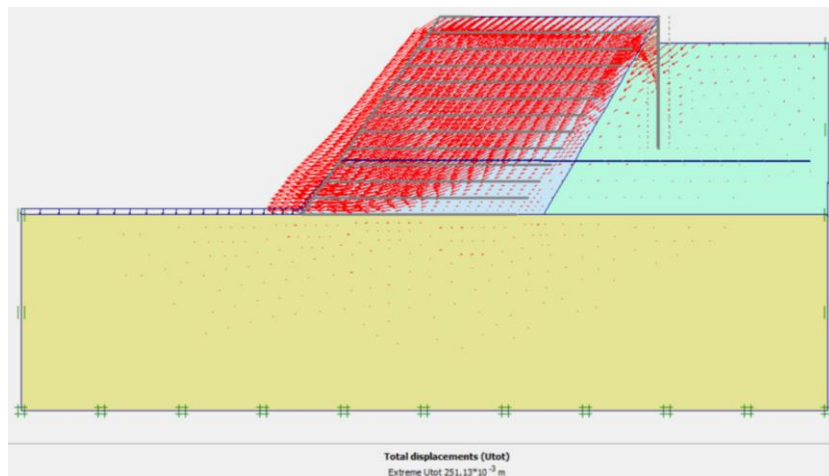


Gambar 5.79 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Sedangkan arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.80 dan 5.81 berikut ini.

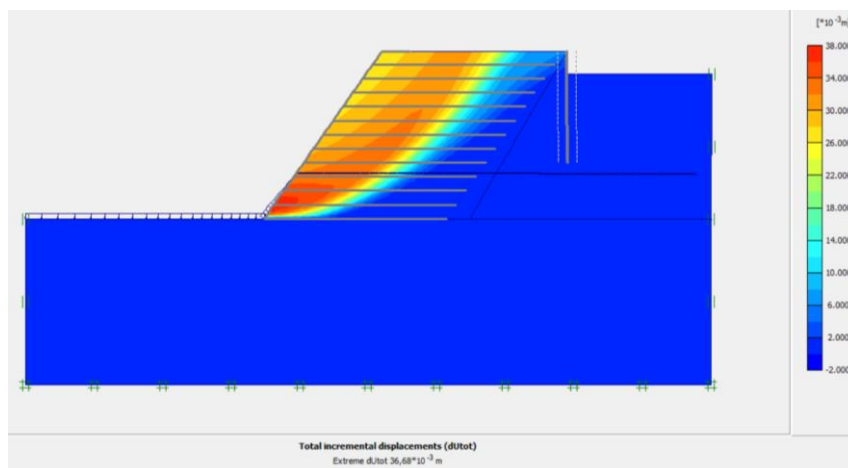


Gambar 5.80 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

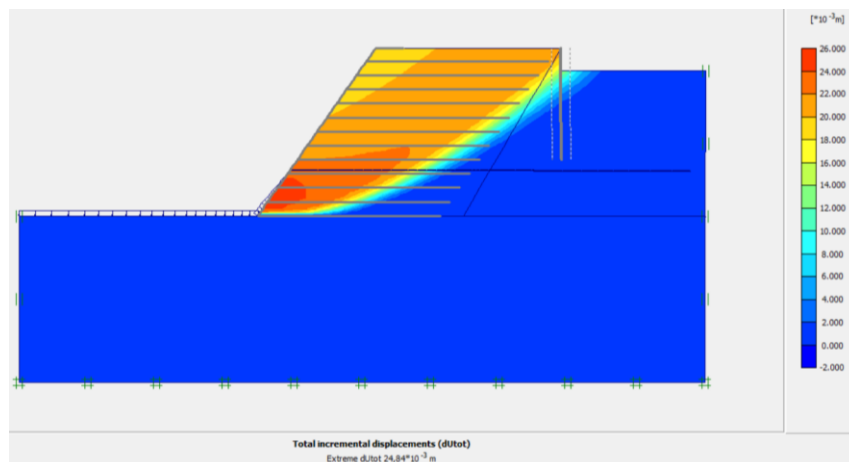


Gambar 5.81 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Potensi kelongsoran dapat dilihat pada Gambar 5.82 dan 5.83 berikut ini.

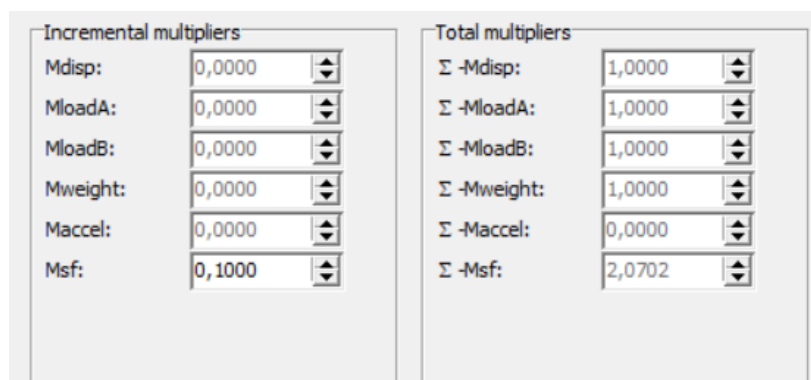


Gambar 5.82 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.83 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Nilai angka aman lereng pada kondisi banjir setelah diberi perkuatan menggunakan geotekstil dengan beban merata kendaraan sebesar 2,070 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 1,538. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat minimal angka aman stabilitas yaitu sebesar 1,5, yang menunjukkan bahwa lereng aman terhadap kelongsoran. Besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.84 dan 5.85 berikut ini.

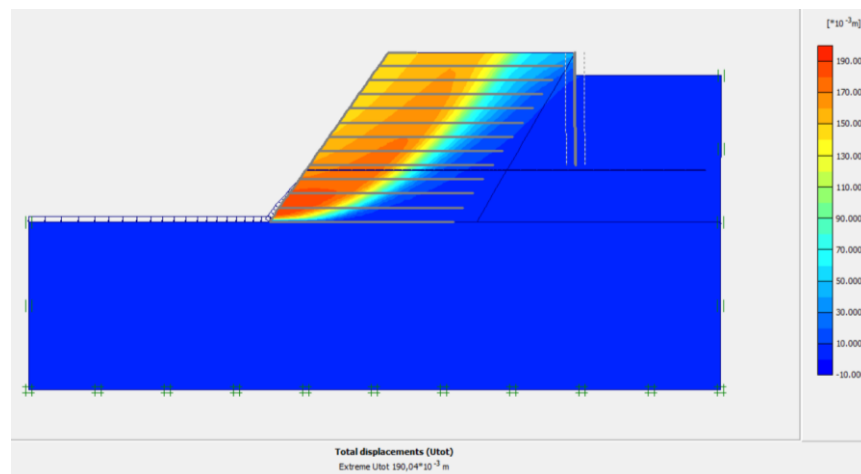


Gambar 5.84 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

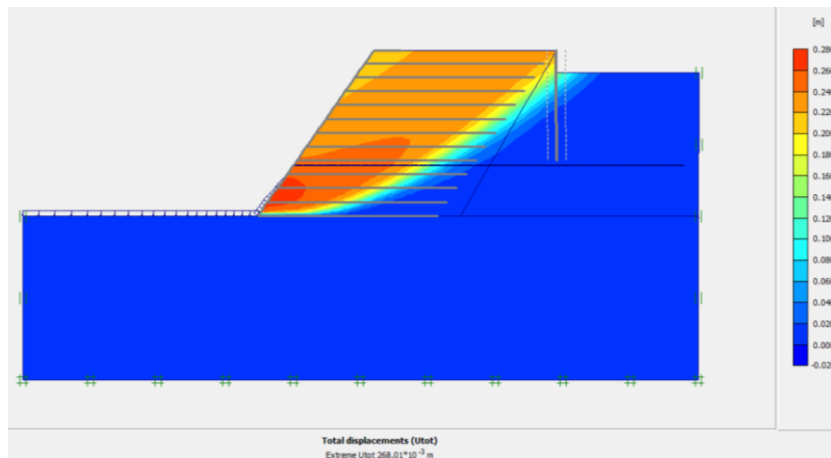
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5385

Gambar 5.85 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Nilai *total displacements* lereng pada kondisi muka air *rapid drawdown* yang telah diberi perkuatan geotekstil dengan beban kendaraan adalah sebesar 19,004 cm. Sedangkan nilai *total displacements* pada lereng dengan beban gempa sebesar 1,476 cm seperti tampak pada Gambar 5.86 dan 5.87 berikut ini.

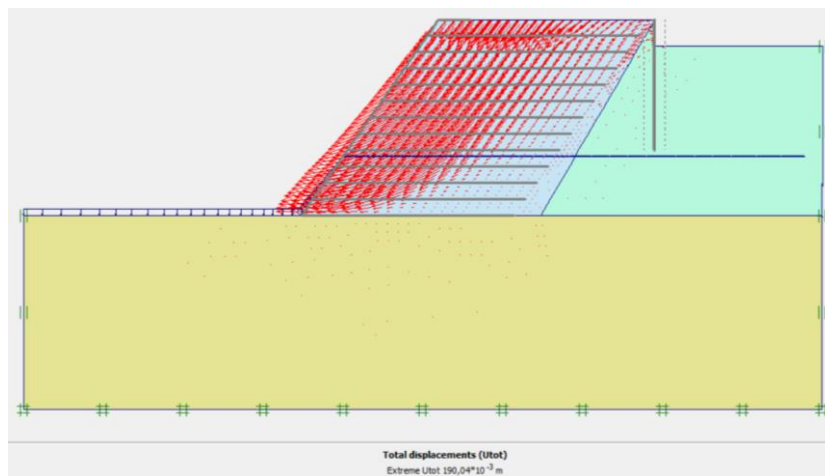


Gambar 5.86 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

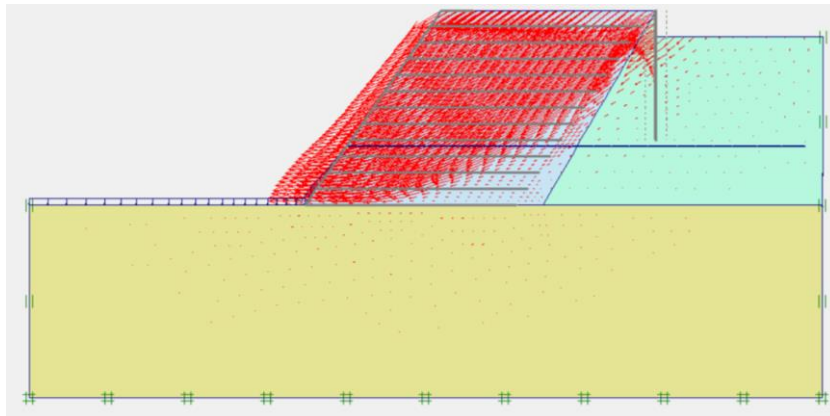


Gambar 5.87 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Sedangkan arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.88 dan 5.89 berikut ini.

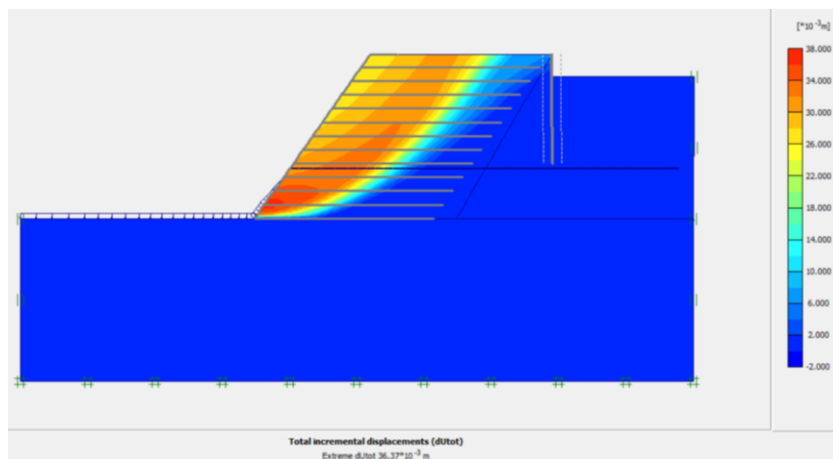


Gambar 5.88 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

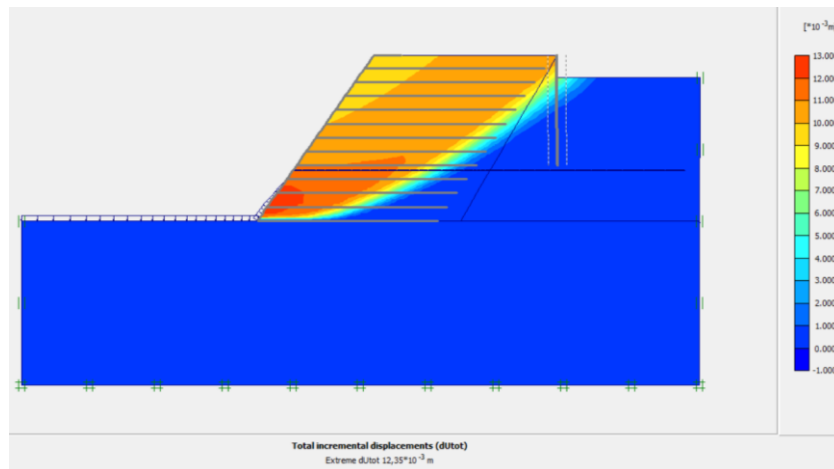


Gambar 5.89 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Potensi kelongsoran dapat dilihat pada Gambar 5.90 dan 5.91 berikut ini.

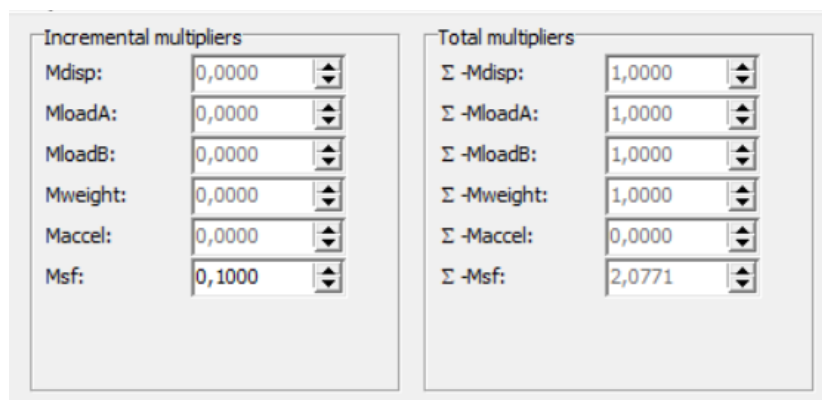


Gambar 5.90 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



Gambar 5.91 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Nilai angka aman lereng pada kondisi *rapid drawdown* setelah diberi perkuatan menggunakan geotekstil dengan beban merata kendaraan sebesar 2,077 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 1,537. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat minimal angka aman stabilitas yaitu sebesar 1,5, yang menunjukkan bahwa lereng aman terhadap kelongsoran. Besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.92 dan 5.93 berikut ini.



Gambar 5.92 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5372

Gambar 5.93 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Rekapitulasi nilai angka aman stabilitas perkuatan geotekstil dengan beban merata kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Hasil Nilai Angka Aman Stabilitas Perkuatan Geotekstil

Kondisi	Angka Aman (<i>SF</i>)	
	Beban Kendaraan	Beban Kendaraan dan Beban Gempa
Muka Air Minimum	2,476	1,756
Muka Air Normal	2,434	1,731
Muka Air Banjir	2,070	1,538
Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	2,077	1,537

5.6 Pembahasan

5.6.1 Hasil Analisis Stabilitas Lereng Asli Tanah

Analisis stabilitas lereng asli tanah dilakukan untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng asli sebelum diberi perkuatan. Analisis dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis* dengan variasi muka air normal, serta memperhitungkan akibat beban merata kendaraan yang bekerja di atas tanah dan beban gempa. Berdasarkan hasil analisis pada Gambar 5.16 dan 5.17, didapatkan nilai angka aman pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan sebesar 1,102 dan dengan beban gempa sebesar 0,878. Nilai angka aman pada kondisi muka air normal dengan beban kendaraan sebesar 1,095 dan dengan beban gempa sebesar 0,875. Nilai angka aman pada kondisi muka air banjir dengan

beban kendaraan sebesar 1,033 dan dengan beban gempa sebesar 0,834. Nilai angka aman pada kondisi muka air rapid drawdown dengan beban kendaraan sebesar 1,024 dan dengan beban gempa sebesar 0,827.

Nilai angka aman yang didapatkan dari analisis tersebut memiliki nilai lebih kecil dari syarat angka aman kestabilan yaitu sebesar 1,5. Berdasarkan hubungan angka aman dengan intensitas longsor menurut Bowles (1989), nilai angka aman kurang dari 1,07 menunjukkan longsor sering terjadi. Hasil angka aman dalam analisis stabilitas lereng asli tanah dengan program *Plaxis* menunjukkan bahwa lereng labil dan tidak stabil sehingga terjadi keruntuhan.

Analisis perhitungan manual stabilitas dengan menggunakan metode *Fellenius* didapatkan nilai angka aman sebesar 0,721. Hasil angka aman dalam analisis stabilitas lereng asli tanah dengan metode *Fellenius* menunjukkan bahwa lereng kritis dan kondisi kemantapan diragukan sehingga sering terjadi keruntuhan tanah.

5.6.2 Hasil Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Analisis stabilitas dinding penahan tanah pada sungai Jeroan dilakukan dengan dua metode yaitu analisis stabilitas dinding penahan dengan perhitungan manual dan dengan program *Plaxis*. Perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau dengan empat kondisi muka air, yaitu muka air minimum, muka air normal, muka air banjir, dan muka air *rapid drawdown*. Berdasarkan analisis perhitungan manual stabilitas dinding penahan tanah pada muka air sungai kondisi minimum yaitu pada kedalaman 0,1 meter di atas dasar sungai, didapatkan nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah terhadap penggeseran sebesar 2,940; terhadap penggulingan sebesar 3,663; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,676 yang menunjukkan bahwa angka aman tersebut telah memenuhi masing-masing syarat stabilitas dinding penahan tanah. Pada kondisi muka air normal yaitu pada ketinggian 0,5 meter di atas dasar sungai didapatkan nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah terhadap penggeseran sebesar 2,850; terhadap penggulingan sebesar 3,631; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,453. Pada kondisi muka

air banjir yaitu pada ketinggian 1,2 meter di atas dasar sungai didapatkan nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah terhadap penggeseran sebesar 2,701; terhadap penggulingan sebesar 3,546; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,051. Sedangkan pada kondisi muka air *rapid drawdown* yaitu muka air tanah pada ketinggian 1,2 meter dan muka air Sungai pada ketinggian 0,1 meter didapatkan nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah terhadap penggeseran sebesar 2,647; terhadap penggulingan sebesar 4,659; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,766. Besarnya nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat-syarat angka aman minimal stabilitas dinding penahan tanah dan menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman terhadap penggeseran, penggulingan dan runtuhnya kapasitas dukung tanah dasar.

Dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan program *Plaxis*, nilai angka aman yang didapatkan merupakan angka aman stabilitas dinding penahan terhadap kelongsoran secara keseluruhan. Analisis dengan program *Plaxis* juga ditinjau pada empat kondisi muka air sungai, yaitu muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown*. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah untuk kondisi muka air minimum didapatkan nilai angka aman dengan beban kendaraan sebesar 2,119 dan dengan beban gempa sebesar 1,55. Angka aman pada kondisi muka air normal dengan beban kendaraan sebesar 2,108 dan dengan beban gempa sebesar 1,544. Angka aman pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan sebesar 2,086 dan dengan beban gempa sebesar 1,528. Sedangkan angka aman pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan sebesar 2,083 dan dengan beban gempa sebesar 1,527. Nilai masing-masing angka aman tersebut telah memenuhi syarat nilai angka aman minimal stabilitas yaitu 1,5. Hal tersebut menunjukkan bahwa dinding penahan tanah pada sungai Jeroan aman terhadap kelongsoran secara keseluruhan.

5.6.3 Hasil Analisis Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil

Perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil merupakan alternatif lain dari perkuatan lereng dengan dinding penahan tanah. Perencanaan perkuatan

dengan geotekstil ini dilakukan dengan lereng satu jenjang. Analisis ditinjau pada empat kondisi yaitu muka air minimum, muka air normal, muka air banjir dan muka air *rapid drawdown*. Analisis dengan dua beban yang bekerja yaitu beban kendaraan dan beban gempa. Pada perencanaan perkuatan dengan geotekstil digunakan geotekstil yang seragam dengan panjang 6,65 meter. Jarak antar geotekstil dalam perencanaan juga digunakan seragam yaitu dengan jarak 0,5 meter.

Hasil analisis perkuatan manual lereng dengan geotekstil tanpa variasi muka air didapatkan nilai angka aman sebesar 4,891. Sedangkan hasil analisis perkuatan lereng dengan geotekstil menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air minimum didapatkan nilai angka aman dengan beban merata kendaraan sebesar 2,476 dan dengan beban gempa statis didapatkan nilai angka aman sebesar 1,756; Pada kondisi muka air normal didapatkan nilai angka aman dengan beban merata kendaraan sebesar 2,434 dan dengan beban gempa nilai angka aman sebesar 1,731. Pada kondisi muka air banjir didapatkan nilai angka aman dengan beban merata kendaraan sebesar 2,070 dan dengan beban gempa nilai angka aman sebesar 1,538. Sedangkan Pada kondisi muka air *rapid drawdown* didapatkan nilai angka aman dengan beban merata kendaraan sebesar 2,077 dan dengan beban gempa nilai angka aman sebesar 1,537. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi angka aman minimal yang disyaratkan, sehingga lereng dengan perkuatan geotekstil yang direncanakan aman dan stabil terhadap longsor keseluruhan.

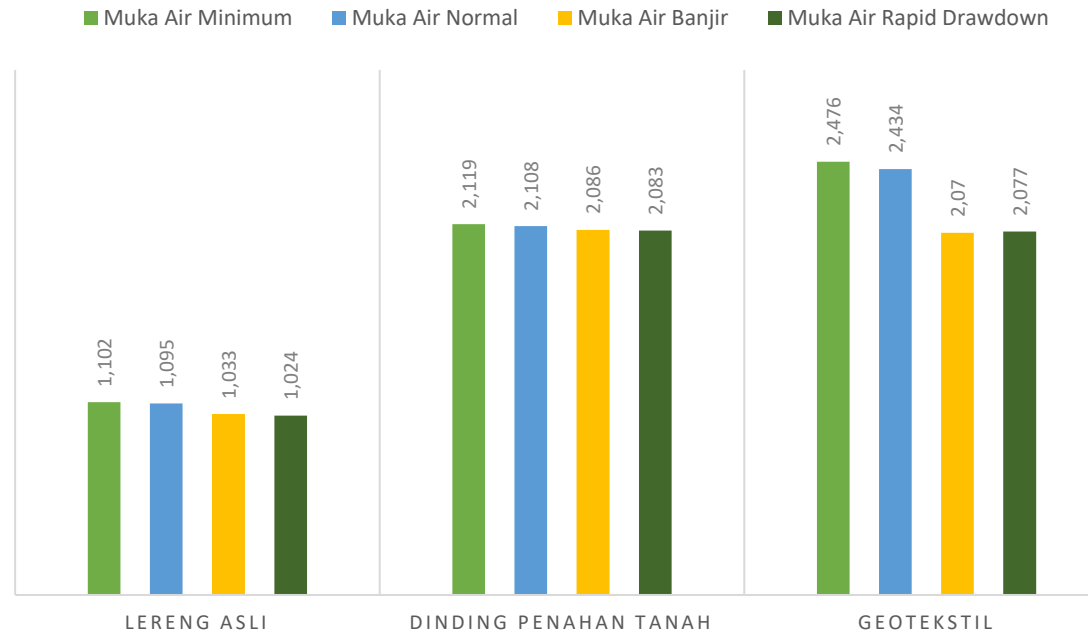
5.6.4 Perbandingan Perkuatan Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil

Hasil analisis berupa besarnya angka aman perkuatan lereng dengan dinding penahan tanah maupun geotekstil dapat dilihat pada Tabel 5.20. Berdasarkan hasil tersebut dapat dilihat bahwa lereng dengan dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman lebih besar dibandingkan dengan perkuatan geotekstil. Nilai angka aman lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah maupun geotekstil tersebut menunjukkan bahwa lereng stabil dan aman. Perbandingan hasil lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut ini.

Tabel 5.23 Perbandingan Hasil Analisis Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan DPT dan Geotekstil Menggunakan Program *Plaxis*

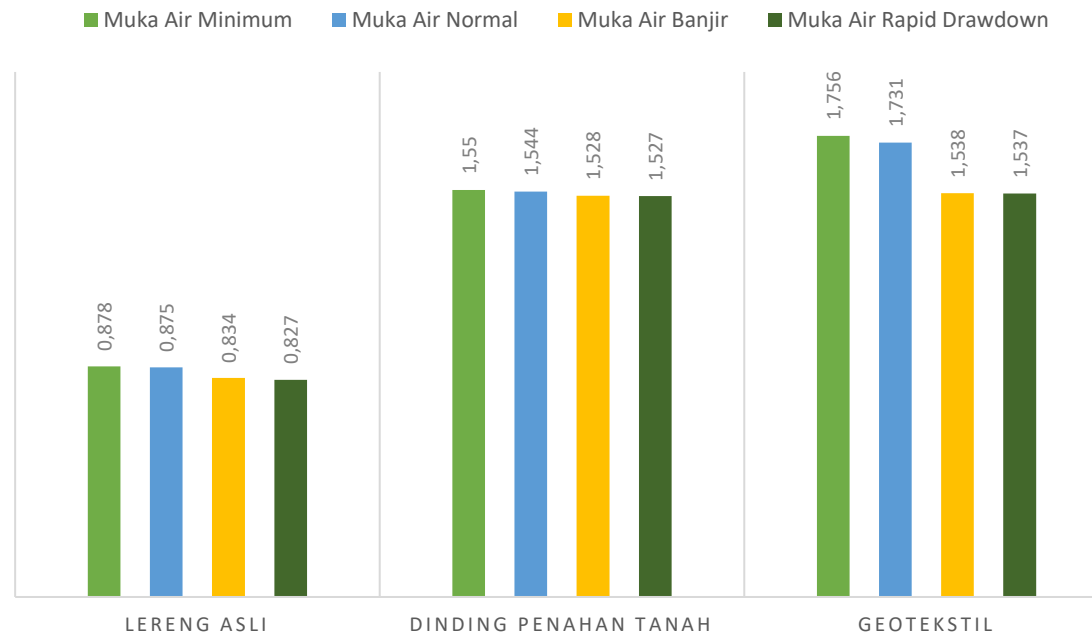
Jenis Perkuatan	Angka Aman (<i>SF</i>)							
	Muka Air Minimum		Muka Air Normal		Muka Air Banjir		Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>	
	Beban kendaraan	Beban Gempa	Beban kendaraan	Beban Gempa	Beban kendaraan	Beban Gempa	Beban kendaraan	Beban Gempa
Lereng Asli	1,102	0,878	1,095	0,875	1,033	0,834	1,024	0,827
Dinding Penahan Tanah	2,119	1,55	2,108	1,544	2,086	1,528	2,083	1,527
Geotekstil	2,476	1,756	2,434	1,731	2,070	1,538	2,077	1,537

Grafik perbandingan hasil analisis lereng asli, lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan geotekstil menggunakan program *plaxis* dengan beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.94 berikut ini.



Gambar 5.94 Grafik Perbandingan Hasil Analisis Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dan Geotekstil Menggunakan Program *Plaxis* dengan Beban Kendaraan

Grafik perbandingan hasil analisis lereng asli, lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan geotekstil menggunakan program *plaxis* dengan beban kendaraan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.95 berikut ini.



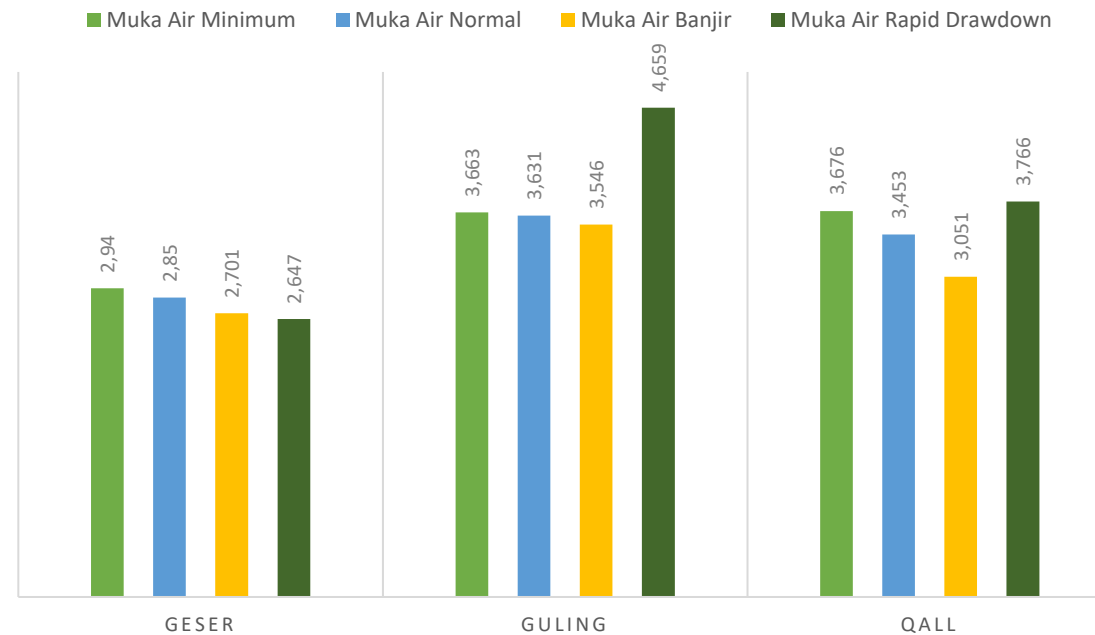
Gambar 5.95 Grafik Perbandingan Hasil Analisis Lereng Asli, Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dan Geotekstil Menggunakan Program *Plaxis* Dengan Beban Kendaraan Dan Beban Gempa

Perbandingan hasil analisis perhitungan manual stabilitas lereng asli, lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan geotekstil dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut.

Tabel 5.24 Perbandingan Hasil Analisis Perhitungan Manual Lereng Asli, Lereng dengan Perkuatan DPT dan Geotekstil

Jenis Perkuatan	Angka Aman (<i>SF</i>)												Tanpa Muka Air
	Muka Air Minimum			Muka Air Normal			Muka Air Banjir			Muka Air <i>Rapid Drawdown</i>			
	Geser	Guling	Qall	Geser	Guling	Qall	Geser	Guling	Qall	Geser	Guling	Qall	
Lereng Asli	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,721
Dinding Penahan Tanah	2,940	3,663	3,676	2,850	3,631	3,453	2,701	3,546	3,051	2,647	4,659	3,766	-
Geotekstil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,891

Grafik perbandingan hasil analisis perhitungan manual dengan perkuatan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.96 berikut ini.



Gambar 5.96 Grafik Perbandingan Hasil Analisis Perhitungan Manual Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah

Sedangkan grafik perbandingan hasil analisis perhitungan manual dengan perkuatan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.97 berikut ini.

Berdasarkan hasil pada Tabel 5.23 di atas, nilai angka aman pada lereng asli tidak memenuhi syarat karena kurang dari 1,5. Pada perkuatan dengan dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman yang lebih besar dibandingkan dengan perkuatan geotekstil, hasil tersebut menunjukkan bahwa pergerakan yang terjadi pada dinding penahan tanah dengan beban kendaraan dan beban gempa terjadi lebih besar dibandingkan dengan pergerakan yang terjadi pada perkuatan geotekstil. Karena angka aman lereng dengan perkuatan geotekstil telah memenuhi syarat keamanan yang menunjukkan bahwa lereng stabil dan dibandingkan pada dinding penahan tanah, serta pelaksanaan pekerjaan pada geotekstil juga relatif lebih mudah dibandingkan dengan dinding penahan tanah, maka perkuatan lereng dengan geotekstil dapat digunakan sebagai alternatif perkuatan pada lereng.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang telah diuraikan pada bab sebelumnya, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut ini.

1. Hasil analisis stabilitas lereng asli menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan nilai angka aman pada kondisi muka air minimum dengan beban kendaraan sebesar 1,102 dan dengan beban gempa sebesar 0,878. Nilai angka aman pada kondisi muka air normal dengan beban kendaraan sebesar 1,095 dan dengan beban gempa sebesar 0,875. Nilai angka aman pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan sebesar 1,033 dan dengan beban gempa sebesar 0,834. Nilai angka aman pada kondisi muka air rapid drawdown dengan beban kendaraan sebesar 1,024 dan dengan beban gempa sebesar 0,827. Sedangkan nilai angka aman menggunakan metode *Fellenius* didapatkan nilai angka aman sebesar 0,721. Nilai angka tersebut menunjukkan bahwa lereng Sungai Jeroan tanpa perkuatan tanah tersebut kritis dan tidak stabil sehingga terjadi keruntuhan.
2. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air minimum dengan perhitungan manual memiliki angka aman stabilitas terhadap penggeseran sebesar 2,940, terhadap penggulingan sebesar 3,663, dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,676. Pada kondisi muka air normal dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman terhadap penggeseran sebesar 2,850; terhadap penggulingan sebesar 3,631; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,453. Pada kondisi muka air banjir dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman terhadap penggeseran sebesar 2,701; terhadap penggulingan sebesar 3,546; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,051. Pada kondisi muka air *rapid drawdown* dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman terhadap penggeseran

sebesar 2,647; terhadap penggulingan sebesar 4,659; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,766.

Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan program Plaxis 8.6 Pada kondisi muka air minimum menunjukkan nilai angka aman dengan beban kendaraan sebesar 2,119 dan dengan beban gempa sebesar 1,55. Angka aman pada kondisi muka air normal dengan beban kendaraan sebesar 2,108 dan dengan beban gempa sebesar 1,544. Angka aman pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan sebesar 2,086 dan dengan beban gempa sebesar 1,528. Sedangkan angka aman pada kondisi muka air banjir dengan beban kendaraan sebesar 2,083 dan dengan beban gempa sebesar 1,527.

Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan perhitungan manual maupun dengan program Plaxis menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman dan stabil.

3. Hasil angka aman perencanaan perkuatan geotekstil menggunakan perhitungan manual terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah sebesar 4,891, angka aman terhadap cabut tulangan sebesar 19,621 dan angka aman terhadap putus tulangan sebesar 2,44.

Hasil analisis perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil menggunakan program Plaxis 8.6 Pada kondisi muka air minimum menunjukkan nilai angka aman dengan beban kendaraan sebesar 2,476 dan dengan beban gempa sebesar 1,756. Pada kondisi muka air normal menunjukkan nilai angka aman dengan beban kendaraan sebesar 2,434 dan dengan beban gempa sebesar 1,731. Pada kondisi muka air banjir menunjukkan nilai angka aman dengan beban kendaraan sebesar 2,070 dan dengan beban gempa sebesar 1,538. Sedangkan angka aman pada kondisi muka air *rapid drawdown* dengan beban kendaraan sebesar 2,077 dan dengan beban gempa sebesar 1,537.

Hasil analisis stabilitas perkuatan lereng dengan geotekstil dengan perhitungan manual maupun dengan program Plaxis menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman dan stabil.

4. Perbandingan perkuatan lereng dengan dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman yang lebih besar dibandingkan dengan perkuatan geotekstil, hasil

tersebut menunjukkan bahwa pergerakan yang terjadi pada dinding penahan tanah dengan beban kendaraan dan beban gempa terjadi lebih besar dibandingkan dengan pergerakan yang terjadi pada perkuatan geotekstil. Karena angka aman lereng dengan perkuatan geotekstil telah memenuhi syarat keamanan yang menunjukkan bahwa lereng stabil dan dibandingkan pada dinding penahan tanah, serta pelaksanaan pekerjaan pada geotekstil juga relatif lebih mudah dibandingkan dengan dinding penahan tanah, maka perkuatan lereng dengan geotekstil dapat digunakan sebagai alternatif perkuatan pada lereng.

6.2 Saran

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, penulis memberikan beberapa saran sebagai berikut ini.

1. Pada penelitian selanjutnya dicari perbandingan alternatif perkuatan tanah yang lain, sehingga dapat dilakukan perbandingan alternatif perkuatan tanah.
2. Pada penelitian selanjutnya dapat memberikan variasi untuk model dan jarak antar geotekstil (S_v) sehingga dapat membandingkan model dan mengetahui jarak antar geotekstil yang lebih efektif.
3. Untuk penelitian lebih lanjut perlu dilakukan dengan membandingkan analisis menggunakan program lainnya seperti Xstable, Geoslope, Rocscience, atau plaxis edisi terbaru dan lain sebagainya kemudian dibandingkan hasil analisis menggunakan Plaxis 8.6.

DAFTAR PUSTAKA

- Annisa, N. (2018). Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Dan Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil Pada Bantaran Sungai Gajah Putih. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Ardiansyah, M. I. (2017). Pengaruh Kondisi Muka Air Tanah Terhadap Stabilitas Lereng Jalan Dengan Dinding Penahan Tanah. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Bowles, J.E. (1989). Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah. Terjemahan. Erlangga.Jakarta.
- Das, B.M. (1988). Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis). Edisi Pertama. Penerbit Erlangga. Jakarta.
- Das, B.M. (1994). Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis). Jilid II. Penerbit Erlangga. Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (1994). Mekanika Tanah 2. Edisi Pertama. Penerbit PTGamedia Pustaka Utama. Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (1996). Mekanika Tanah I. PT. Gamedia Pustaka Utama.Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2002). Mekanika Tanah I. Penerbit Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2003). Mekanika Tanah II. Edisi Ke III Gadjah MadaUniversity Press. Yogyakarta
- Hardiyatmo, H.C. (2006). Mekanika Tanah I. Penerbit Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.

- Hardiyatmo, H.C. (2008). Geosintetik untuk Rekayasa Jalan Raya. Edisi Pertama. Penerbit Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2010). Mekanika Tanah 1. Penerbit Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2011). Analisis dan Perancangan Fondasi I. Yogyakarta:Gadjah Mada University Press.
- Islamey, M. N. F. (2022). Analisis Stabilitas Tanah Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Program Plaxis 8.2. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Isparmo, (2010). Geotextile Woven, Definisi dan Fungsi. (<http://geotextile.web.id//geotextile-woven-definisi-dan-fungsi.html>. Diakses 15 November 2020)
- Kementrian Pekerjaan Umum. (2011). Nilai Spektral Percepatan Gempa Wilayah Madiun. Jawa Timur.
- Kementrian Pekerjaan Umum. (2011). Peta Zonasi gempa Indonesia. Jawa Timur.
- Pamungkas, M. T. Y. (2021). Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Dan Pondasi Bored Pile Menggunakan Program Plaxis 8.6 Pada Jembatan Kiringan Sungai Opak. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Peck, R.B., Hanson, W.E., dan Thornburn, T.H. (1973). Teknik Fondasi, 2nd ed. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- PT. Prima Geotex Indo (2021). Technical Spesification. Geotextile Woven. Banten.
- PT. Wahan Krida Kondulindo Kso - PT. Tunggul Majapahit Sejahtera. (2020). Laporan Penyelidikan Geologi dan Mekanika Tanah Proyek Penanganan Banjir Madiun. Jawa Timur.

Sosrodarsono, Sunyono, Ir. dan Nakazawa, K. (2000). Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, PT Pradnya Paramitha, Jakarta.

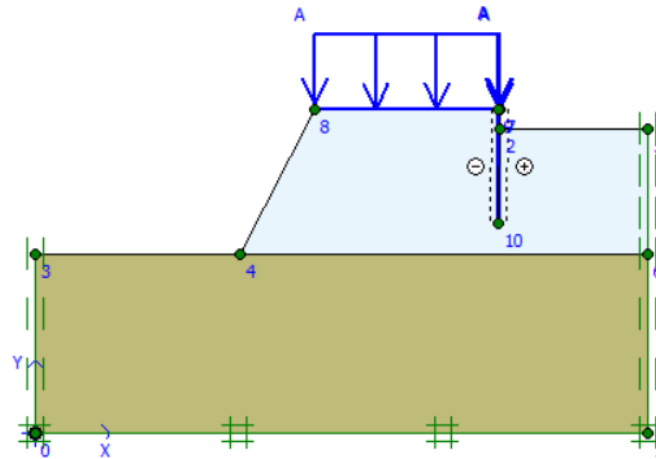
Wardani, H. K. (2023). Analisis Stabilitas Timbunan Lereng Jalan Dengan Perkuatan Geotekstil Menggunakan Program Plaxis 8.6. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

LAMPIRAN

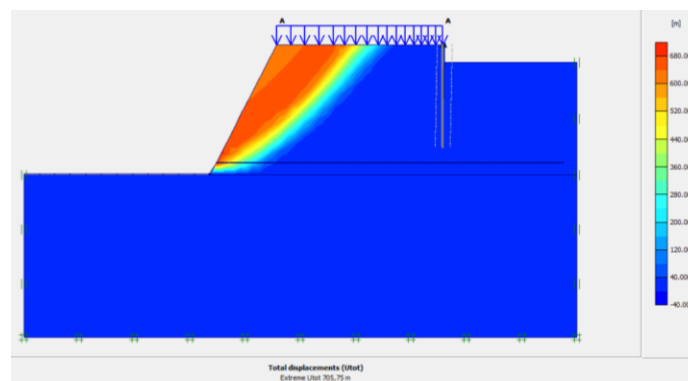
Lampiran 1 Data Spesifikasi Geotekstil

ITEM	TEST METHODE	UNIT	150 Gr	200 Gr	250 Gr	300 Gr
PHYSICAL						
Mass	-	Gr/sqm	150	200	250	300
Thickness	-	mm	0.92 - 1.07	1.0 - 1.1	1.1 - 1.2	-
Polymer	-	-	PP	PP	PP	PP
Colour (Warna)	-	-	Hitam			
MECHANICAL						
Tensile Strength Machine Direction (Warp) Cross Machine Dir. (Weft)	ASTM D 4595	kN/m	30 30	45 40	60 55	70 60
Elongation Machine Direction (Warp) Cross Machine Dir. (Weft)	ASTM D 4595	%	21 20	20 19	19 18	18 17
Grab Tensile Machine Direction (Warp) Cross Machine Dir. (Weft)	ASTM D 4632	N	1023 948	1344 1251	1500 1300	2500 2000
Trapezoidal Tear Strength Machine Direction (Warp) Cross Machine Dir. (Weft)	ASTM D 4533	N	568 512	811 705	950 900	1600 1500
Trapezoidal Tear Strength	ASTM D 4833	N	284	494	650	800
HYDRAULIC						
Effective Opening Size	ASTM D 4751	mm	0.3	0.28	0.05	0.0081
Flow Rate		l/sqm/sec	22	20	18	17
Permeability	ASTM D 4491	Cm/sec	-	-	0.017	0.01
ENVIRONMENTAL						
Effect of Soil Alkalinity	-	-	nil	nil	nil	nil
Effect of Soil Acidity	-	-	nil	nil	nil	nil
Effect of U.V Light	-	-	nil	nil	nil	nil
DIMENSION						
Roll Width	-	m	4			
Roll Length	-	m	150	150	150	150
Roll Diameter	-	m	0.25	0.3	0.4	0.45

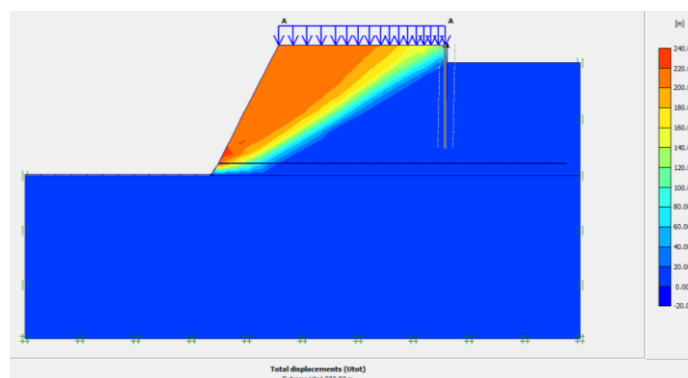
Lampiran 2 Hasil Pemodelan *Plaxis* Lereng Asli



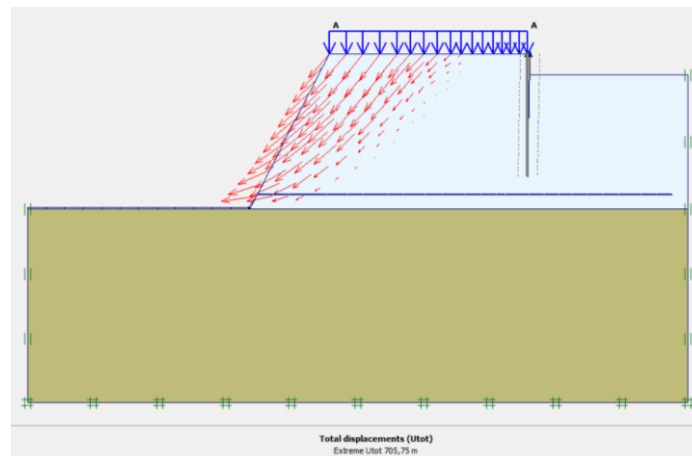
Gambar L-2.1 Pemodelan Lereng Asli Pada Kondisi Muka Air Minimum



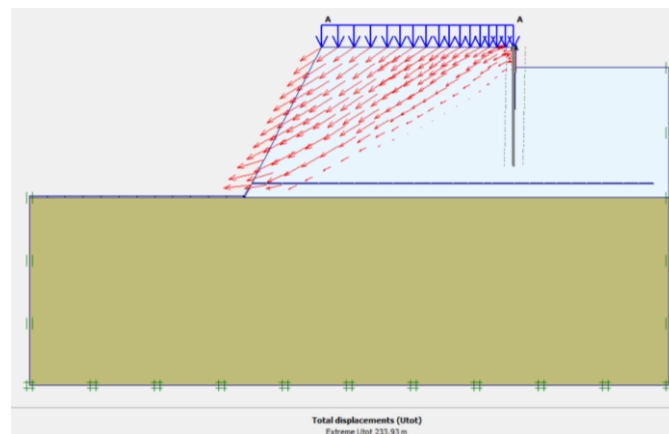
Gambar L-2.2 Area Kritis *Total Displacements* Lereng Asli dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum



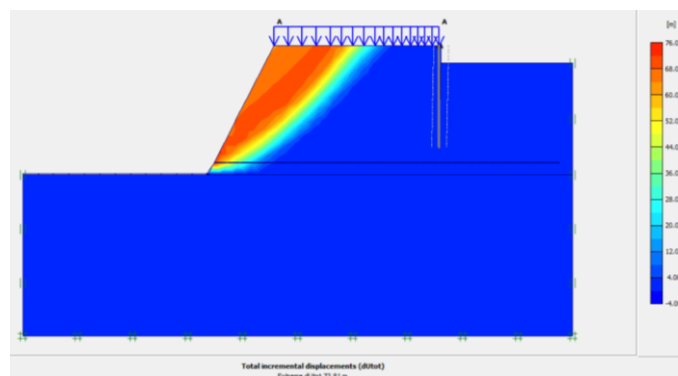
Gambar L-2.3 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum



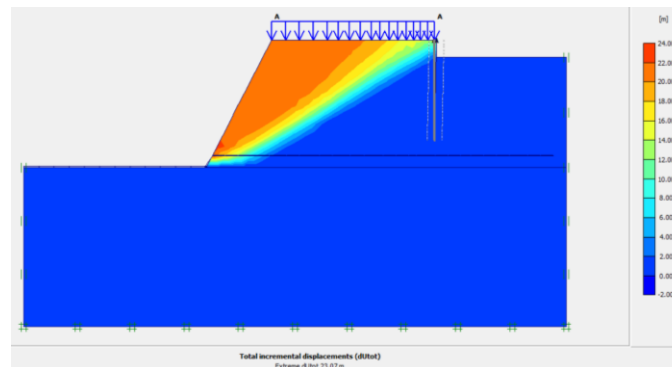
Gambar L-2.4 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum



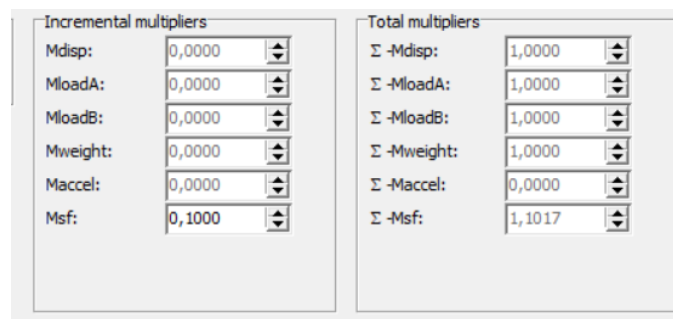
Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum



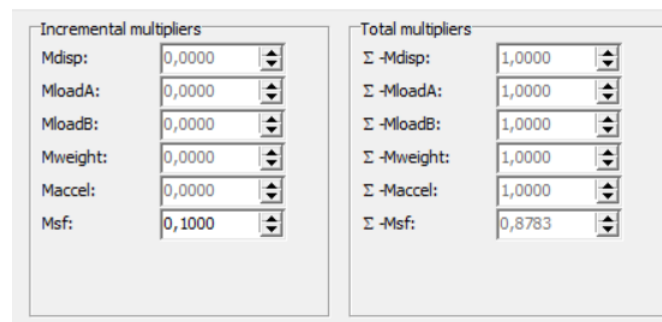
Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum



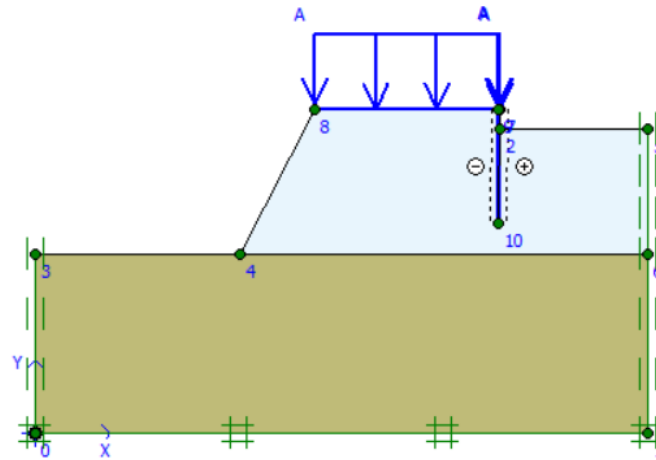
Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum



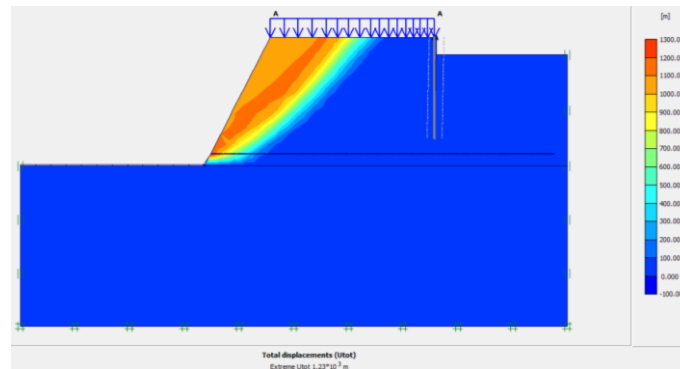
Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Minimum



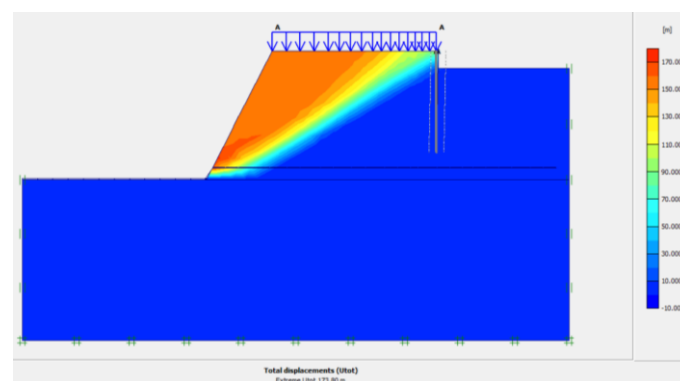
Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Minimum



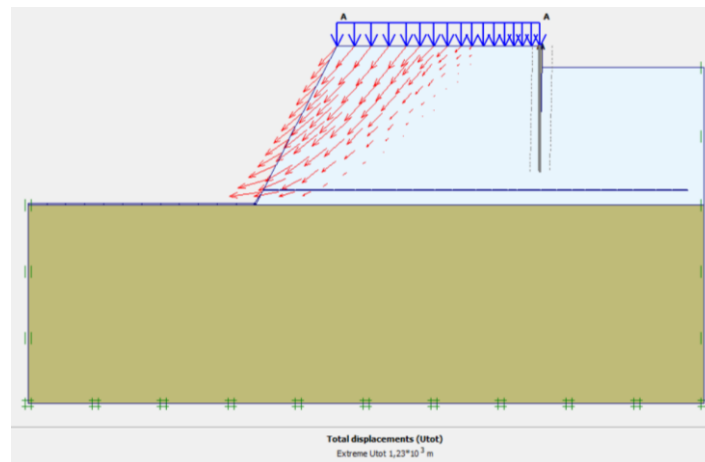
Gambar L-2.1 Pemodelan Lereng Asli Pada Kondisi Muka Air Normal



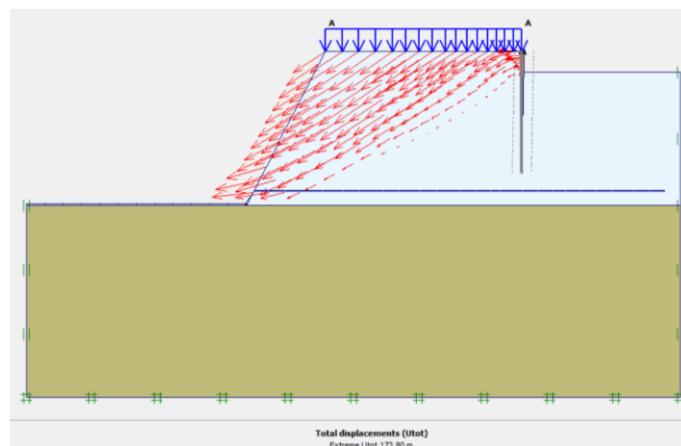
Gambar L-2.2 Area Kritis *Total Displacements* Lereng Asli dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



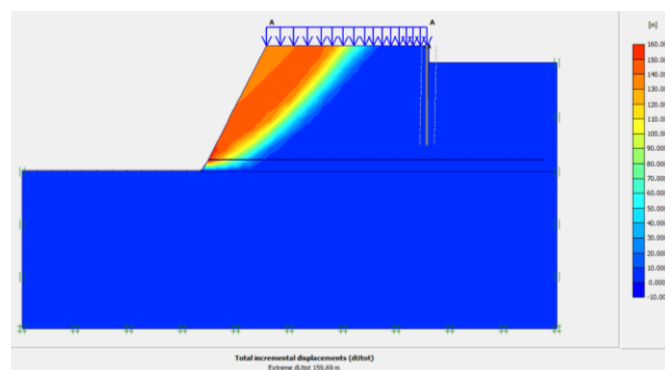
Gambar L-2.3 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



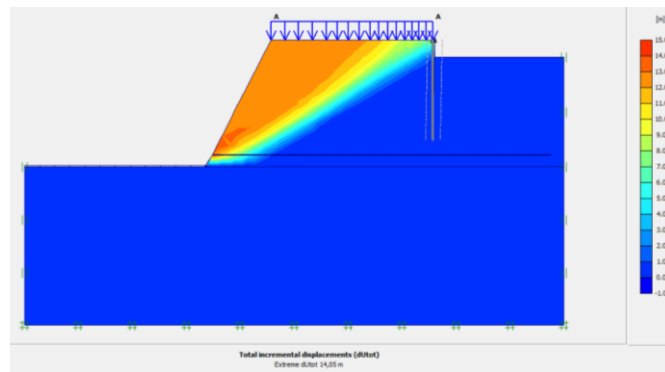
Gambar L-2.4 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



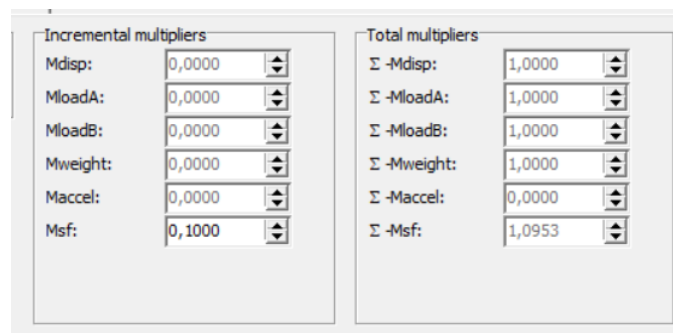
Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



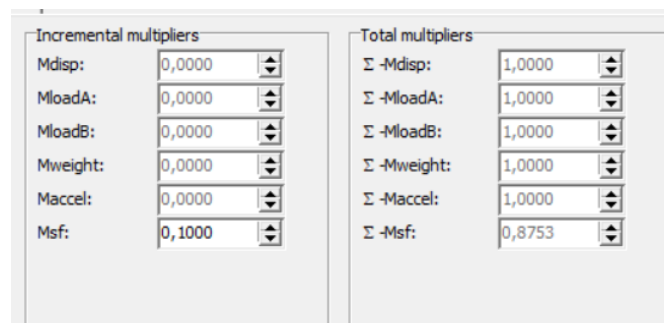
Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



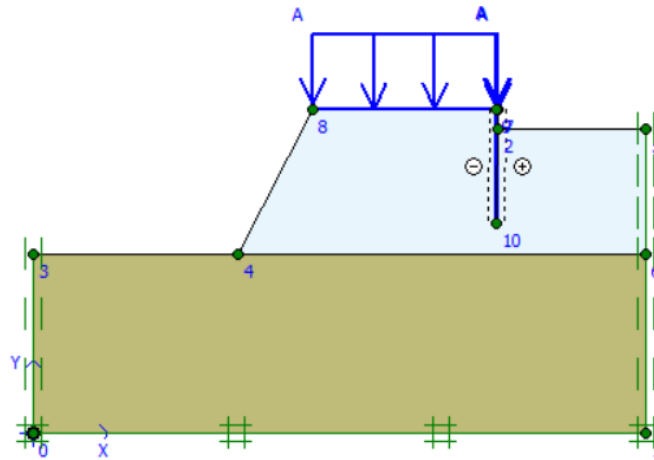
Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



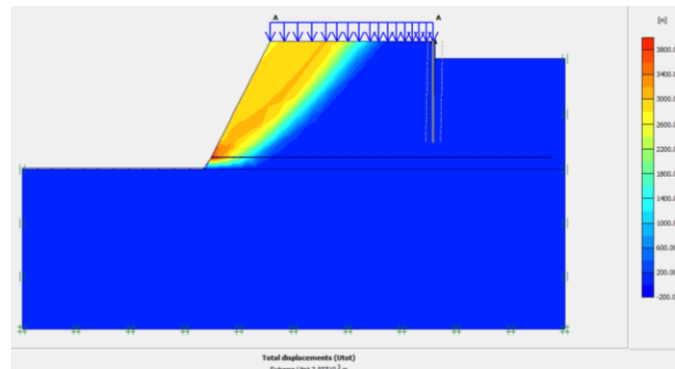
Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



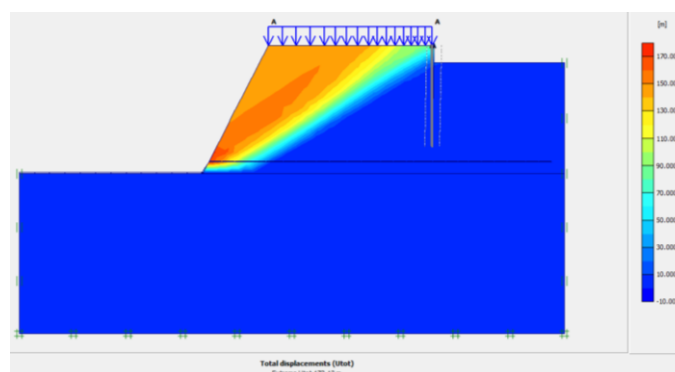
Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



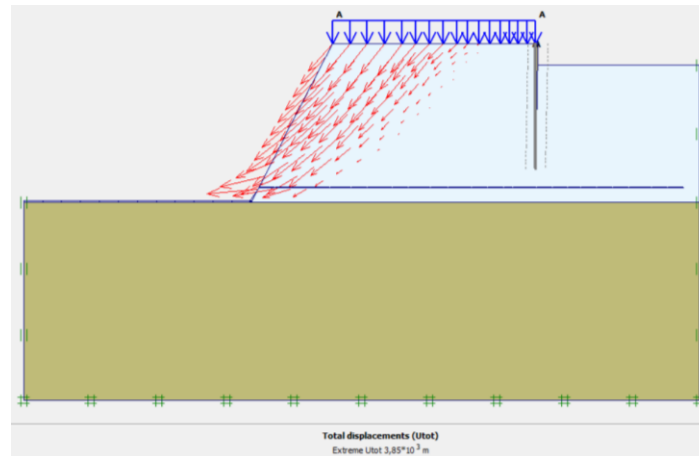
Gambar L-2.1 Pemodelan Lereng Asli Pada Kondisi Muka Air Banjir



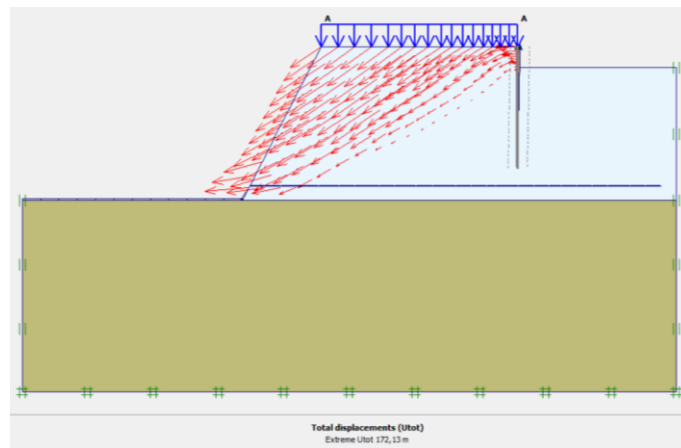
Gambar L-2.2 Area Kritis *Total Displacements* Lereng Asli dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



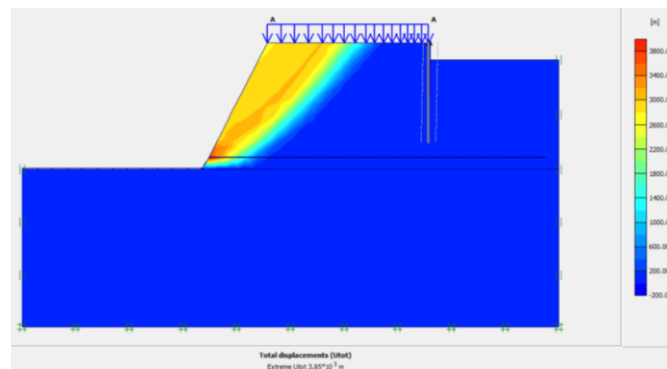
Gambar L-2.3 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



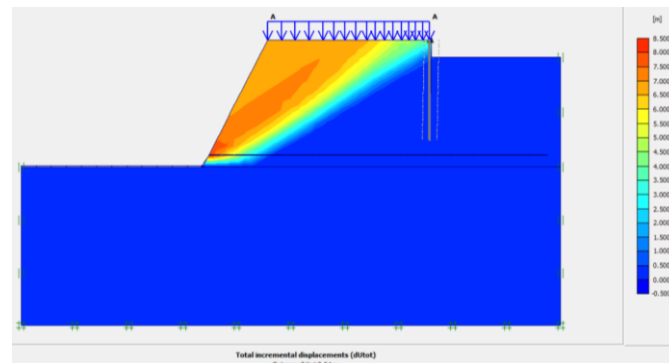
Gambar L-2.4 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



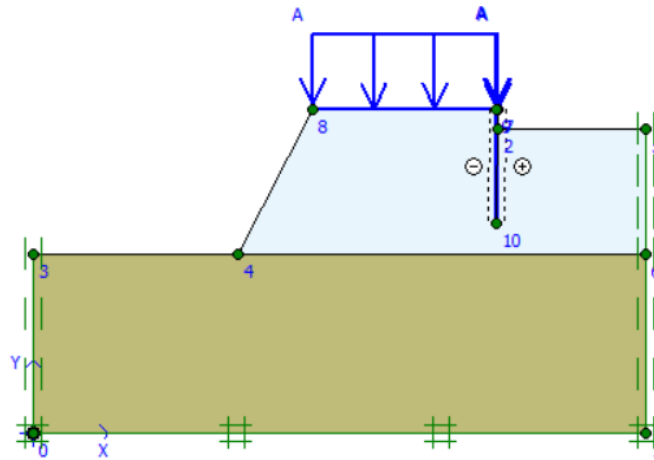
Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,0330

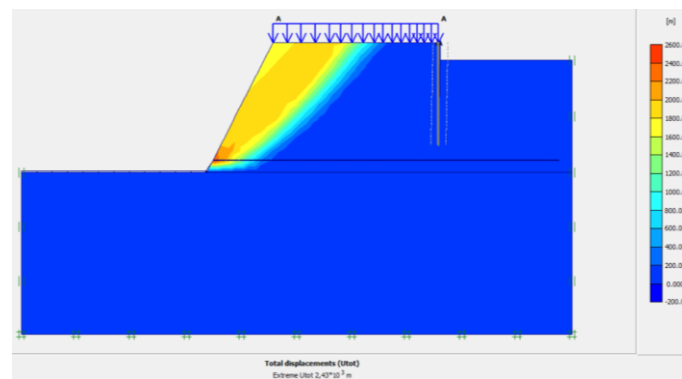
Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	0,8335

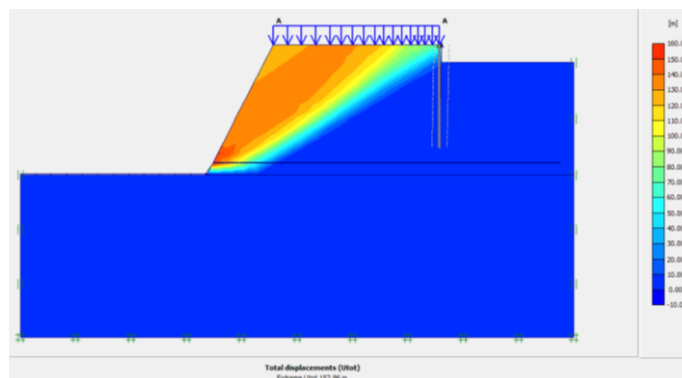
Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



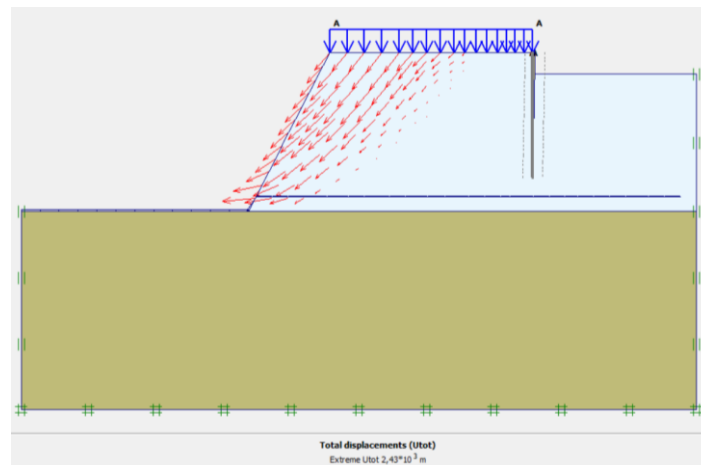
Gambar L-2.1 Pemodelan Lereng Asli Pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown



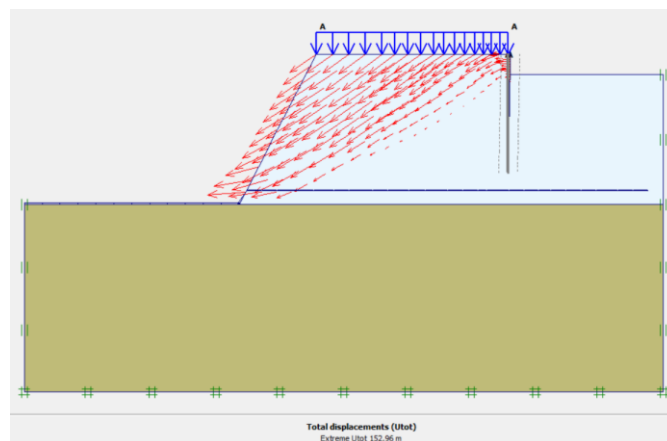
Gambar L-2.2 Area Kritis *Total Displacements* Lereng Asli dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown



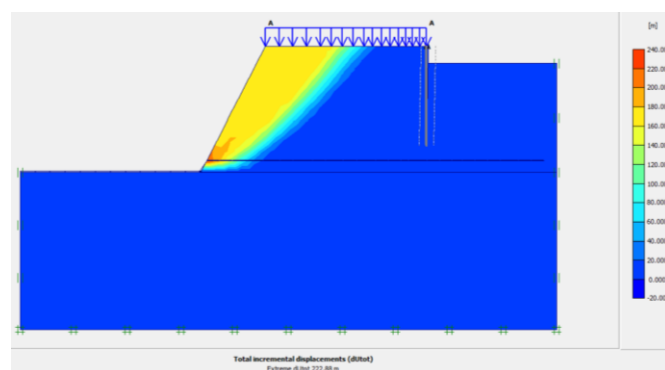
Gambar L-2.3 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown



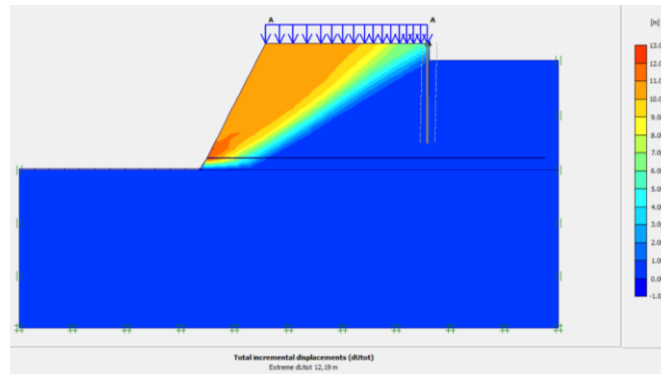
Gambar L-2.4 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown



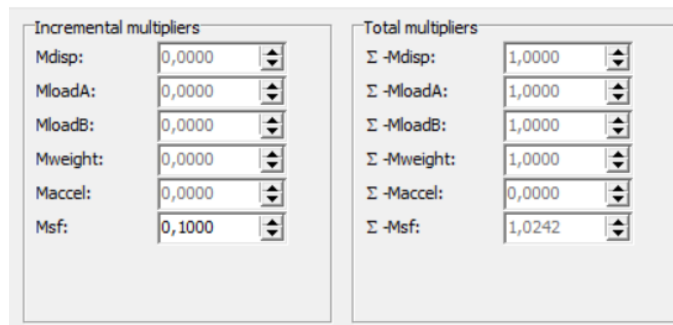
Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown



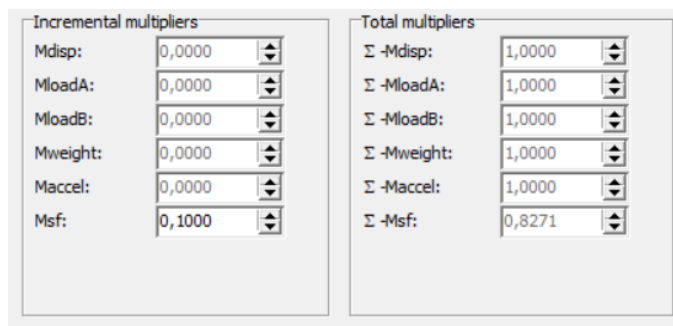
Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown



Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown

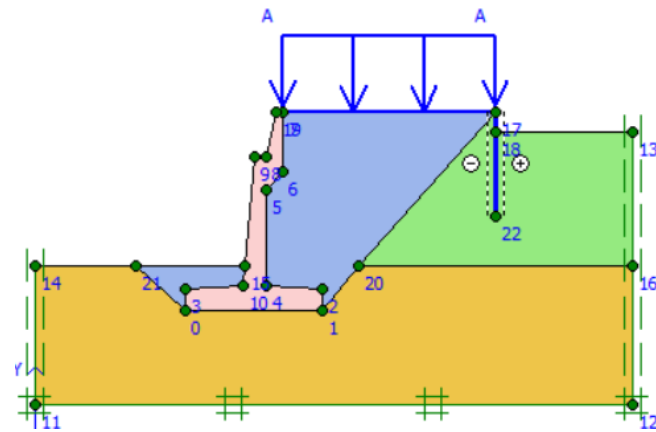


Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown

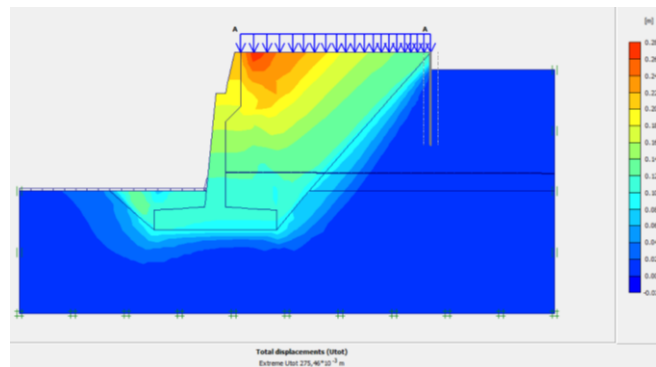


Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown

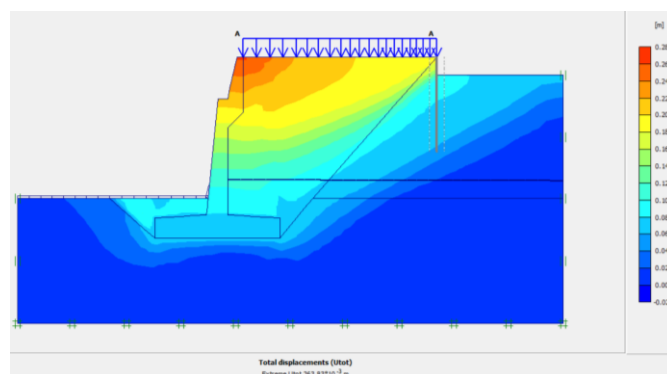
Lampiran 2 Hasil Pemodelan *Plaxis 8.6* Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah



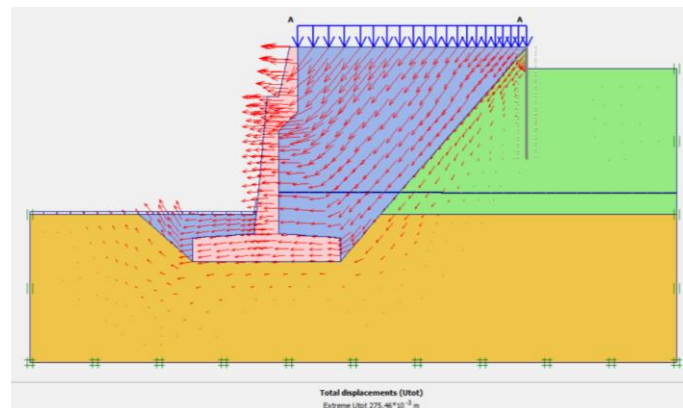
Gambar L-2.1 Pemodelan Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Pada Kondisi Muka Air Normal



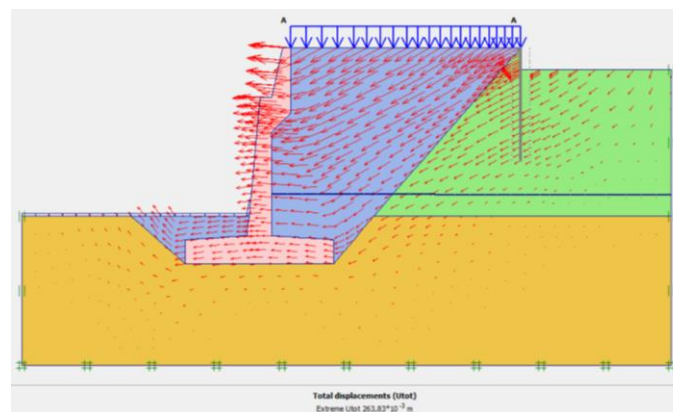
Gambar L-2.2 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



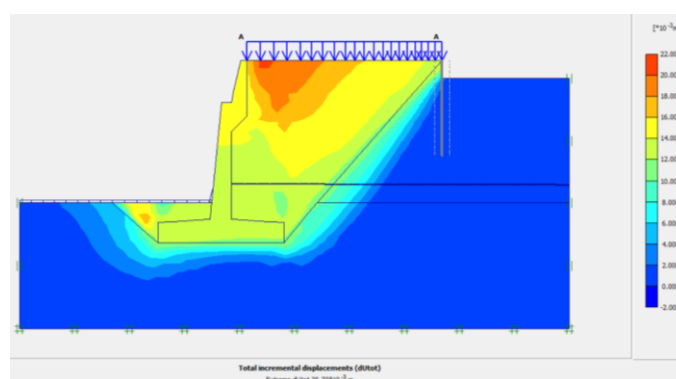
Gambar L-2.3 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



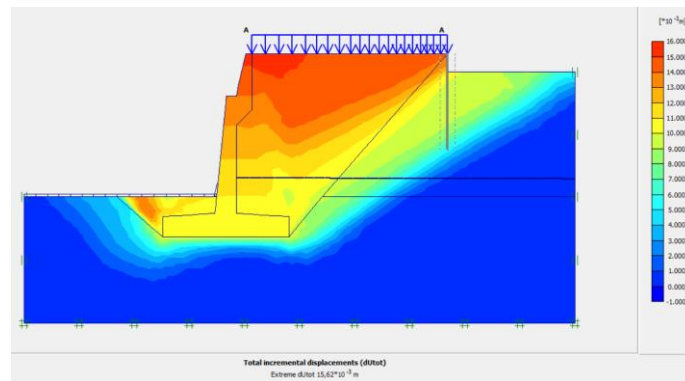
Gambar L-2.4 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



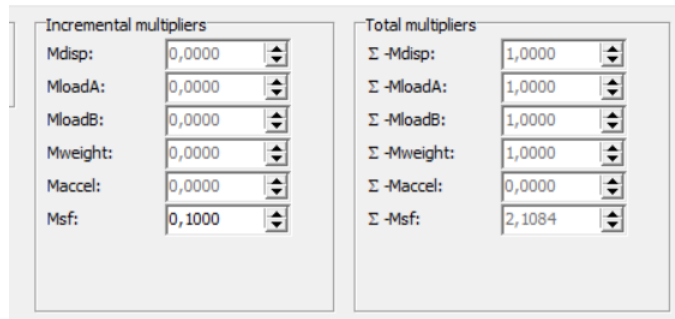
Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



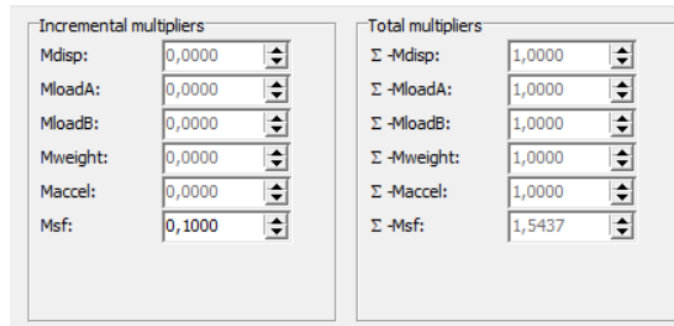
Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



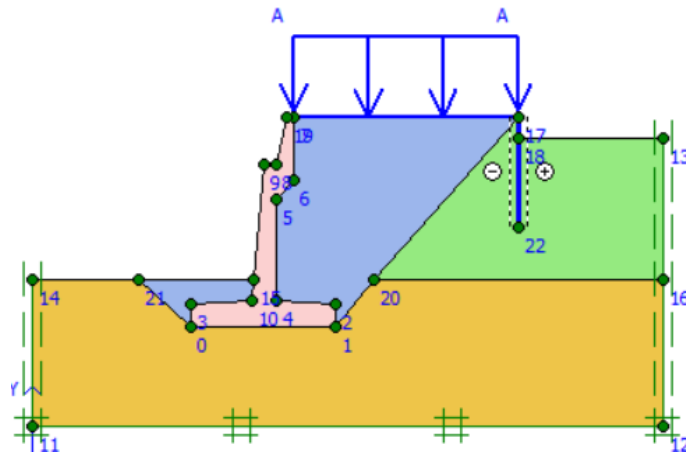
Gambar 5.38 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



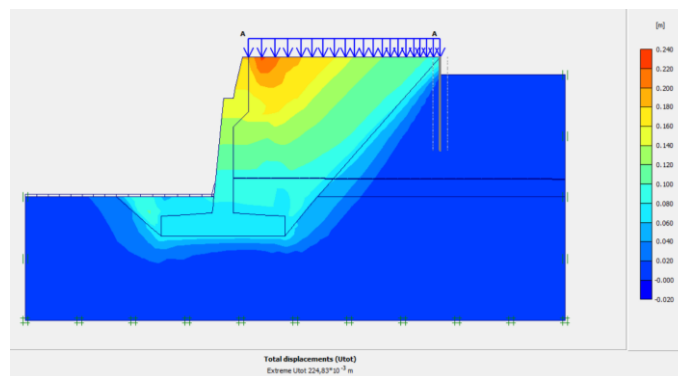
Gambar 5.39 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



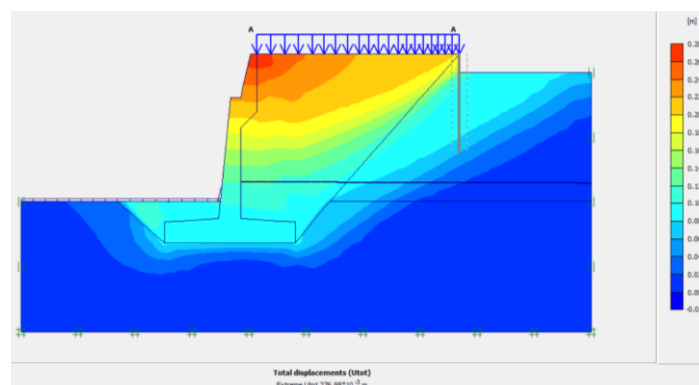
Gambar 5.40 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



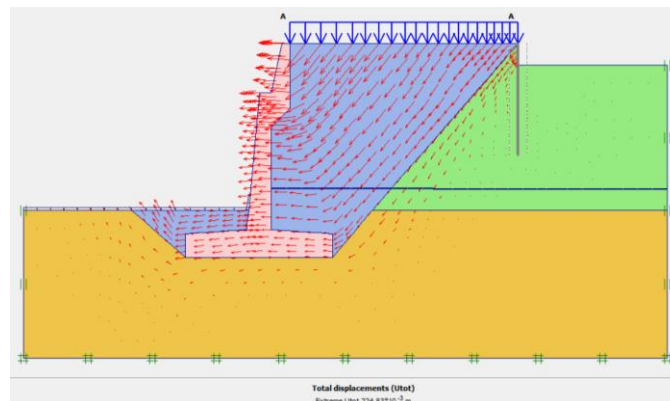
Gambar L-2.12 Pemodelan Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Pada Kondisi Muka Air Banjir



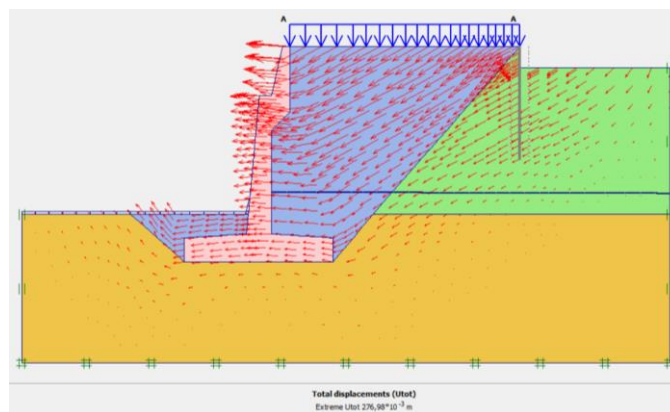
Gambar 5.41 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



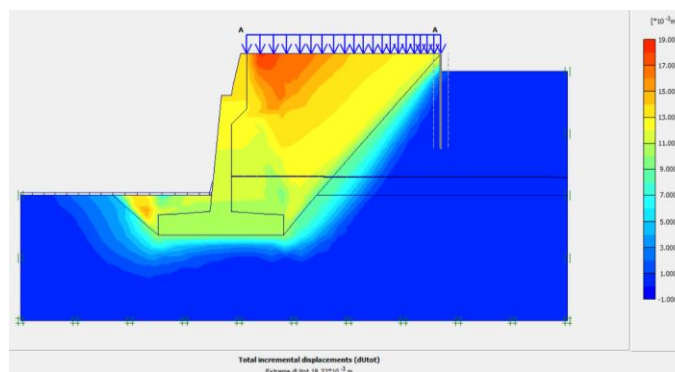
Gambar 5.42 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



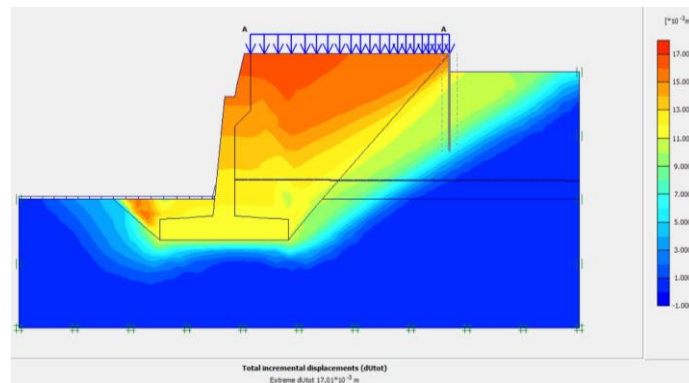
Gambar 5.43 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.44 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.45 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



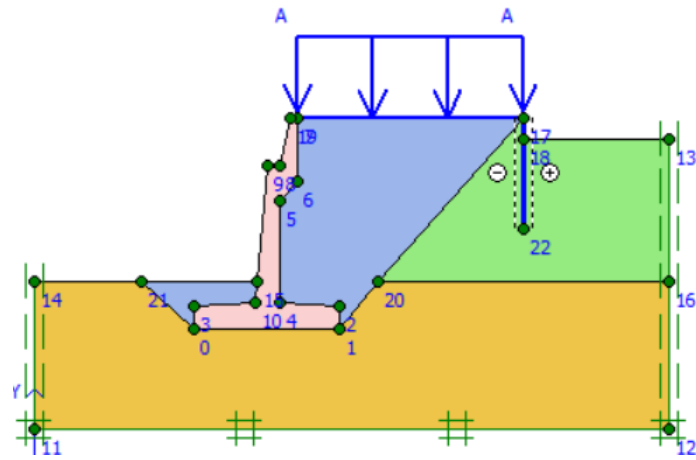
Gambar 5.46 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,0861

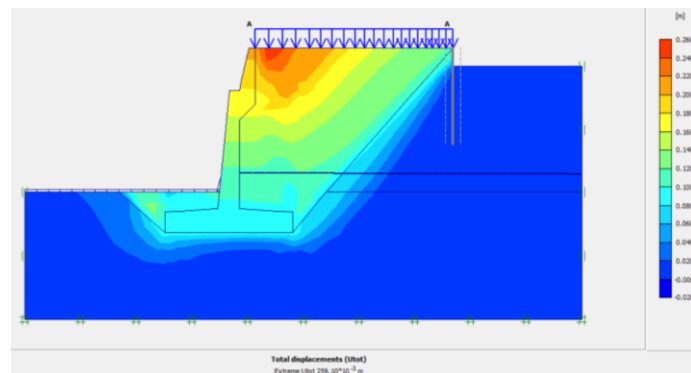
Gambar 5.47 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5283

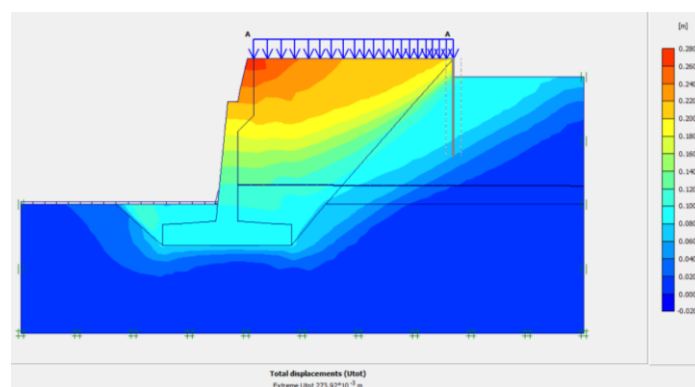
Gambar 5.48 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



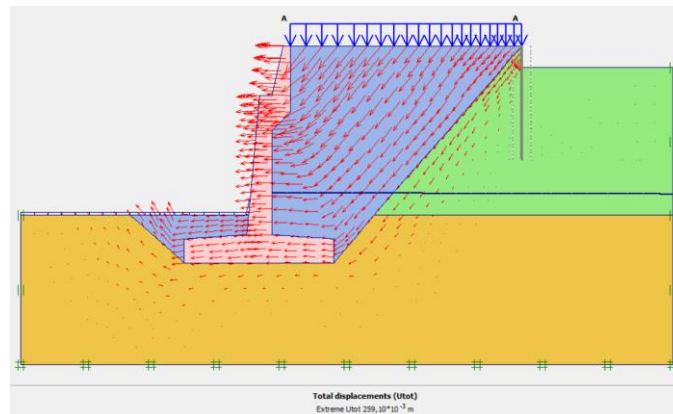
Gambar L-2.23 Pemodelan Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



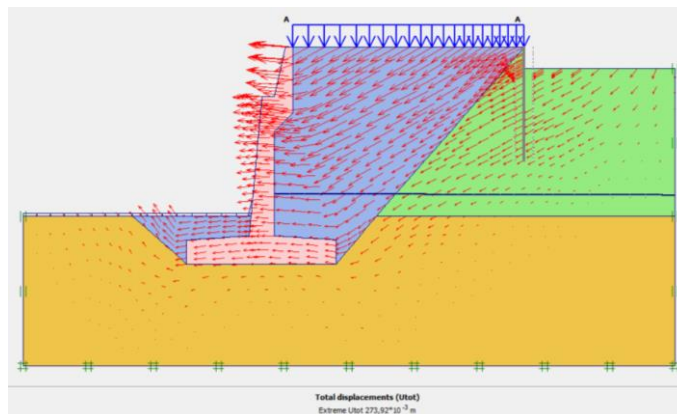
Gambar 5.49 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



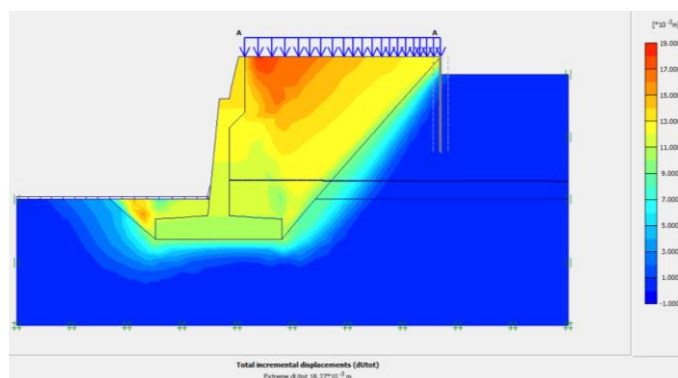
Gambar 5.50 Area Kritis *Total Displacements* Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



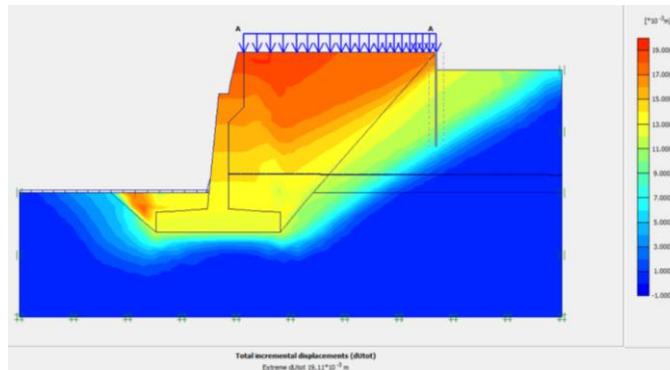
Gambar 5.51 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



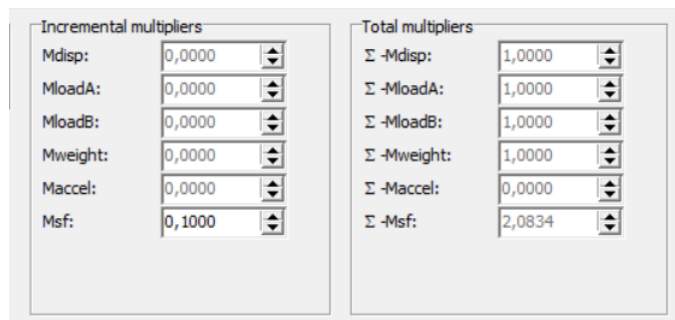
Gambar 5.52 Arah Pergerakan Tanah Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



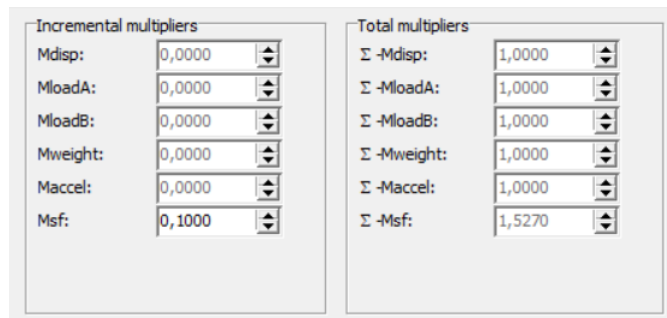
Gambar 5.53 Daerah Potensi Longsor Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



Gambar 5.54 Daerah Potensi Longsor pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Rapid Drawdown

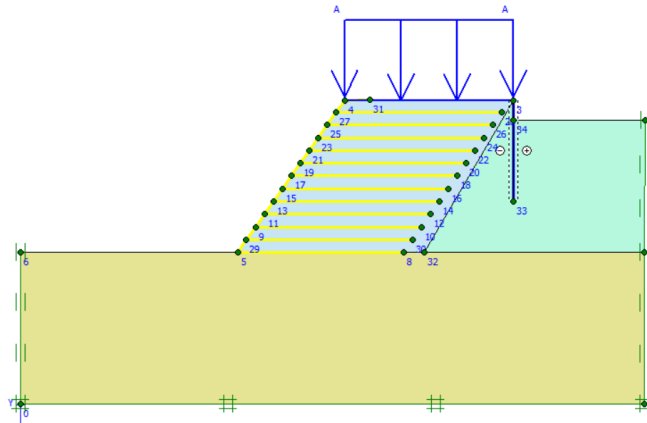


Gambar 5.55 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

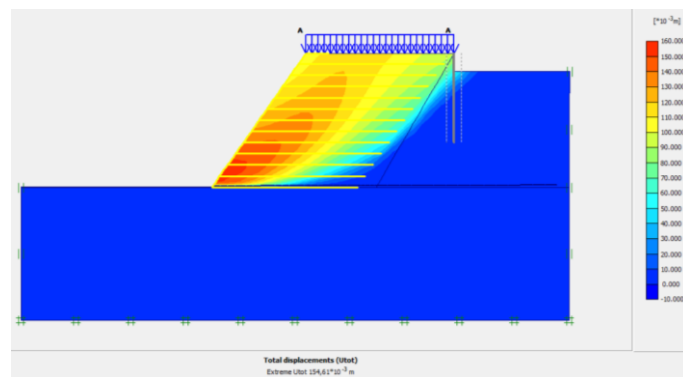


Gambar 5.56 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

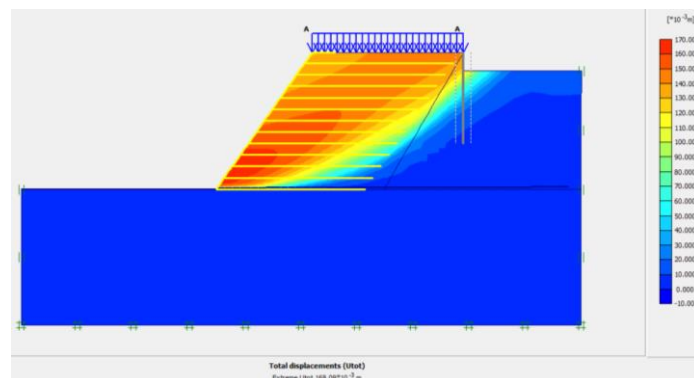
Lampiran 3 Hasil Pemodelan *Plaxis 8.6* Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil



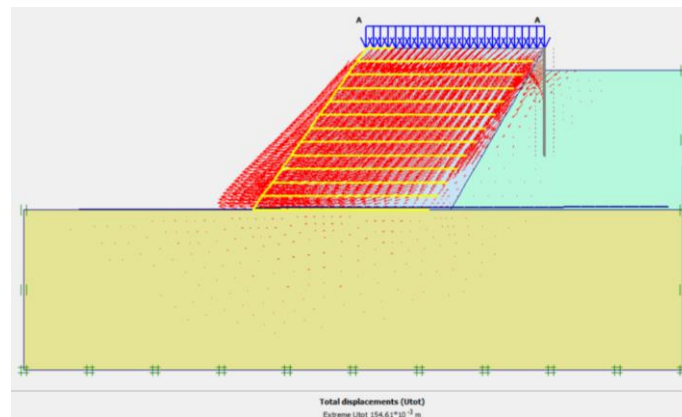
Gambar L-3.1 Pemodelan Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Kondisi Muka Air Normal



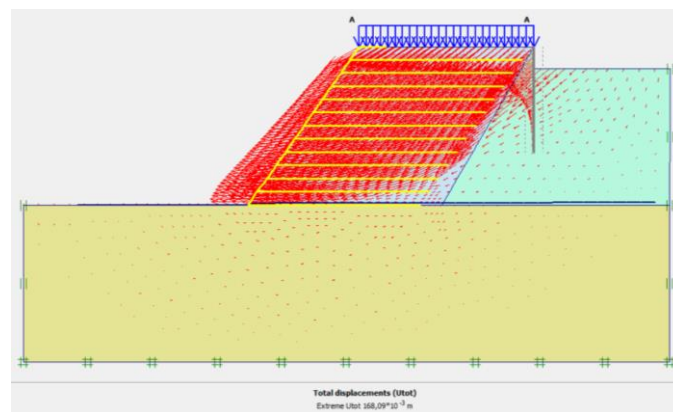
Gambar 5.70 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



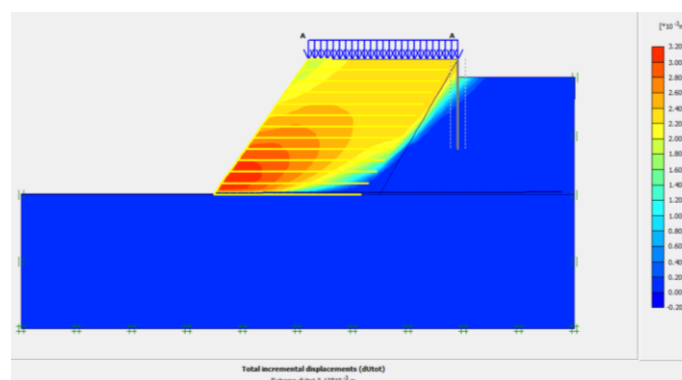
Gambar 5.71 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



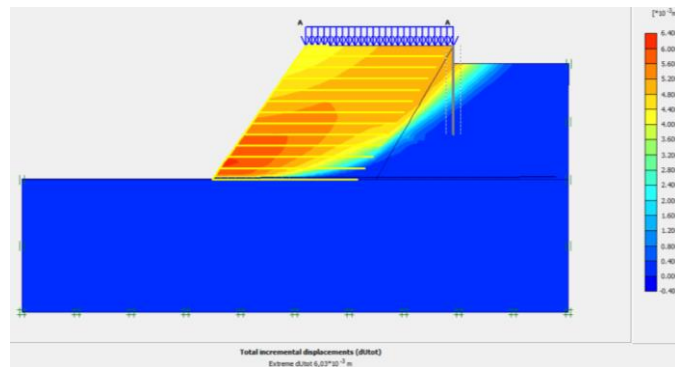
Gambar 5.72 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



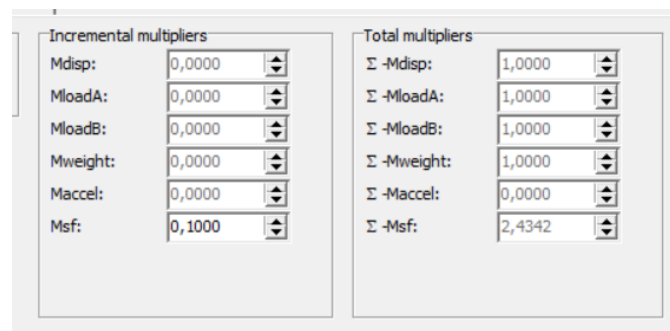
Gambar 5.73 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



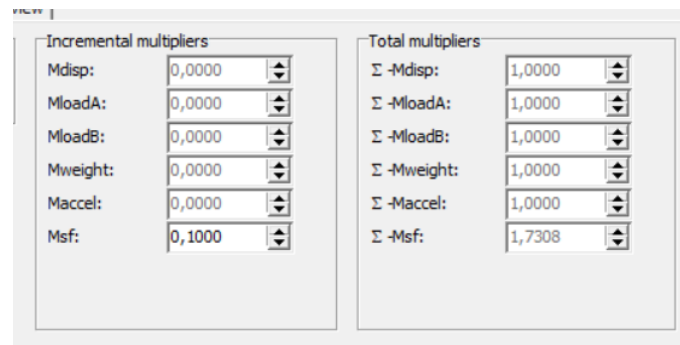
Gambar 5.74 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



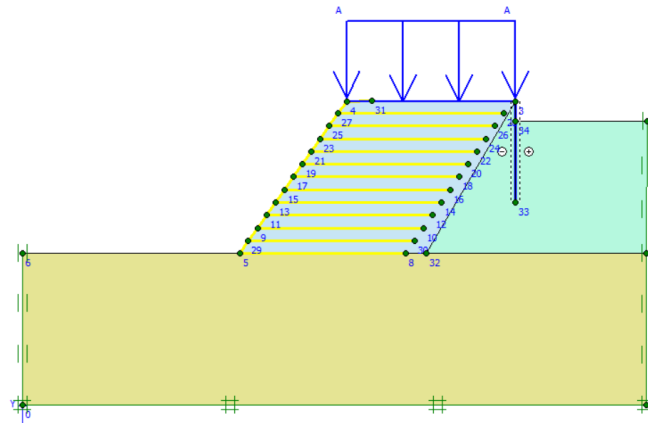
Gambar 5.75 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



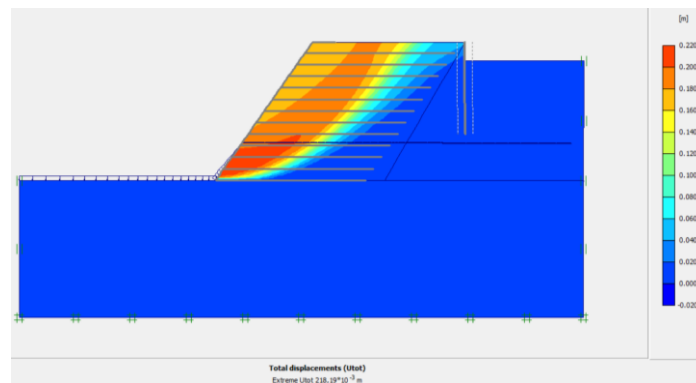
Gambar 5.76 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Normal



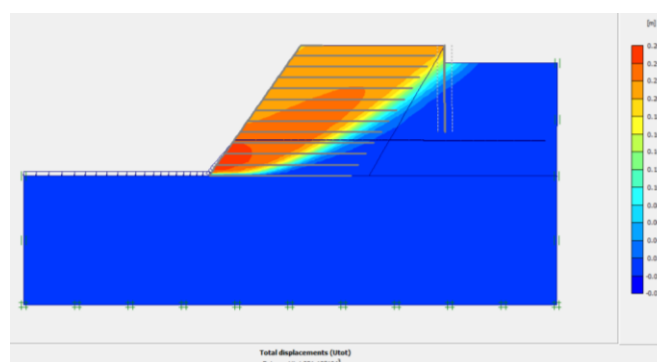
Gambar 5.77 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Normal



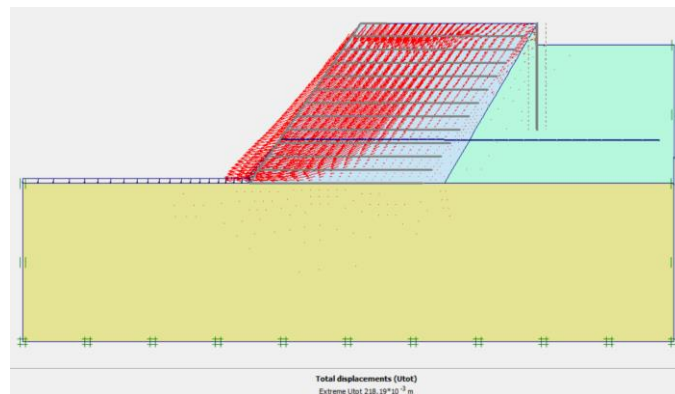
Gambar L-3.12 Pemodelan Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Kondisi Muka Air Banjir



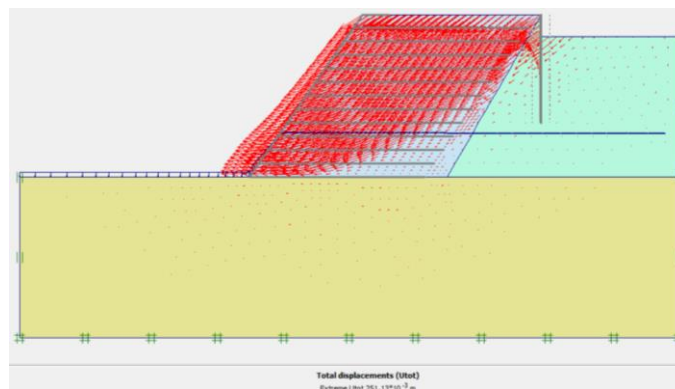
Gambar 5.78 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



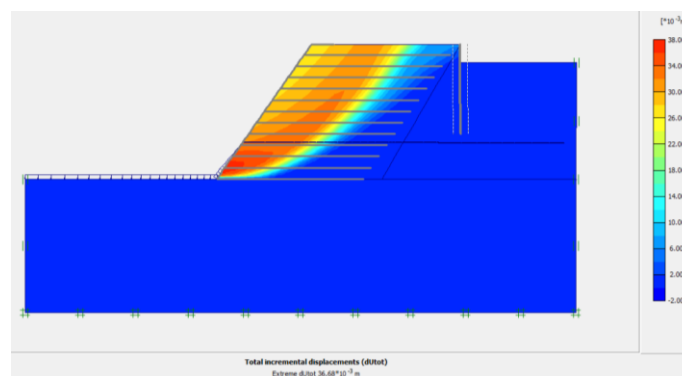
Gambar 5.79 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



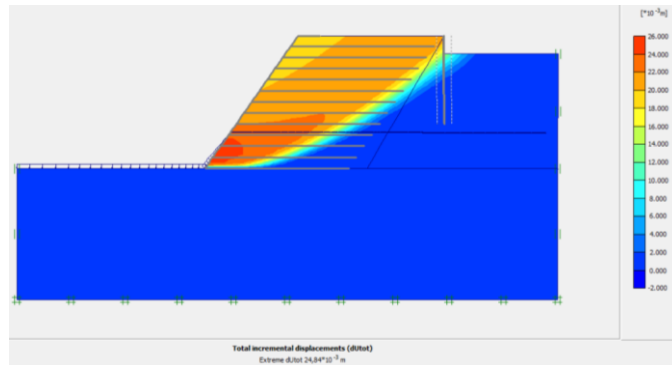
Gambar 5.80 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



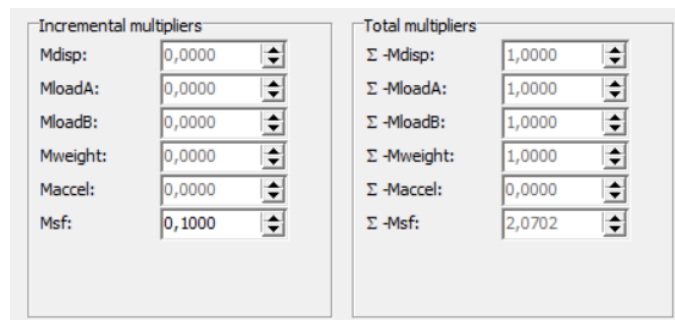
Gambar 5.81 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



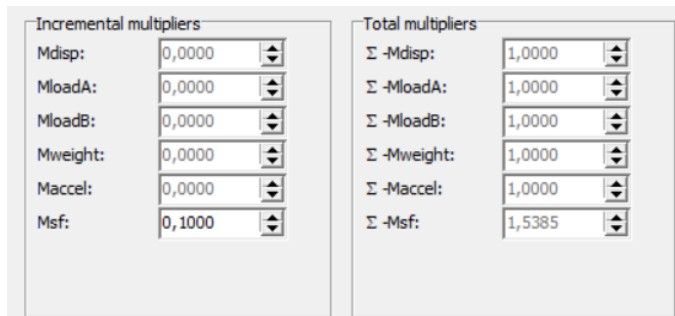
Gambar 5.82 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



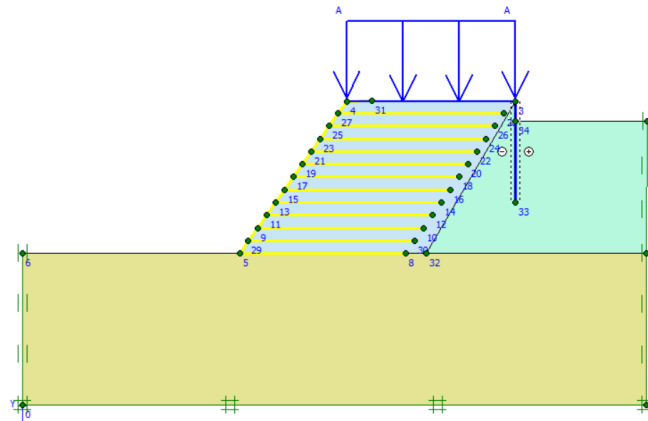
Gambar 5.83 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



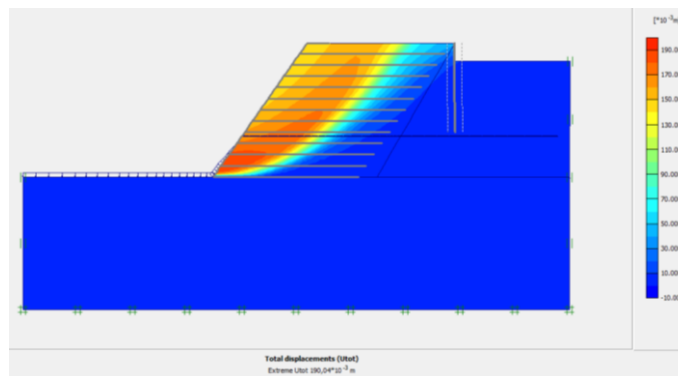
Gambar 5.84 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air Banjir



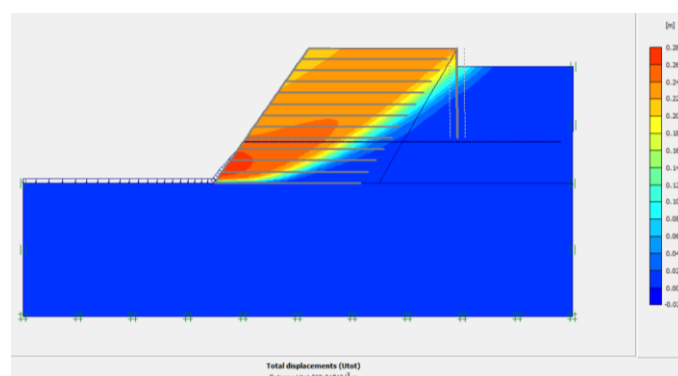
Gambar 5.85 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air Banjir



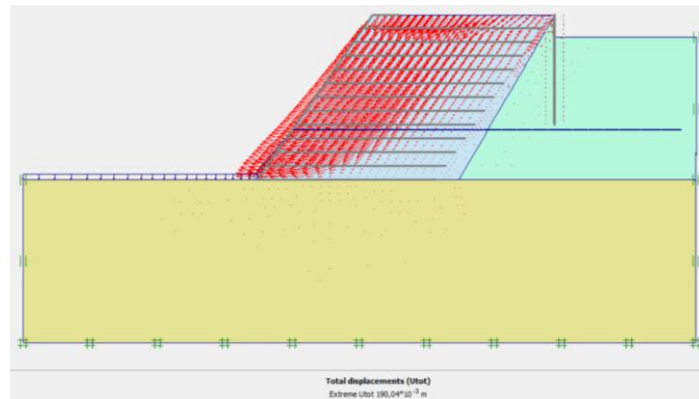
Gambar L-3.23 Pemodelan Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



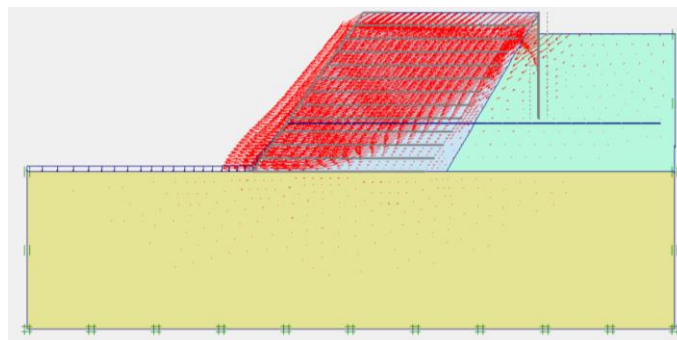
Gambar 5.86 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



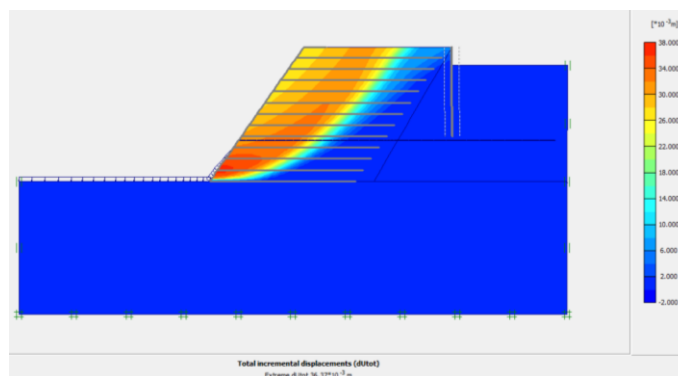
Gambar 5.87 Area Kritis *Total Displacements* Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



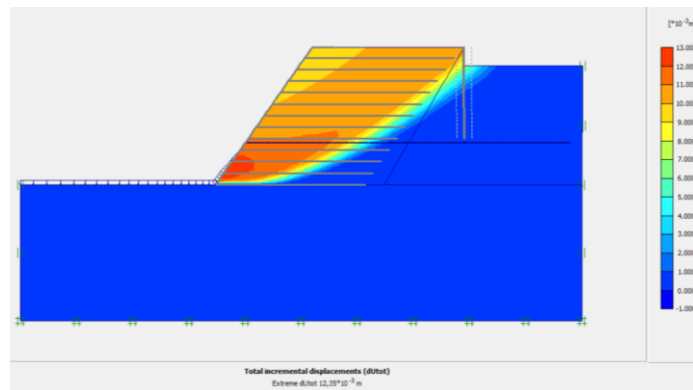
Gambar 5.88 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



Gambar 5.89 Arah Pergerakan Tanah Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



Gambar 5.90 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*



Gambar 5.91 Potensi Kelongsoran Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,0771

Gambar 5.92 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	1,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5372

Gambar 5.93 Nilai Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa pada Kondisi Muka Air *Rapid Drawdown*