

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS LERENG PADA DAERAH
KULON PROGO DENGAN PENAMBAHAN DINDING
PENAHAN TANAH DAN TIANG PANCANG
(*ANALISYS STABILITY ON SLOPE IN KULON PROGO
WITH RETAINING WALL AND SPUN PILE*)**

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



Dino Amanda

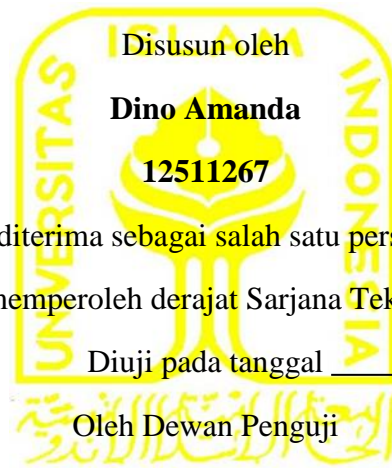
12511267

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

2017

TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS LERENG PADA DAERAH KULON PROGO DENGAN PENAMBAHAN DINDING PENAHAN TANAH DAN TIANG PANCANG (*ANALISYS STABILITY ON SLOPE IN KULON PROGO WITH RETAINING WALL AND SPUN PILE*)



Pembimbing

Penguji I

Penguji II

M. Rifki Abdurrozak, S.T, M.Eng Ir, Akhmad Marzuko, M.T Hanindya Kusuma Artati, S.T, M.T.

NIK:

NIK:

NIK:

Mengesahkan

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Miftahul Fauziah, S.T, M.T, Ph.D.

NIK:

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituisikan 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.....2017

Yang membuat pernyataan,

Dino Amanda

(12511267)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Stabilitas Lereng Pada Daerah Kulon Progo Menggunakan Program Plaxis*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi 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 Proposal Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak M. Rifqi Abdurrozak, S.T, M.Eng. selaku Dosen Pembimbing,
2. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T. selaku Dosen Penguji I,
3. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T, M.T. selaku Dosen Penguji II,
4. Ibu Miftahul Fauziah, S.T, M.T, Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil,
dan
5. Ibu, Bapak dan Keluarga penulis yang telah berkorban begitu banyak baik dalam hal materil maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini.

Akhirnya penulis Berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta.....2017

Penulis,

Dino Amanda

(12511267)

DAFTAR ISI

JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR TABEL.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	viii
DAFTAR LAMPIRAN.....	xi
ABSTRAK.....	xii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Penelitian.....	3
1.5 Keaslian Penelitian.....	4
1.6 Manfaat Penelitian	4
BAB II STUDI PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Stabilitas Lereng Jalan	6
2.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah	8
2.4 Stabilitas Lereng	10
2.5 Longsor	10
2.6 Perbedaan Dengan Penelitian Terdahulu	11
BAB III LANDASAN TEORI.....	15
3.1 Umum	15
3.2 Tanah.....	15
3.3 Lereng.....	23
3.4 Analisis Stabilitas Lereng	25
3.5 Dinding Penahan Tanah.....	26

3.6	Penyelidikan Tanah.....	38
3.7	Plaxis.....	46
3.8	Pengukuran Topografi.....	50
3.9	Fondasi Tiang Pancang	52
BAB IV METODE PENELITIAN		68
4.1	Pendahuluan.....	68
4.2	Jenis Penelitian.....	68
4.3	Lokasi Penelitian.....	69
4.4	Cara Pengambilan Sampel	70
4.5	Pengukuran Topografi Lereng	70
4.6	Pengujian Sampel.....	70
4.7	Pembebanan Gempa.....	71
4.8	Permodelan Lereng	73
4.9	Tahapan Penelitian.....	75
BAB V ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN		76
5.1	Uji Propertis dan Parameter Kuat Geser Tanah	76
5.2	Pengukuran Topografi.....	98
5.3	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Program Plaxis	100
5.4	Analisis Dinding Penahan Tanah dan Tiang Pancang	121
5.5	Pembahasan.....	135
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		138
6.1	Kesimpulan	138
6.2	Saran	139
DAFTAR PUSTAKA		140
LAMPIRAN.....		143

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu	12
Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah Unified	22
Tabel 3.2 <i>Properties of Distilled Water</i>	39
Tabel 5.1 Data Pengujian Kadar Air	76
Tabel 5.2 Hasil Pengujian Berat Volume Tanah.....	78
Tabel 5.3 Hasil Pengujian Berat Jenis Tanah Asli.....	79
Tabel 5.4 Hasil Pengujian Analisis Saringan.....	81
Tabel 5.5 Hasil Pengujian Analisis Hidrometer.....	82
Tabel 5.6 Data Pengujian Permeabilitas	83
Tabel 5.7 Pembacaan Waktu Penurunan Air	83
Tabel 5.8 Hasil Pengujian Batas Cair	85
Tabel 5.9 Hasil Pengujian Batas Plastis.....	87
Tabel 5.10 Hasil Pengujian Batas Susut	89
Tabel 5.11 Data Sampel Tanah 1	91
Tabel 5.12 Data Uji Kadar Air Sampel Tanah 1	92
Tabel 5.13 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 1	93
Tabel 5.14 Data Sampel Tanah 2	94
Tabel 5.15 Data Uji Kadar Air Sampel Tanah 2.....	95
Tabel 5.16 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 2	96
Tabel 5.17 Data Parameter Tanah.....	100
Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Analisis Program Plaxis Pada Lereng	119
Tabel 5.19 Resume Beban dan Momen DPT Akibat Beban Statik	123
Tabel 5.20 Resume Beban dan Momen DPT Metode Mononobe Okabe.....	127
Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Analisis Tiang Pancang	134
Tabel 5.22 Rekapitulasi Faktor Keamanan Analisis DPT dan Tiang Pancang...	134

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lereng yang Akan Dianalisis.....	2
Gambar 1.2 Sketsa Lereng yang Akan Dianalisis.....	2
Gambar 3.1 Diagram fase tanah.....	16
Gambar 3.2 Struktur Penahan Tanah	27
Gambar 3.3 Aplikasi Struktur Penahan Tanah.....	28
Gambar 3.4 Tekanan Tanah Lateral At Rest.....	29
Gambar 3.5 Tekanan Tanah Lateral Aktif	30
Gambar 3.6 Tekanan Tanah Lateral Pasif.....	31
Gambar 3.7 Asumsi Gaya – Gaya Yang Terjadi Menurut Mononobe-Okabe.....	33
Gambar 3.8 Batas-batas Atterberg	42
Gambar 3.9 Kurva Untuk Penentuan Batas Cair Lempung	43
Gambar 3.10 Variasi Volume dan Kadar Air Pada Kedudukan Batas Cair, Batas Plastis, dan Batas Susut.....	44
Gambar 3.11 Model <i>Plane strain</i> dan <i>Axi-simetri</i> dalam Plaxis.....	48
Gambar 3.12 Letak Titik Nodal dan Titik Tegangan pada Elemen Tanah	49
Gambar 3.13 Jarak Optis Dengan Cara <i>Tangensial</i>	50
Gambar 3.14 Grafik Tahanan Lateral Ultimit Tiang dalam Tanah Kohesif	61
Gambar 4.1 Lokasi Penelitian	69
Gambar 4.2 Peta Zonasi Gempa Indonesia	71
Gambar 4.3 Peta Wilayah Spektrum Respon Percepatan Gempa pada Lokasi Penelitian.....	72
Gambar 4.4 Grafik Percepatan Spektral Pada Permukaan Tanah.....	73
Gambar 4.5 Bagan Alir Penelitian.	75
Gambar 5.1 Grain Size Analysis	82
Gambar 5.2 Grafik Perbandingan Kadar Air dan Jumlah Pukulan.....	86
Gambar 5.3 Grafik Hubungan Tegangan Regangan Sampel Tanah 1	93

Gambar 5.4 Grafik Lingkaran Mohr Sampel Tanah 1	94
Gambar 5.5 Grafik Hubungan Tegangan Regangan Sampel Tanah 2	96
Gambar 5.6 Grafik Lingkaran Mohr Sampel Tanah 2	97
Gambar 5.7 Sketsa Pengukuran Topografi	98
Gambar 5.8 Model Geometri Lereng Asli	101
Gambar 5.9 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi	101
Gambar 5.10 Keruntuhan Akibat Beban Gempa	102
Gambar 5.11 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi.....	102
Gambar 5.12 Keruntuhan Akibat Gempa dan Muka Air Tinggi	103
Gambar 5.13 Faktor Keamanan Akibat Beban Sendiri.....	103
Gambar 5.14 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa.....	104
Gambar 5.15 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi .	104
Gambar 5.16 Faktor Keamanan Akibat Gempa dan Muka Air Tinggi.....	105
Gambar 5.17 Geometri Lereng Dengan Sudut 90°	105
Gambar 5.18 Keruntuhan Akibat Beban Sendiri	106
Gambar 5.19 Keruntuhan Akibat Beban Gempa	106
Gambar 5.20 Keruntuhan Akibat Beban Sendiri dan Muka Air Tinggi	107
Gambar 5.21 Keruntuhan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi	107
Gambar 5.22 Faktor Keamanan Akibat Beban Sendiri.....	108
Gambar 5.23 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa.....	108
Gambar 5.24 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi .	109
Gambar 5.25 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa dan Muka Air	109
Gambar 5.26 Geometri Dinding Penahan Tanah <i>Undrained</i>	110
Gambar 5.27 Keruntuhan DPT Akibat Beban Grafitasi	110
Gambar 5.28 Keruntuhan Akibat Beban Gempa	111
Gambar 5.29 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi.....	111
Gambar 5.30 Keruntuhan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi	112
Gambar 5.31 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi	112
Gambar 5.32 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa.....	113
Gambar 5.33 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi .	113
Gambar 5.34 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa dan Muka Air	114

Gambar 5.35 Geometri Dinding Penahan Tanah dengan Tiang Pancang.....	114
Gambar 5.36 Keruntuhan DPT Akibat Beban Grafitasi	115
Gambar 5.37 Keruntuhan Akibat Beban Gempa	115
Gambar 5.38 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi.....	116
Gambar 5.39 Keruntuhan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi	116
Gambar 5.40 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi	117
Gambar 5.41 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa.....	117
Gambar 5.42 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi .	118
Gambar 5.43 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi....	118
Gambar 5.44 Dimensi Dinding Penahan Tanah Rencana.....	121
Gambar 5.45 Geometri Dinding Penahan Tanah dengan Tiang Pancang.....	129

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Perhitungan Uji Laboratorium.....	144
Lampiran 2 Data Hasil Rekapitulasi Perhitungan SF Plaxis.....	158
Lampiran 3 Hasil Perhitungan Program Plaxis.....	161

ABSTRAK

Lereng stabil yang berada dipinggir jalan menjadi salah satu faktor kenyamanan jalan untuk dilalui karena pengguna jalan akan merasa aman jika mengetahui tidak akan terjadi longsor pada lereng tersebut. Penelitian pada daerah Kab. Kulon Progo Jln. Nanggulan – Girimulyo bertujuan untuk mengetahui jenis tanah pada lereng dan kestabilan lereng serta merencanakan dimensi dinding penahan tanah yang mampu menahan lereng dari berbagai pengaruh seperti gempa dan muka air tanah. Stabilitas dinding penahan tanah dinyatakan dengan nilai SF (*Safety Factor*). Nilai SF yang ditinjau yaitu *Safety Factor* terhadap guling (*SF overturning*), *Safety Factor* terhadap geser (*SF sliding*), dan *Safety Factor* terhadap daya dukung (*SF bearing capacity*).

Penelitian dimulai dengan mengambil sampel tanah pada lereng lalu diuji di laboratorium, lalu dilanjutkan dengan mengukur topografi lereng di lapangan, setelah data parameter tanah dan topografi lereng didapatkan kemudian data dimasukkan ke dalam program Plaxis, lereng dimodelkan dalam tiga bentuk, model geometri lereng asli, lereng dengan sudut 90° , dan lereng dengan dinding penahan tanah dan tiang pancang, dengan penambahan beban gempa dan dua elevasi muka air tanah lalu dilanjutkan dengan analisis stabilitas dinding penahan tanah yang aman dan mampu mendukung berbagai pengaruh yang terjadi pada lereng dengan metode manual.

Hasil analisis menunjukkan bahwa tanah lereng berjenis lempung organik dengan plastisitas sedang hingga tinggi, mempunyai nilai kohesi (c) dan sudut gesek dalam (ϕ) sebesar masing – masing $24,62 \text{ kN/m}^3$ dan $12,67^\circ$, dan kestabilan lereng terhadap gempa dan dua elevasi muka air tanah yang berbeda ditunjukkan dengan nilai SF muka air tinggi dan SF muka air rendah yang didapat dari analisis program Plaxis masing – masing sebesar 1,8305 dan 1,4937 . Hasil analisis yang dilakukan secara manual pada analisis stabilitas dinding penahan tanah ditambah tiang pancang yang menahan lereng dari beban statik dan beban dinamik yang terjadi, dengan dimensi $H= 9$, $B_{\text{bawah}}= 5$, $B_{\text{atas}}= 1,5$, dan kedalaman tiang pancang sebesar 20 m, nilai SF dinding penahan tanah yang menahan lereng dari beban gempa dan muka air tanah dengan metode Mononobe-Okabe masing - masing adalah sebesar *SF overturning* = 2,330 , *SF sliding* = 2,270 , dan *SF bearing capacity* = 4,091. Dari hasil analisis dapat diketahui tanah pada lereng berjenis lempung organik dan lereng relatif stabil dalam menahan beban yang terjadi akibat pengaruh gempa dan dua elevasi muka air tanah yang berbeda, dan dari analisis dinding penahan tanah dengan dimensi $H= 9$, $B_{\text{bawah}} = 5$, dan $B_{\text{atas}} = 1,5$ sudah mampu menahan lereng dari berbagai pengaruh seperti gempa dan muka air tanah.

Kata Kunci : Lereng, Stabilitas Dinding Penahan Tanah, *Safety Factor*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Tanah merupakan lapisan terluar dari kulit bumi yang bersifat tak padu dan mempunyai sifat tebal mulai dari selaput tipis sampai lebih dari 3 meter tebalnya, yang berbeda dari bahan dibawahnya dalam hal warna, sifat fisik, sifat kimia, dan sifat biologisnya (Marbut, C. F. 1914). Bagi para Insinyur Sipil, tanah adalah akumulasi partikel mineral yang tidak mempunyai atau lemah ikatan antar partikelnya, yang terbentuk karena pelapukan dari batuan (Hardiyatmo H. C. 2002), oleh karena perbedaan sifat dan lemahnya ikatan antar partikel tanah maka dibutuhkan analisis stabilitas lereng yang berada di dekat fasilitas publik seperti: jalan, pemukiman penduduk, dan fasilitas publik lain yang mungkin berada di dekat lereng. Analisis stabilitas lereng bertujuan untuk mengetahui keamanan lereng dari berbagai macam pengaruh baik dari luar dan dari dalam seperti; faktor cuaca, faktor gempa, dan dari properti tanah pada lereng itu sendiri.

Pada November 2016 tanah longsor terjadi di 91 titik di lima kecamatan Kabupaten Kulon Progo yaitu Kecamatan Kokap, Pengasih, Girimulyo, Samigaluh, dan Kalibawang. Longsor yang terjadi dipicu oleh curah hujan dengan intensitas tinggi (Putra, 2016), karena tanah longsor sering terjadi pada daerah tersebut maka penulis mencoba mengambil dan menganalisis stabilitas lereng yang berada pada Jln. Nanggulan – Girimulyo, pada lokasi ini penulis mendapati jalan yang berada di bawah lereng setinggi 5-10 meter tanpa perkuatan yang menimbulkan perasaan tidak nyaman saat melewati jalan tersebut karena jika sesudah terjadi hujan terdapat partikel-partikel tanah yang lepas dan berserakan pada badan jalan, terlebih lagi karena lereng tersebut berada disamping jalan yang menanjak, dengan latar belakang daerah Provinsi Yogyakarta yang sering terjadi gempa dan curah hujan yang cukup tinggi maka dibutuhkan analisis stabilitas lereng untuk mengetahui klasifikasi

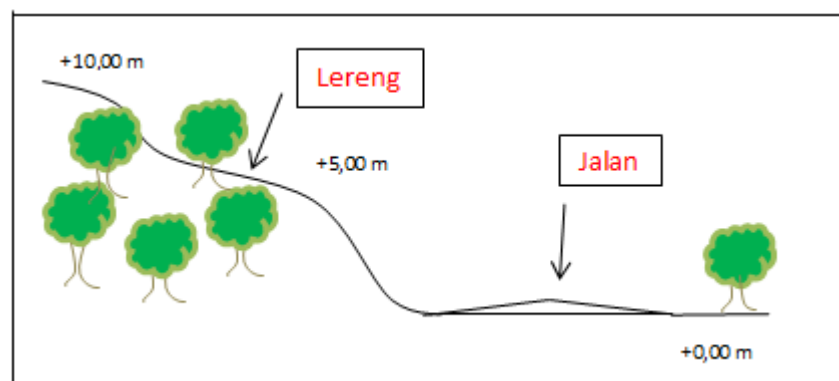
tanah pada lokasi dan tingkat keamanan atau kestabilan lereng tersebut. Analisis dilakukan pada lereng yang berada di Kabupaten Kulon Progo dengan menggunakan program atau *software Plaxis*. Diharapkan dengan menggunakan *software Plaxis* analisis bisa diperoleh lebih cepat dan mendapatkan hasil yang akurat.

Gambar dan geometri dari lereng yang akan di analisis dapat di lihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2 seperti di bawah ini.



Gambar 1.1 Lereng yang Akan Dianalisis.

(Sumber Google Maps)



Gambar 1.2 Sketsa Lereng yang Akan Dianalisis

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diulas diatas maka dapat diketahui beberapa masalah yang harus dipecahkan, adapun masalah dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. apakah klasifikasi tanah yang berada di lokasi penelitian?
2. berapa angka keamanan stabilitas lereng terhadap pengaruh gempa dan muka air tanah ?
3. berapa dimensi dinding penahan tanah yang mampu menahan lereng akibat gempa dan muka air tanah?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. mengetahui klasifikasi tanah yang ada di lokasi penelitian
2. mengetahui stabilitas lereng asli dari pengaruh gempa dan muka air tanah, dan
3. untuk mengetahui dimensi dinding penahan tanah yang bisa menahan lereng akibat pengaruh gempa dan muka air tanah yang terjadi pada lereng.

1.4 Batasan Penelitian

Penelitian harus mempunyai tujuan yang jelas, agar penelitian fokus dan tidak menyimpang dari topik pembahasan, maka dibuat batasan-batasan penelitian. Adapun batasan-batasan penelitian adalah sebagai berikut ini.

1. Pengecekan angka keamanan (*safety factor*) pada lereng.
2. Beban gempa diperhitungkan.
3. Sampel tanah diambil langsung dari lokasi penelitian dengan jenis sampel *undisturbed*.
4. Dimensi dinding penahan tanah dihitung secara *trial* agar dapat menahan lereng dari berbagai pengaruh.

5. Elevasi muka air tanah diberikan dalam dua kondisi yaitu elevasi pertama berada tepat pada kaki lereng dan elevasi kedua berada ditengah badan lereng
6. Parameter geser tanah ditentukan dengan uji triaksial
7. Jenis tanah dianggap homogen.
8. Dimensi tiang pancang dihitung secara *trial*.
9. Tiang pancang digunakan hanya untuk menahan beban dinding penahan tanah terhadap gaya gravitasi dan gaya geser yang disebabkan oleh tanah dibelakang dinding.
10. Tiang Pancang yang dipakai adalah jenis tiang jepit
11. Plaxis hanya digunakan untuk mengetahui Angka Keamanan dari setiap permodelan lereng.
12. DPT dan Tiang Pancang pada Plaxis menggunakan *Material Soil*.

1.5 Keaslian Penelitian

Mengenai Tugas Akhir yaitu analisis stabilitas dinding penahan tanah pada lereng yang berada di Kabupaten Kulon Progo tepatnya pada Jl. Nanggulan – Girimulyo, sepengetahuan penulis belum pernah dilakukan atau diteliti sebelumnya dalam bentuk Tugas Akhir, oleh karena itu keaslian Tugas Akhir ini bisa dipertanggung jawabkan oleh penulis.

1.6 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat penelitian diharapkan sebagai berikut ini.

1. Dapat menambah pengetahuan bagi pembaca mengenai penggunaan program *software Plaxis*.
2. Dapat menambah pengetahuan tentang pengujian properti tanah dan parameter geser tanah.

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 Umum

Sujatmiko (2014) dalam Widodo (2014) menyatakan lereng adalah bagian yang miring atau sisi yang landai pada sebuah gunung, bukit, pegunungan, atau perbukitan, sedangkan menurut Subagja dan Surahman (2005), lereng merupakan suatu permukaan tanah yang memiliki perbedaan elevasi cukup besar pada kedua titik yang berjarak relatif kecil sehingga membentuk sudut tertentu terhadap bidang horizontal dan tidak dilindungi, dan menurut Hardiyatmo (2002), lereng dengan kondisi yang sangat curam rentan terjadi kelongsoran, kelongsoran terjadi jika perlawanan yang dapat dikerahkan oleh tanah tidak mampu menahan gaya yang menggerakkan. Lereng yang tidak stabil sangat berbahaya bagi manusia apalagi jika lereng tersebut berada di sekitar area pemukiman atau bersebelahan dengan jalan. Gaya-gaya gravitasi, gempa dan rembesan cenderung menyebabkan ketidakstabilan atau bahkan keruntuhan (kelongsoran) tanah pada lereng alami, pada lereng yang dibentuk dengan cara penggalian, dan pada lereng tanggul serta bendungan tanah. Namun dampak dan kerugiannya dapat diantisipasi jika kita terlebih dahulu melakukan analisis pada lereng tersebut dari berbagai pengaruh yang akan terjadi pada masa yang akan datang. Salah satu contoh pencegahan longsor yang dilakukan pada sebuah lereng adalah dengan membangun dinding penahan tanah pada lereng tersebut. Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun ditempat dimana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Secara umum fungsi dari dinding penahan tanah adalah untuk menahan besarnya tekanan tanah akibat parameter tanah yang buruk sehingga longsor bisa dicegah, serta untuk melindungi kemiringan tanah dan untuk melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh.

2.2 Stabilitas Lereng Jalan

Penelitian tentang stabilitas lereng yang berada di pinggir jalan sudah banyak dilakukan, sebagian dari penelitian tersebut bisa dilihat sebagai berikut ini.

Gazali A. (2017) melakukan penelitian ini karena tanah longsor merupakan salah satu bencana alam yang sangat sering terjadi pada musim hujan. Penelitian ini dilakukan pada jalan di sekitar pasar Amuntai (Jl. Abdul Azis Karias) yang selalu dilalui banyak kendaraan, setelah diobservasi, lereng yang berada pada lokasi ini secara berangsur-angsur mengalami kelongsoran. Penelitian ini bertujuan untuk mendapatkan rancangan konstruksi yang aman guna mengatasi kelongsoran yang akan terjadi, perencanaan ini dimulai dengan mengumpulkan data di lapangan lalu dilakukan pengolahan data baik di lapangan maupun di laboratorium, kemudian dilakukan analisis stabilitas lereng dengan metode *Alan.W.Bishop*, metode Rankine dipilih untuk menentukan tekanan tanah aktif dan pasif dan metode Broms untuk menentukan gaya lateral tiang pancang. Hasil analisa menunjukkan lereng mengalami keruntuhan, dan hasil perencanaan konstruksi berupa turap baja berbentuk kotak jenis FSP VIL (Profil A dan B), dengan panjang total 22 meter dari permukaan tanah dengan lebar 50 cm, untuk menahan gaya, jangkar sepanjang 17 meter dengan diameter jangkar sebesar 3 cm didukung oleh tiang pancang baja profil A dan B yaitu FSP VIL dengan kedalaman pemancangan 17 meter, dan untuk menahan gaya lateral pada turap baja didesain juga dimensi gording CNP-26.

Pratama dkk. (2014) melakukan penelitian tentang stabilitas tanah dan penanggulannya pada ruas jalan alternatif Tawangmangu-Plaosan STA 3+150 – STA 3+200, Karanganyar, para peneliti mendapati kondisi bentang alam pada lokasi tersebut cukup curam ditambah dengan kondisi tanah yang kurang stabil yang bisa berpotensi longsor, berdasarkan hasil

uji lapangan didapati jenis tanah yang ada pada lokasi tersebut adalah lanau-kerikil, lanau-pasir, dan batu, kemudian lereng tersebut dianalisa menggunakan metode *Fellenius* dan dengan program Plaxis V 8.2, berdasarkan hasil analisa dengan metode *Fellenius* faktor keamanan didapat sebesar 1,4701 dan dengan program Plaxis faktor keamanan didapat sebesar 1,3476, nilai-nilai ini masih kurang dari syarat kestabilan lereng yaitu sebesar 1,5, sehingga lereng masih dikategorikan tidak stabil, lalu para peneliti merencanakan perkuatan menggunakan bored piles, *bored piles* diletakkan pada elevasi +1191,50 dengan diameter 0,8 meter dan berjarak 16 meter dari As jalan, hasil analisis penambahan perkuatan menggunakan *bored piles* menunjukkan peningkatan nilai faktor keamanan lereng menjadi 1,6383.

Permana G. W. (2016) melakukan penelitian ini karena hujan deras yang mengguyur sebagian besar wilayah Taman Nasional Bukit Barisan Selatan (TNBBS) Lampung telah mengakibatkan lereng yang berada ditepi ruas jalan Liwa – Simpang Gunung Kemala STA.263+650 mengalami kelongsoran dan mengikis sebagian bahu jalan, maka dari itu dibutuhkan analisis stabilitas lereng untuk mengetahui faktor keamanan lereng yang dapat memodelkan lereng sesuai dengan kondisi asli di lapangan agar dapat dicapai kondisi pendekatan dalam hasil analisis dan memudahkan dalam memodelkan penanganannya, maka peneliti menggunakan rumus manual dan program Plaxis untuk mencapai tujuan tersebut, dalam analisis ini peneliti memasukkan parameter tanah yaitu kohesi, sudut geser dalam tanah, sudut kemiringan lereng, dan berat volume tanah, untuk analisis dengan metode elemen hingga Plaxis peneliti juga memasukkan data modulus elastis, koefisien permeabilitas dan *poisson ratio*, lalu untuk menentukan angka aman divariasikan dengan 3 kondisi muka air tanah pada lereng yaitu kondisi tanah tak jenuh, kondisi tanah jenuh sebagian dan kondisi tanah jenuh penuh, dari hasil analisis menunjukkan bahwa parameter tanah mempengaruhi kestabilan lereng, kondisi lereng dengan

kondisi jenuh sebagian memiliki stabilitas paling kecil dibandingkan dengan kondisi lainnya, kondisi lereng sebelum penanganan didapat nilai deformasi = 885×10^{-3} m, *active pore pressure* = -168,89 m, tegangan efektif tanah = $-535,76 \text{ kN/m}^2$, faktor aman = 0,2847, lalu pada kondisi setelah penanganan didapatkan nilai deformasi = 818×10^{-3} m, *active pore pressure* = -132,36 m, tegangan efektif tanah = $-209,77 \text{ kN/m}^2$, faktor keamanan = 1,3548.

2.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Penelitian tentang stabilitas dinding penahan tanah sudah banyak dilakukan, sebagian dari penelitian tersebut bisa dilihat sebagai berikut ini.

Hakam, A. dan Mulya, R. P. (2011) melakukan penelitian ini karena hujan deras yang terjadi pada tanggal 30 Maret 2010 mengakibatkan dinding penahan tanah kantilever pada ruas jalan Silaing, Padang – Bukittinggi Km 64+500 mengalami guling, selain itu gempa yang sering terjadi di daerah tersebut menyebabkan tanah di belakang dinding penahan tanah kehilangan daya dukungnya, dalam penelitian ini nilai faktor keamanan yang ditinjau adalah faktor keamanan terhadap guling, faktor keamanan terhadap geser dan faktor keamanan terhadap daya dukung, tujuan penelitian ini adalah untuk menganalisa stabilitas dinding kantilever dan untuk mengetahui penyebab ketidakstabilan dinding kantilever tersebut dan mendesain dimensi baru yang aman terhadap beban statis dan dinamis, hasil dari penelitian ini menunjukkan bahwa dinding kantilever yang saat ini terpasang tidak memenuhi syarat, nilai stabilitas yang didapat dari dinding kantilever yang mempunyai tinggi 8,5 meter dan lebar alas 3 meter tersebut yaitu sebesar F_s guling = 1,577, F_s geser = 1,384, F_s daya dukung tidak dicari karena nilai e lebih kecil dari $B/6$, setelah dimensi diperbesar dengan tinggi 9,5 meter dan lebar alas 5 meter, dinding

kantilever tersebut dinyatakan aman dengan nilai faktor keamanan sebesar F_s guling = 3,547, F_s geser = 2,559, dan F_s daya dukung = 15,094.

Nur, O. F, dan Hakam, A. (2010) melakukan penelitian yang mengambil fokus utama pada pengaruh beban gempa pada dinding penahan tanah, gempa merupakan salah satu bencana alam yang sudah dikenal banyak orang, gempa terjadi sebagai akibat pelepasan energi yang terakumulasi sebelumnya untuk jangka waktu tertentu, kerusakan struktur tanah sebagai akibat langsung dari beban gempa adalah seperti menurunnya daya dukung tanah dibawah pondasi, keruntuhan dinding penahan tanah dan keruntuhan pada abutmen jembatan, oleh karena itu struktur perlu direncanakan dan dianalisis terhadap gempa yang mungkin akan terjadi di masa yang akan datang, tujuan dalam penelitian ini adalah untuk mempelajari stabilitas dinamis dari dinding penahan tanah dengan menggunakan analisa numerik, dinding penahan tanah dapat dikatakan stabil jika angka aman yang diperoleh diatas batas yang disyaratkan, setelah itu dilanjutkan dengan simulasi menggunakan program *Plaxis*, dari simulasi ini diperoleh grafik perpindahan terhadap waktu, kecepatan terhadap waktu dan percepatan terhadap waktu, kemudian perhitungan dilanjutkan dengan menganalisa stabilitas dinamis dinding penahan tanah dengan dua variasi sudut keruntuhan, yaitu $\alpha = 45 + \varphi/2$ dan $\alpha = \varphi$, lalu analisa dilanjutkan menggunakan metode mononobe okabe untuk mengetahui stabilitas dinamis dinding penahan tanah, dari hasil analisis stabilitas statis didapatkan struktur dinding penahan tanah akan stabil terhadap guling, geser dan keruntuhan, stabilitas dinamis dengan sudut $\alpha = 45 + \varphi/2$ didapatkan hasil struktur akan stabil sedangkan stabilitas dinamis dengan sudut $\alpha = \varphi$ dinding penahan akan mengalami guling.

Jufri, A. (2010) melakukan penelitian ini agar dinding penahan tanah yang akan dibangun dapat menjaga infrastruktur tetap aman terhadap gaya guling, geser, dan keruntuhan dalam waktu yang lama dan mampu bertahan terhadap daya gerusan air pada bagian bawah dinding penahan

tanah, pengambilan data dilakukan secara manual dengan mencari kohesi, sudut geser dalam, dan berat volume tanah dilapangan, lalu dinding penahan tanah dihitung dengan cara manual yang sesuai dengan prinsip – prinsip dasar perhitungan dinding penahan tanah yang diharapkan menghasilkan keluaran dimensi dinding penahan tanah yang dapat dipakai dalam pelaksanaan di lapangan, hasil dari analisa stabilitas dinding penahan tanah kombinasi beton bertulang dan pasangan batu terhadap guling didapat hasil $2,40878 > 1,5$ (Aman) dan untuk stabilitas geser didapatkan hasil $1,61304 > 1,5$ (Aman), lalu analisa stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah yang terjadi didapatkan hasil $3,706203 > 2$ (OK).

2.4 Stabilitas Lereng

Sebuah lereng dikatakan stabil apabila lereng tersebut tidak mengalami kelongsoran. Faktor-faktor yang menyebabkan ketidakstabilan lereng secara umum dapat diklasifikasikan sebagai berikut ini.

1. Faktor-faktor yang menyebabkan naiknya tegangan yaitu naiknya berat unit tanah karena pembasahan, adanya tambahan beban eksternal, bertambahnya kecuraman lereng karena erosi alami atau penggalian dan bekerjanya beban guncangan
2. Faktor-faktor yang menyebabkan turunnya kekuatan meliputi penyerapan air, kenaikan tekanan air pori, beban guncangan atau beban berulang, pengaruh pembekuan dan pencairan, hilangnya sementasi material, proses pelapukan dan regangan berlebihan pada lempung sensitif.

2.5 Longsor

Tanah longsor adalah perpindahan material pembentuk lereng berupa batuan, bahan rombakan, tanah, atau material campuran tersebut, bergerak kebawah atau keluar lereng. Proses terjadinya tanah longsor

diawali oleh air yang meresap ke dalam tanah akan menambah bobot tanah. Jika air tersebut menembus sampai ke tanah kedap air yang berperan sebagai bidang gelincir, maka tanah menjadi licin dan tanah pelapukan di atasnya akan bergerak mengikuti lereng dan keluar lereng.

2.6 Perbedaan Dengan Penelitian Terdahulu

Perbedaan penelitian yang dilakukan oleh penulis dengan penelitian yang sebelumnya pernah dilakukan adalah lokasi pada penelitian ini diambil pada daerah Kab. Kulon Progo tepatnya lereng yang berada pada Jln. Nanggulan – Girimulyo, sampel tanah diambil secara manual dengan metode pengambilan sampel *undisturbed* dan pengukuran topografi lereng menggunakan alat teodolit, sampel dibawa dan diteliti pada laboratorium, lalu setelah diketahui jenis tanah pada lereng analisis dilanjutkan dengan menggunakan program Plaxis dengan berbagai kondisi termasuk penambahan beban gempa dan pengaruh muka air tanah terhadap lereng tersebut dan dilanjutkan dengan menghitung dimensi dinding penahan tanah yang mampu menahan lereng dari berbagai pengaruh.

Untuk mencapai hasil penelitian yang lebih baik maka perlu dilakukan tinjauan pustaka yang mengacu pada penelitian-penelitian sejenis mengenai analisis stabilitas lereng. Berikut adalah rekapitulasi penelitian yang dijadikan referensi oleh penulis, penelitian - penelitian tersebut antara lain bisa dilihat pada Tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2.1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu

Judul Penelitian	Tujuan	Metode	Hasil yang diperoleh
<p>Analisis Stabilitas Lereng dan Penanggulangan Kelongsoran Lereng pada Ruas Jalan Abdul Azis Karias (Pasar Amuntai), Kab. Hulu Sungai Utara Oleh Gazali, A.</p>	<p>Untuk mendapatkan konstruksi turap baja yang aman dan dapat menahan kelongsoran sehingga rancangan konstruksi tersebut mampu menanggulangi kelongsoran berdasarkan data tanah setempat</p>	<p>Penelitian ini menggunakan metode <i>Alan. W. Bishop</i> untuk analisis stabilitas lereng, metode <i>Rankine</i> untuk tekanan tanah akti dan pasif, metode <i>Broms</i> untuk gaya lateral tiang pancang</p>	<p>Hasil analisa menunjukkan lereng mengalami keruntuhan, dan hasil perencanaan konstruksi berupa turap baja berbentuk kotak jenis FSP VIL (Profil A dan B), dengan panjang total 22 meter dari permukaan tanah dengan lebar 50 cm, untuk menahan gaya, jangkar sepanjang 17 meter dengan diameter jangkar sebesar 3 cm didukung oleh tiang pancang baja profil A dan B yaitu FSP VIL dengan kedalaman pemancangan 17 meter, dan untuk menahan gaya lateral pada turap baja didesain juga dimensi gording CNP-26.</p>
<p>Analisis Stabilitas Lereng dan Alternatif Penanganannya (Studi Kasus Longsoran Jalan Alternatif Tawangmangu STA 3+150 – STA 3+200, Karanganyar) Oleh Pratama dkk.</p>	<p>Untuk menanggulangi potensi longsor yang bisa terjadi di masa yang akan datang.</p>	<p>Metode yang dipakai adalah metode <i>Fellenius</i> dan program <i>Plaxis V 8.2</i></p>	<p>Hasil analisa dengan metode <i>Fellenius</i> faktor keamanan didapat sebesar 1,4701 dan dengan program <i>Plaxis</i> faktor keamanan didapat sebesar 1,3476, nilai-nilai ini masih kurang dari syarat kestabilan lereng yaitu sebesar 1,5, sehingga lereng masih dikategorikan tidak stabil, lalu para peneliti merencanakan perkuatan menggunakan bored piles, <i>bored piles</i> diletakkan pada elevasi +1191,50 dengan diameter 0,8 meter dan berjarak 16 meter dari As jalan, hasil analisis penambahan perkuatan menggunakan <i>bored piles</i> menunjukkan peningkatan nilai faktor keamanan lereng menjadi 1,6383.</p>

Tabel 2.1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu

Judul Penelitian	Tujuan	Metode	Hasil yang diperoleh
Analisis Stabilitas Lereng dan Penanganan Longsoran Menggunakan Metode Elemen Hingga <i>Plaxis V 8.2</i> (Studi Kasus : Ruas Jalan Liwa – Simpang Gunung Kemala STA.263+650) Oleh Permana G. W.	Mengevaluasi nilai faktor aman pada lokasi penelitian berdasarkan analisis menggunakan <i>Plaxis V. 8.2</i> .	Metode elemen hingga <i>Plaxis V 8.2</i>	Hasil analisis menunjukkan bahwa parameter tanah mempengaruhi kestabilan lereng, kondisi lereng dengan kondisi jenuh sebagian memiliki stabilitas paling kecil dibandingkan dengan kondisi lainnya, kondisi lereng sebelum penanganan didapat nilai deformasi = 885×10^{-3} m, <i>active pore pressure</i> = -168,89 m, tegangan efektif tanah = -535,76 kN/m ² , faktor aman = 0,2847, lalu pada kondisi setelah penanganan didapatkan nilai deformasi = 818×10^{-3} m, <i>active pore pressure</i> = -132,36 m, tegangan efektif tanah = -209,77 kN/m ² , faktor keamanan = 1,3548.
Studi Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Ruas Jalan Silaing Padang – Bukittinggi Km 64+500 Oleh Hakam, A. dan Mulya, R. P.	Untuk menganalisa stabilitas dinding kantilever dan untuk mengetahui penyebab ketidakstabilan dinding kantilever tersebut dan mendesain dimensi baru yang aman terhadap beban statis dan dinamis	Analisis diawali dengan pengambilan data sesuai kondisi lapangan yang dilanjutkan dengan menghitung dimensi dinding kantilever	Hasil dari penelitian ini menunjukkan bahwa dinding kantilever yang saat ini terpasang tidak memenuhi syarat, nilai stabilitas yang didapat dari dinding kantilever yang mempunyai tinggi 8,5 meter dan lebar alas 3 meter tersebut yaitu sebesar F_s guling = 1,577, F_s geser = 1,384, F_s daya dukung tidak dicari karena nilai e lebih kecil dari $B/6$, setelah dimensi diperbesar dengan tinggi 9,5 meter dan lebar alas 5 meter, dinding kantilever tersebut dinyatakan aman dengan nilai faktor keamanan sebesar F_s guling = 3,547, F_s geser = 2,559, dan F_s daya dukung = 15,094.

Tabel 2.1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu

Judul Penelitian	Tujuan	Metode	Hasil yang diperoleh
Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah (<i>Retaining Wall</i>) Akibat Beban Dinamis Dengan Simulasi Numerik Oleh Nur, O. F, dan Hakam, A.	tujuan dalam penelitian ini adalah untuk mempelajari stabilitas dinamis dari dinding penahan tanah dengan menggunakan analisa numerik, dinding penahan tanah dapat dikatakan stabil jika angka aman yang diperoleh diatas batas yang disyaratkan	Metode Simulasi Numerik dan Metode <i>Mononobe-Okabe</i>	Hasil perhitungan dengan sudut kemiringan $\alpha = 45 + \phi/2$ didapatkan angka keamanan untuk guling 3,77, untuk geser dan daya dukung masing masing 2,33 dan 6,22, kemudian dilanjutkan dengan sudut kemiringan $\alpha = \phi$ angka keamanan untuk guling didapat 0,9, dan angka keamanan untuk geser dan daya dukung masing masing adalah 1,59 dan 4,98. Dari hasil perhitungan stabilitas dinamis dengan sudut keruntuhan $\alpha = 45 + \phi/2$ struktur dinding akan stabil sedangkan dari hasil perhitungan dengan sudut $\alpha = \phi$ struktur dinding akan mengalami guling, setelah menambahkan beban gempa struktur dinding akan mengalami guling dan geser
Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Pada Kegiatan Pembangunan Turap Louhan RT. 33 & 16 Kel. Tanjung Laut Indah Kota Bontang Oleh Jufri, A.	Merencanakan dinding penahan tanah yang tahan terhadap guling, geser dan keruntuhan pada pembangunan dinding, menganalisa stabilitas daya dukung tanah	Menentukan lokasi, mengumpulkan data primer dan sekunder, pembuatan stratifikasi tanah, merencanakan dinding penahan tanah	Hasil dari analisa stabilitas dinding penahan tanah kombinasi beton bertulang dan pasangan batu terhadap guling didapat hasil $2,40878 > 1,5$ (Aman) dan untuk stabilitas geser didapatkan hasil $1,61304 > 1,5$ (Aman), lalu analisa stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah yang terjadi didapatkan hasil $3,706203 > 2$ (OK).

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Pada permukaan tanah yang tidak horizontal atau miring, komponen gravitasi cenderung untuk menggerakkan tanah ke bawah. Jika komponen gravitasi sedemikian besar sehingga perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsornya terlampaui, maka akan terjadi kelongsoran lereng. Permukaan lereng yang curam dari tanah tidak akan stabil untuk waktu yang panjang. Untuk menjaga suatu permukaan yang vertikal diperlukan konstruksi penahan. Konstruksi penahan yang umum dipakai adalah dinding penahan tanah.

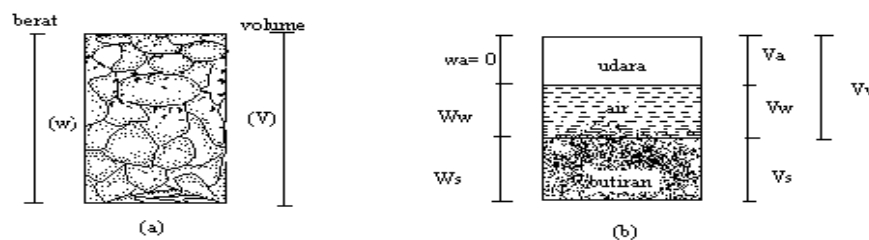
3.2 Tanah

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel-partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi, maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut tanah residual dan apabila tanah berpindah tempatnya, disebut tanah terangkut.

Istilah pasir, lempung, lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Akan tetapi, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah khusus. Sebagai contoh, lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedang pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis. Kebanyakan jenis tanah terdiri dari banyak campuran, atau lebih dari satu macam partikel. Tanah lempung belum tentu terdiri dari partikel lempung saja, akan tetapi dapat bercampur dengan butiran-butiran ukuran lanau maupun pasir, dan mungkin terdapat campuran bahan organik. Ukuran partikel tanah dapat bervariasi dari lebih besar 100 mm sampai dengan lebih kecil dari 0,001 mm. Untuk menerangkan tentang tanah berdasarkan ukuran-ukuran partikelnya, beberapa organisasi telah mengembangkan batasan-batasan ukuran jenis tanah yang telah dikembangkan MIT (*Massachusetts Institute of Technology*), USDA (*U.S. Department of Agriculture*), AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) dan oleh *U.S. Army Corps of Engineers* dan *U.S. Bureau of Reclamation* yang kemudian menghasilkan apa yang disebut sebagai USCS (*Unified Soil Classification System*).

3.2.1 Berat Volume Tanah dan Hubungan-Hubungannya

Dalam tanah yang jenuh juga terdapat dua bagian yaitu bagian padat atau butiran dan air pori. Dalam keadaan tidak jenuh, tanah terdiri dari tiga bagian yaitu bagian dalam (butiran), pori-pori udara dan air pori. Diagram fase tanah dapat dilihat pada Gambar 3.1 dibawah ini.



Gambar 3.1 Diagram fase tanah

(Sumber Hardiyatmo, H.C. 2006)

Dari memperhatikan gambar tersebut dapat dibentuk beberapa persamaan, persamaan tersebut dapat dilihat pada Persamaan 3.1 , 3.2 , 3.3 dibawah ini.

$$1. \quad W = W_s + W_w \quad (3.1)$$

$$2. \quad V = V_s + V_w + V_a \quad (3.2)$$

$$3. \quad V_v = V_w + V_a \quad (3.3)$$

Dengan:

W_s = Berat butiran padat

W_w = Berat air

V_s = Volume butiran padat

V_w = Volume air

V_a = Volume udara

V_v = Volume rongga

V = Volume total

Hubungan–hubungan volume yang sering digunakan dalam mekanika tanah adalah kadar air (w), angka pori (e), porositas (n) dan derajat kejenuhan (s).

Kadar air (w), adalah perbandingan antara berat air (W_w), dengan berat butiran padat (W_s) dalam tanah tersebut, nyatakan dalam persen, persamaan kadar air dapat dilihat pada Persamaan 3.4.

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

Porositas (n), adalah perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume total (V). Nilai n dapat dinyatakan dalam persen atau decimal, persamaan porositas dapat dilihat pada Persamaan 3.5.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (3.5)$$

Angka pori (e), didefinisikan sebagai perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume butiran (V_s), Biasanya juga dinyatakan dengan desimal, persamaan angka pori dapat dilihat pada Persamaan 3.6.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.6)$$

Berat volume lembab atau basah, adalah perbandingan antara berat butiran tanah termasuk air dan udara (W), dengan volume total tanah (V), persamaan berat volume tanah basah dapat dilihat pada Persamaan 3.7.

$$\gamma_b = \frac{W}{V} \quad (3.7)$$

Dengan $W = W_w + W_s + W_a$ ($W_a = 0$), bila ruang udara terisi oleh air seluruhnya ($V_a = 0$), maka tanah menjadi jenuh, persamaan berat volume tanah kering dapat dilihat pada Persamaan 3.8.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (3.8)$$

Berat volume butiran padat, adalah perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume butiran padat (V_s), persamaan berat volume tanah jenuh dapat dilihat pada Persamaan 3.9.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (3.9)$$

Berat spesifik atau berat jenis (*specific gravity*) tanah (G_s), adalah perbandingan antara berat volume butiran padat, dengan berat volume air,

pada temperature 4°C, persamaan specific gravity dapat dilihat pada Persamaan 3.10.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.10)$$

G_s tidak berdimensi. Berat jenis dari berbagai jenis tanah berkisara antara 2,65 sampai 2,75. Nilai berat jenis $G_s = 2,67$ biasanya digunakan untuk tanah –tanah tidak berkohesif. Sedang untuk tanah kohesif tak organic berkisar antara 2,68 sampai 2,72.

Hubungan antara angka pori dengan porositas dapat dilihat pada Persamaan 3.11.

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{atau} \quad n = \frac{e}{1+e} \quad (3.11)$$

3.2.2 Klasifikasi Tanah

(Hardiyatmo, H.C 2006) Umumnya, penentuan sifat-sifat tanah banyak dijumpai dalam masalah teknis yang berhubungan dengan tanah. Hasil penyelidikan sifat-sifat ini kemudian dapat digunakan untuk mengevaluasi masalah-masalah tertentu seperti berikut ini.

1. Penentuan penurunan bangunan, yaitu dengan menentukan kompresibilitas tanah. Dari sini , selanjutnya digunakan dalam persamaan penurunan berdasarkan pada teori konsolidasi, misalnya teori Terzaghi.
2. Penentuan kecepatan air yang mengalir lewat benda uji guna menghitung koefisien permeabilitas, dari sini kemudian dihubungkan dengan hukum Darcy dan jaring arus (*flow net*), untuk menentukan debit aliran yang lewat pada struktur tanah.

3. Untuk mengevaluasi stabilitas tanah yang miring, yaitu dengan menentukan kuat geser tanah, dari sini kemudian disubstitusikan dalam rumus statika (Stabilitas lereng).

Dalam banyak masalah teknis (semacam perencanaan perkerasan jalan, bendungan dalam urugan, dan lain-lainnya), pemilihan tanah-tanah ke dalam kelompok ataupun subkelompok yang menunjukkan sifat atau kelakuan yang sama akan sangat membantu. Pemilihan ini disebut klasifikasi. Klasifikasi tanah sangat membantu perancang dalam memberikan pengarahannya melalui cara empiris yang tersedia dari hasil pengalaman yang telah lalu. Tetapi, perancang harus berhati-hati dalam penerapannya, karena penyesuaian stabilitas, kompresi (penurunan), aliran air yang didasarkan pada klasifikasi tanah sering menimbulkan kesalahan yang berarti (Lambe, 1979).

Kebanyakan klasifikasi tanah menggunakan indeks tipe pengujian yang sangat sederhana untuk memperoleh karakteristik tanah. Karakteristik tersebut digunakan untuk menentukan kelompok klasifikasi. Umumnya klasifikasi tanah didasarkan atas ukuran partikel yang diperoleh dari analisis saringan dan uji sedimentasi kemudian juga plastisitas. Terdapat dua sistem klasifikasi yang sering digunakan, yaitu *Unified Soil Classification System* dan *AASHTO (American Association Of State Highway And Transportation Officials)*. Sistem-sistem ini menggunakan sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran, batas air cair dan indeks plastisitas. Klasifikasi tanah dari Sistem Unified mula pertama diusulkan oleh Casagrande (1942), kemudian direvisi oleh sekelompok teknisi dari USBR (*United State Bureau of Reclamation*). Dalam bentuk yang sekarang, sistem ini banyak digunakan oleh berbagai organisasi konsultan geoteknik.

3.2.2.1 Sistem Klasifikasi Unified

Pada sistem unified, tanah diklasifikasikan kedalam tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir), jika kurang dari 50 % lolos saringan nomor 200, dan sebagai tanah berbutir halus (lanau/lempung), jika lebih dari 50% lolos saringan nomor 200. Selanjutnya , tanah diklasifikasikan dalam sejumlah kelompok dan sub kelompok yang dapat dilihat dalam Tabel 3.1. Simbol-simbol yang dapat digunakan tersebut adalah sebagai berikut ini.

<i>G</i>	=	Kerikil (<i>gravel</i>)
<i>S</i>	=	Pasir (<i>Sand</i>)
<i>C</i>	=	Lempung (<i>Clay</i>)
<i>M</i>	=	Lanau (<i>Silt</i>)
<i>O</i>	=	Lanau atau lempung organik (<i>Organik Silt Or Clay</i>)
<i>Pt</i>	=	Tanah gambut dan tanah organic tinggi (<i>Peat And Highly Organiks Soil</i>)
<i>W</i>	=	Gradasi baik (<i>Well-Graded</i>)
<i>P</i>	=	Gradasi buruk (<i>Poorly-Graded</i>)
<i>H</i>	=	Plastisitas tinggi (<i>High-Plasticity</i>)
<i>L</i>	=	Plastisitas rendah (<i>Low-Plastisitas</i>)

Untuk lebih jelasnya uraian di atas, di bawah ini disajikan secara lengkap uraian dalam bentuk tabel yakni Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah Unified

(Hardiyatmo, H.C 2006)

Klasifikasi umum		Simbol klasifikasi	Nama jenis	Kriteria klasifikasi				
Tanah berbutir kasar, lebih dari 50% tertahan pada ayakan 75 μ	50% atau lebih bagian kasar dari butiran kasar tertahan pada ayakan 4,76 mm	Kerikil berair	GW	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus	$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 4 $U_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1-3			
			GP	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus				
		Kerikil berbutir halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil, pasir dan lanau	Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < dari 4	Bila batas Atterberg berada pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan penggolongan		
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil, pasir dan lempung	Batas Atterberg terletak di atas garis A dan Index Plastisitas > dari 7			
	50% atau lebih pasir kasar dari butiran kasar lolos melalui ayakan 4,76 mm	Pasir berair	SW	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran-halus	$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 6 $U_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1-3			
			SP	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran-halus		Tidak sesuai dengan kriteria SW		
		Pasir berbutir halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau	Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < dari 4	Bila batas Atterberg berada pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan klasifikasi		
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir dan lempung	Batas Atterberg terletak di atas garis A atau Index Plastisitas > dari 7			
			Tanah berbutir halus lebih dari 50% lolos ayakan 75 μ	Lanau dan lempung LL \leq 50	ML		Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu padas, pasir halus berlanau atau berlempung	
					CL		Lempung inorganik dengan plastisitas rendah atau sedang, lempung dari kerikil Lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskoelastisitas rendah	
Lanau dan lempung LL > 50	OL	Lanau organik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau organik						
	MH	Lanau inorganik, pasir halus atau lanau dari miksa atau ganggang (diatomae), lanau elastis						
	CH	Lempung inorganik dengan plastisitas tinggi, lempung dengan viskoelastisitas tinggi						
	OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi						
Tanah dengan kadar organik tinggi	PT	Gambut, lumpur hitam dan tanah berkadar Organik tinggi lainnya	Dapat dibedakan dengan mata dan tangan ASTM lihat D 2488-66T.					

Klasifikasi berdasarkan pada persentase butiran halus
 50% atau kurang : GW, GP, SW, SP
 Lebih dari 50% : GM, GC, SM, SC
 5% s.d 12% : Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol ganda.

3.3 Lereng

Menurut Subagja dan Surahman (2005), lereng merupakan suatu permukaan tanah yang memiliki perbedaan elevasi cukup besar pada kedua titik yang berjarak relatif kecil sehingga membentuk sudut tertentu terhadap bidang horizontal dan tidak dilindungi.

Kondisi lereng yang sangat curam rentan terjadi kelongsoran, kelongsoran terjadi jika perlawanan yang dapat dikerahkan oleh tanah tidak mampu menahan gaya yang menggerakkan (Hardiyatmo, 2002).

Menurut Cruden dan Varnes (1996), karakteristik kegagalan lereng dapat dibagi menjadi lima macam seperti berikut ini.

a. Jatuhan (*falls*)

Jatuhan adalah gerakan jatuh material pembentuk lereng (tanah atau batuan) di udara dengan tanpa adanya interaksi antara bagian-bagian material yang longsor. Jatuhan pada tanah biasanya terjadi bila material mudah tererosi terletak di atas tanah yang lebih tahan erosi, contohnya jika lapisan pasir bersih atau lanau berada di atas lapisan lempung *overconsolidated*.

b. Robohan (*topples*)

Robohan adalah gerakan material roboh dan biasanya terjadi pada lereng batuan yang sangat terjal sampai tegak yang mempunyai bidang-bidang ketidakterusan yang relatif vertikal tipe gerakan hampir sama dengan jatuhnya hanya gerakan batuan longsor adalah menggulingkan hingga roboh, yaitu berakibat batuan lepas dari permukaan lereng.

c. Longsoran (*slide*)

Longsoran adalah gerakan material pembentuk lereng yang diakibatkan oleh terjadinya kegagalan geser, di sepanjang satu atau lebih bidang longsor. Massa tanah yang bergerak bisa menyatu terpecah-pecah.

d. Sebaran (*spreads*)

Sebaran termasuk lonsoran translasional juga disebut sebaran lateral (*lateral spreading*), adalah kombinasi dari meluasnya massa tanah dan turunannya massa batuan terpecah-pecah kedalam material lunak bawahnya. Permukaan bidang longsor tidak berada di lokasi terjadinya geseran terkuat. Sebaran dapat terjadi akibat *liquefaction* tanah granuler atau keruntuhan tanah kohesif lunak di dalam lereng.

e. Aliran (*flows*)

Aliran adalah gerakan hancuran material ke bawah lereng dan mengalir seperti cairan kental. Aliran sering terjadi dalam geser relatif sempit. Material yang terbawa oleh aliran dapat terdiri dari berbagai macam partikel tanah (termasuk batu-batu besar), kayu-kayuan, ranting.

3.3.1 Penyebab Kelongsoran Lereng

Berikut ini faktor-faktor penyebab lereng rawan longsor meliputi faktor internal maupun faktor eksternal (Terzaghi, 1950).

1. Gempa dan getaran

Banyak kejadian longsor terjadi akibat gempa bumi. Gempa bumi merupakan getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Getaran atau guncangan yang terjadi ini dapat mempengaruhi kestabilan pada lereng, dan bisa menyebabkan kelongsoran.

2. Cuaca atau iklim

Curah hujan sebagai salah satu komponen iklim, akan mempengaruhi kadar air dan kejenuhan air. Pada beberapa kasus longsor, air hujan seringkali menjadi pemicu terjadinya longsor. Hujan dapat meningkatkan kadar air dalam tanah dan lebih jauh akan menyebabkan kondisi fisik tubuh lereng berubah-ubah. Kenaikan kadar air tanah akan

memperlemah sifat fisik-mekanik tanah (mempengaruhi kondisi internal tubuh lereng) dan menurunkan faktor keamanan lereng.

3.4 Analisis Stabilitas Lereng

Pada permukaan tanah yang tidak datar atau mempunyai sudut kemiringan maka akan cenderung menggerakkan massa tanah ke arah permukaan yang lebih rendah. Analisis yang menjelaskan tentang kejadian tersebut dikenal dengan analisis stabilitas lereng. Analisis stabilitas lereng banyak digunakan dalam perencanaan konstruksi, seperti : timbunan untuk jalan raya, galian lereng untuk jalan raya serta konstruksi tubuh bendung. Maksud dari analisis ini adalah menentukan faktor keamanan (safety factor) dari bidang potensial longsor. Faktor keamanan didefinisikan sebagai perbandingan antara gaya yang menahan dengan gaya yang menggerakkan, persamaan faktor keamanan dapat dilihat pada Persamaan 3.13.

$$FK = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.13)$$

Dimana :

FK = Faktor Keamanan

τ = Tahanan geser tanah (Kuat geser yang tersedia)

τ_d = Tegangan geser tanah (Tegangan geser yang terjadi)

Stabilitas lereng (slope stability) sangat erat kaitannya dengan kelongsoran tanah. Kelongsoran tanah (landslides) merupakan proses perpindahan massa tanah secara alami dari tempat yang tinggi ke tempat yang rendah. Hal ini terjadi karena tanah kehilangan kesetimbangan daya dukungnya dan akan berhenti jika telah mencapai kesetimbangan baru. Analisis stabilitas lereng tidaklah mudah. Banyak faktor yang mempengaruhi dalam perhitungannya.

Analisis stabilitas lereng umumnya didasarkan pada konsep keseimbangan batas plastis (limit plastic equilibrium). Tujuan dari analisis stabilitas lereng adalah menentukan faktor keamanan dari bidang longsor potensial (Hardiyatmo,2006). Hardiyatmo menjelaskan dalam analisis stabilitas lereng, terdapat beberapa asumsi seperti berikut ini.

1. Kelongsoran lereng terjadi di sepanjang permukaan bidang longsor tertentu dan dapat dianggap sebagai masalah bidang 2 dimensi.
2. Massa tanah yang longsor dianggap sebagai benda massif.
3. Tahanan geser dari massa tanah, di sembarang titik sepanjang bidang longsor tidak tergantung dari orientasi permukaan longsor, atau dengan kata lain kuat geser tanah dianggap isotropis.
4. Faktor keamanan didefinisikan dengan memperhatikan tegangan geser rata-rata sepanjang bidang longsor potensial, dan kuat geser tanah rata-rata sepanjang permukaan longsor. Jadi, kuat geser tanah mungkin terlampaui di titik-titik tertentu pada bidang longsornya, padahal faktor keamanan hasil perhitungan lebih besar satu.

3.5 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah merupakan jenis struktur di bidang geoteknik yang berfungsi untuk menahan massa tanah dimana terdapat perbedaan kontur ataupun elevasi yang berbeda. Jenis struktur semacam ini biasa terbuat dari material kayu, batu, beton, ataupun baja. Adapun yang menggabungkan struktur penahan tanah dengan material *geosynthetic* untuk menaikkan stabilitas ataupun kekuatan tanah.

Berdasarkan klasifikasinya struktur penahan tanah pada umumnya dapat dibagi menjadi beberapa jenis yaitu sebagai berikut ini.

a. *Gravity wall*

Gravity wall adalah jenis struktur penahan tanah yang memanfaatkan berat sendiri struktur untuk menahan beban tanah dari kegagalan *bearing capacity*, *overturning*, maupun *sliding*

b. *Cantilever wall*

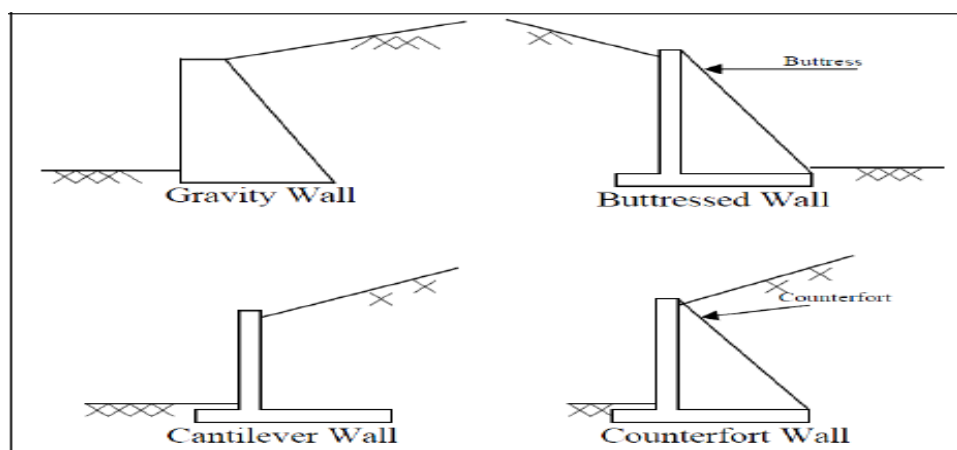
Cantilever wall adalah jenis struktur penahan tanah yang biasa terbuat dari material beton bertulang dan memiliki plat pada dasar struktur (*key base slab*)

c. *Counterford wall*

Counterford wall adalah jenis struktur penahan tanah yang memiliki siar penyangga pada bagian belakang struktur tersebut yang berfungsi untuk menyeimbangkan struktur akibat beban tanah

d. *Butressed Wall*

Butressed wall adalah jenis struktur penahan tanah yang memiliki prinsip kerja yang sama dengan *counterford wall* dimana terdapat siar penyangga namun di bagian depan struktur.

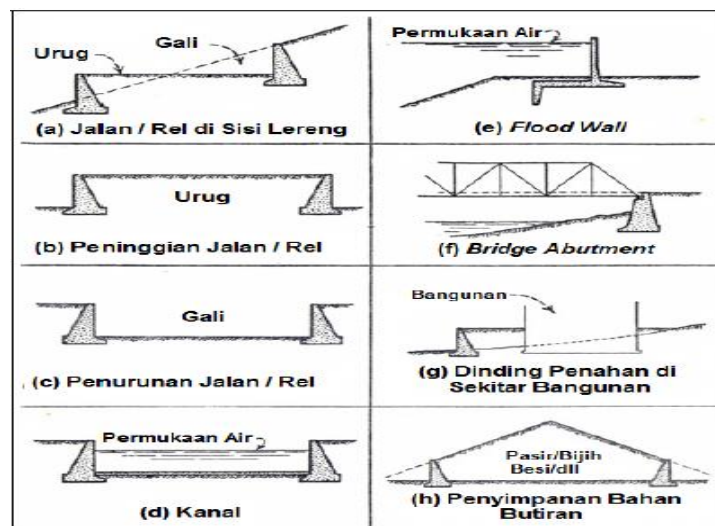


Gambar 3.2 Struktur Penahan Tanah

(Hungtinton, 1957)

Dinding penahan tanah pada dasarnya berfungsi untuk menahan tekanan tanah lateral yang dapat disebabkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Jenis struktur ini biasa banyak diaplikasikan pada dunia teknik sipil terutama untuk proyek-proyek seperti irigasi, pelabuhan, jalan raya, bendungan, dinding basement, pangkal jembatan, dan lain-lainnya. Berikut adalah detail aplikasi yang umum digunakan dengan struktur dinding penahan tanah :

- jalan raya atau jalan kereta api yang ditinggikan atau direndahkan sesuai dengan elevasi rencana,
- jalan raya atau jalan kereta api yang dibangun di daerah lereng,
- dinding penahan tanah sebagai batas pinggiran kanal,
- dinding penahan yang digunakan untuk menahan atau mengurai banjir akibat sungai yang disebut *flood walls*,
- dinding penahan tanah yang biasa digunakan pada struktur jembatan yang disebut abutment, dan
- dinding penahan sebagai tempat untuk menyimpan material-material tertentu.



Gambar 3.3 Aplikasi Struktur Penahan Tanah

(Huntington, 1957)

3.5.1 Tegangan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral merupakan gaya yang dikarenakan ada gerakan dorongan tanah terhadap struktur penahan tanah dalam arah horizontal atau lateral. Oleh sebab itu jenis struktur yang menerima gaya lateral harus didesign sesuai dengan ketentuan-ketentuan yang ada sehingga struktur tidak mengalami kegagalan.

Faktor-faktor yang mempengaruhi tegangan tanah lateral antara lain :

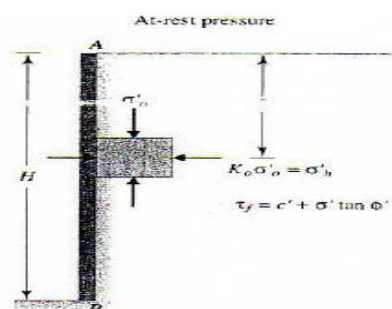
- besarnya nilai koefisien tegangan lateral dalam keadaan diam (K_0), aktif (K_a), dan pasif (K_p),
- besarnya nilai kohesi pada tanah, dan
- besarnya pembebanan yang mempengaruhi struktur.

3.5.2 Koefisien Tegangan Tanah Lateral

Sedangkan untuk koefisien tegangan tanah lateral dapat dibagi menjadi 3 jenis yaitu sebagai berikut ini.

- Koefisien tanah lateral dalam keadaan diam (K_0)

Koefisien tanah lateral dimana tanah dalam keadaan diam (at rest) sehingga tidak terjadi pergerakan pada struktur penahan tanah. Massa tanah berada dalam kondisi elastic equilibrium



Gambar 3.4 Tekanan Tanah Lateral At Rest

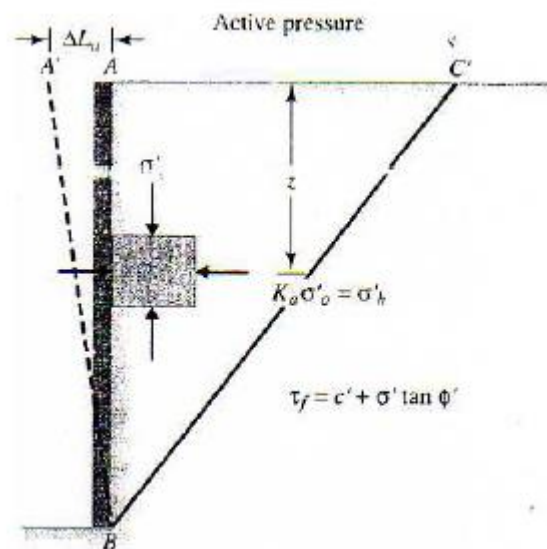
(Sumber: Das, 2002)

Pada Gambar 3.4 terlihat suatu massa tanah yang ditahan oleh struktur penahan tanah AB dengan tinggi H. Dinding penahan AB berada dalam keadaan diam, sedangkan untuk massa tanah dalam keadaan keseimbangan elastis (elastic equilibrium). Koefisien tekanan tanah lateral dalam keadaan diam dapat dituliskan berdasarkan hubungan empiris, persamaan koefisien tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Persamaan 3.14.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.14)$$

2. Koefisien tanah lateral dalam keadaan aktif (K_a)

Koefisien tanah lateral dimana tanah bergerak mendorong searah dengan pergerakan tanah. Massa tanah telah berada dalam kondisi plastic equilibrium.



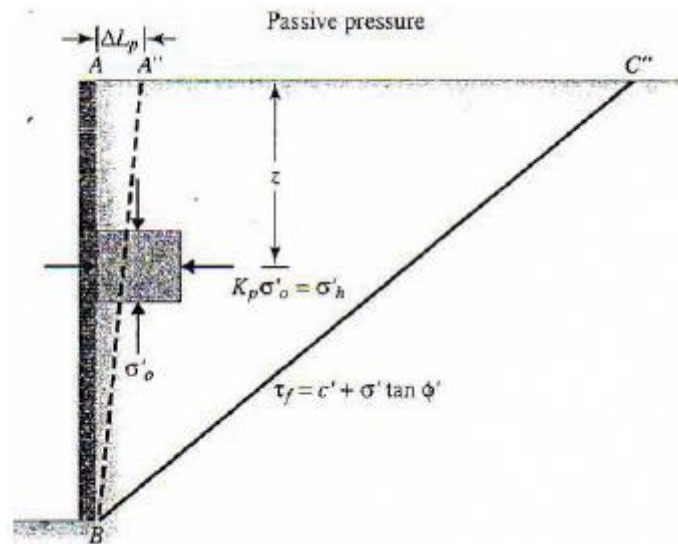
Gambar 3.5 Tekanan Tanah Lateral Aktif

(Sumber : Das, 2002)

3. Koefisien tanah lateral dalam keadaan pasif (K_p)

Koefisien tanah lateral dimana tanah bergerak mendorong berlawanan arah dengan pergerakan tanah. Massa tanah telah berada dalam kondisi *plastic equilibrium*.

Terdapat beberapa teori yang biasa digunakan untuk menganalisa besarnya tegangan lateral tanah diantaranya teori Rankine (1857) dan teori Coulomb (1776) dalam Hardiyatmo (2002). Perbedaan dari kedua teori ini berada pada prinsip-prinsip yang digunakan dalam analisa.



Gambar 3.6 Tekanan Tanah Lateral Pasif

(Sumber : Das, 2002)

3.5.3 Teori Besarnya Tegangan Tanah Lateral

Berikut ini adalah beberapa teori yang telah dikembangkan dan digunakan dalam menentukan besarnya nilai tegangan tanah lateral.

1. Teori Rankine

Menurut teori Rankine, beberapa anggapan yang digunakan dalam analisis tekanan tanah adalah sebagai berikut ;

- tanah adalah bahan yang isotropis, homogen, dan tak berkohesi sehingga friksi antara struktur dengan tanah diabaikan,
- tegangan lateral tanah hanya dibatasi pada dinding vertical 90^0 (rigid body),

- c. kegagalan yang terjadi merupakan *sliding wedge* yang diasumsikan sebagai kegagalan planar,
- d. tekanan tanah lateral bervariasi secara linear dengan kedalaman dan tekanan pada ketinggian $\frac{1}{3}$ dari dasar dinding, dan
- e. resultan gaya yang dihasilkan sejajar dengan permukaan backfill.

Teori dari Rankine tentang koefisien tekanan tanah aktif dan pasif pada permukaan tanah datar dapat ditulis dengan Persamaan 3.15, 3.16, 3.17, 3.18.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta'}{2} \right) \quad (3.15)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta'}{2} \right) \quad (3.16)$$

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot K_a - 2 c' \sqrt{K_a} \quad (3.17)$$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \quad (3.18)$$

dimana :

K_a : Koefisien tekanan tanah aktif

σ'_{ha} : Tegangan tanah lateral aktif

K_p : Koefisien tekanan tanah pasif

σ'_{hp} : Tegangan tanah lateral pasif

c' : Kohesi

σ'_v : Tegangan vertical efektif

φ' : Sudut geser dalam tanah

Sedangkan nilai koefisien tanah aktif (K_a) dan pasif (K_p) untuk permukaan backfill yang miring menggunakan Persamaan 3.19, 3.20, 3.21, 3.22.

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} \quad (3.19)$$

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

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot K_a - 2 c' \sqrt{K_a} \quad (3.21)$$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \quad (3.22)$$

Teori dari Mononobe – Okabe mengenai tekanan tanah lateral akibat gempa dapat dilihat pada Persamaan 3.27, 3.28, 3.29, 3.30, 3.31, 3.32, dan 3.33.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.27)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.28)$$

$$\theta = \tan^{-1}(kh / (1 - kv)) \quad (3.29)$$

$$kh = a_g / g \quad (3.30)$$

$$kv = a_g / g \quad (3.31)$$

$$P_{AE} = 0,5 \gamma H^2 (1 - kv) K_{AE} \quad (3.32)$$

$$P_{PE} = 0,5 \gamma H^2 (1 - kv) K_{PE} \quad (3.33)$$

Dimana :

φ : Sudut geser dalam tanah

β : Sudut kemiringan dinding

δ : Sudut geser dinding

i : Sudut kemiringan tanah

θ : Sudut inersia akibat gempa

kh : koefisien horizontal

kv : koefisien vertikal

a_g : percepatan permukaan maksimum akibat gempa

g : percepatan gravitasi bumi

P_{AE} : tekanan tanah aktif akibat gempa

P_{PE} : tekanan tanah pasif akibat gempa

H : tinggi dinding penahan tanah

γ : berat jenis tanah

3.5.4 Hitungan Stabilitas Dinding Penahan

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal sebagai berikut ini.

1. Stabilitas Terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh gesekan antara tanah dengan dasar pondasi dan tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan tanah terdapat tanah timbunan.

Faktor keamanan terhadap penggeseran (F_{gs}) didefinisikan dalam Persamaan 3.34.

$$F_{gs} = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph} \geq 1,5 \quad (3.34)$$

Untuk tanah $c - \phi$ ($\phi > 0$ dan $c > 0$) nilai ΣRh dapat dilihat pada Persamaan 3.35.

$$\Sigma Rh = cb \cdot B + W \tan \delta b \quad (3.35)$$

Dimana :

ΣRh = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

W = berat total dinding penahan tanah

δb = sudut gesek antara tanah dan dasar dinding penahan tanah

cb = adhesi antara tanah dengan dasar dinding penahan tanah

B = lebar dasar dinding penahan tanah

ΣPh = jumlah gaya gaya horizontal

Faktor aman terhadap penggeseran dasar pondasi (F_{gs}) minimum diambil 1,5.

2. Stabilitas Terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat beban sendiri dinding penahan tanah.

Faktor aman akibat terhadap penggulingan (Fgl) didefinisikan dalam Persamaan 3.36.

$$Fgl = \frac{\Sigma MR}{\Sigma Mo} \quad (3.36)$$

Dimana :

Fgl = faktor aman terhadap penggulingan

ΣM_R = momen yang melawan penggulingan

ΣM_O = momen yang mengakibatkan penggulingan

Faktor aman terhadap penggulingan (Fgl) minimum diambil 1,5.

3. Stabilitas Terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

Pada perhitungan kapasitas dukung ultimit penulis memakai persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) dalam Hardiyatmo (2010) untuk beban miring dan eksentris yang dapat dilihat pada Persamaan 3.37.

$$qu = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (3.37)$$

Dimana :

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

e = eksentrisitas beban (m)

c = kohesi tanah (kN/m²)

D_f = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

B = lebar alas dinding penahan tanah (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung Hansen

Faktor aman terhadap daya dukung (F) tanah dasar umumnya yang diambil seperti Persamaan 3.38.

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad (3.38)$$

dengan q = tekanan akibat beban struktur. Umumnya, faktor keamanan (F) terhadap keruntuhan tanah dasar minimum diambil sama dengan 3, sedangkan untuk faktor keamanan terhadap keruntuhan tanah dasar akibat pengaruh beban gempa adalah 1,5 (IAEA NS-G-3.6).

Tekanan struktur pada tanah dasar pondasi dapat dihitung dari Persamaan 3.39, 3.40, 3.41 berikut ini.

a. Bila dipakai cara lebar efektif pondasi (Meyerhof):

$$q = \frac{V}{B'} \quad (3.39)$$

b. Bila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar pondasi dianggap linear (cara ini dulu dipakai bila dalam hitungan kapasitas dukung digunakan persamaan Terzaghi):

$$q = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ bila } e \leq B/6 \quad (3.40)$$

$$q_{\text{mak}} = \frac{2V}{3(B-2e)} \text{ bila } e > B/6 \quad (3.41)$$

3.6 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah yang memadai merupakan suatu pekerjaan pendahuluan yang sangat penting pada pelaksanaan sebuah proyek teknik sipil. Informasi yang cukup harus diperoleh untuk membuat suatu desain yang aman dan ekonomis dan untuk menghindari kesulitan-kesulitan pada saat konstruksi. Penyelidikan tersebut mungkin juga meliputi pengadaan uji di lapangan untuk menentukan karakteristik-karakteristik tanah yang ada.

3.6.1 Kadar Air Tanah

Kadar air tanah adalah nilai perbandingan antara berat air dalam satuan tanah dengan berat kering tanah tersebut. Menghitung kadar air dapat menggunakan Persamaan 3.42.

$$w = \left(\frac{w_2 - w_1}{w_3 - w_1} \right) \times 100 \% \quad (3.42)$$

keterangan :

w = kadar air

w_1 = berat cawan

w_2 = berat sampel tanah

w_3 = berat cawan + sampel tanah

3.6.2 Berat Volume Tanah

Berat volume tanah adalah nilai perbandingan berat tanah total termasuk air yang terkandung di dalamnya dengan volume tanah total. Untuk menghitung berat volume tanah dapat digunakan Persamaan 3.43.

$$\gamma_b = \frac{w_3 - w_2}{v} \quad (3.43)$$

Keterangan :

γ_b = berat volume tanah

w_2 = berat cawan

w_3 = berat cawan + cairan

v = volume

3.6.3 Berat Jenis Tanah

Berat jenis tanah adalah nilai perbandingan berat butiran tanah dengan berat air destilasi di udara dengan volume yang sama dengan temperatur tertentu, biasanya pada suhu 27,5° C. Berat jenis tanah pada suhu T^0 dan pada suhu 27,5° dapat dilihat pada Persamaan 3.44, 3.45, 3.46.

$$G_s(t) = \frac{W_s}{W_w} \quad (3.44)$$

$$G_s = \frac{(w_3 - w_1)}{(w_4 - w_1) - (w_3 - w_2)} \quad (3.45)$$

$$G_s(27,5^0) = G_s(t) \times \frac{\text{berat jenis air pada suhu } t^0\text{C}}{\text{berat jenis pada suhu } 27,5^0\text{C}} \quad (3.46)$$

Berat jenis air pada suhu t^0 C dan 27,5° C diperoleh dari pembacaan Tabel 3.2 *properties of distilled water* berikut.

Tabel 3.2 Properties of Distilled Water

Temp. (°C)	Unit Weight of Water (g/cm ³)	Viscosity of Water (poisses)
4	1.00000	0.01567
16	0.99897	0.01111
17	0.99880	0.01083
18	0.99862	0.01056
19	0.99844	0.01030
20	0.99823	0.01005

Temp. (°C)	Unit Weight of Water (g/cm ³)	Viscosity of Water (poisses)
21	0.99802	0.00981
22	0.99780	0.00958
23	0.99757	0.00936
24	0.99733	0.00914
25	0.99708	0.00894
26	0.99682	0.00874
27	0.99655	0.00855
28	0.99627	0.00836
29	0.99598	0.00818
30	0.99568	0.00801

3.6.4 Analisis Saringan

Pemeriksaan ini dimaksudkan untuk menentukan gradasi / pembagian butir agregat kasar dan agregat halus dengan menggunakan saringan. Gradasi agregat adalah distribusi ukuran butiran dari agregat. Bila butir-butir agregat mempunyai ukuran yang sama (seragam), maka volume pori akan besar. Sebaliknya bila ukuran butir-butirnya bervariasi akan terjadi volume pori yang kecil. Hal ini karena butiran yang kecil, akan mengisi pori diantara butiran yang lebih besar, sehingga pori-porinya menjadi sedikit, dengan kata lain kemampatannya tinggi.

3.6.5 Analisis Hidrometer

Analisis hidrometer adalah pengujian untuk menentukan distribusi ukuran butir tanah yang tertahan saringan no.10 pengujian dilakukan dengan analisis sedimen menggunakan hidrometer. Untuk menghitung ukuran butir terbesar D (mm) yang ada dalam suspensi pada kedalaman

efektif L (cm) untuk setiap pembacaan pada menit ke T dengan rumus yang dinyatakan dalam Persamaan 3.47.

$$D = k \sqrt{\frac{L}{T}} \quad (3.47)$$

Keterangan :

k = konstanta

L = kedalaman efektif

T = saat pembacaan pada menit ke- T

Menghitung presentase berat P (%) dari butir yang lebih kecil daripada D terdapat berat kering seluruh tanah yang diperiksa dengan rumus yang dinyatakan dalam Persamaan 3.48.

$$P = \left(\frac{100}{W}\right) \times \left(\frac{G_s}{G_s-1}\right) (R - 1) \quad (3.48)$$

Keterangan :

R = pembacaan hidrometer

G_s = berat jenis tanah

A = angka koreksi

W = berat benda uji

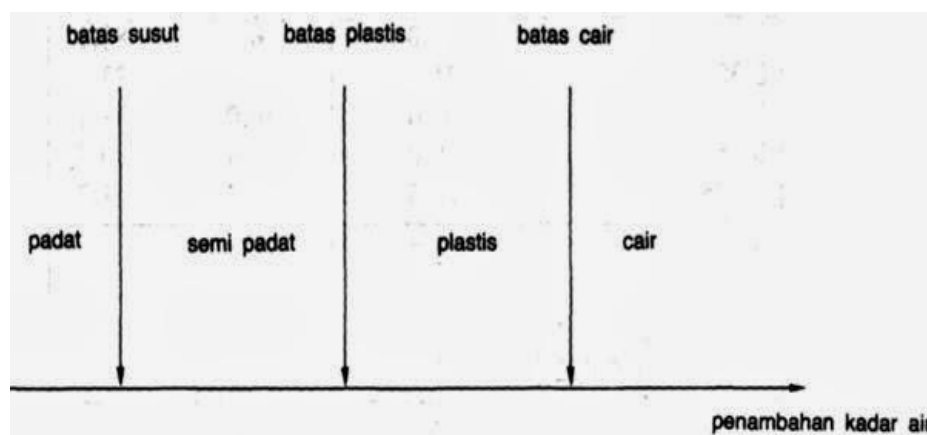
3.6.6 Batas-Batas Konsistensi (*Atterberg Limit*)

Suatu hal yang penting pada tanah berbutir halus adalah sifat plastisitasnya. Plastisitas disebabkan oleh adanya partikel mineral lempung dalam tanah. Istilah plastisitas menggambarkan kemampuan tanah dalam menyesuaikan perubahan bentuk pada volume yang konstan tanpa retak-retak atau remuk.

Bergantung pada kadar air, tanah dapat berbentuk cair, plastis, semi padat, atau padat. Kedudukan fisik tanah berbutir halus pada kadar air tertentu disebut konsistensi. Konsistensi bergantung pada gaya tarik antara

partikel mineral lempung. Sembarang pengurangan kadar air akan mengakibatkan berkurangnya tebal lapisan kation yang menyebabkan bertambahnya gaya tarik partikel. Bila tanah dalam kedudukan plastis, besarnya jaringan gaya antar partikel akan sedemikian hingga partikel bebas menggelincir antara satu dengan yang lain, dengan kohesi yang tetap terpelihara. Pengurangan kadar air menghasilkan pengurangan volume tanah (Hardiyatmo, H.C, 2006).

Atterberg (1911) dalam Hardiyatmo (2006), memberikan cara untuk menggambarkan batas-batas konsistensi dari tanah berbutir halus dengan mempertimbangkan kandungan kadar air tanah. Batas-batas tersebut adalah batas cair, batas plastis, dan batas susut. Kedudukan batas-batas konsistensi untuk tanah kohesif ditunjukkan dalam Gambar 3.8.



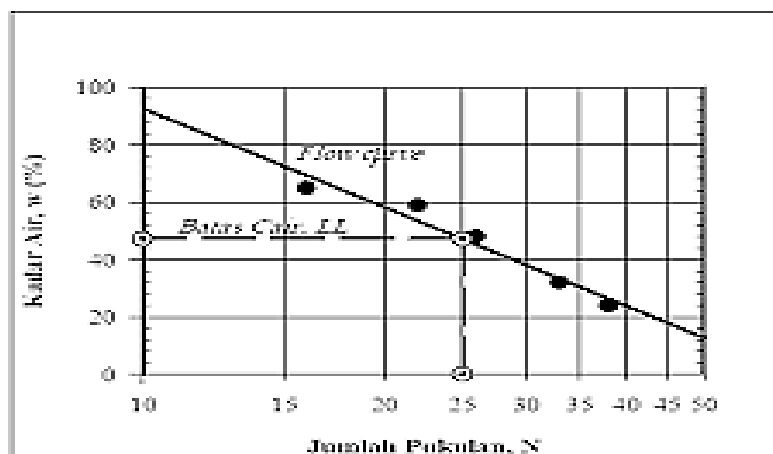
Gambar 3.8 Batas-batas Atterberg

(Hardiyatmo, H.C, 2006)

a. Batas cair (*Liquid Limit*)

Batas cair (*LL*), didefinisikan sebagai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan keadaan plastis, yaitu batas atas dari daerah plastis. Hubungan kadar air dan jumlah pukulan digambarkan dalam

grafik semi logaritmik untuk menentukan kadar air pada 25 kali pukulan, yang ditunjukkan pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 Kurva Untuk Penentuan Batas Cair Lempung

(Hardiyatmo, H.C, 2006)

Kemiringan dari garis dalam kurva didefinisikan sebagai indeks aliran dan dinyatakan dalam Persamaan 3.49.

$$IF = \frac{w_1 - w_2}{\log(N_2/N_1)} \quad (3.49)$$

Keterangan :

I_F = indeks aliran

W_1 = kadar air (%) pada N_1 pukulan

W_2 = kadar air (%) pada N_2 pukulan

b. Batas palstis (*Plastic Limit*)

Batas plastis (*PL*) dideinisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah plastis dan semi padat, yaitu persentase kadar air dimana tanah dengan diameter silinder 3,2 mm mulai retak-retak ketika digulung.

c. Batas susut (*Shrinkage Limit*)

Batas susut (*SL*) didefinisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah semi padat dan padat, yaitu presentase kadar air dimana pengurangan kadar air selanjutnya tidak mengakibatkan perubahan volume tanah. Batas susut dinyatakan dalam Persamaan 3.50.

$$SL = \left\{ \frac{(m_1 - m_2)}{m_2} - \frac{(v_1 - v_2)\gamma_w}{m_2} \right\} \times 100 \% \quad (3.50)$$

Keterangan :

m_1 = berat tanah basah dalam cawan percobaan (g)

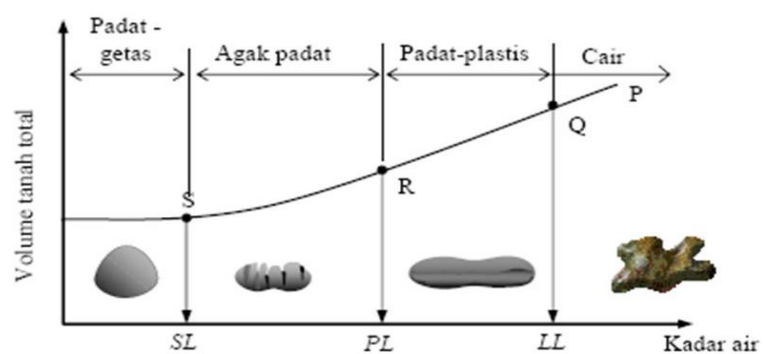
m_2 = berat tanah kering oven (g)

v_1 = volume tanah basah dalam cawan (cm^3)

v_2 = volume tanah kering oven (cm^3)

γ_w = berat volume air (g/cm^3)

Grafik hubungan antara volume tanah dengan kadar air dapat dilihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10 Variasi Volume dan Kadar Air Pada Kedudukan Batas Cair, Batas Plastis, dan Batas Susut

(Hardiyatmo, H.C, 2006).

3.6.7 Permeabilitas

Suprodjo dan Jamulya (1983), mengemukakan bahwa permeabilitas adalah cepat lambatnya air merembes kedalam tanah baik melalui pori makro maupun pori mikro baik kearah horizontal maupun vertikal. Koefisien permeabilitas terutama tergantung pada ukuran rata-rata pori yang dipengaruhi oleh distribusi ukuran partikel, bentuk partikel dan struktur tanah. Secara garis besar, makin kecil ukuran partikel, makin kecil pula ukuran pori dan makin rendah koefisien permeabilitasnya. Berarti suatu lapisan tanah berbutir kasar yang mengandung butiran-butiran halus memiliki harga k yang lebih rendah dan pada tanah ini koefisien permeabilitas merupakan fungsi angka pori. Nilai k pada pengujian *Falling Head Pemeameter* dapat dihitung dengan rumus yang dinyatakan dalam Persamaan 3.51.

$$k = 2,303 \left(d^2 \cdot \frac{h}{D^2 \cdot t} \right) \cdot \ln \left(\frac{H_0}{H_1} \right) \quad (3.51)$$

Keterangan :

k = koefisien permeabilitas

d= diameter pipa

D= diameter sampel tanah

H= tinggi sampel

T= interval waktu

H₀= ketinggian air dalam pipa mula-mula pada saat t₀

H₁= ketinggian air pada t₁

3.6.8 Uji Triaksial

Uji geser triaksial adalah uji yang paling dapat diandalkan untuk menentukan parameter kuat geser tanah. Pada uji ini umumnya digunakan sebuah sampel tanah kira-kira berdiameter 4 dan panjang 7,5 cm. Sample tanah (benda uji) tersebut di tutup dengan membran karet yang tipis dan diletakkan didalam sebuah bejana silinder dari bahan plastik yang kemudian bejana tersebut diisi dengan air. Didalam bejana benda uji tersebut akan mendapat tekanan hidrostatis, untuk menyebabkan terjadinya keruntuhan geser pada benda uji, tegangan aksial (vertikal) diberikan melalui suatu piston vertikal (tegangan ini biasanya juga disebut tegangan deviator). Pengujian triaksial UU adalah suatu cara untuk pengujian kuat geser tanah.

Pengujian triaksial tipe UU tersebut untuk mendapatkan nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) yaitu dengan lingkaran mohr dan regresi linier. Pada pengujian triaksial tipe UU (*Unconsolidation-Undrained*) benda uji mula-mula dibebani dengan beban normal, melalui penerapan tegangan deviator sampai mencapai keruntuhan. Pada penerapan tegangan deviator selama penggeserannya tidak diijinkan air keluar dari benda ujinya dan selama pengujian katup drainasi ditutup. Karena pada pengujian air tidak diijinkan keluar, beban normal tidak ditransfer ke butiran tanahnya. Keadaan tanpa drainasi ini menyebabkan adanya kelebihan tekanan pori dengan tidak adanya tegangan geser hasil perlawanan dari butiran tanah.

3.7 Plaxis

Plaxis adalah sebuah paket program dalam dunia teknik sipil yang dibuat berdasarkan metode elemen hingga dan telah dikembangkan sedemikian rupa, sehingga dapat digunakan untuk melakukan analisa deformasi, penurunan, ataupun stabilitas dalam bidang Geoteknik. Tahap pemodelan dalam program PLAXIS sendiri dapat dilakukan secara grafis, sehingga memungkinkan pembuatan suatu model elemen hingga yang cukup kompleks menjadi lebih

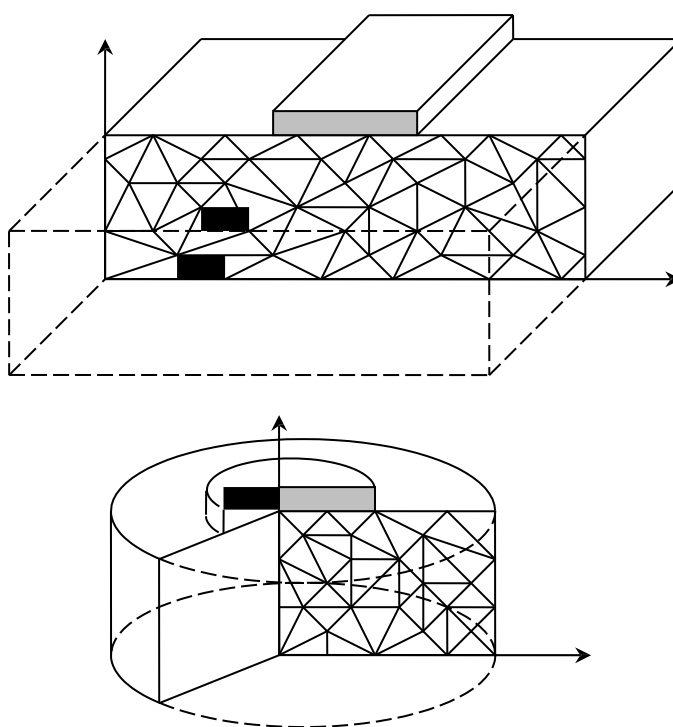
cepat dan mudah. Sedangkan untuk semua *tools* dan komponen di dalam program PLAXIS juga sudah dibuat sedemikian rupa sehingga dapat mendukung hasil komputasi yang mendetail. Untuk tahap perhitungan dalam program PLAXIS sendiri, dilakukan secara otomatis dengan berdasarkan kepada prosedur numerik. Pada bagian *output* program PLAXIS, *users* dapat menampilkan data-data yang diperlukan jika data-data tersebut diperlukan untuk mendesain suatu proyek. Terdapat pula menu *curve* yang dapat digunakan untuk membuat kurva dengan meninjau pada poin tertentu yang dikenal dengan nodal.

Perkembangan program PLAXIS dimulai pada tahun 1987 di Universitas Delft (*Technical University of Delft*) atas inisiatif dari Departemen Tenaga Kerja dan Pengelolaan Sumber Daya Air Belanda (*Dutch Department of Public Works and Water Management*). Tujuan awal dari program PLAXIS adalah untuk menganalisa tanggul-tanggul yang dibangun pada tanah lunak di dataran rendah wilayah Holland. Kemudian program PLAXIS dikembangkan lebih lanjut sehingga dapat menganalisa dan menyelesaikan masalah-masalah yang lebih kompleks dalam seluruh aspek perencanaan Geoteknik lainnya.

Pada program PLAXIS, model struktur Geoteknik dapat dimodelkan dengan 2 cara yaitu regangan bidang (*plane strain*) dan axi-simetri. Model regangan bidang (*plane strain*) biasa digunakan untuk model geometri dengan penampang melintang yang cukup seragam, dengan kondisi tegangan dan kondisi pembebanan yang terjadi cukup panjang dalam arah tegak lurus terhadap penampang. Perpindahan dan regangan dalam arah tegak lurus terhadap bidang penampang diasumsikan tidak terjadi atau bernilai nol. Walaupun diasumsikan tidak terjadi, tegangan normal pada arah tegak lurus terhadap bidang penampang tetap diperhitungkan sepenuhnya dalam analisa.

Sedangkan untuk model axi-simetri biasa digunakan untuk struktur Geoteknik yang berbentuk lingkaran dengan bidang penampang radial yang cukup seragam dan kondisi pembebanan mengelilingi sumbu aksial. Untuk

deformasi dan kondisi tegangan diasumsikan tersebar rata mengelilingi arah radial. Dalam model axi-simetri koordinat (x) menyatakan radius, sedangkan untuk koordinat (y) menyatakan sumbu simetris dalam arah aksial. Model *Plane strain* dan *Axi-simetri* dalam Plaxis dapat dilihat pada Gambar 3.11.

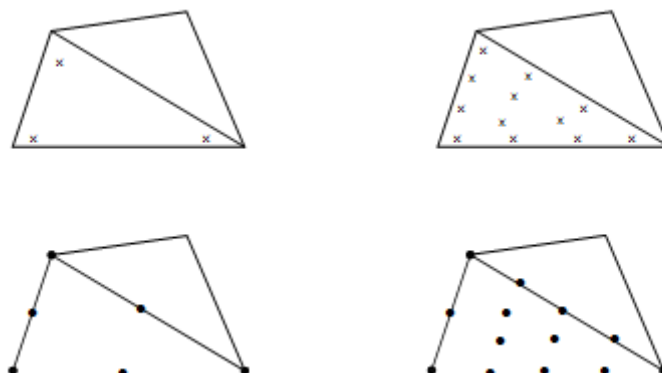


Gambar 3.11 Model *Plane strain* dan *Axi-simetri* dalam Plaxis

(Sumber A.A. Balkema, 2012)

Elemen tanah dalam program PLAXIS dimodelkan sebagai elemen segitiga, dimana elemen segitiga ini dibagi menjadi dua jenis yaitu elemen segitiga dengan 6 titik nodal dan elemen segitiga dengan 15 titik nodal. Metode yang digunakan dalam elemen segitiga dengan 6 titik nodal adalah metode interpolasi ordo dua untuk menghitung perpindahan dan integrasi

numerik dengan menggunakan tiga titik Gauss (titik tegangan). Sedangkan untuk elemen segitiga dengan 15 titik nodal adalah metode interpolasi dengan ordo empat dan integrasi numerik dengan menggunakan 12 titik Gauss. Oleh sebab itu analisa elemen hingga dalam program PLAXIS akan memberikan hasil yang lebih akurat dengan menggunakan segitiga dengan 15 titik nodal dibandingkan dengan analisa dengan hanya 6 titik nodal, akan tetapi proses perhitungan dengan 15 titik nodal ini akan lebih lambat karena banyaknya jumlah perhitungan yang dilakukan dibandingkan hanya dengan menggunakan 6 titik nodal. Letak titik nodal dan titik tegangan pada elemen tanah dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12 Letak Titik Nodal dan Titik Tegangan pada Elemen Tanah

(Sumber A.A. Balkema, 2012)

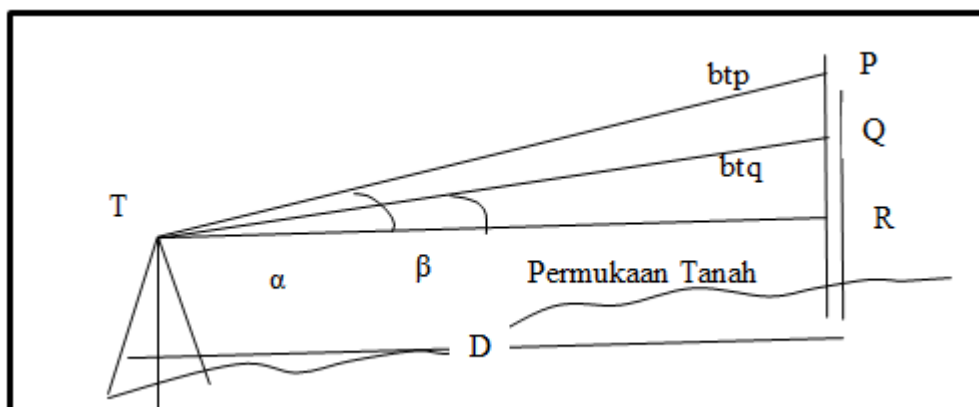
Dalam model analisa regangan bidang (*plane-strain*), gaya yang disebabkan adanya perpindahan dinyatakan dalam gaya persatuan lebar dalam arah tegak lurus penampang. Sedangkan dalam model analisa *axi-simetri*, gaya yang dihasilkan merupakan gaya yang bekerja pada bidang batas yang membentuk busur lingkaran sebesar 1 radian yang saling berhadapan.

3.8 Pengukuran Topografi

Secara umum, pengukuran tanah didefinisikan sebagai ilmu yang mempelajari pengukuran-pengukuran yang diperlukan untuk menentukan letak relatif titik-titik yang terletak di atas permukaan tanah, pada permukaan tanah, atau sebaliknya, ialah menempatkan suatu titik yang sudah ditentukan letaknya (di atas peta) ke atas permukaan tanah. Salah satu jenis pengukuran tanah adalah pengukuran topografi, pengukuran topografi adalah pengukuran untuk menentukan lokasi kenampakan / detil alamiah (sungai, laut, danau, gunung, kontur permukaan tanah), serta kenampakan / detil buatan manusia (gedung, jalan, jembatan) diatas permukaan bumi. Lokasi detil dinyatakan pada arah horizontal (X,Y) maupun vertikal (H). Dalam penelitian ini penulis melakukan pengukuran topografi pada lereng yang akan diteliti dengan dua cara yaitu cara *tangensial* untuk mengitung jarak dan cara *tachymetri* untuk mengukur beda tinggi, agar lebih jelas dengan kedua cara tersebut dapat dilihat sebagai berikut ini.

1. Cara *Tangensial*

Cara *tangensial* merupakan salah satu jenis dari pengukuran jarak optis yang menggunakan teodolit dalam pengukurannya, cara tangensial dipilih karena penglihatan teropong pada medan hanya kelihatan sebagian saja. Jarak optis dengan cara *tangensial* dapat dilihat pada Gambar 3.13.



Gambar 3.13 Jarak Optis Dengan Cara *Tangensial*

(Sumber : Sumarningsih, 2012)

Dari Gambar 3.13 didapatkan persamaan-persamaan untuk menghitung jarak. Persamaan-persamaan tersebut dapat dilihat pada Persamaan 3.52, 3.53, 3.54, 3.55, 3.56, dan 3.57.

$$PR = D \tan \alpha \quad (3.52)$$

$$QR = D \tan \beta \quad (3.53)$$

$$PQ = PR - QR$$

$$PQ = D \tan \alpha - D \tan \beta$$

$$PQ = D (\tan \alpha - \tan \beta) \quad (3.54)$$

$$PQ = btp - btq = S \quad (3.55)$$

$$S = D (\tan \alpha - \tan \beta) \quad (3.56)$$

$$D = S / (\tan \alpha - \tan \beta) \quad (3.57)$$

2. Cara *Tachymetri*

Cara *tachymetri* adalah cara pengukuran beda tinggi permukaan tanah yang menggunakan teodolit dalam perhitungannya di lapangan. Pada pengukuran beda tinggi menggunakan cara *tachymetri*, perhitungan beda tinggi dapat dilihat pada Persamaan 3.58.

$$\Delta h_{AB} = t_i + D \tan h - bt \quad (3.58)$$

Dimana :

t_i : tinggi instrumen

h : sudut heling

bt : pembacaan benang tengah rambu pada titik yang dibidik

D : jarak antara titik A dan B

3.9 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Fondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain adalah sebagai berikut ini :

1. untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat,
2. untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah disekitarnya,
3. untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gayaangkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan,
4. untuk menahahn gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring,
5. untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah,
6. untuk mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

3.9.1 Kapasitas Dukung Tiang dalam Tanah Kohesif

Dalam penelitian ini, fondasi tiang pancang akan digunakan untuk mendukung dinding penahan tanah yang berada diatas tanah berjenis lempung atau tanah kohesif. Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif, adalah jumlah tahanan gesek sisi tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung dari bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara sisi tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya.

a) Tahanan ujung ultimit

Bila tiang terletak di dalam tanah lempung, kapasitas dukung tiang umumnya dihitung pada kondisi pembebanan tak terdrainase, kecuali jika lempung termasuk jenis lempung terkonsolidasi sangat berlebihan. Jika lempung dalam kondisi jenuh, maka $\varphi_u = 0^\circ$. Karena itu, sudut gesek antara sisi tiang dan tanah (δ) sama dengan nol. Karena $\varphi_u = 0$, maka $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$. Persamaan tahanan ujung ultimit dapat dilihat pada Persamaan 3.59.

$$Q_b = A_b (c_b N_c + p_b) \quad (3.59)$$

dengan,

Q_b = tahanan ujung bawah ultimit (kN)

A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

c_b = kohesi pada kondisi tak terdrainase (kN/m^2)

N_c = faktor kapasitas dukung (fungsi dari φ)

p_b = tekanan efektif ujung bawah tiang (kN/m^2)

N_c diambil sama dengan 9 (Skempton, 1959) dalam (Hardiyatmo, 2010). Nilai ini dipakai jika rasio panjang atau kedalaman tiang terhadap diameter lebih besar 5.

b) Tahanan gesek dinding ultimit

Bila tiang didalam tanah kohesif, persamaan tahanan gesek dinding ultimit dapat dilihat pada Persamaan 3.60.

$$Q_s = F_w A_s \alpha c_u \quad (3.60)$$

dengan,

Q_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN)

F_w = faktor bentuk tiang

A_s = luas selimut tiang (m^2)

α = faktor adhesi

c_u = kohesi tak terdrainase (kN/m^2)

Untuk menentukan faktor adhesi (α) digunakan faktor adhesi yang dikumpulkan McClelland (1974). Dalam faktor adhesi yang dikumpulkan McClelland (1974), tanah lempung dengan $c_u < 25 kN/m^2$, α bisa diambil sama dengan 1.

Untuk tiang yang berdiameter seragam nilai F_w adalah 1 dan untuk tiang yang meruncing pada tanah kohesif adalah 1,2 (Simon dan Menzies, 1977).

3.9.2 Faktor Aman Tiang Pancang

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

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

Sehubungan dengan alasan butir (d), dari hasil banyak pengujian-pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja

yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlison, 1977) dalam (Hardiyatmo, 2010). Besarnya beban kerja atau kapasitas dukung tiang ijin (Q_a) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit (Q_u) dibagi dengan faktor aman (F) yang sesuai.

Variasi besarnya faktor aman yang telah banyak digunakan untuk perancangan tiang pancang dapat dilihat pada Persamaan 3.61.

$$Q_a = Q_u / 2,5 \quad (3.61)$$

dengan,

Q_a = kapasitas dukung tiang ijin (kN)

Q_u = kapasitas dukung tiang ultimit (kN)

3.9.3 Jarak Tiang

Salah satu bagian dari perancangan adalah menentukan dimensi pelat penutup tiang (*pile cap*). Ukuran pelat akan ditentukan oleh banyaknya tiang dalam satu kelompok, sehingga jarak tiang akan mempengaruhi dimensi pelat penutup tiang. Semakin panjang tiang, semakin besar risiko kerusakan saat pemancangan atau saat pengeboran. Untuk alasan ini, Fellenius (2006) dalam Hardiyatmo (2010) menyarankan jarak minimum tiang yang merupakan fungsi dari panjang tiang yang dapat dilihat pada Persamaan 3.62.

$$s = 2,5d + 0,02L \quad (3.62)$$

dengan,

s = jarak minimum sumbu tiang (m)

d = diameter atau lebar tiang (m)

L = kedalaman penetrasi tiang (m)

3.9.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Untuk panjang dan jumlah tiang tertentu dalam satu kelompok, terdapat suatu jarak kritis, dimana mekanisme keruntuhan berubah dari bentuk keruntuhan blok menjadi bentuk keruntuhan tiang tunggal. Untuk jarak tiang yang kurang dari jarak kritisnya, keruntuhan terjadi dengan bidang runtuh (bidang gelincir) yang mengelilingi kelompok tiang-tiang. Untuk jarak tiang yang besar, keruntuhan terjadi dengan masing-masing tiang menembus lapisan lempungnya, sehingga terjadi gerakan relatif antara tanah lempung dan tiang-tiang. Jarak kritis tiang-tiang bertambah, jika jumlah tiang dalam kelompoknya bertambah.

Untuk menghitung kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok, Terzaghi dan Peck (1948) dalam Hardiyatmo (2010) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut:

- a) pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku,
- b) tanah yang berada di dalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai fondasi dalam, dengan kapasitas ultimit yang dinyatakan oleh Persamaan 3.63.

$$Q_g = 2D (B+L) c + 1,3 c_b N_c BL \quad (3.63)$$

dengan,

Q_g = kapasitas ultimit kelompok (kN)

c = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m²)

c_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m²)

B = lebar kelompok tiang (m)

L = panjang kelompok tiang (m)

D = kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

N_c = faktor kapasitas dukung

Faktor pengali 1,3 pada suku persamaan kedua adalah untuk luasan kelompok tiang yang berbentuk empat persegi panjang. Untuk bentuk-bentuk luasan yang lain dapat disesuaikan dengan persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi untuk fondasi dangkal.

Dalam hitungan kapasitas kelompok tiang maka dipilih dari hal-hal berikut:

1. jika kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih kecil daripada kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiang (nQ_u), maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g),
2. sebaliknya, bila dari hitungan kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih besar, maka dipakai kapasitas tiang tunggal kali jumlahnya (nQ_u).

3.9.5 Efisiensi Tiang dalam Tanah Kohesif

Kapasitas dukung tiang gesek dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Beberapa pengamatan menunjukkan, bahwa kapasitas dukung total dari kelompok tiang gesek, khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil daripada hasil kali kapasitas dukung tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut efisiensi tiang (E_g). Persamaan efisiensi yang dipakai dalam penelitian ini adalah menggunakan persamaan yang dsarankan oleh *Converse-Labarre formula*, yang dapat dilihat pada Persamaan 3.64.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 mn'} \quad (3.64)$$

dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s , dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

3.9.6 Hitungan Beban Pada Tiang

Jika beban vertikal pada bangunan yang didukung sentris terhadap titik berat kelompok tiang, beban vertikal total akan lewat titik berat dari kelompok tiang dan beban pada masing-masing tiang akan sama. Tetapi, jika beban yang bekerja eksentris terhadap titik berat kelompok tiang, maka reaksi total atau beban aksial pada masing-masing tiang perlu dihitung agar tidak melebihi kapasitas dukung ijin setiap tiang. Hitungan beban pada tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.65.

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{My x_i}{\sum x^2} \quad (3.65)$$

dengan,

Q_i = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke- (kN)

V = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

$My = e_x V$ = jumlah momen terhadap sumbu-y (kN.m)

e_x = eksentrisitas searah sumbu-x (m)

n = jumlah tiang dalam kelompok

x_i = jarak searah sumbu-x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer-i

Σx^2 = jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat tiang kelompok (m^2)

3.9.7 Penurunan Tiang

Penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan rasio poisson yang konstan dapat dihitung dengan persamaan yang disarankan Poulos dan Davis (1980) dalam Hardiyatmo (2010). Untuk penurunan pada tiang apung (tanah lempung jenuh) dapat menggunakan Persamaan 3.66, 3.67, 3.68, 3.69, dan untuk penurunan tiang kelompok dipakai cara Janbu et al.(1956) dalam Hardiyatmo (2010) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.70.

$$S = \frac{Ql}{Esd} \quad (3.66)$$

$$I = I_o R_k R_h R_\mu \quad (3.67)$$

$$K = \frac{Ep Ra}{Es} \quad (3.68)$$

$$R_A = \frac{Ap}{\frac{1}{4}\pi d^2} \quad (3.69)$$

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (3.70)$$

dengan,

S = penurunan kepala tiang

Q = beban yang bekerja

I_o = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat

R_k = faktor kemudah mampatan tiang untuk $\mu = 0,5$

R_h = faktor koreksi angka poisson μ

K = faktor kekakuan tiang

E_p = modulus elastis bahan tiang

E_s = modulus elastis tanah

R_A = rasio area tiang

A_p = luas tampang tiang

S_i = penurunan segera rata-rata (m)

μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

B = lebar fondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)

q = tekanan fondasi neto (kN/m^2)

E = modulus elastis tanah (kN/m^2)

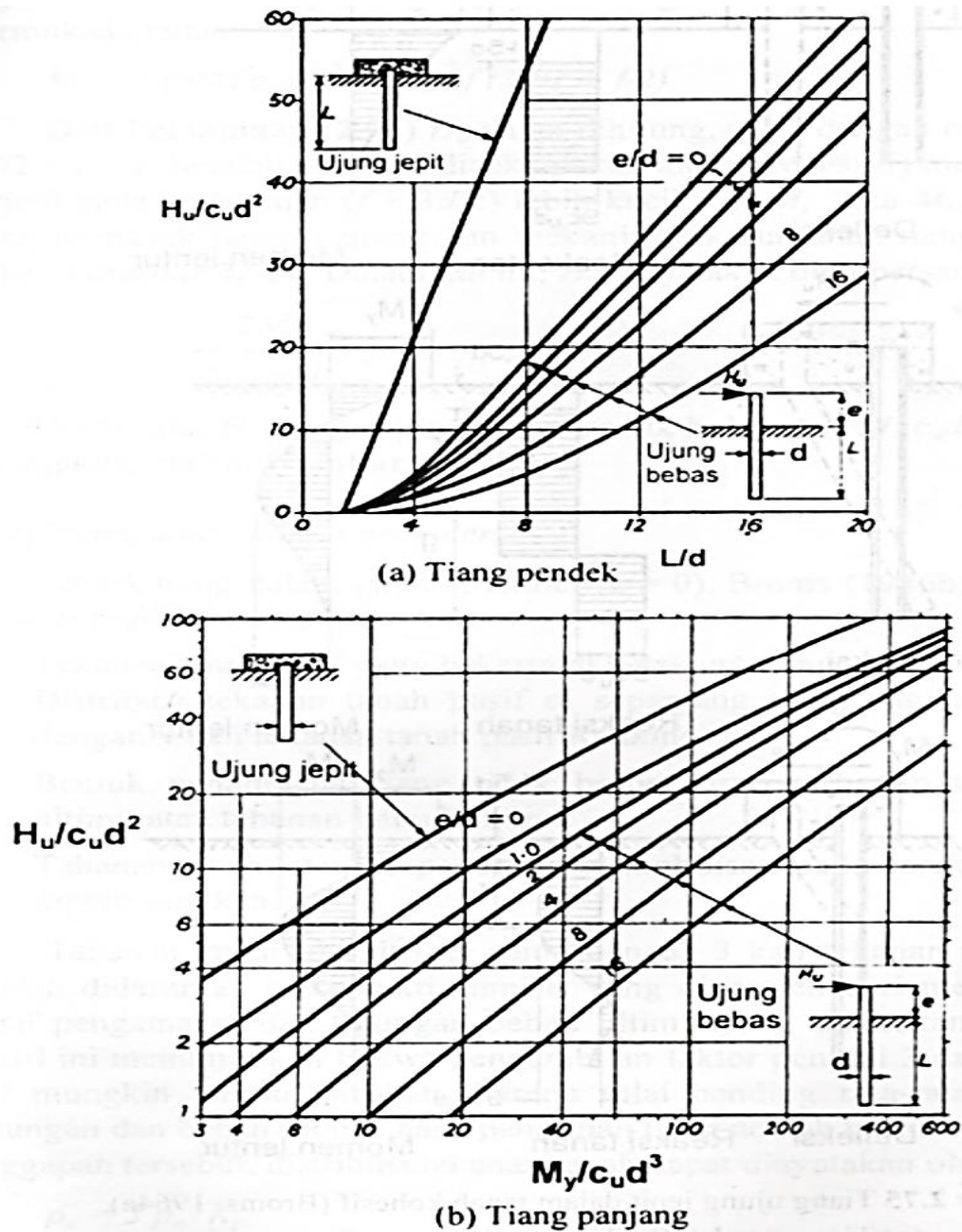
3.9.8 Gaya Lateral Ijin Metode Broms

Pada tiang ujung jepit, Broms menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang sama dengan momen yang terjadi pada atas tiang yang dijepit oleh pelat penutup tiang. Untuk tiang pendek, dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.71, dan 3.72.

$$H_u = 9 c_u d (L - 3d/2) \quad (3.71)$$

$$M_{\text{mak}} = H_u (L/2 + 3d/4) \quad (3.72)$$

Nilai-nilai H_u untuk tiang pendek diplot dalam grafik hubungan L/d dan $H_u/c_u d^2$, ditunjukkan dalam Gambar 3.14.



Gambar 3.14 Grafik Tahanan Lateral Ultimit Tiang dalam Tanah Kohesif

(Broms 1964)

Untuk tiang dengan panjang sedang, dimana tiang akan mengalami keluluhan ujung atas yang terjepit dapat digunakan untuk menghitung M_y , yaitu dengan mengambil momen terhadap permukaan tanah dengan menggunakan Persamaan 3.73.

$$M_y = (9/4) c_u d g^2 - 9 c_u d f (3d/2 + f/2) \quad (3.73)$$

Dari persamaan (3.76) H_u dapat dihitung, yaitu dengan mengambil $L = 3d/2 + f + g$. Setelah itu perlu dicek apakah momen maksimum yang terjadi pada kedalaman $(f + 3d/2)$ lebih kecil dari tahanan tiang terhadap momen (M_y). Jika $M_{mak} > M_y$, maka tiang termasuk tiang panjang. Untuk tiang panjang, dapat digunakan Persamaan 3.74 dan 3.75.

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3d}{2} + f/2} \quad (3.74)$$

$$f = \frac{H_u}{9 c_u d} \quad (3.75)$$

dengan,

H_u = gaya lateral ultimit (kN)

M_y = tahanan tiang terhadap momen (kN.m)

d = diameter tiang (m)

c_u = kohesi tanah disekitar tiang (kN/m²)

Nilai-nilai H_u untuk tiang panjang oleh Broms (1964) dalam Hardiyatmo (2010) digambarkan dalam bentuk grafik hubungan M_y/cud^3 dan H_u/cud^2 , yang dapat dilihat pada Gambar 3.15.

3.9.9 Defleksi Lateral Tiang

Metode Broms (1964a) dalam Hardiyatmo (2010) dapat digunakan untuk menghitung defleksi lateral tiang yang berada pada lapisan tanah homogen dan murni berupa tanah kohesif (lempung jenuh, $\phi = 0$) atau granuler (pasir, $c = 0$).

Hitungan defleksi tiang dalam tanah kohesif cara Broms didasarkan pada teori elastis dengan tanpa memperhatikan defleksi akibat konsolidasi tanah yang terjadi pada waktu jangka panjang.

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan faktor tak berdimensi βL , yang dapat dilihat dalam Persamaan 3.76 dan 3.77.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh d}{4 E_p I_p}} \quad (3.76)$$

$$k_h = n_h (z/d) \quad (3.77)$$

dengan,

β = faktor tak berdimensi

k_h = koefisien reaksi *subgrade* horisontal

n_h = koefisien reaksi subgrade (kN/m^3)

z = kedalaman dari permukaan tanah (m)

d = diameter tiang (m)

E_p = modulus elastis tiang (kN/m^2)

I_p = momen inersia tiang (kN.m^2)

Defleksi ujung tiang dipermukaan tanah (y_0) dinyatakan oleh persamaan-persamaan yang bergantung pada tipe jepitan tiang, untuk tiang ujung jepit dapat dilihat sebagai berikut ini.

1. Tiang ujung jepit dianggap berkelakuan seperti tiang pendek, bila $\beta L < 0,5$, defleksi ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.78.

$$y_0 = \frac{H}{khdL} \quad (3.78)$$

dengan,

y_0 = defleksi ujung tiang dipermukaan tanah (m)

H = gaya horisontal maksimum (kN)

kh = koefisien reaksi *subgrade* horisontal

d = diameter tiang (m)

L = kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

2. Tiang ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku) bila $\beta L > 1,5$, defleksi ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.79.

$$y_0 = \frac{H\beta}{kh d} \quad (3.79)$$

dengan,

y_0 = defleksi ujung tiang dipermukaan tanah (m)

H = gaya horisontal maksimum (kN)

kh = koefisien reaksi *subgrade* horisontal

d = diameter tiang (m)

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Pendahuluan

Metode penelitian adalah sekumpulan peraturan, kegiatan, dan prosedur yang digunakan oleh pelaku suatu disiplin. Metodologi juga merupakan analisis teoritis mengenai suatu cara atau metode. Penelitian merupakan suatu penyelidikan yang sistematis untuk meningkatkan sejumlah pengetahuan, juga merupakan suatu usaha yang sistematis dan terorganisasi untuk menyelidiki masalah tertentu yang memerlukan jawaban. Hakekat penelitian dapat dipahami dengan mempelajari berbagai aspek yang mendorong penelitian untuk melakukan penelitian. Setiap orang mempunyai motivasi yang berbeda, di antaranya dipengaruhi oleh tujuan dan profesi masing-masing. Motivasi dan tujuan penelitian secara umum pada dasarnya adalah sama, yaitu bahwa penelitian merupakan refleksi dari keinginan manusia yang selalu berusaha untuk mengetahui sesuatu. Keinginan untuk memperoleh dan mengembangkan pengetahuan merupakan kebutuhan dasar manusia yang umumnya menjadi motivasi untuk melakukan penelitian.

4.2 Jenis Penelitian

Jenis penelitian berhubungan dengan cara ilmiah untuk mendapatkan data dengan tujuan dan kegunaan tertentu. Jenis penelitian yang sering digunakan ada dua yaitu penelitian deskriptif dan penelitian pengembangan.

Menurut Nugraheni (2012) dalam (Widodo, 2014), penelitian deskriptif adalah penelitian yang memiliki tujuan untuk memecahkan masalah yang ditemui secara sistematis dan faktual berdasarkan data-data yang ada. Sedangkan penelitian pengembangan adalah penelitian yang berfokus pada studi tentang variabel-variabel dan perkembangannya selama rentang waktu tertentu serta menghasilkan ramalan pertumbuhan faktor-faktor yang mempengaruhi perkembangan tersebut.

Dalam tugas akhir ini yaitu analisis stabilitas dinding penahan tanah pada lereng menggunakan *software* plaxis, jenis penelitian yang akan digunakan adalah jenis penelitian pengembangan.

4.3 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian yang digunakan untuk analisis stabilitas dinding penahan tanah pada lereng ini adalah pada daerah Kabupaten Kulon Progo tepatnya pada lereng di pinggir Jln. Nanggulan - Girimulyo, karena disana terdapat banyak lereng yang tidak mempunyai dinding penahan tanah. Peta lokasi lereng yang akan diteliti dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian

4.4 Cara Pengambilan Sampel

Menurut Mustafa (2000) dalam Widodo (2014), populasi adalah keseluruhan sampel yang akan diteliti sedangkan sampel adalah sebagian dari keseluruhan unsur yang akan diteliti. Sampel diperlukan karena keterbatasan waktu, biaya, dan sumber daya manusia. Pemilihan sampel merupakan representatif dari populasi yang akan diteliti.

Dalam Tugas Akhir ini pengambilan sampel dilakukan dengan cara mengambil sampel tanah secara *undisturbed* untuk mendapatkan kepadatan tanah lapangan asli yang sesuai dengan kepadatan dilapangan dari suatu lereng yang berada di daerah Kabupaten Kulon Progo tepatnya lereng yang berada pada Jln. Nanggulan - Girimulyo untuk kemudian dilakukan uji triaksial di laboratorium untuk mendapatkan parameter- parameter tanah yang diperlukan yaitu nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) untuk analisis selanjutnya yaitu dengan menggunakan *software* Plaxis yang pada akhirnya akan didapatkan nilai *safety factor* (SF).

4.5 Pengukuran Topografi Lereng

Pengukuran yang dilakukan pada lereng asli yang berada di Jln. Nanggulan – Girimulyo ini adalah untuk mengetahui kontur permukaan tanah pada lereng tersebut dengan menggunakan *teodolith*. Kontur lereng asli yang didapatkan akan dimodelkan didalam Plaxis.

4.6 Pengujian Sampel

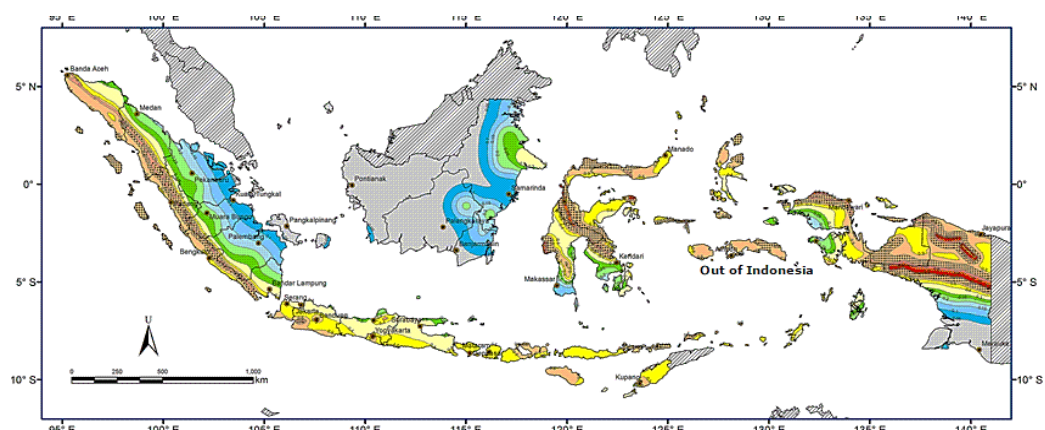
Sampel yang sudah diambil dari lokasi akan melalui pengujian properti tanah terlebih dahulu untuk mengetahui berat jenis, berat volume, kadar air, uji permeabilitas, dan pengujian saringan dan analisis hidrometer juga dibutuhkan untuk mengetahui seberapa rapat gradasi tanah yang terkandung di dalam sampel tanah tersebut dan jika tanah memiliki kandungan lempung pengujian batas

konsistensi pada sampel tanah juga akan dibutuhkan. Adapun pengujian yang dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Pengujian Kadar Air Tanah
2. Pengujian Berat Volume Tanah
3. Pengujian Jenis Tanah
4. Pengujian Analisis Saringan
5. Pengujian Hidrometer
6. Pengujian Permeabilitas Tanah
7. Pengujian Batas Cair
8. Pengujian Batas Plastis
9. Pengujian Batas Susut
10. Pengujian Triaksial tipe UU.

4.7 Pembebanan Gempa

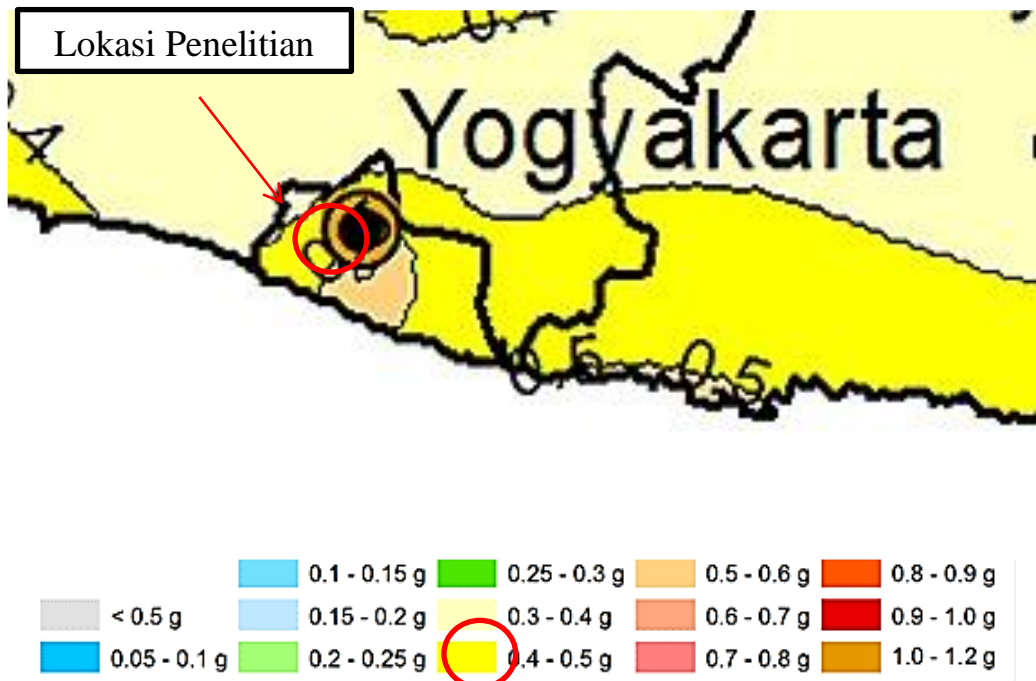
Pembebanan gempa yang diberikan dalam penelitian ini mengacu kepada peta zonasi gempa indonesia dari pusat penelitian dan pengembangan permukiman kementerian pekerjaan umum dengan menggunakan aplikasi desain spektra indonesia. Peta zonasi gempa indonesia dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Peta Zonasi Gempa Indonesia

(Sumber : <http://puskim.pu.go.id>)

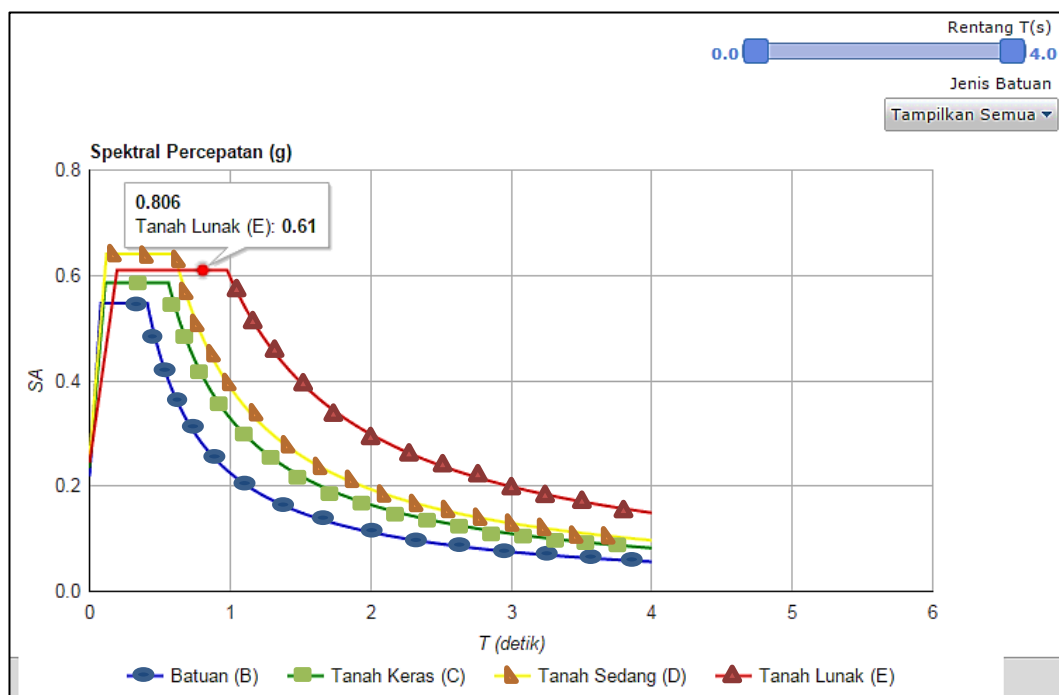
Nilai spektral percepatan pada tanah dasar akibat gempa *risk-targeted maximum consider earthquake* dengan probabilitas keruntuhan bangunan 1% dalam 50 tahun masuk pada zona dengan nilai percepatan antara 0,4 sampai 0,5. Peta Wilayah Spektrum Respon Percepatan Gempa pada Lokasi Penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Peta Wilayah Spektrum Respon Percepatan Gempa pada Lokasi Penelitian

(Sumber : <http://puskim.pu.go.id>).

Setelah dilakukan perhitungan menggunakan aplikasi desain spektra indonesia dengan terlebih dahulu memasukkan koordinat lokasi penelitian maka hasil perhitungan peak ground acceleration pada lokasi adalah sebesar 0,377. Hasil perhitungan aplikasi ini juga menampilkan grafik percepatan spektral pada 4 jenis permukaan tanah yang berbeda terhadap waktu. Grafik percepatan spektral dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Grafik Percepatan Spektral Pada Permukaan Tanah

(Sumber : <http://puskim.pu.go.id>).

Dari hasil analisis klasifikasi tanah pada lokasi penelitian diketahui jenis tanah adalah lempung lunak yang masuk kategori tanah lunak, maka dari perhitungan aplikasi desain spektra indonesia diketahui besar percepatan maksimum gempa pada permukaan tanah lunak yang digunakan dalam analisis menggunakan program Plaxis adalah sebesar 0,61 g.

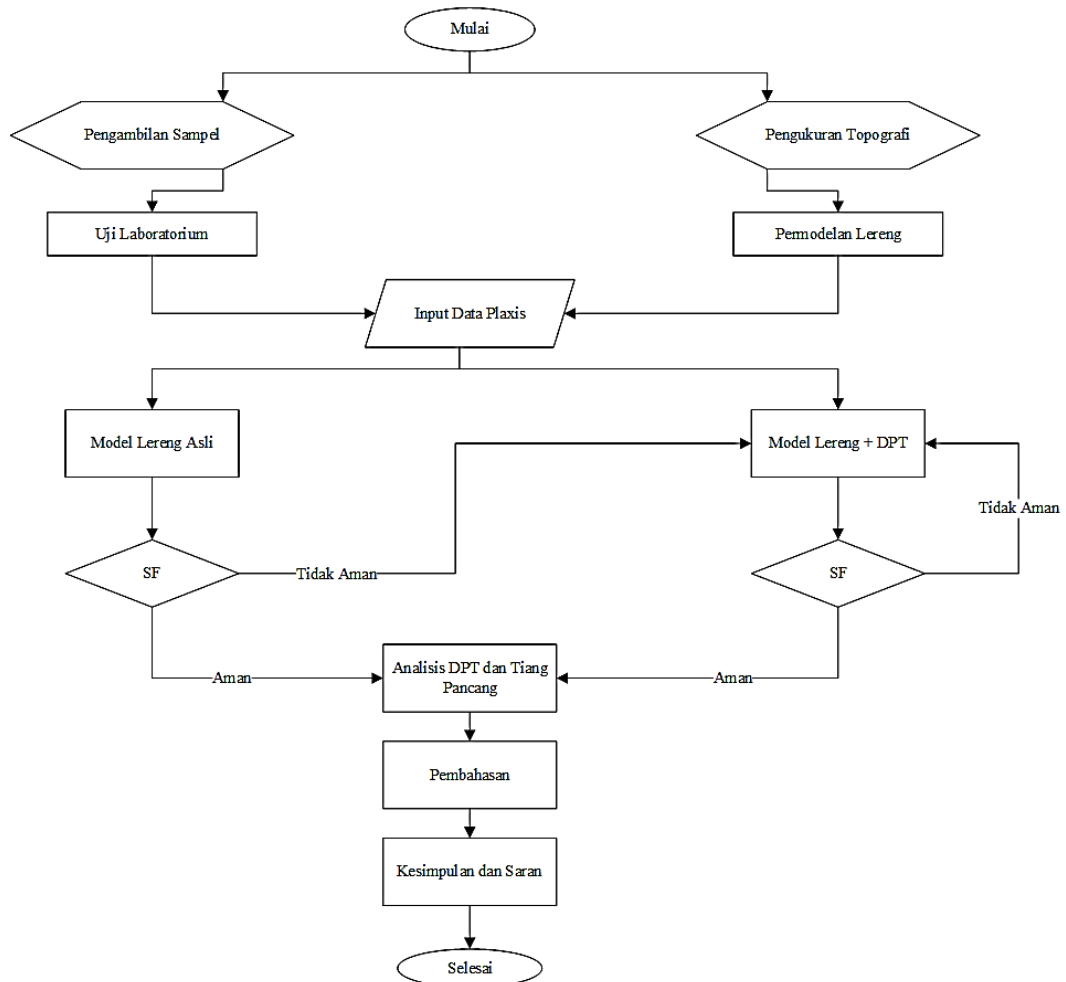
4.8 Permodelan Lereng

Setelah sampel diambil dari lokasi, sampel tersebut dibawa dan diuji properti tanahnya dan diuji triaksial di laboratorium mekanika tanah Universitas Islam Indonesia. Setelah diperoleh data primer hasil uji di laboratorium dan pengukuran topografi lereng asli, dilakukan analisis stabilitas lereng dengan menggunakan program Plaxis. Permodelan pada lereng dibagi menjadi 3 macam yaitu permodelan lereng asli, permodelan lereng dengan sudut 90° , dan permodelan lereng menggunakan dinding penahan tanah dengan sifat *Undrained*

dan *Drained*, dalam setiap permodelan diberikan pengaruh beban yaitu pengaruh permodelan lereng terhadap beban sendiri dan beban gempa yang juga setiap beban akan ditambah dengan dua elevasi muka air tanah, elevasi muka air tanah maksimum pada elevasi 3 sampai 4 meter dan elevasi muka air tanah minimum pada elevasi 0 meter (tepat berada pada kaki lereng) disetiap masing-masing beban hingga diperoleh *total displacement*, tegangan efektif, dan *safety factor* (SF). Setelah dilakukan analisis terhadap penambahan dinding penahan tanah pada lereng dengan sudut 90° , penulis mendapati kapasitas dukung tanah dibawah dinding penahan tanah tidak mampu mendukung berat dinding, oleh karena itu penulis menambahkan tiang pancang untuk mampu mendukung dinding tersebut. Setelah diketahui dimensi tiang yang mampu menahan beban dinding penahan tanah, penulis memodelkan tiang pancang ke dalam Plaxis.

4.9 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian yang dilakukan pada Tugas Akhir ini terdapat bagan alir metode penelitian secara keseluruhan. Bagan alir dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5 Bagan Alir Penelitian.

BAB V

ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN

5.1 Uji Propertis dan Parameter Kuat Geser Tanah

5.1.1 Pengujian Kadar Air Tanah

Pengujian bertujuan untuk menentukan kadar air sampel tanah. Kadar air tanah nilai perbandingan antara berat air dalam satuan tanah dengan berat kering tanah tersebut. Pada pengujian ini sampel tanah merupakan tanah yang diambil dari daerah Kulon Progo.

Dari hasil pengujian Kadar Air diperoleh data sebagai berikut, dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Data Pengujian Kadar Air

1	No. Pengujian		I	II	
2	Berat Countainer	W1	gr	22,05	21,91
3	Berat Countainer + Tanah Basah	W2	gr	48,05	47,48
4	Berat Countainer + Tanah Kering	W3	gr	40,82	40,71
5	Berat Air	Ww	gr	7,23	6,77
6	Berat Tanah Kering	Ws	gr	18,77	18,8
7	Kadar Air	w	%	38,52	36,01
8	Kadar Air Rata-Rata	w	%	37,26	

Perhitungan :

a. Sampel I

$$w = \frac{48,05 - 40,82}{40,82 - 22,05} \times 100 = 38,52\%$$

b. Sampel II

$$w = \frac{47,48 - 40,71}{40,71 - 21,91} \times 100 = 36,01\%$$

c. Perhitungan kadar air rata-rata

$$w \text{ rata-rata} = \frac{\text{Sampel 1} + \text{Sampel 2}}{2}$$

$$w \text{ rata-rata} = \frac{38,52 + 36,01}{2}$$

$$= 37,26 \%$$

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh nilai kadar air pada tanah asli sebesar 37,26%.

5.1.2 Pengujian Berat Volume Tanah

Pengujian berat volume tanah bertujuan untuk mengetahui berat volume suatu sampel tanah. Berat volume tanah merupakan perbandingan berat tanah total termasuk air yang terkandung di dalamnya dengan volume tanah total. Sampel tanah diambil dengan cara *undisturb* maka sampel juga menunjukkan kepadatan tanah yang berada dilapangan. Hasil volume tanah asli dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Hasil Pengujian Berat Volume Tanah

1	No. Pengujian	Simbol	Satuan	I	II
2	Diameter Ring	D	Cm	6,06	6,06
3	Tinggi Ring	T	Cm	2,07	2,07
4	Volume Ring	V	cm ³	59,67	59,67
5	Berat Ring	W1	Gr	49,46	49,46
6	Berat Ring + tanah basah	W2	Gr	152,62	153,95
7	Berat Tanah Basah	W3	Gr	103,16	104,49
8	Berat Volume Tanah	γ	gr/cm ³	1,728	1,751
9	Berat Volume Rata-Rata	γ	gr/cm ³	1,7395	

Perhitungan :

a. Percobaan I

$$\begin{aligned} \text{Volume ring} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times t \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 6,06^2 \times 2,07 \\ &= 59,67 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah basah (W3)} &= W2 - W1 \\ &= 152,62 - 49,46 \\ &= 103,16 \text{ gram} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat volume tanah } (\gamma_b) &= \frac{W3}{V} \\ &= \frac{103,16}{59,67} \\ &= 1,728 \text{ gram/cm}^3 \end{aligned}$$

b. Percobaan II

$$\begin{aligned} \text{Volume ring} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times t \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 6,06^2 \times 2,07 \\ &= 59,67 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tanah basah (W3)} &= W2 - W1 \\
 &= 153,95 - 49,46 \\
 &= 104,49 \text{ gram} \\
 \text{Berat volume tanah } (\gamma_{\text{Unsat}}) &= \frac{W3}{V} \\
 &= \frac{104,49}{59,67} \\
 &= 1,751 \text{ gram/cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Berat volume rata-rata} &= (1,728 + 1,751)/2 \\
 &= 1,7395 \text{ gram/cm}^3
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, didapat berat volume tanah rata-rata sebesar $1,7395 \text{ gr/cm}^3$.

5.1.3 Pengujian Berat Jenis

Pengujian ini dilakukan untuk menentukan kepadatan massa butiran atau partikel tanah yaitu perbandingan antara berat butiran tanah dan berat air suling dengan volume yang sama pada temperatur tertentu. Temperatur yang digunakan adalah $27,5^\circ\text{C}$. Hasil pengujian berat jenis tanah asli dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Hasil Pengujian Berat Jenis Tanah Asli

No	Pengujian			I	II
1	Berat Picknometer	W1	Gr	41,05	39,31
2	Berat Picknometer + Tanah Kering	W2	Gr	54,07	49,37
3	Berat Picknometer + Tanah Kering + Air	W3	Gr	152,24	145,27
4	Berat Picknometer+Air Penuh	W4	Gr	144,24	139,21
5	Suhu Air		$^\circ\text{C}$	25	25
6	γ_w pada suhu ($t^\circ\text{C} = 25^\circ\text{C}$)		$\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$	0,99708	

7	γ_w pada suhu (27,5 t°C)		gr/c m ³	0,99641	
8	Berat Tanah Kering	Ws	Gr	13,02	9,97
9	A = Ws + W4		Gr	157,26	149,18
10	I = A – W3		Gr	5,02	3,91
11	Berat Jenis Tanah pada suhu t°C	Gs		2,59	2,55
12	Berat Jenis Tanah pada suhu 27,5°C	Gs		2,601	2,552
13	Berat Jenis Rata-rata	Gs		2,5765	

Perhitungan :

1. Berat tanah kering (Ws) = W2– W1

$$Ws1 = 54,07 - 41,05 = 13,02 \text{ gr}$$

$$Ws2 = 49,37 - 39,40 = 9,97 \text{ gr}$$

2. A = Ws + W4

$$A1 = 13,02 + 144,24 = 157,26 \text{ gr}$$

$$A2 = 9,97 + 139,21 = 149,18 \text{ gr}$$

3. I = A – W3

$$I1 = 157,26 - 152,24 = 5,02 \text{ gr}$$

$$I2 = 149,18 - 145,27 = 3,91 \text{ gr}$$

4. Berat jenis tanah pada suhu (t°C), $G_s(t^\circ\text{C}) = \frac{W_s}{I}$

$$G_{s1}(26^\circ\text{C}) = \frac{13,02}{5,02} = 2,59$$

$$G_{s1}(26^\circ\text{C}) = \frac{9,97}{3,91} = 2,55$$

5. Berat jenis tanah pada suhu (27,5°C), $G_s(27,5^\circ\text{C}) = G_s(t^\circ\text{C}) \times$

$$\frac{(\gamma_w(t^\circ\text{C}))}{(\gamma_w(27,5^\circ\text{C}))}$$

$$G_s(27,5^\circ\text{C}) = 2,6 \times \frac{0,99708}{0,99641} = 2,601$$

$$G_s(27,5^\circ\text{C}) = 2,55 \times \frac{0,99708}{0,99641} = 2,5517$$

$$6. \text{ Berat jenis rata-rata } G_{srt} (27,5^\circ\text{C}) = (2,601+2,5517)/2 \\ = 2,576$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka didapat nilai berat jenis tanah yang diuji sebesar 2,576.

5.1.4 Pengujian Analisis Saringan

Pengujian ini bertujuan untuk menentukan persentase ukuran butir tanah pada benda uji yang tertahan saringan no.200 dan untuk menentukan pembagian butiran (gradasi) agregat halus dan agregat kasar. Dalam penelitian ini digunakan sampel dengan berat tanah seberat 80 gr. Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Hasil Pengujian Analisis Saringan

No. Saringan	Diameter Saringan	Berat Tanah Tertahan	Berat Tanah Lolos	% Tertahan	% Lolos
	(mm)	(gr)	(gr)	%	%
4	4,750	0	80	0	100
10	2,000	1,17	78,83	1,462	98,537
20	0,850	2,33	76,5	2,912	95,625
40	0,425	4,15	72,35	5,187	90,437
60	0,250	5,12	67,23	6,4	84,037
140	0,106	10,46	56,77	13,075	70,962
200	0,075	2,58	54,19	3,225	67,737
Pan		53,19	-	1,25	66,487

Perhitungan Analisis Saringan dapat dilihat pada **Lampiran 1**.

5.1.5 Pengujian Analisis Hidrometer

Maksud pengujian ini adalah untuk menentukan distribusi ukuran butir-butir untuk tanah yang tidak mengandung butir tanah tertahan oleh saringan nomor 10. Pengujian dilakukan dengan analisa sedimen

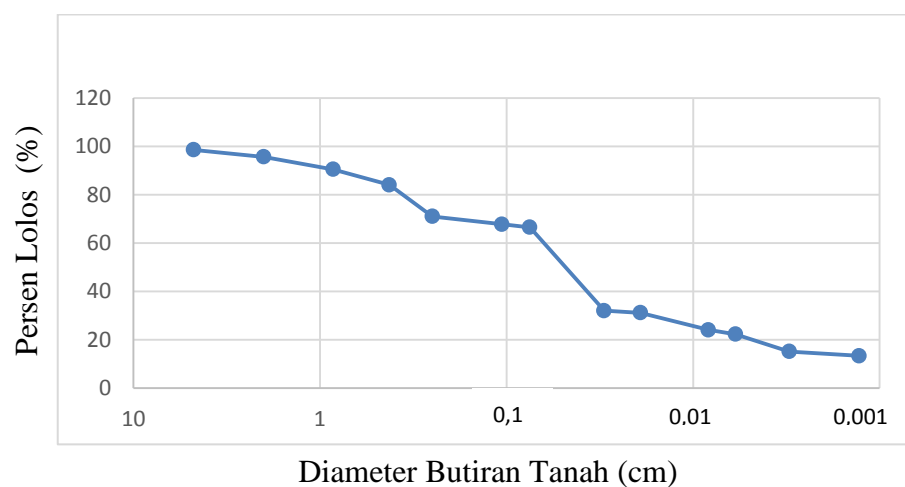
menggunakan hidrometer. Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut ini.

Tabel 5.5 Hasil Pengujian Analisis Hidrometer

Waktu	T	Ra	Rc	% Lolos	R	L	L/t	K	D
Menit	°C		(Ra-z)		Ra+m	cm			cm
0	27	38	40	35,562	39	10,1	0	0,01297	0
2	27	34	36	32,005	35	10,7	5,35	0,01297	0,03
5	27	33	35	31,116	34	10,9	2,18	0,01297	0,0191
30	27	25	27	24,004	26	12,2	0,406	0,01297	0,0082
60	27	23	25	22,226	24	12,5	0,208	0,01297	0,0059
250	27	15	17	15,113	16	13,8	0,055	0,01297	0,003
1440	27	13	15	13,335	14	14,2	0,01	0,01297	0,0013

Perhitungan Analisis Hidrometer dapat dilihat pada **Lampiran 1**.

Berdasarkan hasil persen lolos uji analisa saringan dan hasil persen lolos uji hidrometer didapatkan grafik *grain size analysis* pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Grain Size Analysis

5.1.6 Pengujian Permeabilitas

Pengujian ini dimaksudkan untuk menghitung daya kelolosan/rembesan air (*coeficient of permeability*) dari suatu sampel tanah. Pada pengujian ini menggunakan metode *Falling Head* / pengujian permeabilitas dengan tinggi energi turun. Hasil dari pengujian permeabilitas dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan 5.7 berikut ini.

Tabel 5.6 Data Pengujian Permeabilitas

1	Diameter Pipa Gelas	d (cm)	0,5
2	Diameter Contoh Tanah	D (cm)	2,97
3	Tinggi Contoh Tanah	H (cm)	4,175
4	Volume Contoh Tanah	V (cm ³)	28,924
5	Berat Contoh Tanah	W (gr)	42,04
6	Berat Volume Tanah $\gamma = w/v$	gr/cm ³	1,453
7	Kadar Air Tanah	W (%)	37,26
8	Berat jenis Tanah	Gs	2,57
9	Angka Pori $e = \frac{Gs(1+w)-\gamma}{\gamma}$	e	1,426
10	Suhu Air	t(°)	25

Tabel 5.7 Pembacaan Waktu Penurunan Air

1	Waktu pengamatan (detik)	T ₀	T ₁	T ₃	T ₄
		0	7200	10800	86400
2	Tinggi Muka Air (cm)	H ₀	H ₁	H ₂	H ₃
		33	32,5	32	23
3	$k = 2,303 \frac{d^2 \cdot h}{D^2 \cdot t} \ln \frac{H_0}{H_t}$	0	$5,778 \times 10^{-7}$	$7,764 \times 10^{-7}$	$1,138 \times 10^{-6}$
4	Koefisien permeabilitas rata-rata, k	$6,2305 \times 10^{-7}$			
5	Koefisien permeabilitas pada suhu 20° = $k \cdot \frac{vt}{v_{20}}$	$5,5423 \times 10^{-7}$			

6	Vt = Viskositas Air pada suhu t = 25 ⁰	0,00894
7	Vt = Viskositas Air pada suhu t = 20 ⁰	0,01005

Perhitungan :

- Berat Volume Tanah $\gamma = W/V = 42,04/28,924 = 1,453 \text{ gr/cm}^3$
- Berat Jenis Tanah $G_s = 2,57$
- Kadar Air Tanah $w = 37,26 \%$
- Berat Contoh Tanah $W = 42,04 \text{ gr}$
- Angka Pori $e = \frac{G_s(1+w) - \gamma}{\gamma} = \frac{2,57(1+0,372) - 1,453}{1,453} = 1,426$
- Koefisien Permeabilitas, $K = 2,303 \frac{d^2 \cdot h}{D^2 \cdot t} \ln \frac{H_0}{H_t}$

$$K_0 = 2,303 \frac{0,5^2 \cdot 4,175}{2,97^2 \cdot 0} \ln \frac{33}{33} = 0$$

$$K_1 = 2,303 \frac{0,5^2 \cdot 4,175}{2,97^2 \cdot 7200} \ln \frac{33}{32,5} = 5,778 \times 10^{-7}$$

$$K_2 = 2,303 \frac{0,5^2 \cdot 4,175}{2,97^2 \cdot 10800} \ln \frac{33}{32} = 7,764 \times 10^{-7}$$

$$K_3 = 2,303 \frac{0,5^2 \cdot 4,175}{2,97^2 \cdot 86400} \ln \frac{33}{23} = 1,138 \times 10^{-6}$$

- K rata-rata $= \frac{(0) + (5,778 \times 10^{-7}) + (7,764 \times 10^{-7}) + (1,138 \times 10^{-6})}{4}$
 $= 6,2305 \times 10^{-7} \text{ cm/dt}$

- $K_{20^0} = K \cdot \frac{vt}{v_{20}}$
 $= 6,2305 \times 10^{-7} \frac{0,00894}{0,01005}$
 $= 5,5423 \times 10^{-7} \text{ cm/dt}$

5.1.7 Pengujian Batas Cair

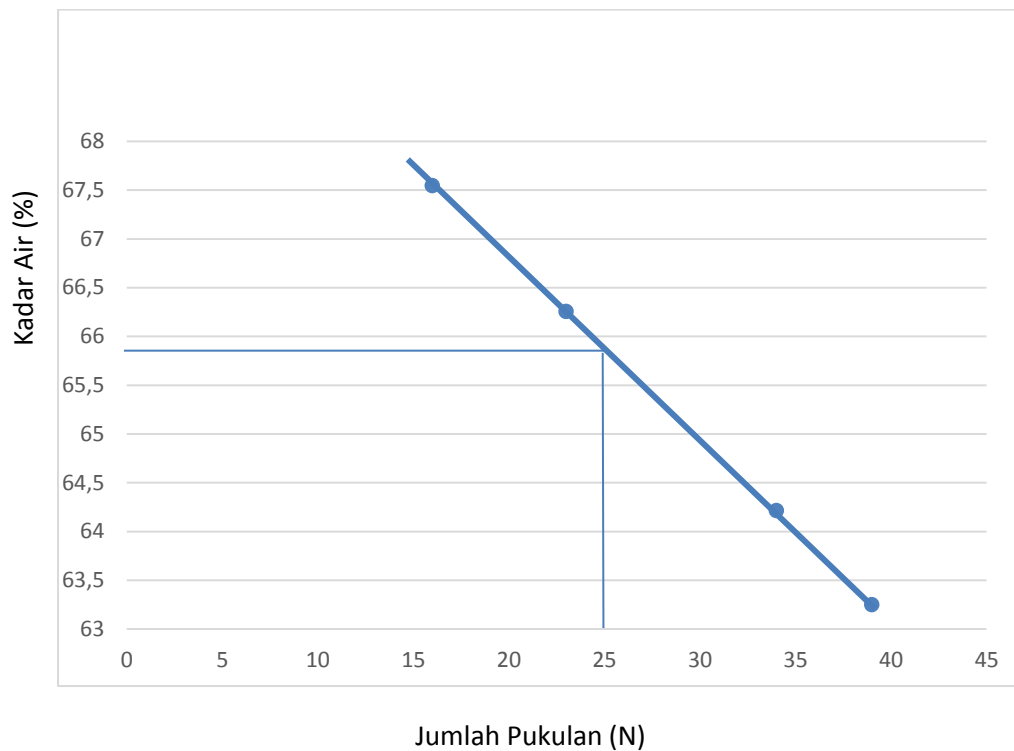
Tujuan pengujian adalah menentukan batas cair tanah. Batas cair tanah adalah kadar tanah dalam keadaan batas antara cair dan plastis. Batas cair untuk mengetahui jenis dan sifat sifat tanah dari bagian tanah yang mempunyai ukuran butir lolos saringan no.40. Hasil pengujian bataapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Hasil Pengujian Batas Cair

No.	Pengujian	I		II		III		IV	
		1	2	3	4	5	6	7	8
1.	No Cawan								
2.	Berat Cawan + Tutup	22,17	21,62	21,94	21,93	21,95	22,14	22,18	22,37
3.	Berat Cawan + Tanah Basah	36,22	37,31	38,23	38,69	37,86	38,74	37,67	36,69
4.	Berat Cawan + Tanah Kering	30,56	30,98	31,57	32,19	31,48	32,42	31,66	31,15
5.	Berat Air (3)-(4)	5,66	6,33	6,66	6,50	6,38	6,32	6,01	5,54
6.	Berat Tanah Kering (4)-(2)	8,39	9,36	9,63	10,26	9,53	10,28	9,48	8,78
7.	Kadar Air = (5)/(6) * 100%	67,46	67,62	69,15	63,35	66,94	61,47	63,39	63,09
8.	Berat Kadar Air Rata-rata	67,5447		66,2558		64,2125		63,2472	
9.	Jumlah Pukulan, N	16		23		34		39	

Perhitungan Uji Batas Cair dapat dilihat pada **Lampiran 1**.

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka didapatkan grafik perbandingan jumlah pukulan terhadap kadar air. Grafik dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5.2 Grafik Perbandingan Kadar Air dan Jumlah Pukulan

Berdasarkan gambar grafik tersebut didapat kadar air pada pukulan 25 yang merupakan batas cair tanah uji (LL) sebesar 65,75 %.

5.1.8 Pengujian Batas Plastis

Pengujian ini untuk menentukan kadar air pada kondisi batas plastis. Batas plastis adalah kadar air minimum suatu sampel tanah dalam keadaan plastis (kadar air peralihan dari kondisi semi solid ke kondisi plastis). Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Hasil Pengujian Batas Plastis

No	Pengujian	Batas Plastis	
		1	2
1	No Cawan	1	2
2	Berat Cawan + Tutup	22,19	21,45
3	Berat Cawan + Tanah Basah	35,73	38,17
4	Berat Cawan + Tanah Kering	31,64	32,83
5	Berat Air (3)-(4)	4,09	5,34
6	Berat Tanah Kering (4)-(2)	9,45	11,38
7	Kadar Air = (5)/(6)*100%	43,2804	46,9244
8	Berat Kadar Air Rata-rata (%)	45,1024	

Perhitungan :

1. Berat air

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 1} &= 35,73 - 38,17 \\ &= 4,09 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 2} &= 38,17 - 32,83 \\ &= 5,34 \text{ gr} \end{aligned}$$

2. Berat tanah kering

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah kering 1} &= 31,64 - 22,19 \\ &= 9,45 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah kering 2} &= 32,83 - 21,45 \\ &= 11,38 \text{ gr} \end{aligned}$$

3. Kadar air

$$\begin{aligned} \text{Kadar air 1} &= \frac{4,09}{9,45} \times 100\% \\ &= 43,28 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kadar air 2} &= \frac{5,34}{11,38} \times 100\% \\ &= 46,92\% \end{aligned}$$

4. Kadar air rata-rata

$$\begin{aligned} \text{Kadar air rata rata} &= \frac{w1 + w2}{2} \\ &= \frac{43,28 + 46,92}{2} \\ &= 45,1024\% \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, didapatkan batas plastis (PL) tanah lempung sampel sebesar 45,1024 %. Setelah mendapatkan nilai batas cair (LL) dan batas plastis (PL), didapat nilai indeks plastisitas dengan menggunakan rumus $IP = LL - PL$, yaitu sebesar 20,647 % > 17 tanah bersifat plastisitas sedang sampai tinggi, jenis tanah lempung organik.

5.1.9 Pengujian Batas Susut

Pengujian ini bertujuan untuk menentukan kadar air tanah pada kondisi batas susut Batas susut tanah adalah kadar air tanah minimum yang masih dalam keadaan semi solid dan solid (kadar air pada tanah yang diberi penambahan air dan tanah, volumenya mulai berubah). Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5.10 Hasil Pengujian Batas Susut

No.	Pengujian	1	2
1	Berat Cawan Susut (W1) (gr)	40,42	39,52
2	Berat Cawan Susut + Tanah Basah (W2) (gr)	80,02	78,27
3	Berat Cawan Susut + Tanah Kering (W3) (gr)	71,68	69,96
4	Berat Tanah Kering $W_o = W1 - W3$	31,27	30,44
5	Kadar Air $w = (W2 - W3) / (W3 - W1) * 100\%$ (%)	26,67	27,29
6	Diameter Ring (d) (cm)	4,13	4,11
7	Tinggi Ring (t) (cm)	1,49	1,52
8	Volume Ring (V) (cm ³)	19,96	20,16
9	Berat Air Raksa Terdesak Tanah Kering + Gelas Ukur (W4) (gr)	217,76	221,63
10	Berat Gelas Ukur (W5) (gr)	60,67	60,67
11	Berat Air Raksa (W6) (gr)	157,09	160,96
12	Volume Tanah Kering (V _o) (cm ³)	11,55	11,83
13	Batas Susut Tanah $SL = w - (V - V_o) / W_o$ (%)	26,40	27,02
14	Angka Susut $SR = W_o / V_o$	2,7071	2,5719
15	Susut Volumetrik $(VS = (w - SL) * SR)$	0,7280	0,7038
16	Susut Linier $(LS = 1 - ((100) / (VS + 100))^{1/3})$	0,6690	0,6689
17	Berat Jenis $G_s = 1 / ((1 / SR) - (LS / 100))$	2,7571	2,6169

Perhitungan :

1. Batas Susut Tanah (SL) = $w - (V - V_o) / W_o$

$$\begin{aligned} \text{Batas Susut Tanah } SL_1 &= 26,67 - (19,96 - 11,55) / 31,27 \\ &= 26,40 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas Susut Tanah } SL_2 &= 27,29 - (20,16 - 11,83) / 30,44 \\ &= 27,02 \% \end{aligned}$$

$$\text{Batas Susut Rata-Rata} = (26,40 + 27,02)/2 = 26,71 \%$$

$$2. \text{ Angka Susut (SR)} = W_o/V_o$$

$$\begin{aligned} \text{Angka Susut SR}_1 &= 31,27/11,55 \\ &= 2,707 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Angka Susut SR}_2 &= 30,44/11,83 \\ &= 2,571 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$3. \text{ Susut Volumetrik (VS)} = (w - SL) \times SR$$

$$\begin{aligned} \text{Susut Volumetrik VS}_1 &= (26,67 - 26,40) \times 2,707 \\ &= 0,728 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Susut Volumetrik VS}_2 &= (27,29 - 27,02) \times 2,571 \\ &= 0,703 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$4. \text{ Susut Linier (LS)} = 1 - ((100)/(VS+100))^{1/3}$$

$$\begin{aligned} \text{Susut Linier LS}_1 &= 1 - ((100)/(0,728+100))^{1/3} \\ &= 0,6690 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Susut Linier LS}_2 &= 1 - ((100)/(0,703+100))^{1/3} \\ &= 0,6689 \%$$

$$5. \text{ Berat Jenis (Gs)} = 1/((1/SR)-(LS/100))$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Jenis Gs}_1 &= 1/((1/2,707)-(0,6690/100)) \\ &= 2,7571 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Jenis Gs}_2 &= 1/((2,571)-(0,6689/100)) \\ &= 2,6169 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil pengujian diatas, diketahui Batas Susut (SL) tanah lempung adalah sebesar 26,71 %.

5.1.10 Pengujian Triaksial

Tujuan dari pengujian triaksial dengan kondisi UU ini adalah untuk mendapatkan nilai parameter tegangan geser yaitu kohesi (c) serta nilai sudut geser (φ) dengan cara memvisualisasikan grafik lingkaran Mohr. Parameter tegangan geser ini digunakan untuk mengetahui bidang keruntuhan.

Pengujian pada sampel tanah asli dilakukan dua kali untuk membandingkan hasil pengujian triaksial tersebut. Hasilnya dapat dilihat sebagai berikut.

1. Pengujian Sampel Tanah Asli 1

Tabel 5.11 Data Sampel Tanah 1

Silinder	I (0,5 kg)	II (1 kg)	III (1.5 kg)
Tinggi Silinder	7,6	7,6	7,6
Diameter silinder (cm)	3,83	3,83	3,83
Berat silinder (gr)	144,82	144,82	144,82
Luas Penampang silinder (cm ²)	11,5209	11,5209	11,5209
Volume Silinder (cm ³)	87,5590	87,5590	87,5590
Berat silinder + Tanah Basah (gr)	298,52	303,28	305,61
Berat Tanah Basah (gr)	153,7	158,46	160,79
Berat Isi Basah, γ (gr/cm ³)	1,7554	1,8098	1,8364
Berat isi Kering, γ_d (gr/cm ³)	1,2940	1,3466	1,3387

Data hasil uji triaksial pada sampel 1 dengan besar tegangan $0,5 - 2 \text{ kg/cm}^2$ dapat dilihat pada **Lampiran 1**, Tabel L-1.1 sampai Tabel L-1.3.

Tabel 5.12 Data Uji Kadar Air Sampel Tanah 1

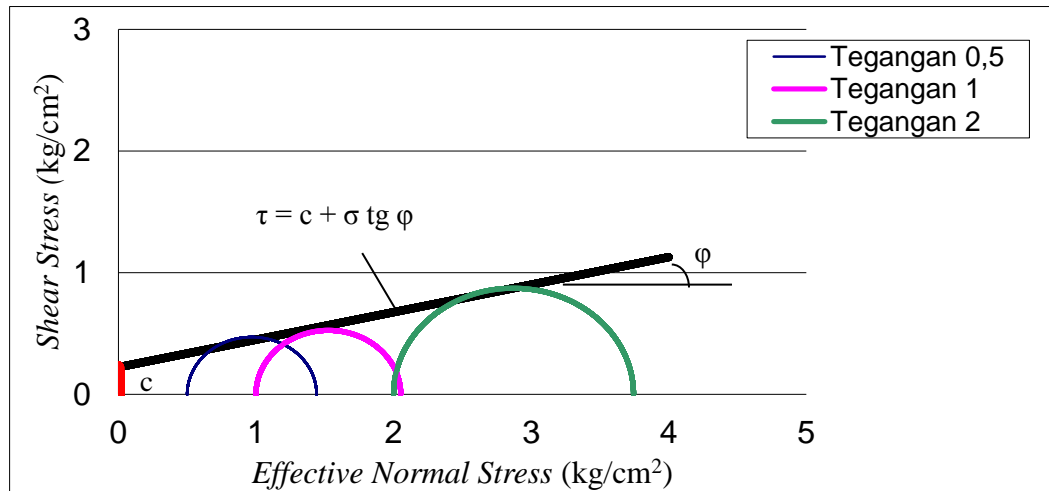
	top	mid	bot	top	mid	bot	top	mid	bot
Berat container, W1 (gr)	21,93	21,94	22,17	21,62	21,93	21,96	22,14	22,37	21,67
Berat tanah basah + container, W2 (gr)	41,61	42,32	40,16	45,57	43,13	42,52	42,96	43,15	41,98
Berat tanah kering + container, W3 (gr)	36,54	36,61	35,66	39,81	37,42	37,23	37,21	37,43	36,67
Berat tanah basah, $W = W2 - W1$ (gr)	19,68	20,38	17,99	23,95	21,2	20,56	20,82	20,78	20,31
Berat tanah kering, $Ws = W3 - W1$ (gr)	14,61	14,67	13,49	18,19	15,49	15,27	15,07	15,06	15
Berat air, $Ww = W2 - W3$ (gr)	5,07	5,71	4,5	5,76	5,71	5,29	5,75	5,72	5,31
Kadar Air, %	34,70 %	38,92 %	33,36 %	31,67 %	36,86 %	34,64 %	38,16 %	37,98 %	35,40 %
Kadar air rata-rata, w (%)	35,66%			34,39%			37,18%		

Tabel 5.13 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 1

No	Parameter	Teg. 0,5 (kg/cm ²)	Teg. 1(kg/cm ²)	Teg. 2 (kg/cm ²)
1	Tekanan Utama Minor (σ_3)	0,5000	1,0000	2,0000
2	Tekanan Deviator ($\Delta\sigma$)	0,9407	1,0523	1,744
3	Tekanan Utama Mayor (σ_1)	1,4407	2,0523	3,744
4	Absis (Pusat Lingkaran), (x)	0,9703	1,5261	2,872
5	Jari-jari Lingkaran (r)	0,4703	0,5261	0,872
6	Angle of shearing resistance(o)			
7	Apperen cohesion (kg/cm ²)			

Dari hasil perhitungan yang telah didapat maka dapat dibentuk grafik hubungan tegangan-regangan seperti pada Gambar 5.3 dan grafik Lingkaran Mohr pada Gambar 5.4.

**Gambar 5.3 Grafik Hubungan Tegangan Regangan Sampel Tanah 1**



Gambar 5.4 Grafik Lingkaran Mohr Sampel Tanah 1

Berdasarkan perhitungan dan pembacaan grafik diatas, diperoleh nilai kohesi sebesar $0,233 \text{ kg/cm}^2$ dan nilai sudut gesek sebesar $12,75^\circ$ untuk sampel tanah 1.

2. Pengujian Sampel Tanah Asli 2

Tabel 5.14 Data Sampel Tanah 2

Silinder	I (0,5 Kg)	II (1 Kg)	III (2 Kg)
Tinggi Silinder	7,6	7,6	7,6
Diameter silinder (cm)	3,83	3,83	3,83
Berat silinder (gr)	144,82	144,82	144,82
Luas Penampang silinder (cm^2)	11,5209	11,5209	11,5209
Volume Silinder (cm^3)	87,5590	87,5590	87,5590
Berat silinder + Tanah Basah (gr)	301,36	300,14	298,8
Berat Tanah Basah (gr)	156,54	155,32	153,98
Berat Isi Basah (gr/cm^3), γ	1,7878	1,7739	1,7586
Berat isi Kering, γ_d (gr/cm^3)	1,3373	1,3136	1,2887

Data hasil uji triaksial pada sampel 2 dengan besar tegangan 0,5 – 2 kg/cm² dapat dilihat pada **Lampiran 1**, Tabel L-1.4 sampai Tabel L-1.6.

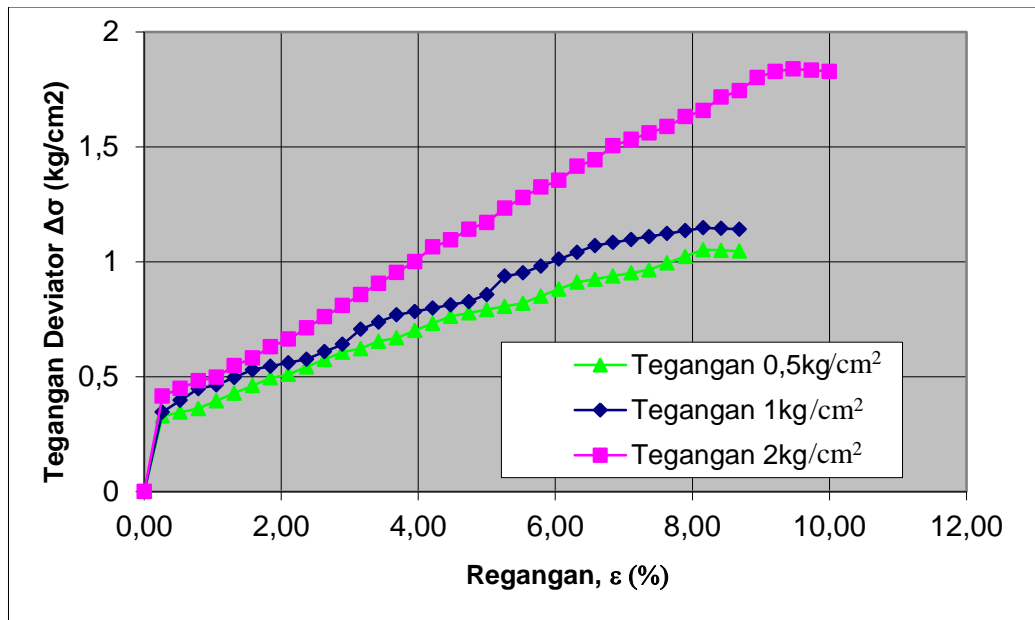
Tabel 5.15 Data Uji Kadar Air Sampel Tanah 2

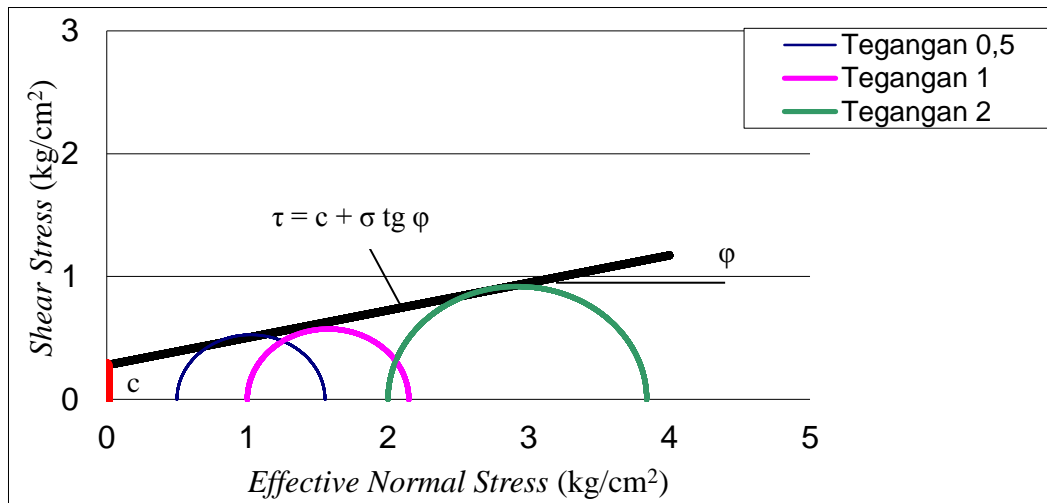
	top	mid	bot	top	mid	bot	top	mid	bot
Berat container, W1 (gr)	21,93	21,94	22,17	21,62	21,93	21,96	22,14	22,37	21,67
Berat tanah basah + container, W2 (gr)	42,51	47,98	45,79	44,97	45,78	47,43	42,56	45,44	49,55
Berat tanah kering + container, W3 (gr)	37,54	41,61	39,43	38,91	39,13	41,34	36,98	39,19	42,38
Berat tanah basah, W = W2 - W1 (gr)	20,58	26,04	23,62	23,35	23,85	25,47	20,42	23,07	27,88
Berat tanah kering, W _s = W3 - W1 (gr)	15,61	19,67	17,26	17,29	17,2	19,38	14,84	16,82	20,71
Berat air, W _w = W2 - W3 (gr)	4,97	6,37	6,36	6,06	6,65	6,09	5,58	6,25	7,17
Kadar Air, %	31,84 %	32,38 %	36,85 %	35,05 %	38,66 %	31,42 %	37,60 %	37,16 %	34,62 %
Kadar air rata-rata, w (%)	33,69%			35,05%			36,46%		

Tabel 5.16 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 2

No	Parameter	Teg. 0,5 (kg/cm ²)	Teg. 1(kg/cm ²)	Teg. 2 (kg/cm ²)
1	Tekanan Utama Minor (σ_3)	0,5000	1,0000	2,0000
2	Tekanan Deviator ($\Delta\sigma$)	1,0523	1,1479	1,8387
3	Tekanan Utama Mayor (σ_1)	1,5523	2,1479	3,8387
4	Absis (Pusat Lingkaran), (x)	1,0261	1,5740	2,9193
5	Jari-jari Lingkaran (r)	0,5261	0,5740	0,9193
6	Angle of shearing resistance(ϕ)	12,598		
7	Apperen cohesion (kg/cm ²)	0,279		

Dari hasil perhitungan yang telah didapat maka dapat dibentuk grafik hubungan tegangan-regangan seperti pada Gambar 5.5 dan grafik Lingkaran Mohr pada Gambar 5.6.

**Gambar 5.5 Grafik Hubungan Tegangan Regangan Sampel Tanah 2**



Gambar 5.6 Grafik Lingkaran Mohr Sampel Tanah 2

Berdasarkan perhitungan dan pembacaan grafik diatas, diperoleh nilai kohesi sebesar $0,279 \text{ kg/cm}^2$ dan nilai sudut gesek sebesar $12,59^\circ$ untuk sampel tanah 2.

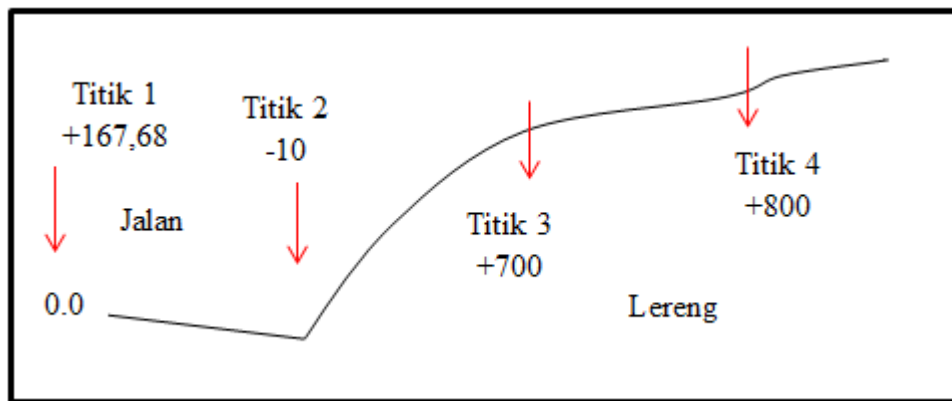
Perhitungan :

$$\begin{aligned}
 \text{Kohesi rata-rata (c)} &= (c_1 + c_2)/2 \\
 &= (0,233 + 0,279)/2 \\
 &= 0,256 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Sudut Gesek rata-rata } (\varphi) &= (\varphi_1 + \varphi_2)/2 \\
 &= (12,75 + 12,59)/2 \\
 &= 12,67^\circ
 \end{aligned}$$

Dari dua hasil sampel tanah asli tersebut diperoleh kohesi rata-rata sebesar $0,256 \text{ kg/cm}^2$ dan nilai sudut gesek rata-rata sebesar $12,67^\circ$.

5.2 Pengukuran Topografi

Pengukuran topografi dilakukan dengan cara tangensial dikarenakan medan yang sulit, cara tangensial ini dilakukan dengan cara membidik rambu hanya dengan membaca benang tengahnya saja tetapi dilakukan pembacaan benang tengah sebanyak dua kali dengan sudut yang berbeda. Sketsa pengukuran topografi dapat dilihat pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Sketsa Pengukuran Topografi

Perhitungan :

- Titik 1 = $t_i = 167,68$ cm
- Titik 2

$$\begin{aligned} \text{Pembacaan 1} &= b_{ta} = 216 \text{ cm} \\ &= \alpha = 7,8628^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pembacaan 2} &= b_{tb} = 199 \text{ cm} \\ &= \beta = 5,5868^\circ \end{aligned}$$

Jarak.

$$S = b_{ta} - b_{tb} = 17 \text{ cm}$$

$$D = S / (\tan \alpha - \tan \beta) = 422 \text{ cm}$$

Beda Tinggi. ($b_t = 199$ cm, $h = 5,5868^\circ$)

$$\Delta h_{AB} = t_i + D \tan h - b_t$$

$$\Delta h_{AB} = 167,68 + 422 \tan 5,5868 - 199$$

$$\Delta h_{AB} = 9,959 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm.}$$

- Titik 3

$$\begin{aligned} \text{Pembacaan 1} &= b_{ta} = 117 \text{ cm} \\ &= \alpha = 40,6750^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pembacaan 2} &= b_{tb} = 109 \text{ cm} \\ &= \beta = 40,3102^\circ \end{aligned}$$

Jarak.

$$S = b_{ta} - b_{tb} = 8 \text{ cm}$$

$$D = S / (\tan \alpha - \tan \beta) = 726,26 \text{ cm}$$

Beda Tinggi. ($b_{t} = 109 \text{ cm}$, $h = 40,3102^\circ$)

$$\Delta h_{AB} = t_i + D \tan h - b_t$$

$$\Delta h_{AB} = 167,68 + 726,26 \tan 40,3102 - 109$$

$$\Delta h_{AB} = 674,82 \text{ cm} \approx 700 \text{ cm.}$$

- Titik 4

$$\begin{aligned} \text{Pembacaan 1} &= b_{ta} = 105 \text{ cm} \\ &= \alpha = 39,1078^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pembacaan 2} &= b_{tb} = 98 \text{ cm} \\ &= \beta = 38,8368^\circ \end{aligned}$$

Jarak.

$$S = b_{ta} - b_{tb} = 7 \text{ cm}$$

$$D = S / (\tan \alpha - \tan \beta) = 894,47 \text{ cm}$$

Beda Tinggi. ($b_{t} = 98 \text{ cm}$, $h = 38,8368^\circ$)

$$\Delta h_{AB} = t_i + D \tan h - b_t$$

$$\Delta h_{AB} = 167,68 + 894,47 \tan 38,8368 - 98$$

$$\Delta h_{AB} = 789,80 \text{ cm} \approx 800 \text{ cm.}$$

5.3 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Program Plaxis

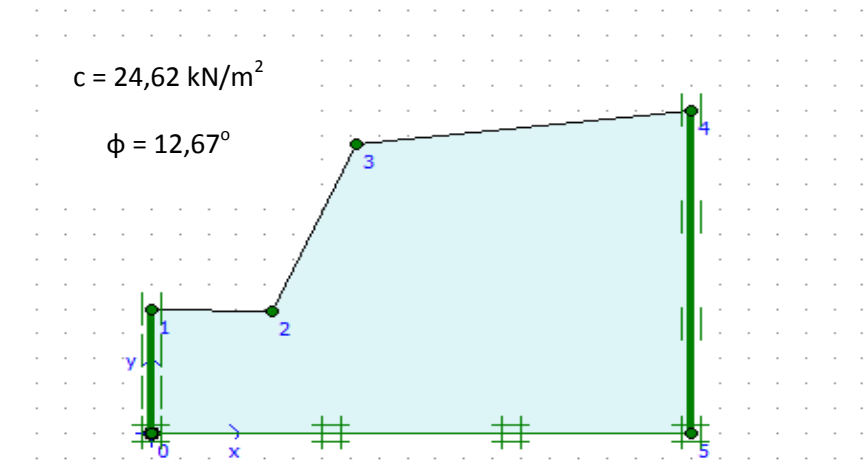
Pada Tugas Akhir ini stabilitas lereng dihitung dengan menggunakan program Plaxis versi 8. Data parameter tanah yang digunakan sebagai *input* program merupakan hasil dari uji laboratorium. Data parameter tanah dapat dilihat pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 Data Parameter Tanah

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Model Material	Model	Mohr-Coloumb	-
Jenis Perilaku Material	Jenis	Undrained	-
Berat Volume Tanah diatas Garis Freatik	γ_b	17.06	KN/m ³
Berat Volume Tanah dibawah Garis Freatik	γ_{sat}	18.71	KN/m ³
Permeabilitas Arah Horizontal	Kx	6.23 x 10 ⁻⁷	M/s
Permeabilitas Arah Vertikal	Ky	6.23 x 10 ⁻⁷	M/s
Modulus Young	E	2820.265	KN/m ²
Angka Poison	u	0.35	-
Kohesi	c	24.623	KN/m ²
Sudut Geser Dalam	ϕ	12.67	°
Sudut Dilatasi	ψ	0	°

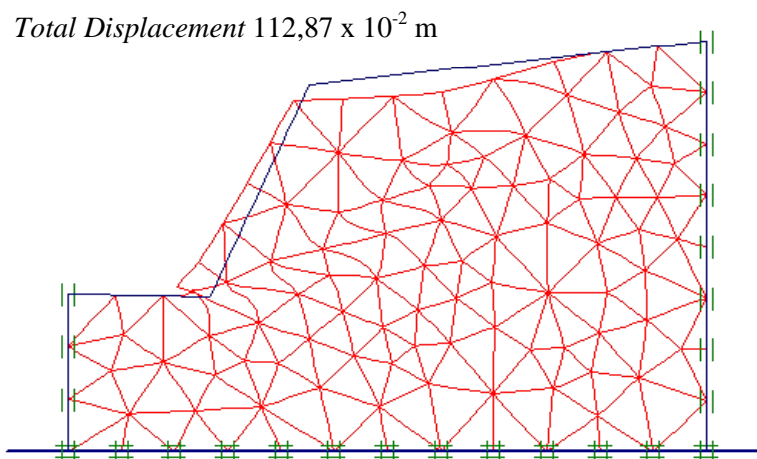
Analisis pada Tugas Akhir ini menggunakan Program Plaxis yang dilakukan dengan cara *Trial and Error*. Permodelan geometri dibedakan menjadi tiga tipe yaitu keadaan lereng asli, keadaan lereng dengan sudut 90°, dan keadaan lereng dengan dinding penahan tanah, ketiga tipe ini

sama-sama dipengaruhi oleh muka air tanah dan gempa. Permodelan lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut ini.



Gambar 5.8 Model Geometri Lereng Asli

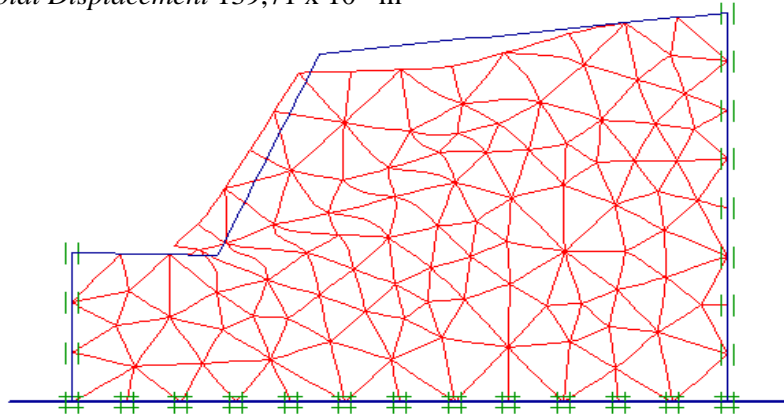
Lereng dengan tinggi 7 meter yang mempunyai jenis tanah lempung lunak dengan kohesi $24,62 \text{ kN/m}^2$ dan sudut gesek dalam $12,67^\circ$ digambarkan di dalam program Plaxis. Keruntuhan lereng akibat gaya grafitasi dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.



Gambar 5.9 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi

Dari Gambar 5.9 dapat terlihat akibat beban grafitasi terjadi perubahan bentuk pada lereng, besar *displacement* yang terjadi saat terjadi keruntuhan adalah sebesar 1,1287 m. Keruntuhan lereng akibat beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.10.

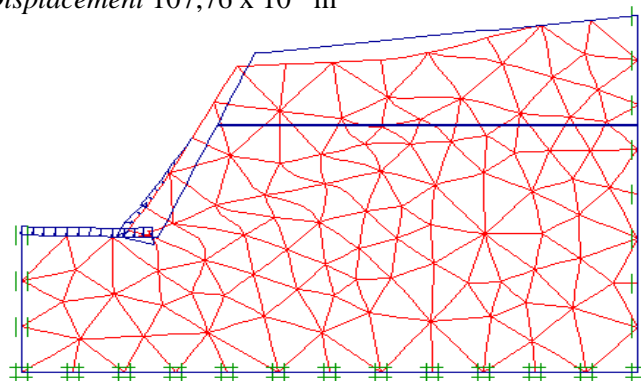
Total Displacement $139,71 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.10 Keruntuhan Akibat Beban Gempa

Daerah Kulon Progo berada pada daerah dengan percepatan puncak permukaan tanah sebesar 0.61 g. Akibat beban gempa, terjadi keruntuhan dengan angka *total displacement* yaitu sebesar 1,3971 m. Keruntuhan yang terjadi akibat beban grafitasi dan muka air tanah tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.11.

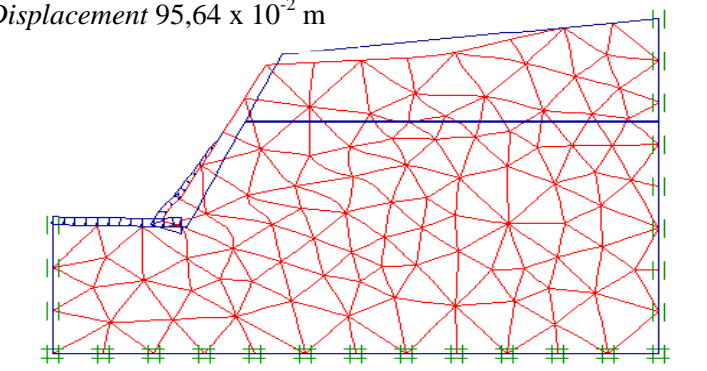
Total Displacement $107,76 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.11 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi

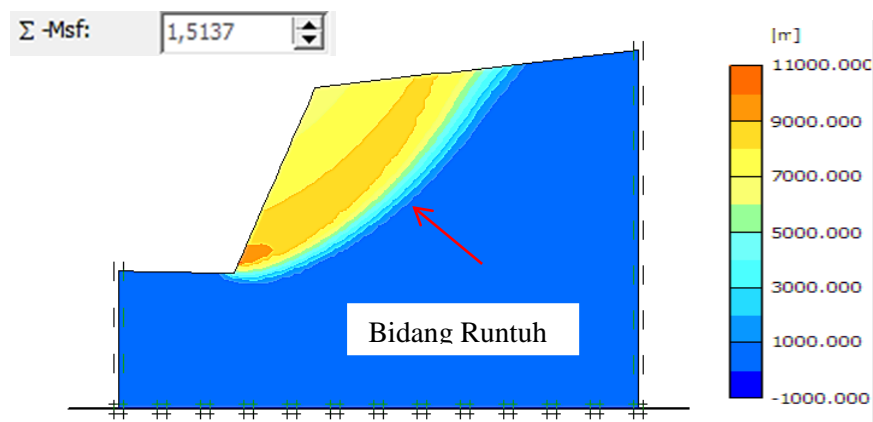
Dalam penelitian ini penulis tidak mengetahui kedalaman muka air tanah yang berada di lokasi, tapi untuk penelitian diasumsikan muka air tanah berada pada ketinggian 3 – 4 m dibawah permukaan tanah. Muka air tanah dinaikkan untuk menjadi referensi jika saja diwaktu yang akan datang terjadi kenaikan muka air tanah. Dari Gambar 5.11 dapat dilihat angka *displacement* yang terjadi adalah 1.0776 m. Keruntuhan yang terjadi akibat gempa dan muka air tanah tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.12.

Total Displacement $95,64 \times 10^{-2}$ m



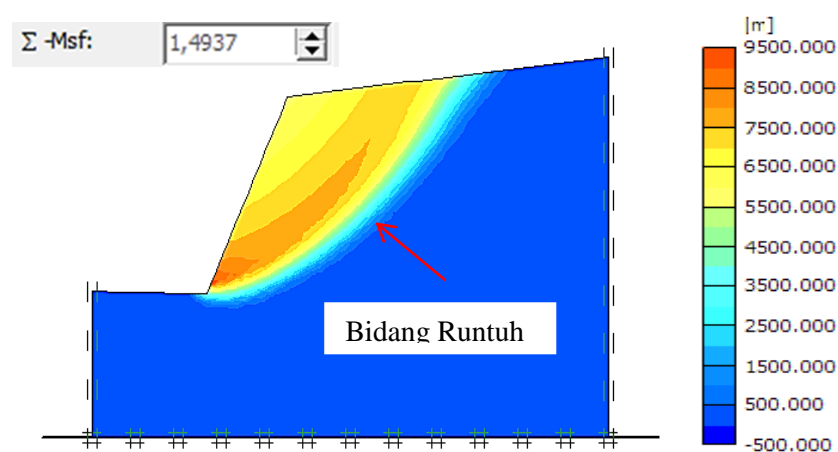
Gambar 5.12 Keruntuhan Akibat Gempa dan Muka Air Tinggi

Dari hasil perhitungan Plaxis pada lereng yang dipengaruhi oleh muka air tanah tinggi dan gempa diatas dapat dilihat angka *displacement* saat telah terjadi keruntuhan adalah sebesar 0.9564 m. Nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban gravitasi dapat dilihat pada Gambar 5.13.



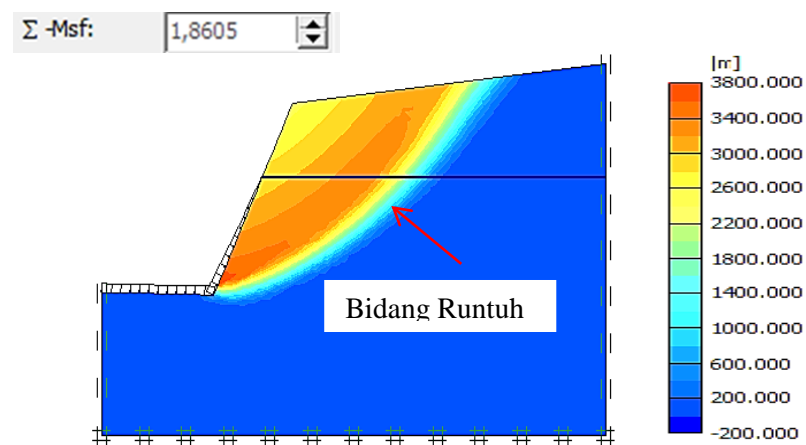
Gambar 5.13 Faktor Keamanan Akibat Beban Sendiri

Dari Gambar 5.13 dapat dilihat nilai faktor keamanan lereng akibat pengaruh beban grafitasi adalah sebesar 1,5137. Nilai faktor keamanan akibat beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.14.



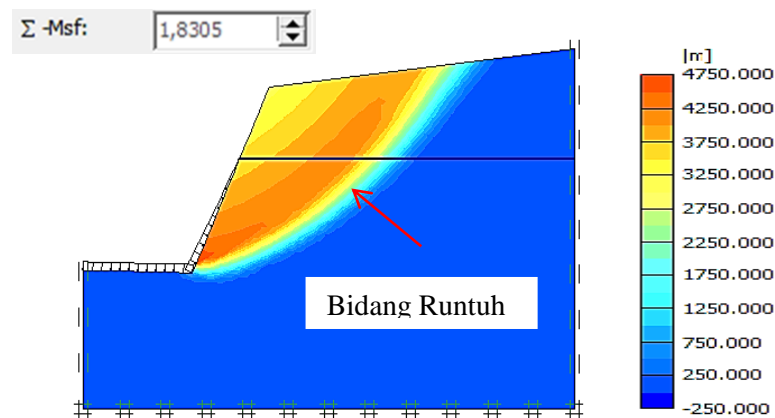
Gambar 5.14 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa

Dari Gambar 5.14 diatas dapat diketahui nilai faktor keamanan lereng akibat pengaruh beban gempa adalah sebesar 1,4937. Nilai faktor keamanan akibat beban grafitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi

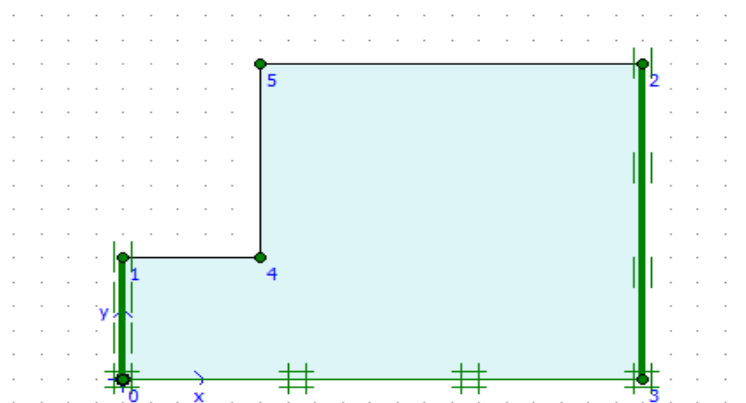
Dari Gambar 5.15 dapat dilihat nilai faktor keamanan lereng akibat beban gravitasi dan muka air tanah tinggi adalah sebesar 1,8605. Nilai faktor keamanan akibat beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Faktor Keamanan Akibat Gempa dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.16 dapat dilihat nilai faktor keamanan lereng akibat beban gempa dan muka air tanah tinggi adalah sebesar 1,8305.

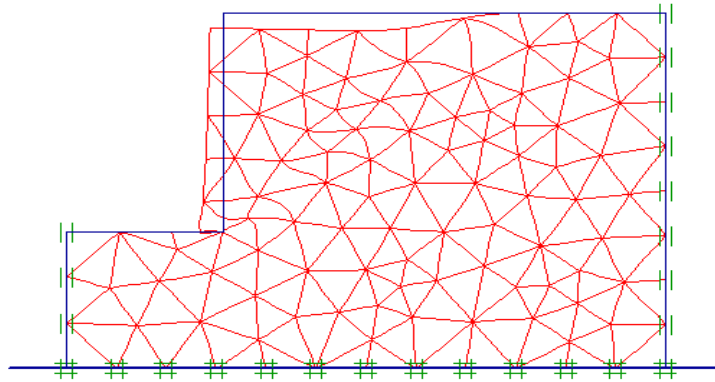
Dalam analisis berikutnya penulis merubah besar sudut kemiringan geometri lereng menjadi sebesar 90° untuk melihat pengaruh yang terjadi pada lereng. Gambar dari geometri lereng dengan sudut 90° bisa dilihat pada Gambar 5.17 sebagai berikut.



Gambar 5.17 Geometri Lereng Dengan Sudut 90°

Keruntuhan lereng akibat beban grafitasi dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut ini.

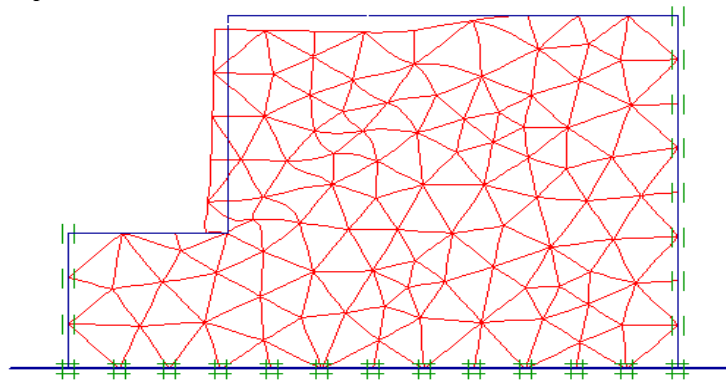
Total Displacement $91,39 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.18 Keruntuhan Akibat Beban Sendiri

Dari Gambar 5.18 dapat dilihat keruntuhan dari lereng disebabkan oleh beban grafitasi, dari hasil analisis program Plaxis diketahui besar *total displacement* yang terjadi adalah 0,9139 m. Keruntuhan lereng akibat beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.19.

Total Displacement $86,51 \times 10^{-2}$ m

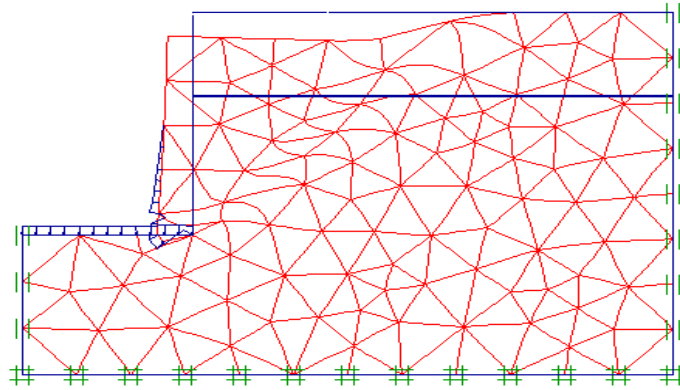


Gambar 5.19 Keruntuhan Akibat Beban Gempa

Dari Gambar 5.19 dapat dilihat keruntuhan lereng akibat beban gempa, dari hasil analisis program Plaxis diketahui besar *total displacement* yang terjadi adalah 0,8651 m.

Keruntuhan lereng akibat beban grafitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.20.

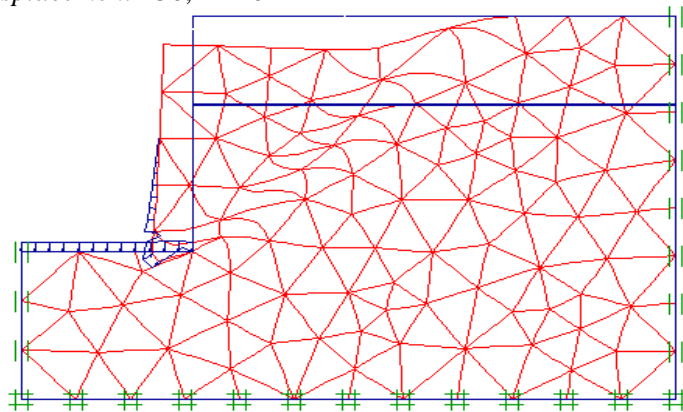
Total Displacement $132,68 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.20 Keruntuhan Akibat Beban Sendiri dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.20 dapat dilihat keruntuhan pada lereng akibat beban sendiri dan muka air tinggi, dari hasil analisis program Plaxis diketahui besar *total displacement* yang terjadi adalah 1,3268 m. Keruntuhan lereng akibat beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.21.

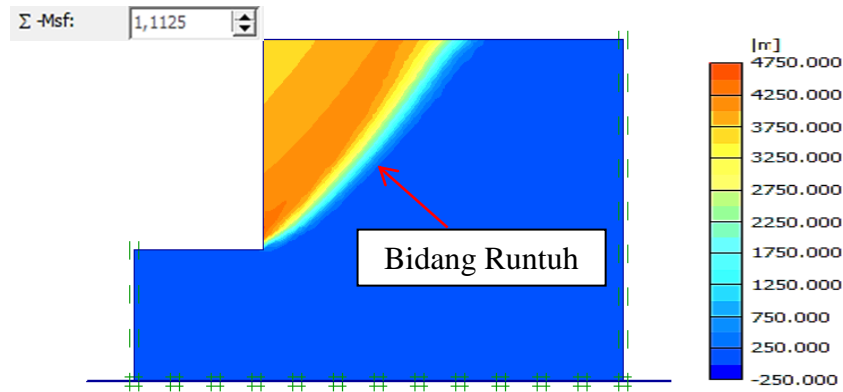
Total Displacement $150,1 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.21 Keruntuhan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi

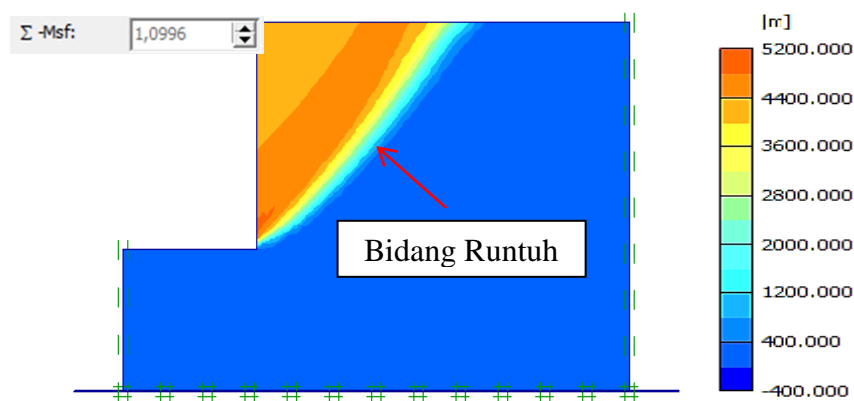
Dari Gambar 5.21 dapat dilihat keruntuhan pada lereng akibat beban gempa dan muka air tinggi, dari hasil program Plaxis diketahui besar *total displacement* yang terjadi adalah 1,501 m.

Nilai faktor keamanan lereng akibat pengaruh beban grafitasi dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5.22 Faktor Keamanan Akibat Beban Sendiri

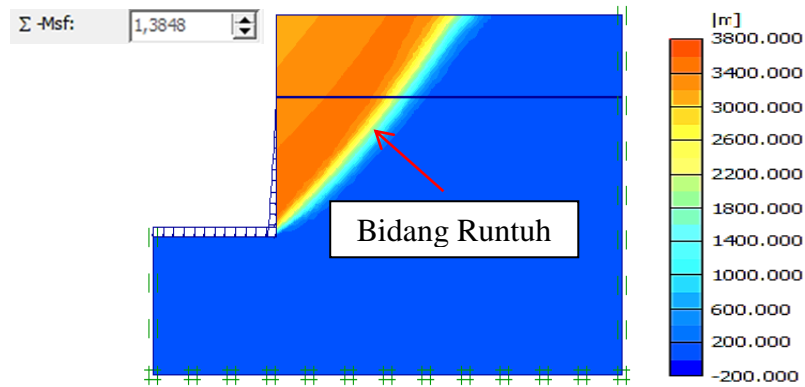
Dari Gambar 5.22 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat beban grafitasi adalah sebesar 1,1125. Nilai faktor keamanan lereng akibat pengaruh beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa

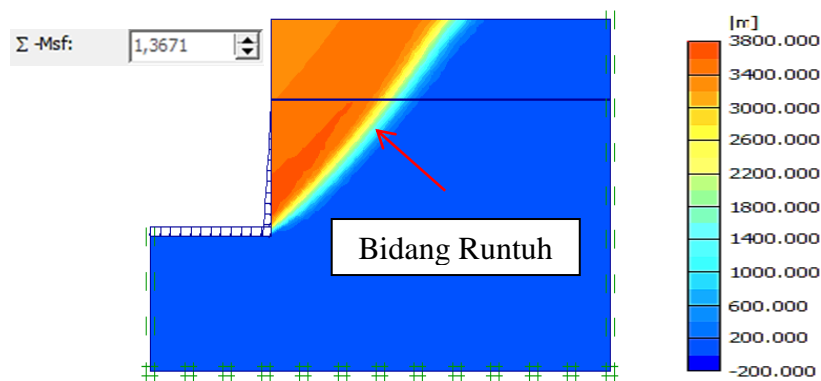
Dari Gambar 5.23 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat beban grafitasi adalah sebesar 1,0996.

Nilai faktor keamanan lereng akibat pengaruh beban grafitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.24.



Gambar 5.24 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi

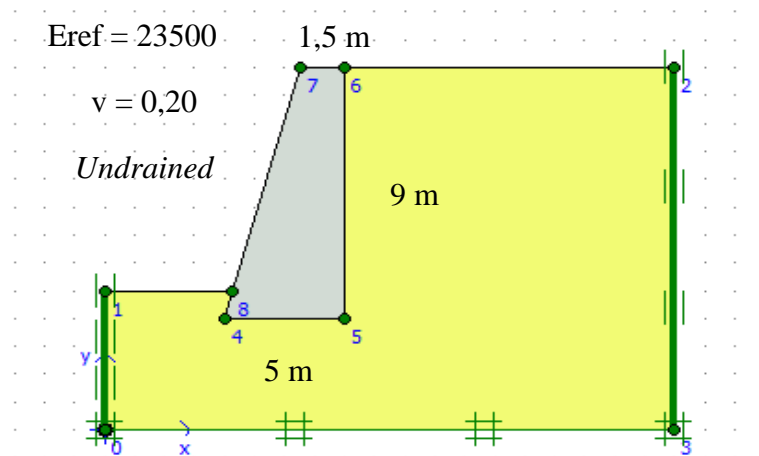
Dari Gambar 5.24 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat beban grafitasi adalah sebesar 1,3848. Nilai faktor keamanan lereng akibat pengaruh beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.25.



Gambar 5.25 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa dan Muka Air

Dari Gambar 5.25 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat beban grafitasi adalah sebesar 1,3671.

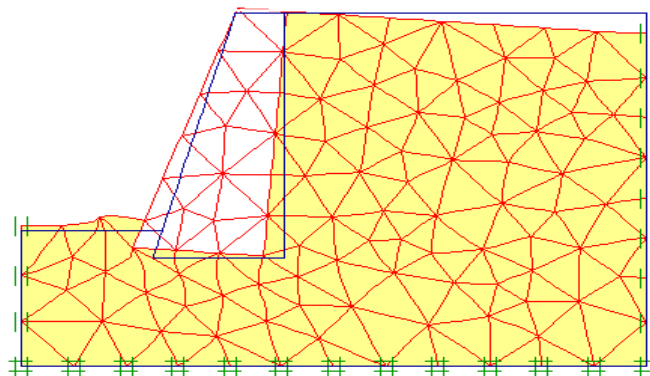
Pada analisis selanjutnya penulis memberikan dinding penahan tanah dengan sifat *undrained* yang berdimensi tinggi 9 meter, lebar sisi atas 1,5 meter dan lebar sisi bawah 5 meter. Geometri dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.26.



Gambar 5.26 Geometri Dinding Penahan Tanah *Undrained*

Dari hasil analisis dari program Plaxis pengaruh beban sendiri terhadap lereng dengan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.27.

Total displacement 105×10^{-2} m

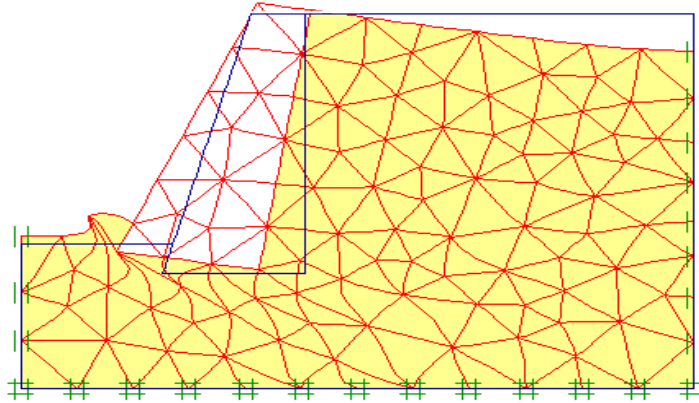


Gambar 5.27 Keruntuhan DPT Akibat Beban Grafitasi

Dari Gambar 5.27 dapat dilihat keruntuhan yang terjadi akibat beban grafitasi terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis program Plaxis diketahui terjadi *total displacement* sebesar 1,05

m. Keruntuhan akibat pengaruh beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.28.

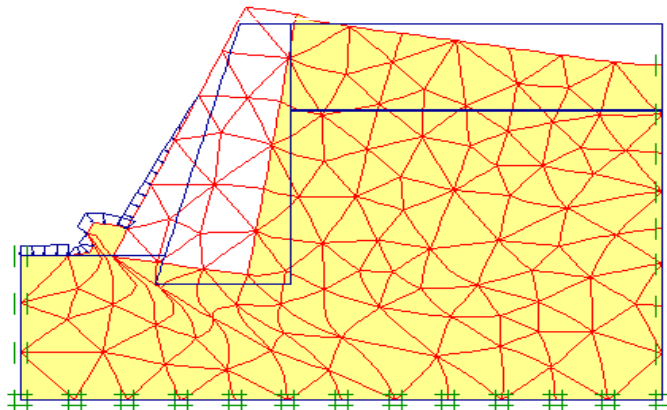
Total displacement $100,09 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.28 Keruntuhan Akibat Beban Gempa

Dari Gambar 5.28 dapat dilihat keruntuhan akibat pengaruh beban gempa terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis Program Plaxis diketahui besar *total displacement* yang terjadi sebesar 1,0009 m. Keruntuhan akibat pengaruh beban gravitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.29.

Total displacement 142×10^{-2} m

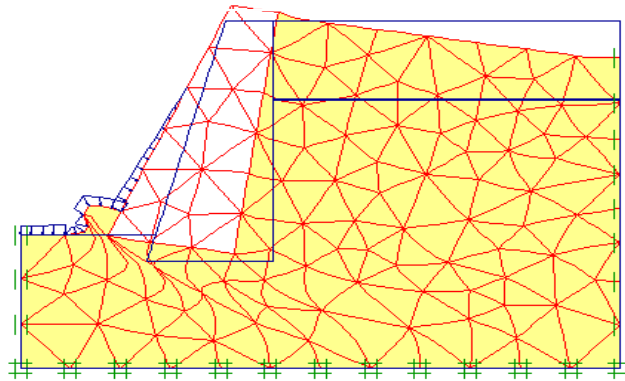


Gambar 5.29 Keruntuhan Akibat Beban Gravitasi dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.29 dapat dilihat keruntuhan akibat pengaruh beban gravitasi dan muka air tinggi terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis menggunakan program Plaxis diketahui angka

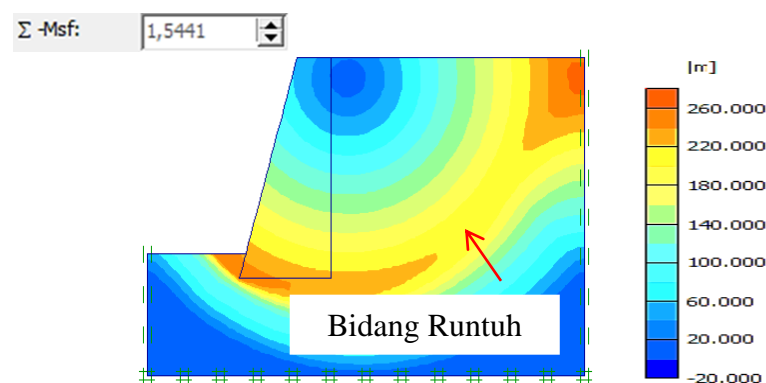
total displacement yang terjadi sebesar 1,42 m. Keruntuhan akibat pengaruh beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.30.

Total displacement $84,5 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.30 Keruntuhan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi

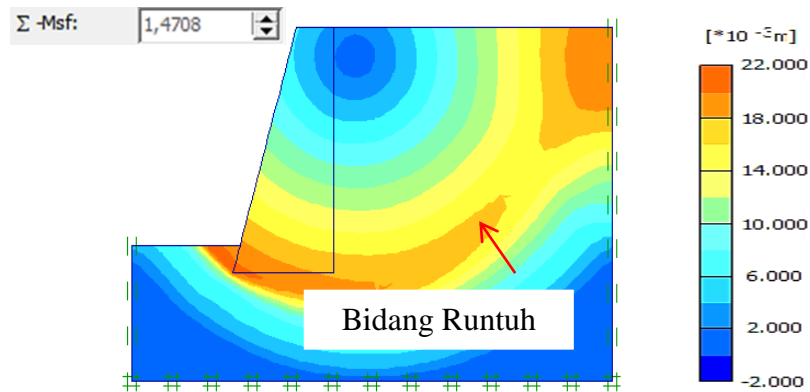
Dari Gambar 5.30 dapat dilihat keruntuhan akibat pengaruh beban gempa dan muka air tinggi terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis menggunakan program Plaxis diketahui angka *total displacement* yang terjadi sebesar 0,845 m. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban grafitasi dapat dilihat pada Gambar 5.31.



Gambar 5.31 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi

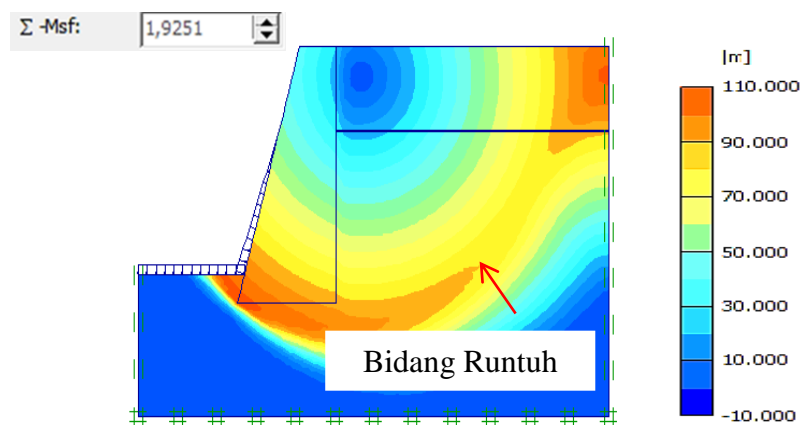
Dari Gambar 5.31 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban grafitasi pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah

sebesar 1,5441. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.32.



Gambar 5.32 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa

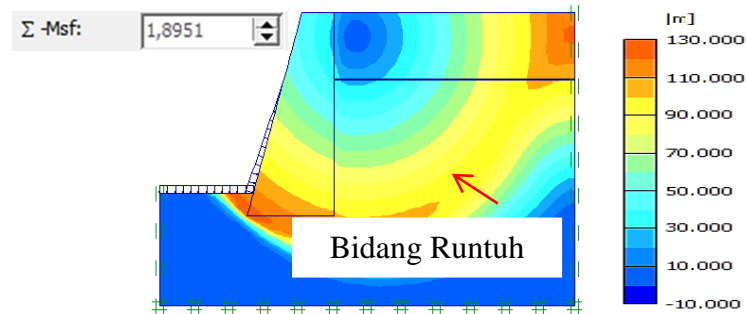
Dari Gambar 5.32 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban gempa pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 1,4708. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban gravitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.33.



Gambar 5.33 Faktor Keamanan Akibat Beban Gravitasi dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.33 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban gravitasi dan muka air tinggi pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 1,9251. Nilai faktor keamanan pada lereng

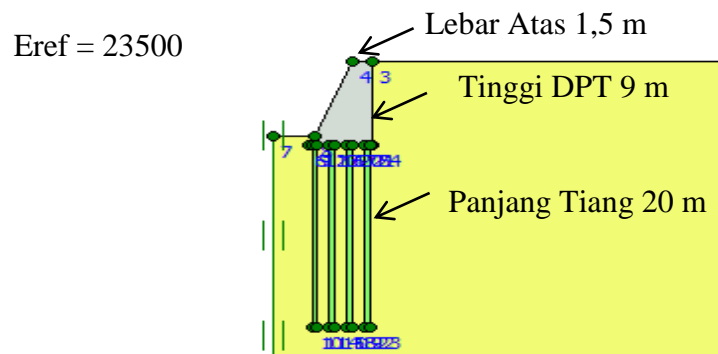
dengan dinding penahan tanah akibat beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.34.



Gambar 5.34 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.34 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban gravitasi dan muka air tinggi pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 1,8951.

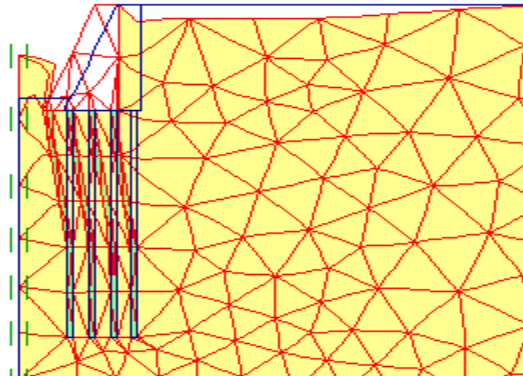
Pada analisis selanjutnya penulis memberikan dinding penahan tanah dengan dengan tiang pancang. Geometri dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.35.



Gambar 5.35 Geometri Dinding Penahan Tanah dengan Tiang Pancang

Dari hasil analisis dari program Plaxis pengaruh beban sendiri terhadap lereng dengan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.36.

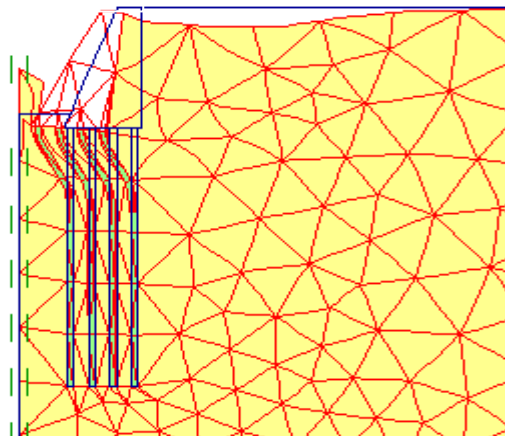
Total displacement $372,04 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.36 Keruntuhan DPT Akibat Beban Grafitasi

Dari Gambar 5.36 dapat dilihat keruntuhan yang terjadi akibat beban gravitasi terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis program Plaxis diketahui terjadi *total displacement* sebesar 3,72 m. Keruntuhan akibat pengaruh beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.37.

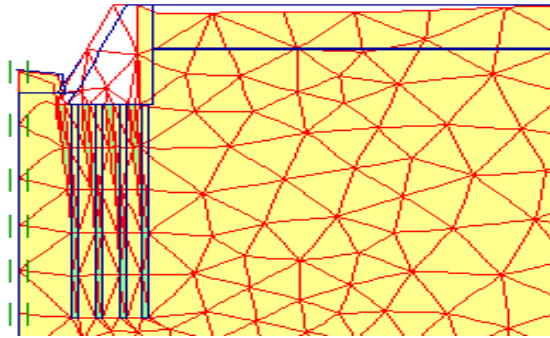
Total displacement $344,51 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.37 Keruntuhan Akibat Beban Gempa

Dari Gambar 5.37 dapat dilihat keruntuhan akibat pengaruh beban gempa terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis Program Plaxis diketahui besar *total displacement* yang terjadi sebesar 3,44 m. Keruntuhan akibat pengaruh beban gravitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.38.

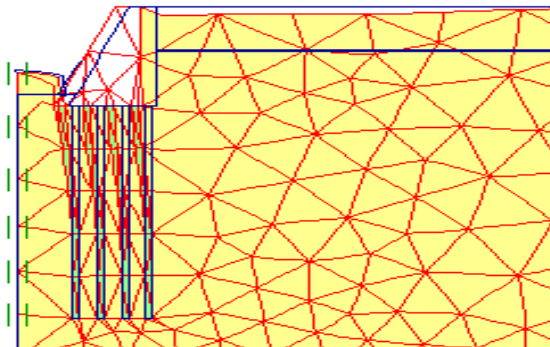
Total displacement $198,3 \times 10^{-2}$ m



Gambar 5.38 Keruntuhan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi

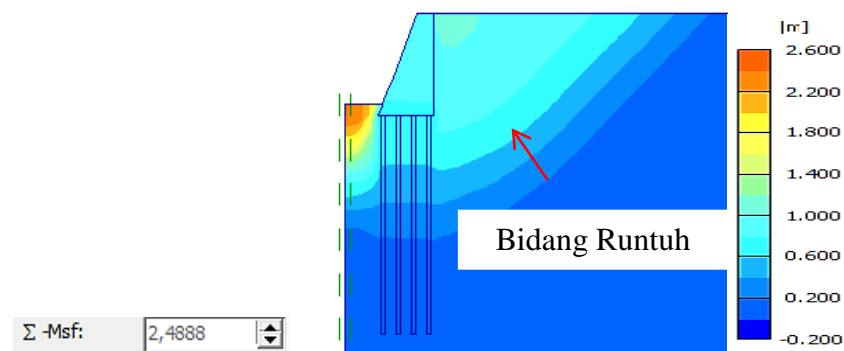
Dari Gambar 5.38 dapat dilihat keruntuhan akibat pengaruh beban grafitasi dan muka air tinggi terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis menggunakan program Plaxis diketahui angka *total displacement* yang terjadi sebesar 1,98 m. Keruntuhan akibat pengaruh beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.39.

Total displacement $282,46 \times 10^{-2}$ m



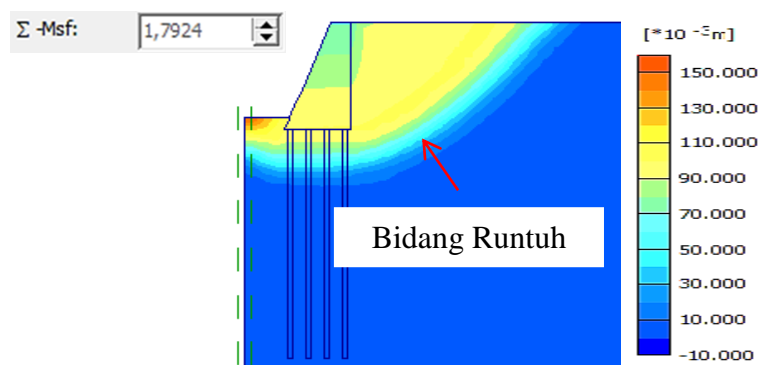
Gambar 5.39 Keruntuhan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.39 dapat dilihat keruntuhan akibat pengaruh beban gempa dan muka air tinggi terhadap lereng dengan dinding penahan tanah, dari hasil analisis menggunakan program Plaxis diketahui angka *total displacement* yang terjadi sebesar 2,82 m. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban grafitasi dapat dilihat pada Gambar 5.40.



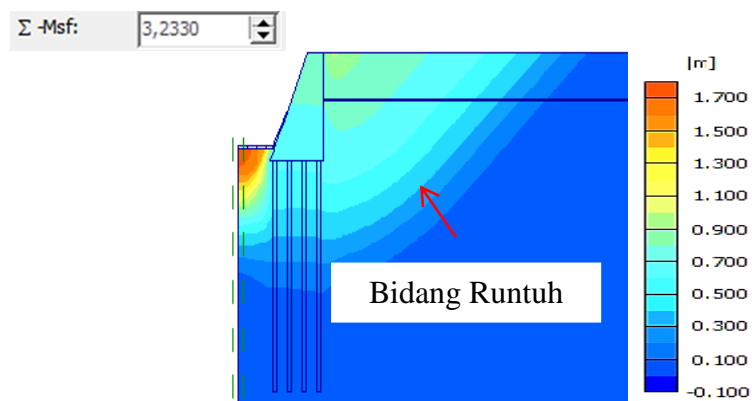
Gambar 5.40 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi

Dari Gambar 5.40 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban grafitasi pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 2,4888. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.41.



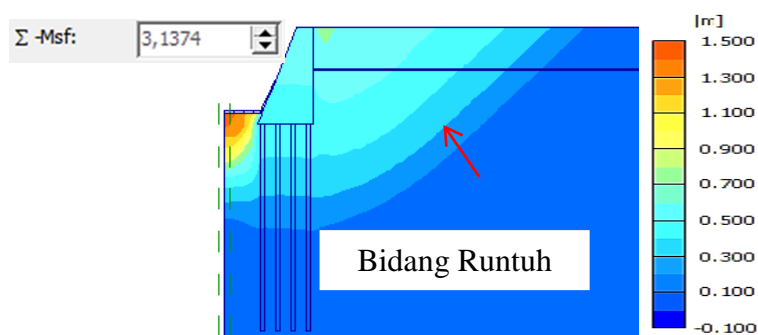
Gambar 5.41 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa

Dari Gambar 5.41 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban gempa pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 1,7924. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban grafitasi dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.42.



Gambar 5.42 Faktor Keamanan Akibat Beban Grafitasi dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.42 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban grafitasi dan muka air tinggi pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 3,2330. Nilai faktor keamanan pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban gempa dan muka air tinggi dapat dilihat pada Gambar 5.43.



Gambar 5.43 Faktor Keamanan Akibat Beban Gempa dan Muka Air Tinggi

Dari Gambar 5.43 dapat dilihat nilai faktor keamanan akibat pengaruh beban grafitasi dan muka air tinggi pada lereng dengan dinding penahan tanah adalah sebesar 3,1374.

Dalam analisis menggunakan program Plaxis penulis melakukan banyak *trial* dengan lereng, hasil analisis dari lereng dengan berbagai kondisi yang telah diberikan dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Analisis Program Plaxis Pada Lereng

No.	Model	Beban	<i>Total Displacement</i> (m)	<i>Total Increment</i> (m)	Tegangan Efektif (kN/m ²)	SF
1.	Lereng Asli	Grafitasi	112,87 . 10 ⁻²	10,15. 10 ⁻²	-220,17	1,5137
		Gempa	139,71 . 10 ⁻²	9,20. 10 ⁻²	-220,20	1,4937
		Muka Air Tinggi*	107,76 . 10 ⁻²	7,44. 10 ⁻²	-216,82	1,8605
		Muka Air Rendah**	122,98 . 10 ⁻²	12,12. 10 ⁻²	-218,41	1,5134
		Gempa + MAT*	95,64 . 10 ⁻²	9,28. 10 ⁻²	-216,85	1,8305
		Gempa + MAR**	100,96 . 10 ⁻²	10,06. 10 ⁻²	-218,43	1,4937
2.	Lereng 90°	Grafitasi	91,39 . 10 ⁻²	4,57. 10 ⁻²	-239,84	1,1125
		Gempa	86,51 . 10 ⁻²	5,11. 10 ⁻²	-240,65	1,0996
		Muka Air Tinggi*	132,68 . 10 ⁻²	7,22. 10 ⁻²	-225,97	1,3848
		Muka Air Rendah**	66,38 . 10 ⁻²	4,78. 10 ⁻²	-238,40	1,1121
		Gempa + MAT*	150,1 . 10 ⁻²	7,48. 10 ⁻²	-226,41	1,3671
		Gempa + MAR**	75,14 . 10 ⁻²	5,38. 10 ⁻²	-239,25	1,0997

*) Elevasi muka air tanah kedalaman 3 meter

***) Elevasi muka air tanah kedalaman 8 meter (kaki lereng)

Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Analisis Program Plaxis Lereng

No.	Model	Beban	Total Displacement (m)	Total Increment (m)	Tegangan Efektif (kN/m ²)	SF
3.	DPT B = 5 m	Grafitasi	105 . 10 ⁻²	5,46. 10 ⁻²	-241,39	1,5441
		Gempa	100,09 . 10 ⁻²	19,99. 10 ⁻²	-241,40	1,4708
		Muka Air Tinggi*	142. 10 ⁻²	10,69. 10 ⁻²	-229,25	1,9251
		Muka Air Rendah**	146,5 . 10 ⁻²	8,67. 10 ⁻²	-239,77	1,5423
		Gempa + MAT*	84,5 . 10 ⁻²	6,46. 10 ⁻²	-229,81	1,8951
		Gempa + MAR**	123 . 10 ⁻²	6,52. 10 ⁻²	-240,45	1,5205
4.	DPT + Tiang Pancang B = 5 m L = 20 m	Grafitasi	372,04 . 10 ⁻²	4,84 . 10 ⁻²	151	2,4888
		Gempa	104,45 . 10 ⁻²	77,29 . 10 ⁻²	-3408,35	1,7924
		Muka Air Tinggi*	198,3 . 10 ⁻²	2,98 . 10 ⁻²	105,4	3,2330
		Muka Air Rendah**	282,46 . 10 ⁻²	4,98 . 10 ⁻²	133	2,4091
		Gempa + MAT*	204,6 10 ⁻²	2,08 . 10 ⁻²	105,4	3,1374
		Gempa + MAR**	308,36 . 10 ⁻²	5,34 . 10 ⁻²	139,2	2,3764

*) Elevasi muka air tanah kedalaman 3 meter

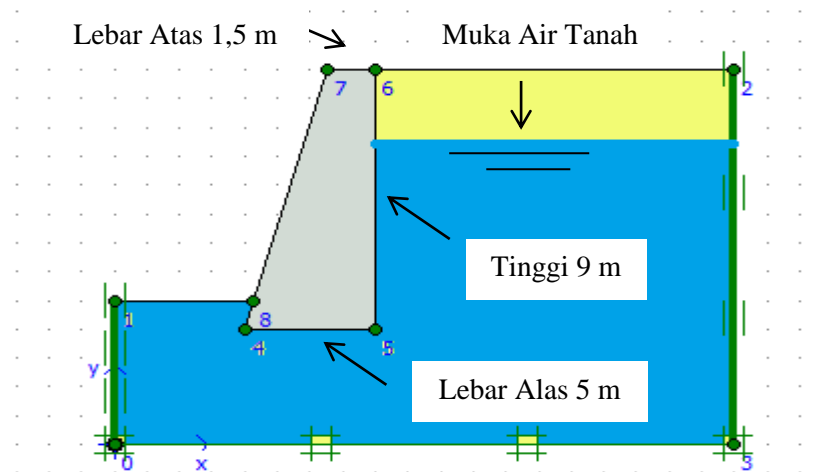
***) Elevasi muka air tanah kedalaman 8 meter (kaki lereng)

Hasil Perhitungan Safety Factor Program Plaxis dapat dilihat pada **Lampiran 2** dan **Lampiran 3**.

5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah dan Tiang Pancang

Analisis Dinding Penahan Tanah dibagi menjadi 2 yaitu; Analisis Terhadap Beban Statis dan Analisis Terhadap Beban Dinamik.

1. Analisis Dinding Penahan Tanah Terhadap Beban Statis



Gambar 5.44 Dimensi Dinding Penahan Tanah Rencana

Parameter Tanah dan Dinding :

γ_b	= 17,06	kN/m^3	γ_w	= 9,8	kN/m^3
γ_{sat}	= 18,71	kN/m^3	γ_{beton}	= 25	kN/m^3
ϕ	= 12,67°		γ'	= 8,91	kN/m^3
c	= 24,62	kN/m^2			

Parameter Tanah Pada Dasar DPT Rencana :

c	= 20,00	kN/m^2	γ_b	= 18	kN/m^3
ϕ	= 35°		γ_{sat}	= 19	kN/m^3

Perhitungan Berat Dinding :

$$W1 = 25 \times 1,5 \times 9 = 337,5 \text{ kN}$$

$$W2 = 25 \times 0,5 \times 3,5 \times 9 = 393,75 \text{ kN}$$

Perhitungan Tekanan Tanah :

$$K_a = \frac{1 - \sin 12,67}{1 + \sin 12,67} = 0,640 \quad K_p = \frac{1}{K_a} = 1,562$$

$$\begin{aligned} Pa1 &= -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot h1 \\ &= -2 \cdot 24,62 \cdot \sqrt{0,64} \cdot 3 \\ &= -118,176 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= 0,5 \cdot \gamma b \cdot K_a \cdot h1^2 \\ &= 0,5 \cdot 17,06 \cdot 0,640 \cdot 3^2 \\ &= 49,132 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= (h1 \cdot \gamma b \cdot K_a \cdot h2) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot h2 \\ &= (3 \cdot 17,06 \cdot 0,64 \cdot 6) - 2 \cdot 24,62 \cdot \sqrt{0,64} \cdot 6 \\ &= -39,820 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= 0,5 \cdot \gamma' \cdot K_a \cdot h2^2 \\ &= 0,5 \cdot 8,91 \cdot 0,64 \cdot 6^2 \\ &= 102,643 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa5 &= 0,5 \cdot \gamma_w \cdot K_a \cdot h2^2 \\ &= 0,5 \cdot 9,8 \cdot 0,64 \cdot 6^2 \\ &= 112,896 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp1 &= 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \cdot h3 \\ &= 2 \cdot 24,62 \cdot \sqrt{1,562} \cdot 1 \\ &= 61,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pp2 &= 0,5 \cdot \gamma b \cdot Kp \cdot h^3 \\
 &= 0,5 \cdot 17,06 \cdot 1,562 \cdot 1^2 \\
 &= 13,323 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Gaya Horizontal Total :

$$\begin{aligned}
 \Sigma Pa &= Pa1 + Pa2 + Pa3 + Pa4 + Pa5 \\
 &= -118,176 + 49,132 + (-39,820) + 102,643 + 112,896 \\
 &= 106,675 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Pp &= Pp1 + Pp2 \\
 &= 61,540 + 13,323 \\
 &= 74,863 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Ph &= \Sigma Pa - \Sigma Pp \\
 &= 106,675 - 74,863 \\
 &= 31,812 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Resume Beban dan Momen pada DPT Akibat Beban Statik :

Resume beban dan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah akibat beban statik dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Resume Beban dan Momen DPT Akibat Beban Statik

No.	Nama Beban	Beban	Lengan Momen	Mo	MR
1.	W1	337,500	4,25	-	1434,375
2.	W2	393,750	2,33	-	917,4375
3.	Pa1	-118,176	7,5	-	886,32
4.	Pa2	49,132	7	343,920	-
5.	Pa3	-39,820	3	-	119,462
6.	Pa4	102,643	2	205,286	-
7.	Pa5	112,896	2	225,792	-
8.	Pp1	61,540	0,5	-	30,770
9.	Pp2	13,323	0,3	-	3,996
			Jumlah	$\Sigma Mo =$ 774,998	$\Sigma MR =$ 3392,36

Faktor Keamanan untuk Dinding Penahan Tanah Beban Statik :

a. Faktor Keamanan Terhadap Gaya Guling (*Overtuning*)

$$SF \text{ overtuning} = \frac{\Sigma MR}{\Sigma Mo} = \frac{3392,36}{774,998} = 4,377 \geq 1,5 \text{ (Aman)}$$

b. Faktor Keamanan Terhadap Gaya Geser (*Sliding*)

Dianggap dasar dinding penahan tanah kasar, sehingga nilai $\delta b = 30^\circ$, dan untuk adhesi antara tanah dan dasar pondasi dianggap $c = cd$

$$\begin{aligned} \Sigma Rh &= cd \cdot B + W \tan \delta b \\ &= 24,62 \cdot 5 + 731,25 \tan 30 \\ &= 545,287 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$SF \text{ sliding} = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph} = \frac{545,287}{31,812} = 17,140 \geq 1,5 \text{ (Aman)}$$

c. Faktor Keamanan Terhadap Daya Dukung (*Bearing Capacity*)

$$\phi = 12,67 \quad Nc = 10,76 \quad Nq = 3,29 \quad N\gamma = 0,85$$

$$\begin{aligned} xe &= \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma V} \\ &= \frac{2351,8125 - 774,998}{731,25} \\ &= 2,156 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - xe \\ &= 5/2 - 2,156 \\ &= 0,343 < B/6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2.e \\ &= 5 - 2 \cdot 0,343 \\ &= 4,314 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A' = B' \cdot 1 = 4,314 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 iq &= \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \\
 &= \left[1 - \frac{0,5 \cdot 31,8122}{731,25 + 4,314 \cdot 24,62 \cdot \operatorname{ctg} 12,67} \right]^5 \\
 &= 0,9356
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ic &= iq - \frac{(1-iq)}{Nc \tan \varphi} \\
 &= 0,9356 - \frac{(1-0,9356)}{46,12 \tan 12,67} \\
 &= 0,9089
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i\gamma &= \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \\
 &= \left[1 - \frac{0,7 \cdot 31,8122}{731,25 + 4,314 \cdot 24,62 \cdot \operatorname{ctg} 12,67} \right]^5 \\
 &= 0,9108
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qu &= ic \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + i\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N\gamma \\
 &= (0,9089 \times 24,62 \times 10,76) + (0,9108 \times 0,5 \times 4,314 \\
 &\quad \times 8,91 \times 0,85) \\
 &= 255,655 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q' &= \frac{V}{B'} \\
 &= \frac{731,25}{4,214} \\
 &= 169,506 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{SF bearing capacity} = \frac{qu}{q_{max}} = \frac{255,655}{169,506} = 1,508 < 3$$

(Dinding tidak aman)

2. Analisis Dinding Penahan Tanah Terhadap Beban Dinamik Menggunakan Metode Mononobe-Okabe.

Parameter Tanah dan Dinding :

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 24,75 \text{ m}^2 & \gamma_1 &= 25 \text{ kN/m}^3 & c &= 24,62 \text{ kN/m}^2 \\
 A_2 &= 14,4 \text{ m}^2 & \gamma_2 &= 18,71 \text{ kN/m}^3 & B &= 5 \text{ m} \\
 A_3 &= 18 \text{ m}^2 & \gamma_3 &= 17,06 \text{ kN/m}^3 & g &= 9,81 \text{ m/dt}^2 \\
 a_g &= 0,61 & kh &= a_g / g = 0,062 & kv &= a_g / g = 0,062 \\
 a &= 7,68 & b &= 3,84 & \delta b &= 30^\circ \\
 \varphi &= 12,67^\circ & \beta &= 0^\circ & i &= 0^\circ
 \end{aligned}$$

$$\theta = \tan^{-1} (kh / (1 - kv)) = 3,781$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0,641$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2} = 2,152$$

Gaya-Gaya Dinamis Yang Bekerja Pada Dinding :

$$W_1 = \gamma_1 \cdot A_1 = 731,25 \text{ kN} \quad Fe_1 = W_1 \cdot kh = 45,337 \text{ kN}$$

$$W_2 = \gamma_2 \cdot A_2 = 269,424 \text{ kN} \quad Fe_2 = W_2 \cdot kh = 16,704 \text{ kN}$$

$$W_3 = \gamma_3 \cdot A_3 = 307,080 \text{ kN} \quad Fe_3 = W_3 \cdot kh = 19,038 \text{ kN}$$

$$P_{AE1} = 0,5 \gamma H^2 (1 - kv) K_{AE} = 202,491 \text{ kN}$$

$$P_{AE2} = 0,5 \gamma H^2 (1 - kv) K_{AE} = 46,158 \text{ kN}$$

$$P_{PE} = 0,5 \gamma H^2 (1 - kv) K_{PE} = 17,218 \text{ kN}$$

$$P_{HA1} = P_{AE1} \cdot \cos \delta b = 175,362 \text{ kN}$$

$$P_{HA2} = P_{AE2} \cdot \cos \delta b = 39,974 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_{HP} &= P_{PE} \cdot \cos \delta b = 14,911 \text{ kN} \\
 F_1 &= W_1 \cdot \tan \delta b + c \cdot B = 545,287 \text{ kN} \\
 F_2 &= W_2 \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi + c \cdot a = 226,923 \text{ kN} \\
 F_{2C} &= F_2 \cdot \cos \alpha = 141,773 \\
 F_3 &= W_3 \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi + c \cdot b = 137,671 \text{ kN} \\
 F_{3C} &= F_3 \cdot \cos \alpha = 86,012 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Resume Beban dan Momen pada DPT Akibat Beban Dinamik :

Resume beban dan Momen yang terjadi pada dinding penahan tanah akibat beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut ini.

Tabel 5.20 Resume Beban dan Momen DPT Metode Monobe Okabe

No.	Nama Beban	Beban (kN)	Lengan (m)	Mo (kN.m)	MR (kN.m)
1.	W ₁	731,250	3,216	-	2351,7
2.	Fe ₁	45,337	3,692	167,38	-
3.	Fe ₂	16,704	4	66,816	-
4.	Fe ₃	19,038	7,6	144,688	-
5.	P _{HA1}	175,362	2	350,724	-
6.	P _{HA2}	39,974	7	279,818	-
7.	P _{HP}	14,911	0,33	-	4,9206
			Jumlah	ΣMo = 1009,42 kN.m	ΣMR = 2356,62 kN.m

Faktor Keamanan untuk Dinding Penahan Tanah Beban Dinamik :

a. Faktor Keamanan Terhadap Guling (*Overtuning*)

$$SF \text{ overtuning} = \frac{\Sigma MR}{\Sigma Mo} = \frac{2356,62}{1009,42} = 2,33 \geq 1,5 \text{ (Aman)}$$

b. Faktor Keamanan Terhadap Geser (*Sliding*)

$$SF \text{ sliding} = \frac{F_1 + F_{2C} + F_{3C} + P_{hp}}{P_{HA1} + P_{HA2} + F_{e1} + F_{e2} + F_{e3}} = \frac{787,983}{296,415} = 2,65 \geq 1,5 \text{ (Aman)}$$

c. Faktor Keamanan Terhadap Daya Dukung (*Bearing Capacity*)

$$\varphi = 12,67^\circ \quad N_c = 10,76 \quad N_q = 3,29 \quad N_\gamma = 0,85$$

$$\begin{aligned} x_e &= \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma V} \\ &= \frac{2356,62 - 1009,42}{731,25} \\ &= 1,842 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - x_e \\ &= 5/2 - 1,842 \\ &= 0,657 < B/6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2.e \\ &= 5 - 2 \cdot 0,657 \\ &= 3,686 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A' = B' \cdot 1 = 3,686 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} i_q &= \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \\ &= \left[1 - \frac{0,5 \cdot 281,504}{731,25 + 3,686 \cdot 24,62 \cdot \operatorname{ctg} 12,67} \right]^5 \\ &= 0,515 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_c &= i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \varphi} \\ &= 0,515 - \frac{(1 - 0,515)}{46,12 \tan 12,67} \\ &= 0,314 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_\gamma &= \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \\ &= \left[1 - \frac{0,7 \cdot 281,504}{731,25 + 3,686 \cdot 24,62 \cdot \operatorname{ctg} 12,67} \right]^5 \\ &= 0,385 \end{aligned}$$

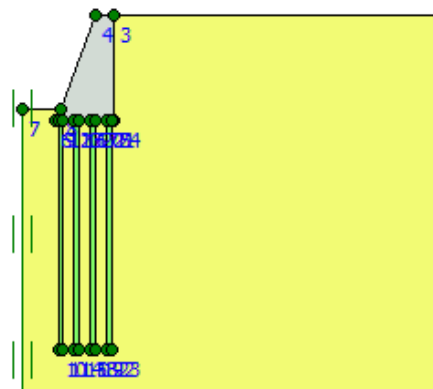
$$\begin{aligned}
 q_u &= i_c \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \\
 &= (0,314 \times 24,62 \times 10,76) + (0,385 \times 0,5 \times 3,686 \times 8,91 \times 0,85) \\
 &= 88,555 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q' &= \frac{V}{B'} \\
 &= \frac{731,25}{3,686} \\
 &= 198,385 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{SF bearing capacity} = \frac{q_u}{q_{max}} = \frac{88,555}{198,385} = 0,446 < 1,5$$

(Dinding tidak aman)

3. Analisis Tiang Pancang untuk menahan Dinding Penahan Tanah di atas Tanah Lempung.



Gambar 5.45 Geometri Dinding Penahan Tanah dengan Tiang Pancang

Direncanakan tiang pancang dengan panjang 20 meter dan dengan ujung tiang yang akan dijepit pada dinding penahan tanah setinggi 60 cm, jadi kedalaman tiang dibawah muka tanah menjadi 19,4 m. Dan dianggap tanah terendam air.

Tahanan Ujung Tiang :

$$Q_b = A_b \cdot f_b$$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi 0,4^2 = 0,125 \text{ m}^2$$

$$c_u = 24,62 \quad N_c = 9 \text{ (lempung jenuh)}$$

$$Q_b = 0,125 \cdot 24,62 \cdot 9 = 27,6975 \text{ kN}$$

Tahanan Gesek Tiang :

$$Q_s = F_w \cdot A_s \cdot f_s$$

$$f_s = 24,62 \cdot 1 = 24,62 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi 0,4 \cdot 19,4 = 24,378 \text{ m}^2$$

$$F_w = 1,2 \text{ (Tiang Ujung Runcing)}$$

$$Q_s = 1,2 \cdot 24,378 \cdot 24,62 = 720,246 \text{ kN}$$

Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Tunggal :

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$Q_u = 27,6975 + 720,246$$

$$Q_u = 747,943$$

Kapasitas Dukung Ijin Tiang Tunggal :

$$Q_a = Q_u / F$$

$$Q_a = 747,943 / 2,5 = 299,177 \text{ kN}$$

Beban Vertikal yang Ditahan Setiap Tiang :

$$V = 731,25 \text{ kN}$$

$$n = 4 \text{ (jumlah tiang)}$$

$$e_x = 0,716 \text{ m}$$

$$M_y = e_x \cdot V = 523,575 \text{ kN}$$

$$x_1 = -2,1 \text{ m} \quad x_2 = -0,7 \text{ m} \quad x_3 = 0,7 \text{ m} \quad x_4 = 2,1$$

$$\Sigma x^2 = x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 + x_4^2 = 9,8 \text{ m}$$

$$Q_1 = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_1}{\Sigma x^2} = 70,6185 \text{ kN} < 299,177 \text{ (ok)}$$

$$Q2 = \frac{V}{n} \pm \frac{Myx2}{\Sigma x2} = 145,4145 \text{ kN} < 299,177 \text{ (ok)}$$

$$Q3 = \frac{V}{n} \pm \frac{Myx3}{\Sigma x2} = 220,210 \text{ kN} < 299,177 \text{ (ok)}$$

$$Q4 = \frac{V}{n} \pm \frac{Myx3}{\Sigma x2} = 295,007 \text{ kN} < 299,177 \text{ (ok)}$$

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang :

$$s = 2,5d + 0,02L = 1,4 \text{ m} \quad d = 0,4 \text{ m}$$

$$\theta = \text{arc tan } d/s \quad m = 1 \quad n' = 4$$

$$B = 0,4 \text{ m} \quad L = 4,6 \text{ m}$$

$$c = cb = 24,62 \text{ kN/m}^2$$

$$Qg = 2D (B + L)c + 1,3 cb Nc BL = 5306,299 \text{ kN}$$

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90 mn'} = 0,8671$$

$$Qga_1 = Qg/2,5 = 2122,5197 \text{ kN}$$

$$Qga_2 = Eg \cdot n \cdot Qa = 1037,665 \text{ kN}$$

Dipilih yang terkecil, jadi kapasitas dukung kelompok tiang dipakai

$$Qga_2 = 1037,665 \text{ kN} > V \text{ (ok)}$$

Penurunan Tiang :

Penurunan per tiang :

$$Ep = 23500 \text{ kN/m}^2 \quad Es = 3000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Bowles, 1977)}$$

$$d = 0,4 \text{ m} \quad Ra = 195,024 \quad K = 1527,688$$

$$Io = 0,045 \quad Rk = 1,3 \quad Rh = 1$$

$$R\mu = 1 \quad I = 0,0585 \quad Q1 = 70,6185 \text{ kN}$$

$$Q2 = 145,4145 \text{ kN} \quad Q3 = 220,210 \text{ kN} \quad Q4 = 295,007 \text{ kN}$$

$$S1 = \frac{Q1 \cdot I}{Es \cdot d} = 3,44 \text{ mm} < 65\text{mm (ok) (Skempton dan MacDonald, 1955)}$$

$$S2 = \frac{Q2 \cdot I}{Es \cdot d} = 7,08 \text{ mm} < 65\text{mm (ok)}$$

$$S3 = \frac{Q3 \cdot I}{Es \cdot d} = 10,73 \text{ mm} < 65\text{mm (ok)}$$

$$S4 = \frac{Q4 \cdot I}{Es \cdot d} = 14,38 \text{ mm} < 65\text{mm (ok)}$$

Penurunan kelompok :

$$qp = V/(BL) = 397,418 \text{ kN}$$

$$B = 0,4 \text{ m}$$

$$Es = 3000 \text{ kN/m}^2$$

$$H/B = 25 \qquad L/B = 11,5 \qquad \mu_1 = 1,6$$

$$D/B = 48,5 \qquad \mu_0 = 0,5$$

$$Sg = \frac{\mu_1 \mu_0 qn B}{Es} = 42 \text{ mm} < 65 \text{ mm (ok)}$$

Gaya Lateral Ijin Tiang :

Tiang dianggap tiang panjang karena $L/d = 48,5 > 20$ (Gambar 3.14)

$$My = Mmak$$

$$\frac{Hu \left(\frac{3d}{2} + \frac{f}{2} \right)}{2} = 9/4 d \cdot g^2 \cdot cu$$

$$0,00564 Hu^2 + 0,6 Hu = 44,316 g^2$$

$$g = L - (f + 1,5 d) = 18,8 - 0,01128 Hu$$

$$0,00564 Hu^2 + 0,6 Hu = 44,316 (18,8 - 0,01128 Hu)^2$$

$$0,00564 Hu^2 + 0,6 Hu = 115663,047 - 18,789 Hu + 0,00564 Hu^2$$

$$19,389 Hu = 15663,047$$

$$Hu = 807,831 \text{ kN}$$

$$Ha_1 = 807,831/F = 269,277 \text{ kN}$$

Defleksi toleransi :

$$E_p = 23500 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1,2189 \text{ kN.m}^2$$

$$n_h = 500 \text{ kN/m}^3 \text{ (Tomlison, 1994)} \quad k_h = n_h (z/d) = 24250 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4 E_p I_p}} = 0,539$$

$$\beta L = 10,46 > 1,5 \text{ (tiang panjang tidak kaku)}$$

Dihitung gaya lateral ijin jika defleksi toleransi diambil 6 mm.

$$y_0 = \frac{H\beta}{k_h d}$$

$$Ha_2 = \frac{k_h d y_0}{\beta} = 107,977$$

Dipilih Ha terkecil, gaya lateral ijin tiang dipakai $Ha_2 = 107,977 \text{ kN}$

Kapasitas gaya lateral ijin per tiang :

$$Ha = 107,977 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya lateral ijin tiang kelompok :

$$H_g = n \cdot Ha$$

$$= 4 \cdot 107,977$$

$$= 431,918 \text{ kN}$$

SF geser beban statik untuk dinding penahan tanah dengan tiang pancang :

$$SF \text{ geser} = H_g / \Sigma Ph = 13,57 > 2 \text{ (aman)}$$

SF geser beban dinamik untuk dinding penahan tanah dengan tiang pancang :

$$SF \text{ geser} = \frac{H_g + F_2 c + F_3 c + Ph_p}{F_{e1} + F_{e2} + F_{e3} + Ph_{a1} + Ph_{a2}} = 2,27 > 1,5 \text{ (aman)}$$

Hasil rekapitulasi hasil analisis Tiang Pancang dan hasil faktor keamanan dari analisis Dinding Penahan Tanah dan Tiang Pancang dapat dilihat pada Tabel 5.21 dan Tabel 5.22.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Analisis Tiang Pancang

Jenis Analisis	Tiang				Syarat (Ok)	Satuan
	1	2	3	4		
Kapasitas Dukung Tiang Ijin	299,17	299,17	299,17	299,17	SF =2,5	kN
Beban setiap Tiang	70,61	145,4	220,2	295	< 299,17	kN
Penurunan Setiap Tiang	3,44	7,08	10,73	14,38	<65	mm
Penurunan Tiang Kelompok	42				<65	mm
Kapasitas Dukung Ijin Kelompok	1037,665				> V	kN
Gaya Lateral Ijin Kelompok	431,918				> H	kN

Tabel 5.22 Rekapitulasi Faktor Keamanan Analisis DPT dan Tiang Pancang

Analisis		Beban Statik	Mononobe Okabe
Dinding Penahan Tanah (B = 5 c = 24,62 $\phi = 12,67^\circ$)	SF <i>Overtuning</i>	4,377	2,330
	SF <i>Sliding</i>	17,140	2,650
	SF <i>Bearing Capacity</i>	1,508	0,446
Dinding Penahan Tanah + Tiang Pancang (B = 5 c = 24,62 $\phi = 12,67^\circ$)	SF <i>Overtuning</i>	4,377	2,330
	SF <i>Sliding</i>	13,570	2,270
	SF <i>Bearing Capacity</i>	3,547	3,547

5.5 Pembahasan

Berdasarkan hasil penelitian terhadap lereng yang berada pada Kab. Kulon Progo, Jln. Nanggulan – Girimulyo, didapatkan nilai kohesi dan sudut geser dalam masing – masing sebesar $24,62 \text{ kN/m}^3$ dan $12,67^\circ$.

Setelah didapatkan nilai kohesi, sudut geser dalam dan topografi lereng dilakukan permodelan lereng didalam program Plaxis, dalam program dilakukan penelitian dengan keadaan lereng yang berbeda yaitu keadaan lereng asli, keadaan lereng dengan sudut 90° , dan keadaan lereng diperkuat dinding penahan tanah.

Pada penelitian lereng asli didapatkan nilai *total displacement* sebesar $112,87 \cdot 10^{-2} \text{ m}$ akibat beban grafitasi, dan angka *total displacement* bertambah menjadi $139,71 \cdot 10^{-2} \text{ m}$ akibat beban gempa, masing – masing beban yaitu beban grafitasi dan beban gempa pada lereng diberikan elevasi muka air tanah yang sama, muka air tanah yang pertama berada pada kedalaman 3 meter dibawah muka tanah dan yang kedua berada pada kedalaman 8 meter dibawah muka tanah, pada lereng asli ini, muka air tanah yang lebih tinggi, angka *total displacement* menjadi lebih kecil dibandingkan dengan angka *total displacement* yang terjadi akibat muka air tanah yang lebih rendah, sedangkan pada lereng dengan sudut 90° dan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah angka *total displacement* saat muka air tanah tinggi lebih besar dibandingkan dengan angka *total displacement* saat muka air tanah rendah.

Angka Tegangan Efektif yang didapatkan dari analisis stabilitas lereng dengan 3 keadaan yang berbeda, relatif sama yaitu sekitar $216 - 241 \text{ kN/m}^2$, kecuali tegangan efektif yang terjadi saat permodelan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah dengan sifat dinding penahan tanah dengan lebar alas 4 meter dalam kondisi *undrained*, angka tegangan efektif menjadi $82,59 \text{ kN/m}^2$ akibat beban grafitasi dan naik menjadi $83,29 \text{ kN/m}^2$ akibat beban gempa, saat ditambah dengan muka air tanah yang tinggi, angka tegangan efektif menjadi $124,95 \text{ kN/m}^2$ dan saat ditambah beban gempa angka tegangan efektif

juga ikut bertambah menjadi $126,82 \text{ kN/m}^2$, tetapi lereng yang diperkuat dinding penahan tanah dengan lebar alas 5 meter dalam kondisi *undrained*, tegangan efektif kembali berkisar antara $229 - 240 \text{ kN/m}^2$.

Pada lereng asli didapatkan angka keamanan masing- masing yaitu angka keamanan 1,5137 akibat beban grafitasi, angka keamanan 1,4937 akibat beban gempa, angka keamanan 1,8605 dan 1,5134 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng asli dengan beban grafitasi, angka keamanan 1,8305 dan 1,4937 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng asli dengan beban gempa. Pada lereng dengan sudut kemiringan 90° didapatkan angka keamanan masing- masing yaitu angka keamanan 1,1125 akibat beban grafitasi, angka keamanan 1,0996 akibat beban gempa, angka keamanan 1,3848 dan 1,1121 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng 90° dengan beban grafitasi, angka keamanan 1,3671 dan 1,0997 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng 90° dengan beban gempa. Pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan lebar alas 4 m (*undrained*) didapatkan angka keamanan masing-masing yaitu angka keamanan 1,0813 akibat beban grafitasi, angka keamanan 1,0569 akibat beban gempa, angka keamanan 1,3214 dan 1,0787 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan beban grafitasi, angka keamanan 1,3042 dan 1,0648 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan beban gempa. Pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan lebar alas 4 m (*drained*) didapatkan angka keamanan masing-masing yaitu angka keamanan 1,5445 akibat beban grafitasi, angka keamanan 1,4721 akibat beban gempa, angka keamanan 1,9527 dan 1,5430 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan beban grafitasi, angka keamanan 1,9219 dan 1,5213 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan beban gempa. Pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan lebar alas 5 m (*undrained*) didapatkan angka keamanan masing-masing yaitu angka keamanan 1,5441 akibat beban grafitasi, angka

keamanan 1,4708 akibat beban gempa, angka keamanan 1,9251 dan 1,5423 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan beban grafitasi, angka keamanan 1,8951 dan 1,5205 akibat dua elevasi muka air tanah yang berbeda pada lereng diperkuat dinding penahan tanah dengan beban gempa.

Analisis dilanjutkan untuk mencari angka keamanan dinding penahan tanah ditambah tiang pancang dengan lebar alas 5 meter terhadap dua keadaan berbeda yaitu stabilitas dinding penahan tanah terhadap beban statik, dan beban dinamik menggunakan analisis dinding penahan tanah menggunakan teori Mononobe-Okabe. Pada beban statik diketahui angka keamanan terhadap guling sebesar 4,377 , angka keamanan terhadap geser sebesar 13,570 dan angka keamanan terhadap daya dukung sebesar 3,547. Pada analisis menggunakan teori Mononobe-Okabe diketahui angka keamanan terhadap guling sebesar 2,330, angka keamanan terhadap geser sebesar 2,270 dan angka keamanan terhadap daya dukung sebesar 3,547.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang didapat dari hasil Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut ini.

1. Tanah dengan nilai IP (Indeks Plastisitas) sebesar 20,647 % dan nilai Batas Cair sebesar 65,75 % berjenis Lempung Organik dengan Plastisitas Sedang sampai Tinggi.
2. Lereng tanah asli masih dalam keadaan relatif aman karena hasil analisis faktor keamanan yang didapat dari berbagai pengaruh pada program Plaxis terbilang cukup besar, yaitu keadaan lereng asli akibat beban grafitasi didapat faktor keamanan sebesar 1,5137 , keadaan lereng asli akibat beban gempa didapat faktor keamanan sebesar 1,4937 , keadaan lereng asli akibat beban grafitasi dengan muka air tanah pada kedalaman 3 meter dari permukaan tanah didapat faktor keamanan sebesar 1,8605 , keadaan lereng asli akibat beban grafitasi dengan muka air tanah pada kedalaman 8 meter dari permukaan tanah didapat faktor keamanan sebesar 1,5134 , keadaan lereng asli akibat beban gempa dengan muka air tanah pada kedalaman 3 meter dari permukaan tanah didapat faktor keamanan sebesar 1,8305 , keadaan lereng asli akibat beban gempa dengan muka air tanah pada kedalaman 8 meter dari permukaan tanah didapat faktor keamanan sebesar 1,4937.
3. Dinding Penahan Tanah dengan tiang pancang dengan dimensi yaitu tinggi dinding 9 meter, lebar sisi bawah 5 meter, dan lebar sisi atas 1,5 meter dan panjang tiang pancang 20 m, mampu menahan lereng dari berbagai pengaruh baik dari beban statik maupun dinamik. Pada analisis dinding penahan tanah ditambah tiang pancang akibat beban statik didapatkan faktor keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung masing masing sebesar 4,377 , 13,570 , dan 3,547. Pada analisis dinding

penahan tanah terhadap beban dinamik menggunakan metode Mononobe-Okabe didapatkan faktor keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung masing-masing sebesar 2,330 , 2,270 , dan 3,547.

6.2 Saran

1. Berdasarkan batasan analisis diketahui jenis tanah pada lereng dianggap homogen, oleh sebab itu penelitian ini tidak bisa menjadi acuan yang mutlak. Jika dimasa yang akan datang lereng pada lokasi yang sama diteliti kembali, sebaiknya penelitian ini hanya dijadikan referensi keadaan dilapangan saja.
2. Pada tanah dasar dibawah bangunan dinding penahan tanah sebaiknya digunakan tanah urug agar lebih murah dan mudah dalam pengerjaannya dibandingkan menggunakan tiang pancang, lebih baik dipakai tanah urug dengan jenis pasir kelempungan yang mempunyai nilai kohesi dan sudut geser dalam yang cukup besar agar tidak terjadi kegagalan daya dukung tanah terhadap dinding penahan tanah.
3. Angka keamanan dinding penahan tanah terhadap gaya geser akibat beban dinamik hanya berada sedikit diatas batas faktor keamanan yang diambil, alangkah lebih baik jika dimasa yang akan datang diperlukan dinding penahan tanah pada lereng tersebut, dimensi dinding penahan tanah perlu diperbesar agar lebih mampu menahan gaya geser yang terjadi.
4. Muka air tanah pada penelitian ini hanya asumsi dari penulis untuk melihat pengaruh yang terjadi pada lereng, jika dimasa yang akan datang diperlukan muka air tanah asli, akan lebih baik untuk melakukan tes dilapangan secara langsung.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. (2015). *Pedoman Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Balkema, A.A., 2012, Tutorial Manual Plaxis, Rotterdam.
- Budi, G. S. (2011). *Pengujian Tanah di Laboratorium, penjelasan dan panduan*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Craig, R.F., 1987. *Mekanika Tanah*, Terjemahan oleh Budi Susilo S, 1989, Erlangga, Jakarta.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996, *Landslide Types and Processes*, Transportation Research Board, U.S. National Academy of Science, *Special Report*, 247 : 36-75 (Online) ([http://www.academia.edu/28667276/Cruden D.M. Varnes D.J. 1996 L andslide Types and Processes Special Report Transportation Research Board National Academy of Sciences 247 36-75](http://www.academia.edu/28667276/Cruden_D.M._Varnes_D.J._1996_Landslide_Types_and_Processes_Special_Report_Transportation_Research_Board_National_Academy_of_Sciences_247_36-75). Diakses 13 September 2016)
- Das, B.M., 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik)*, Terjemahan oleh Noor E. M dan Indrasurya B. M, 1988, Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M., (2002). Principles of Geotechnical Engineering, 5th Edition. Sacramento, California State University.
- Gazali, A., 2017. Analisis Stabilitas Lereng dan Penanggulangan Kelongsoran Lereng pada Ruas Jalan Abdul Azis Karias (Pasar Amuntai), Kabupaten Hulu Sungai Utara (<http://jurnal.uniba-bpn.ac.id>. Diakses 17 Februari 2017)
- Hakam, A. dan Mulya, R. P., 2011. Studi Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Ruas Jalan Silaing Padang – Bukittinggi Km 64+500 (<http://jrs.ft.unand.ac.id>. Diakses 17 Februari 2017)

- Hardiyatmo, H.C. (2002). *Mekanika Tanah II*, Penerbit Beta Offset, Yogyakarta
- Hardiyatmo, H.C. (2006). *Mekanika Tanah I*, 4nd ed, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2010). *Analisis dan Perancangan Fondasi bagian I*, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hungtinton, W. C. (1957), *Earth Pressure and Retaining Walls*, John Wiley & Sons, Inc, New York, 534 pp.
- Jufri, A. 2010. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Pada Kegiatan Pembangunan Turap Louhan RT. 33 & 16 Kel. Tanjung Laut Indah Kota Bontang. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda. Samarinda.
- Lambe, T.W., and Whitman, R.V. (1979), *Soil Mechanics*, SI Vesion. New York, John Wiley & Son.
- Marbut, C.F., 1914. *Soils: Their Genesis and Classification, published by Soil Science Society of Ameica*, 1951, Amerika.
- Mustafa, H. (2000), *Teknik Pengambilan Sampel*, Bandung, Universitas Katolik Parahyangan.
- Nur, O. F, dan Hakam, A., 2010. Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah (*Retaining Wall*) Akibat Beban Dinamis Dengan Simulasi Numerik (<http://jrs.ft.unand.ac.id>. Diakses 17 Februari 2017).
- Parker, J.V., Means, R.E., 1974, *Soil Mechanics and Foundations*, Prentice Hall of India, Ltd., New Delhi, 573p.
- Permana, G. W. 2016. Analisis Stabilitas Lereng dan Penanganan Longsoran Menggunakan Metode Elemen Hingga Plaxis V 8.2 (Studi Kasus : Ruas Jalan Liwa – Simpang Gunung Kemala STA.263+650). *Tugas Akhir* (Tidak Diterbitkan). Universitas Lampung. Bandar Lampung.

- Pratama dkk., 2014. Analisis Stabilitas Lereng dan Alternatif Penanganannya (Studi Kasus Longsor Jalan Alternatif Tawangmangu STA 3+150 – STA 3+200, Karanganyar), (<https://www.ejournal-s1.undip.ac.id>. Diakses 17 Februari 2017)
- Putra, Y.M.P, 2016. BPBD : 91 Titik Tanah Longsor Terjang Kulon Progo, Republika, (<http://www.republika.co.id/berita/nasional/daerah>. Diakses 18 Februari 2017)
- Somahartadi, T.F. dan Prakoso, W.A., 2015, *Kajian Metoda Pseudostatik Gempa Bumi untuk Dinding Tanah Bergeosintetik*. (Online). (<http://lib.ui.ac.id/naskahringkas/>. Diakses 27 Februari 2017).
- Subagja, J. dan Surahman, 2005. Analisis Stabilitas Lereng Dengan Menggunakan *Software Geo-Slope dan Perkuatan Lereng Dengan Angkur, Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan) Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Suprodjo, S.W., dan Jamulya, 1983, *Pengantar Geografi Tanah*. Diktat Kuliah, Fakultas Geografi UGM, Yogyakarta.
- Sumarningsih, T., 2012, *Pengukuran dan Pemetaan Untuk Teknik Sipil*. Diktat Kuliah, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan UII, Yogyakarta.
- Terzaghi, K. (1950) *Mechanics of Landslides (Berkey Volume)*. Geological Society of America, New York.
- Widodo. A. (2014), Analisis Stabilitas Lereng Dengan Variasi Kemiringan Sudut Menggunakan Program Plaxis Versi 8.5. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan) Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Perhitungan Uji Laboratorium

1. Perhitungan Uji Analisis Saringan

- Berat Tanah Lolos

Saringan no.4

$$\text{Berat tanah lolos} = 80 - 0 = 80 \text{ gr}$$

Saringan no.10

$$\text{Berat tanah lolos} = 80 - 1,17 = 78,83 \text{ gr}$$

Saringan no. 20

$$\text{Berat tanah lolos} = 78,83 - 2,33 = 76,5 \text{ gr}$$

Saringan no.40

$$\text{Berat tanah lolos} = 76,5 - 4,15 = 72,35 \text{ gr}$$

Saringan no. 60

$$\text{Berat tanah lolos} = 72,35 - 5,12 = 67,23 \text{ gr}$$

Saringan no. 140

$$\text{Berat tanah lolos} = 67,23 - 10,46 = 56,77 \text{ gr}$$

Saringan no.200

$$\text{Berat tanah lolos} = 56,77 - 2,58 = 54,19 \text{ gr}$$

Pan

$$\text{Berat tanah lolos} = 54,19 - 1 = 53,19 \text{ gr}$$

- % Tertahan

$$\frac{\text{Berat Tanah Tertahan}}{\text{Berat Total}} \times 100\% = \% \text{Tertahan}$$

Saringan no.4

$$(0/80) \times 100\% = 0\%$$

Saringan no.10

$$(1,17/80) \times 100\% = 1,462\%$$

Saringan no.20

$$(2,33/80) \times 100\% = 2,912\%$$

Saringan no.40

$$(4,15/80) \times 100\% = 5,187\%$$

Saringan no.60

$$(5,12/80) \times 100\% = 6,4\%$$

Saringan no.140

$$(10,46/80) \times 100\% = 13,075\%$$

Saringan no.200

$$(2,58/80) \times 100\% = 3,225\%$$

Pan

$$(1/80) \times 100\% = 1,25\%$$

- % Lolos

$$\frac{\text{Berat Tanah Lolos}}{\text{Berat Total}} \times 100\% = \% \text{ Lolos}$$

Saringan no.4

$$(80/80) \times 100\% = 100\%$$

Saringan no.10

$$(78,83/80) \times 100\% = 98,537\%$$

Saringan no.20

$$(76,5/80) \times 100\% = 95,625\%$$

Saringan no.40

$$(72,35/80) \times 100\% = 90,437\%$$

Saringan no.60

$$(67,23/80) \times 100\% = 84,037\%$$

Saringan no.140

$$(56,77/80) \times 100\% = 70,962\%$$

Saringan no.200

$$(54,19/80) \times 100\% = 67,737\%$$

Pan

$$(53,19/80) \times 100\% = 66,487\%$$

2. Perhitungan Uji Analisis Hidrometer

a. % Lolos

$$\% \text{ Lolos} = \frac{a \times R}{ws} \times 67,737$$

$$\% \text{ Lolos 1} = ((1,05 \times 39)/80) \times 67,737 = 35,562\%$$

$$\% \text{ Lolos 2} = ((1,05 \times 35)/80) \times 67,737 = 32,005\%$$

$$\% \text{ Lolos 3} = ((1,05 \times 34)/80) \times 67,737 = 31,116\%$$

$$\% \text{ Lolos 4} = ((1,05 \times 26)/80) \times 67,737 = 24,004\%$$

$$\% \text{ Lolos 5} = ((1,05 \times 24)/80) \times 67,737 = 22,226\%$$

$$\% \text{ Lolos 6} = ((1,05 \times 16)/80) \times 67,737 = 15,113\%$$

$$\% \text{ Lolos 7} = ((1,05 \times 14)/80) \times 67,737 = 13,335\%$$

b. L/t

Waktu 0 menit

$$L/t = 10,1/0 = 0$$

Waktu 2 menit

$$L/t = 10,7/2 = 5,35$$

Waktu 5 menit

$$L/t = 10,9/5 = 2,18$$

Waktu 30 menit

$$L/t = 12,2/30 = 0,406$$

Waktu 60 menit

$$L/t = 12,5/60 = 0,208$$

Waktu 250 menit

$$L/t = 13,8/250 = 0,055$$

Waktu 1440 menit

$$L/t = 14,2/1440 = 0,009$$

c. Diameter (D)

$$D = K \sqrt{\frac{L}{T}}$$

$$D1 = 0,01297 \sqrt{\frac{10,1}{0}} = 0 \text{ cm}$$

$$D2 = 0,01297 \sqrt{\frac{10,7}{2}} = 0,03 \text{ cm}$$

$$D3 = 0,01297 \sqrt{\frac{10,9}{5}} = 0,0191 \text{ cm}$$

$$D4 = 0,01297 \sqrt{\frac{12,2}{30}} = 0,0082 \text{ cm}$$

$$D5 = 0,01297 \sqrt{\frac{12,5}{60}} = 0,0059 \text{ cm}$$

$$D6 = 0,01297 \sqrt{\frac{13,8}{250}} = 0,003 \text{ cm}$$

$$D7 = 0,01297 \sqrt{\frac{14,2}{1440}} = 0,0013 \text{ cm}$$

3. Perhitungan Uji Batas Cair

1. Berat Air

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 1} &= 36,22 - 30,56 \\ &= 5,66\text{gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 2} &= 37,31 - 30,98 \\ &= 6,33\text{gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 3} &= 38,23 - 31,57 \\ &= 6,66\text{gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 4} &= 38,69 - 32,19 \\ &= 6,50 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 5} &= 37,86 - 31,48 \\ &= 6,38 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 6} &= 38,74 - 32,42 \\ &= 6,32 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 7} &= 37,67 - 31,66 \\ &= 6,01 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Air 8} &= 36,69 - 31,15 \\ &= 5,54 \text{ gr} \end{aligned}$$

2. Berat Tanah Kering

$$\begin{aligned} \text{a. Berat tanah kering1} &= 30,56 - 22,17 \\ &= 8,39 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Berat tanah kering2} &= 30,98 - 21,62 \\ &= 9,36 \text{ gr} \end{aligned}$$

$$\text{c. Berat tanah kering3} = 31,57 - 21,94$$

$$= 9,63 \text{ gr}$$

d. Berat tanah kering₄ = 32,19 – 21,93
= 10,26 gr

e. Berat tanah kering₅ = 31,48 – 21,95
= 9,53 gr

f. Berat tanah kering₆ = 32,42 – 22,14
= 10,28 gr

g. Berat tanah kering₇ = 31,66 – 22,18
= 9,48 gr

h. Berat tanah kering₈ = 31,15 – 22,37
= 8,78 gr

3. Kadar air

a. Kadar air 1

$$= \frac{5,66}{8,39} \times 100\%$$

$$= 67,46 \%$$

b. Kadar air 2

$$= \frac{6,33}{9,36} \times 100\%$$

$$= 67,62 \%$$

c. Kadar air 3

$$= \frac{6,66}{9,63} \times 100\%$$

$$= 69,15 \%$$

d. Kadar air 4

$$= \frac{6,5}{10,26} \times 100\%$$

$$= 63,35 \%$$

e. Kadar air 5

$$= \frac{6,38}{9,53} \times 100\%$$

$$= 66,94 \%$$

f. Kadar air 6

$$= \frac{6,32}{10,28} \times 100\%$$

$$= 61,47 \%$$

g. Kadar air 7

$$= \frac{6,01}{9,48} \times 100\%$$

$$= 63,39 \%$$

h. Kadar air 8

$$= \frac{5,54}{8,78} \times 100\%$$

$$= 63,09 \%$$

4. Kadar Air rata-rata

a. Kadar air rata-rata 1

$$= \frac{67,46 + 67,62}{2}$$

$$= 67,54 \%$$

b. Kadar air rata-rata 2

$$\begin{aligned} &= \frac{69,15 + 63,35}{2} \\ &= 66,25 \% \end{aligned}$$

c. Kadar air rata-rata 3

$$\begin{aligned} &= \frac{66,94 + 61,47}{2} \\ &= 64,21 \% \end{aligned}$$

d. Kadar air rata-rata 4

$$\begin{aligned} &= \frac{63,39 + 63,09}{2} \\ &= 63,09 \% \end{aligned}$$

Tabel L-1.1 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 1 (Tegangan 0,5 kg/cm²)

Vertical dial x 0,001 (inchi)	Load dial reading (div)	DL (cm)	e	Area, CF	Corection Area, A' (cm ²)	Deviator Stress (kg/cm ²)
0	0	0,000	0,000	1,000	0	0
20	16	0,020	0,263	0,997	11,551	0,277
40	21	0,040	0,526	0,995	11,582	0,363
60	26	0,060	0,789	0,992	11,613	0,448
80	29	0,080	1,053	0,989	11,643	0,498
100	31	0,100	1,316	0,987	11,675	0,531
120	33	0,120	1,579	0,984	11,706	0,564
140	34	0,140	1,842	0,982	11,737	0,579
160	37	0,160	2,105	0,979	11,769	0,629
180	39	0,180	2,368	0,976	11,800	0,661
200	42	0,200	2,632	0,974	11,832	0,710
220	42	0,220	2,895	0,971	11,864	0,708
240	43	0,240	3,158	0,968	11,897	0,723
260	44	0,260	3,421	0,966	11,929	0,738
280	45	0,280	3,684	0,963	11,962	0,752
300	46	0,300	3,947	0,961	11,994	0,767
320	47	0,320	4,211	0,958	12,027	0,782
340	48	0,340	4,474	0,955	12,060	0,796
360	49	0,360	4,737	0,953	12,094	0,810
380	50	0,380	5,000	0,950	12,127	0,825
400	50	0,400	5,263	0,947	12,161	0,822
420	51	0,420	5,526	0,945	12,195	0,836
440	51	0,440	5,789	0,942	12,229	0,834
460	52	0,460	6,053	0,939	12,263	0,848
480	53	0,480	6,316	0,937	12,298	0,862
500	54	0,500	6,579	0,934	12,332	0,876
520	55	0,520	6,842	0,932	12,367	0,889
540	56	0,540	7,105	0,929	12,402	0,903
560	56	0,560	7,368	0,926	12,437	0,901
580	57	0,580	7,632	0,924	12,473	0,914
600	58	0,600	7,895	0,921	12,508	0,927
620	59	0,620	8,158	0,918	12,544	0,941
640	59	0,640	8,421	0,916	12,580	0,938
660	59	0,660	8,684	0,913	12,617	0,935

Tabel L-1.2 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 1 (Tegangan 1 kg/cm²)

Vertical dial x 0,01	Load dial reading	DL	e	Area, CF	Corection Area, A'	Deviator Stress
(mm)	(div)	(cm)			(cm ²)	(kg/cm ²)
0	0	0,000	0,000	1,000	0	0
20	25	0,020	0,263	0,997	11,551	0,433
40	32	0,040	0,526	0,995	11,582	0,553
60	37	0,060	0,789	0,992	11,613	0,637
80	42	0,080	1,053	0,989	11,643	0,721
100	44	0,100	1,316	0,987	11,675	0,754
120	46	0,120	1,579	0,984	11,706	0,786
140	47	0,140	1,842	0,982	11,737	0,801
160	48	0,160	2,105	0,979	11,769	0,816
180	49	0,180	2,368	0,976	11,800	0,830
200	50	0,200	2,632	0,974	11,832	0,845
220	51	0,220	2,895	0,971	11,864	0,860
240	52	0,240	3,158	0,968	11,897	0,874
260	52	0,260	3,421	0,966	11,929	0,872
280	53	0,280	3,684	0,963	11,962	0,886
300	53	0,300	3,947	0,961	11,994	0,884
320	54	0,320	4,211	0,958	12,027	0,898
340	55	0,340	4,474	0,955	12,060	0,912
360	56	0,360	4,737	0,953	12,094	0,926
380	57	0,380	5,000	0,950	12,127	0,940
400	58	0,400	5,263	0,947	12,161	0,954
420	59	0,420	5,526	0,945	12,195	0,968
440	60	0,440	5,789	0,942	12,229	0,981
460	60	0,460	6,053	0,939	12,263	0,979
480	61	0,480	6,316	0,937	12,298	0,992
500	62	0,500	6,579	0,934	12,332	1,005
520	63	0,520	6,842	0,932	12,367	1,019
540	63	0,540	7,105	0,929	12,402	1,016
560	64	0,560	7,368	0,926	12,437	1,029
580	65	0,580	7,632	0,924	12,473	1,042
600	65	0,600	7,895	0,921	12,508	1,039
620	66	0,620	8,158	0,918	12,544	1,052
640	66	0,640	8,421	0,916	12,580	1,049
660	66	0,660	8,684	0,913	12,617	1,046

Tabel L-1.3 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 1 (Tegangan 2 kg/cm²)

Vertical dial x 0,001	Load dial reading	DL	e	Area, CF	Corection Area, A'	Deviator Stress
(inchi)	(div)	(cm)			(cm ²)	(kg/cm ²)
0	0	0,000	0,000	1,000	0	0
20	27	0,020	0,263	0,997	11,551	0,467
40	30	0,040	0,526	0,995	11,582	0,518
60	34	0,060	0,789	0,992	11,613	0,586
80	38	0,080	1,053	0,989	11,643	0,653
100	40	0,100	1,316	0,987	11,675	0,685
120	43	0,120	1,579	0,984	11,706	0,735
140	45	0,140	1,842	0,982	11,737	0,767
160	48	0,160	2,105	0,979	11,769	0,816
180	49	0,180	2,368	0,976	11,800	0,830
200	51	0,200	2,632	0,974	11,832	0,862
220	54	0,220	2,895	0,971	11,864	0,910
240	55	0,240	3,158	0,968	11,897	0,925
260	58	0,260	3,421	0,966	11,929	0,972
280	59	0,280	3,684	0,963	11,962	0,986
300	62	0,300	3,947	0,961	11,994	1,034
320	66	0,320	4,211	0,958	12,027	1,097
340	68	0,340	4,474	0,955	12,060	1,128
360	70	0,360	4,737	0,953	12,094	1,158
380	72	0,380	5,000	0,950	12,127	1,187
400	75	0,400	5,263	0,947	12,161	1,233
420	78	0,420	5,526	0,945	12,195	1,279
440	83	0,440	5,789	0,942	12,229	1,357
460	86	0,460	6,053	0,939	12,263	1,403
480	88	0,480	6,316	0,937	12,298	1,431
500	91	0,500	6,579	0,934	12,332	1,476
520	93	0,520	6,842	0,932	12,367	1,504
540	95	0,540	7,105	0,929	12,402	1,532
560	99	0,560	7,368	0,926	12,437	1,592
580	101	0,580	7,632	0,924	12,473	1,620
600	105	0,600	7,895	0,921	12,508	1,679
620	107	0,620	8,158	0,918	12,544	1,706
640	108	0,640	8,421	0,916	12,580	1,717
660	109	0,660	8,684	0,913	12,617	1,728
680	110	0,680	8,947	0,911	12,653	1,739
700	110	0,700	9,211	0,908	12,690	1,734
720	111	0,720	9,474	0,905	12,727	1,744
740	111	0,740	9,737	0,903	12,764	1,739
760	111	0,760	10,000	0,900	12,801	1,734

Tabel L-1.4 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 2 (Tegangan 0,5 kg/cm²)

Vertical dial x 0,001 (inchi)	Load dial reading (div)	DL (cm)	e	Area, CF	Corection Area, A' (cm ²)	Deviator Stress (kg/cm ²)
0	0	0,000	0,000	1,000	0	0
20	19	0,020	0,263	0,997	11,551	0,329
40	20	0,040	0,526	0,995	11,582	0,345
60	21	0,060	0,789	0,992	11,613	0,362
80	23	0,080	1,053	0,989	11,643	0,395
100	25	0,100	1,316	0,987	11,675	0,428
120	27	0,120	1,579	0,984	11,706	0,461
140	29	0,140	1,842	0,982	11,737	0,494
160	30	0,160	2,105	0,979	11,769	0,510
180	32	0,180	2,368	0,976	11,800	0,542
200	34	0,200	2,632	0,974	11,832	0,575
220	36	0,220	2,895	0,971	11,864	0,607
240	37	0,240	3,158	0,968	11,897	0,622
260	39	0,260	3,421	0,966	11,929	0,654
280	40	0,280	3,684	0,963	11,962	0,669
300	42	0,300	3,947	0,961	11,994	0,700
320	44	0,320	4,211	0,958	12,027	0,732
340	46	0,340	4,474	0,955	12,060	0,763
360	47	0,360	4,737	0,953	12,094	0,777
380	48	0,380	5,000	0,950	12,127	0,792
400	49	0,400	5,263	0,947	12,161	0,806
420	50	0,420	5,526	0,945	12,195	0,820
440	52	0,440	5,789	0,942	12,229	0,850
460	54	0,460	6,053	0,939	12,263	0,881
480	56	0,480	6,316	0,937	12,298	0,911
500	57	0,500	6,579	0,934	12,332	0,924
520	58	0,520	6,842	0,932	12,367	0,938
540	59	0,540	7,105	0,929	12,402	0,951
560	60	0,560	7,368	0,926	12,437	0,965
580	62	0,580	7,632	0,924	12,473	0,994
600	64	0,600	7,895	0,921	12,508	1,023
620	66	0,620	8,158	0,918	12,544	1,052
640	66	0,640	8,421	0,916	12,580	1,049
660	66	0,660	8,684	0,913	12,617	1,046

Tabel L-1.5 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 2 (Tegangan 1 kg/cm²)

Vertical dial x 0,01	Load dial reading	DL	e	Area, CF	Corection Area, A'	Deviator Stress
(mm)	(div)	(cm)			(cm ²)	(kg/cm ²)
0	0	0,000	0,000	1,000	0	0
20	20	0,020	0,263	0,997	11,551	0,346
40	23	0,040	0,526	0,995	11,582	0,397
60	26	0,060	0,789	0,992	11,613	0,448
80	27	0,080	1,053	0,989	11,643	0,464
100	29	0,100	1,316	0,987	11,675	0,497
120	31	0,120	1,579	0,984	11,706	0,530
140	32	0,140	1,842	0,982	11,737	0,545
160	33	0,160	2,105	0,979	11,769	0,561
180	34	0,180	2,368	0,976	11,800	0,576
200	36	0,200	2,632	0,974	11,832	0,609
220	38	0,220	2,895	0,971	11,864	0,641
240	42	0,240	3,158	0,968	11,897	0,706
260	44	0,260	3,421	0,966	11,929	0,738
280	46	0,280	3,684	0,963	11,962	0,769
300	47	0,300	3,947	0,961	11,994	0,784
320	48	0,320	4,211	0,958	12,027	0,798
340	49	0,340	4,474	0,955	12,060	0,813
360	50	0,360	4,737	0,953	12,094	0,827
380	52	0,380	5,000	0,950	12,127	0,858
400	57	0,400	5,263	0,947	12,161	0,937
420	58	0,420	5,526	0,945	12,195	0,951
440	60	0,440	5,789	0,942	12,229	0,981
460	62	0,460	6,053	0,939	12,263	1,011
480	64	0,480	6,316	0,937	12,298	1,041
500	66	0,500	6,579	0,934	12,332	1,070
520	67	0,520	6,842	0,932	12,367	1,084
540	68	0,540	7,105	0,929	12,402	1,097
560	69	0,560	7,368	0,926	12,437	1,110
580	70	0,580	7,632	0,924	12,473	1,122
600	71	0,600	7,895	0,921	12,508	1,135
620	72	0,620	8,158	0,918	12,544	1,148
640	72	0,640	8,421	0,916	12,580	1,145
660	72	0,660	8,684	0,913	12,617	1,141

Tabel L-1.6 Data Hasil Uji Triaksial Sampel Tanah 2 (Tegangan 2 kg/cm²)

Vertical dial x 0,001	Load dial reading	DL	e	Area, CF	Corection Area, A'	Deviator Stress
(inchi)	(div)	(cm)			(cm ²)	(kg/cm ²)
0	0	0,000	0,000	1,000	0	0
20	24	0,020	0,263	0,997	11,551	0,416
40	26	0,040	0,526	0,995	11,582	0,449
60	28	0,060	0,789	0,992	11,613	0,482
80	29	0,080	1,053	0,989	11,643	0,498
100	32	0,100	1,316	0,987	11,675	0,548
120	34	0,120	1,579	0,984	11,706	0,581
140	37	0,140	1,842	0,982	11,737	0,630
160	39	0,160	2,105	0,979	11,769	0,663
180	42	0,180	2,368	0,976	11,800	0,712
200	45	0,200	2,632	0,974	11,832	0,761
220	48	0,220	2,895	0,971	11,864	0,809
240	51	0,240	3,158	0,968	11,897	0,857
260	54	0,260	3,421	0,966	11,929	0,905
280	57	0,280	3,684	0,963	11,962	0,953
300	60	0,300	3,947	0,961	11,994	1,000
320	64	0,320	4,211	0,958	12,027	1,064
340	66	0,340	4,474	0,955	12,060	1,094
360	69	0,360	4,737	0,953	12,094	1,141
380	71	0,380	5,000	0,950	12,127	1,171
400	75	0,400	5,263	0,947	12,161	1,233
420	78	0,420	5,526	0,945	12,195	1,279
440	81	0,440	5,789	0,942	12,229	1,325
460	83	0,460	6,053	0,939	12,263	1,354
480	87	0,480	6,316	0,937	12,298	1,415
500	89	0,500	6,579	0,934	12,332	1,443
520	93	0,520	6,842	0,932	12,367	1,504
540	95	0,540	7,105	0,929	12,402	1,532
560	97	0,560	7,368	0,926	12,437	1,560
580	99	0,580	7,632	0,924	12,473	1,587
600	102	0,600	7,895	0,921	12,508	1,631
620	104	0,620	8,158	0,918	12,544	1,658
640	108	0,640	8,421	0,916	12,580	1,717
660	110	0,660	8,684	0,913	12,617	1,744
680	114	0,680	8,947	0,911	12,653	1,802
700	116	0,700	9,211	0,908	12,690	1,828
720	117	0,720	9,474	0,905	12,727	1,839
740	117	0,740	9,737	0,903	12,764	1,833
760	117	0,760	10,000	0,900	12,801	1,828

Lampiran 2 Data Hasil Rekapitulasi Perhitungan SF Plaxis

Tabel L-2.1 Rekapitulasi Hasil Analisis Program Plaxis Pada Lereng

No.	Model	Beban	<i>Total Displacement</i> (m)	<i>Total Increment</i> (m)	Tegangan Efektif (kN/m ²)	SF
1.	Lereng Asli	Grafitasi	112,87 . 10 ⁻²	10,15. 10 ⁻²	-220,17	1,5137
		Gempa	139,71 . 10 ⁻²	9,20. 10 ⁻²	-220,20	1,4937
		Muka Air Tinggi*	107,76 . 10 ⁻²	7,44. 10 ⁻²	-216,82	1,8605
		Muka Air Rendah**	122,98 . 10 ⁻²	12,12. 10 ⁻²	-218,41	1,5134
		Gempa + MAT*	95,64 . 10 ⁻²	9,28. 10 ⁻²	-216,85	1,8305
		Gempa + MAR**	100,96 . 10 ⁻²	10,06. 10 ⁻²	-218,43	1,4937
2.	Lereng 90°	Grafitasi	91,39 . 10 ⁻²	4,57. 10 ⁻²	-239,84	1,1125
		Gempa	86,51 . 10 ⁻²	5,11. 10 ⁻²	-240,65	1,0996
		Muka Air Tinggi*	132,68 . 10 ⁻²	7,22. 10 ⁻²	-225,97	1,3848
		Muka Air Rendah**	66,38 . 10 ⁻²	4,78. 10 ⁻²	-238,40	1,1121
		Gempa + MAT*	150,1 . 10 ⁻²	7,48. 10 ⁻²	-226,41	1,3671
		Gempa + MAR**	75,14 . 10 ⁻²	5,38. 10 ⁻²	-239,25	1,0997

*) Elevasi muka air tanah kedalaman 3 meter

***) Elevasi muka air tanah kedalaman 8 meter (kaki lereng)

Tabel L-2.1 Rekapitulasi Hasil Analisis Program Plaxis Lereng

No.	Model	Beban	Total Displacement (m)	Total Increment (m)	Tegangan Efektif (kN/m ²)	SF
3.	DPT (Undrained) B = 4 m	Grafitasi	77,6 . 10 ⁻²	6,25 . 10 ⁻²	-82,59	1,0813
		Gempa	151,75 . 10 ⁻²	23,14 . 10 ⁻²	-83,29	1,0569
		Muka Air Tinggi*	159 . 10 ⁻²	17,74 . 10 ⁻²	-124,95	1,3214
		Muka Air Rendah**	127,8 . 10 ⁻²	13 . 10 ⁻²	-82,53	1,0787
		Gempa + MAT*	155,5 . 10 ⁻²	13,64 . 10 ⁻²	-126,82	1,3042
		Gempa + MAR**	117,2 . 10 ⁻²	12,16 . 10 ⁻²	-84,13	1,0648
4.	DPT (Drained) B = 4 m	Grafitasi	126,4 . 10 ⁻²	7,97 . 10 ⁻²	-241,42	1,5445
		Gempa	92,58 . 10 ⁻²	20,10 . 10 ⁻²	-241,52	1,4721
		Muka Air Tinggi*	124,5 . 10 ⁻²	9,92 . 10 ⁻²	-229,36	1,9527
		Muka Air Rendah**	106 . 10 ⁻²	6,04 . 10 ⁻²	-239,91	1,5430
		Gempa + MAT*	126 . 10 ⁻²	11,97 . 10 ⁻²	-230,02	1,9219
		Gempa + MAR**	129,5 . 10 ⁻²	8,09 . 10 ⁻²	-240,60	1,5213

*) Elevasi muka air tanah kedalaman 3 meter

***) Elevasi muka air tanah kedalaman 8 meter (kaki lereng)

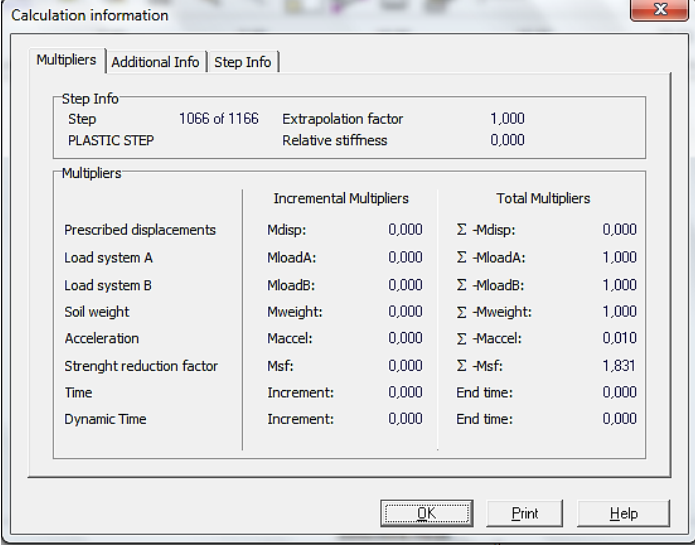
Tabel L-2.1 Rekapitulasi Hasil Analisis Program Plaxis Lereng

No.	Model	Beban	<i>Total Displacement</i> (m)	<i>Total Increment</i> (m)	Tegangan Efektif (kN/m ²)	SF
5.	DPT (Undrained) B = 5 m	Grafitasi	105 . 10 ⁻²	5,46 . 10 ⁻²	-241,39	1,5441
		Gempa	100,09 . 10 ⁻²	19,99 . 10 ⁻²	-241,40	1,4708
		Muka Air Tinggi*	142 . 10 ⁻²	10,69 . 10 ⁻²	-229,25	1,9251
		Muka Air Rendah**	146,5 . 10 ⁻²	8,67 . 10 ⁻²	-239,77	1,5423
		Gempa + MAT*	84,5 . 10 ⁻²	6,46 . 10 ⁻²	-229,81	1,8951
		Gempa + MAR**	123 . 10 ⁻²	6,52 . 10 ⁻²	-240,45	1,5205
6.	DPT (Drained) B = 5 m	Grafitasi	94,8 . 10 ⁻²	5,87 . 10 ⁻²	-241,44	1,5429
		Gempa	104,45 . 10 ⁻²	22,64 . 10 ⁻²	-241,19	1,4728
		Muka Air Tinggi*	120 . 10 ⁻²	10,88 . 10 ⁻²	-229,27	1,9241
		Muka Air Rendah**	118,5 . 10 ⁻²	8,10 . 10 ⁻²	-239,79	1,5413
		Gempa + MAT*	118,5 . 10 ⁻²	7,95 . 10 ⁻²	-229,82	1,8941
		Gempa + MAR**	119 . 10 ⁻²	6,45 . 10 ⁻²	-240,47	1,5196

*) Elevasi muka air tanah kedalaman 3 meter

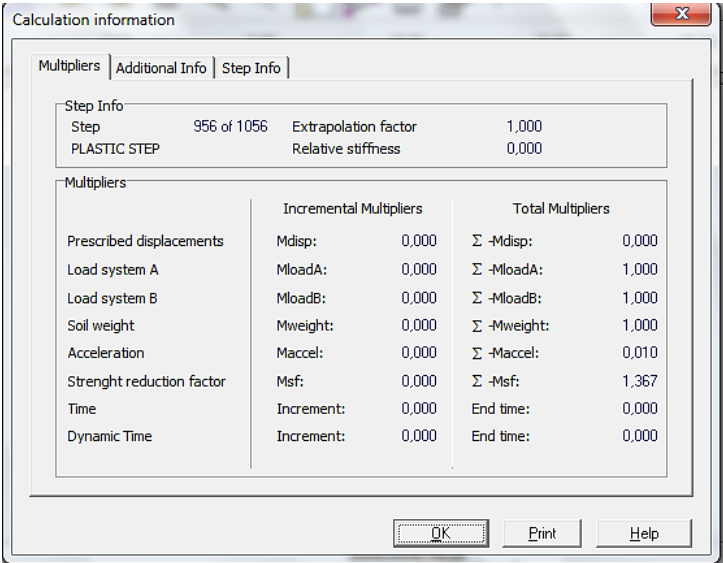
***) Elevasi muka air tanah kedalaman 8 meter (kaki lereng)

Lampiran 3 Hasil Perhitungan Program Plaxis



Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	1066 of 1166	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 0,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,010
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,831
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Gambar L-3.1 Hasil Analisis Plaxis Lereng Asli Terhadap Gempa dan Muka Air Maksimum



Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	956 of 1056	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 0,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,010
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,367
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Gambar L-3.2 Hasil Analisis Plaxis Lereng Bersudut 90° Terhadap Gempa dan Muka Air Maksimum

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	222 of 522	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	0,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,010
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,895
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

OK Print Help

Gambar L-3.3 Hasil Analisis Plaxis Lereng + DPT Terhadap Gempa dan Muka Air Maksimum

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	224 of 524	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	0,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,010
Strenght reduction factor	Msf:	0,004	Σ -Msf:	3,137
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

OK Print Help

Gambar L-3.4 Hasil Analisis Plaxis Lereng + DPT + Tiang Pancang Terhadap Gempa dan Muka Air Maksimum