TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS LERENG TIMBUNAN DENGAN PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER MENGGUNAKAN PROGRAM PLAXIS 8.6

(STUDI KASUS: PROYEK JALAN RUAS TAWANG-NGALANG SEGMEN V STA 8+400, GUNUNGKIDUL, PROVINSI DAERAH ISTIMEWA YOGYAKARTA)

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

Jovindian Nico Damara

17 511 062

PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2023

LEMBAR PENGESAHAN

ANALISIS STABILITAS LERENG TIMBUNAN DENGAN PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER MENGGUNAKAN PROGRAM PLAXIS 8.6

(STUDI KASUS: PROYEK JALAN RUAS TAWANG-NGALANG SEGMEN V STA 8+400, GUNUNGKIDUL, PROVINSI DAERAH ISTIMEWA YOGYAKARTA)

Disusun Oleh

JOVINDIAN NICO DAMARA
17511062

Diuji pada tanggal

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I	Pembimbing II	Penguji I
Muhammad Rifqi A., S.T., M.Eng.	**Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.**	**Hanindya Kusuma Artati, S.T.,M.T.**
NIK: 135111101	**NIK: 215111305**	**NIK: 045110407**

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
YOGYAKARTA

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.

NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 23 Juni 2023

Yang membuat pernyataan,



Jovindian Nico Damara

(17511062)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Stabilitas Lereng Timbunan Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Program Plaxis 8.6. 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 Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng., dan Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, Terima kasih atas bimbingan dan nasehat serta dukungan yang diberikan kepada penulis selama menyusun tugas akhir ini.
2. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T.,M.T., selaku dosen penguji Tugas Akhir ini, yang telah memberikan kritik, saran, dan memberikan evaluasi agar lebih baik pada kemudian hari.
3. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Bapak dan Ibu penulis yang telah berkorban begitu banyak baik material maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 23 Juni 2023



Jovindian Nico Damara

17511062

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL TUGAS AKHIR i

LEMBAR PENGESAHAN ii

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii

KATA PENGANTAR iv

DAFTAR ISI v

DAFTAR TABEL viii

DAFTAR GAMBAR ix

DAFTAR LAMPIRAN xiii

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xiv

ABSTRAK xvi

ABSTRACT xvii

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 3

1.3 Tujuan Penelitian 3

1.4 Manfaat Penelitian 3

1.5 Batasan Penelitian 4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5

2.1 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever 5

2.1.1 Stabilitas Lereng 5

2.1.2 Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever 7

2.2 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan 10

BAB III LANDASAN TEORI 15

3.1 Tanah 15

3.1.1 Klasifikasi Tanah 15

3.1.2 *Properties* Tanah 18
3.1.3 Parameter Kuat Geser Tanah 25
3.1.4 *Standard Penetration Test* (SPT) 27
3.2 Lereng 30
3.2.1 Macam-macam Lereng 30
3.2.2 Penyebab Longsor 31
3.2.3 Jenis Longsor 32
3.3 Analisis Stabilitas Lereng 32
3.4 Penurunan Tanah 34
3.5 Dinding Penahan Tanah 35
3.5.1 Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah 36
3.5.2 Koefisien Tekanan Tanah Lateral 36
3.5.3 Tekanan Tanah Lateral 37
3.5.4 Pengaruh Beban di Atas Tanah Urug 41
3.5.5 Beban Gempa 42
3.5.6 Stabilitas Dinding Penahan Tanah 43
3.6 Program *Plaxis* 50
BAB IV METODE PENELITIAN 56
4.1 Tinjauan Umum 56
4.2 Data Penelitian 56
4.3 Tahapan Penelitian 57
4.4 Bagan Alir 57
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 59
5.1 Gambaran Umum 59
5.2 Data Parameter Tanah dan Beban 59
5.2.1 Data Geoteknik Tanah 59
5.2.2 Data Beban Jalan 62
5.2.3 Data Beban Gempa 62
5.3 Analisis Lereng Asli 64

5.3.1 Analisis Lereng Asli Dengan Program *Plaxis* 64
5.3.2 Pembuatan Jaring Elemen 65
5.3.3 Tahap Perhitungan 66
5.3.4 Hasil *Output* Program *Plaxis* 66
5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode *Fellenius* 73
5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah Kantilever 78
5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah Kantilever 79
5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Perhitungan Manual 79
5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan program *Plaxis 8.6* 101
5.4.4 Tahap Perhitungan 102
5.4.5 Hasil *Output* dengan Program *Plaxis 8.6* 102
5.5 Pembahasan 109
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 114
6.1 Kesimpulan 114
6.2 Saran 115
DAFTAR PUSTAKA 116
LAMPIRAN 119

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Yang Dilakukan	11
Tabel 3.1	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem AASHTO	17
Tabel 3.2	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS	18
Tabel 3.3	Berat jenis (*specific gravity*)	21
Tabel 3.4	Derajat Kejenuhan dan Kondisi Tanah	21
Tabel 3.5	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	22
Tabel 3.6	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	23
Tabel 3.7	Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio*	23
Tabel 3.8	Besaran Sudut Geser Dalam	24
Tabel 3.9	Faktor-faktor kapasitas dukung Vesic (1973)	47
Tabel 5.1	Data Parameter Tanah	61
Tabel 5.2	Data Parameter Beban Lalu Lintas	62
Tabel 5.3	Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode *Fellenius*	76
Tabel 5.4	Dimensi Dinding Penahan Tanah	78
Tabel 5.5	Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	81
Tabel 5.6	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah	83
Tabel 5.7	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Dinding Penahan Tanah	84
Tabel 5.8	Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I	89
Tabel 5.9	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I	90
Tabel 5.10	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I	90
Tabel 5.11	Rekap Tulangan Dinding Penahan Tanah	100
Tabel 5.12	Perbandingan Angka Keamanan (SF) dan Penurunan Tanah	111

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul 2
Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah 19
Gambar 3.2 Kriteria Kegagalan Mohr dan Couloumb 25
Gambar 3.3 Penetrasi dengan Uji Penetrasi Standar (SPT) 28
Gambar 3.4 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT) 29
Gambar 3.5 Tipe-Tipe Keruntuhan Lereng 32
Gambar 3.6 Gaya yang Bekerja pada Irisan 33
Gambar 3.7 Tipe – Tipe Dinding Penahan Tanah 35
Gambar 3.8 Estimasi Awal Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah 36
Gambar 3.9 Tanah Lateral saat Diam 38
Gambar 3.10 Tanah Lateral Aktif 39
Gambar 3.11 Tanah Lateral saat Pasif 41
Gambar 3.12 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata 42
Gambar 3.13 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah 44
Gambar 3.14 Titik Nodal dan Titik Tegangan 51
Gambar 3.15 Pengaturan Global-Lembar-Tab Proyek 52
Gambar 3.16 Pengaturan Global-Lembar-Tab Dimensi 53
Gambar 3.17 Jendela Utama Dari Program Masukan 54
Gambar 3.18 *Toolbar* 54
Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian 58
Gambar 5.1 Denah 60
Gambar 5.2 Ketebalan Lapisan Tanah 61
Gambar 5.3 Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017 63
Gambar 5.4 Grafik Hubungan Percepatan dan Waktu Gempa 63
Gambar 5.5 Potongan Melintang Lereng Asli 64
Gambar 5.6 Permodelan Potongan Lereng Asli pada *Plaxis 8.6* 65
Gambar 5.7 Hasil Jaring-Jaring Elemen (*meshing*) 65
Gambar 5.8 Hasil Perhitungan Tegangan Awal 66
Gambar 5.9 *Deformed Mesh* pada Lereng Asli tanpa Beban Gempa 67

Gambar 5.10 *Effective Stress* pada Lereng Asli tanpa Beban Gempa 67
Gambar 5.11 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa 68
Gambar 5.12 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa 68
Gambar 5.13 Nilai SF Lereng Asli Tanpa Beban Gempa 69
Gambar 5.14 Arah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau Tanpa Beban Gempa 69
Gambar 5.15 Daerah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau Tanpa Beban Gempa 70
Gambar 5.16 *Deformed Mesh* Lereng Asli Dengan Beban Gempa 70
Gambar 5.17 *Effective Stress* Lereng Asli Dengan Gempa 71
Gambar 5.18 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli dengan Beban Gempa 71
Gambar 5.19 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli dengan Beban Gempa 71
Gambar 5.20 Nilai SF Lereng Asli Dengan Beban Gempa 72
Gambar 5.21 Arah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau Dengan Beban Gempa 72
Gambar 5.22 Daerah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau Dengan Beban Gempa 73
Gambar 5.23 Penampang Irisan dan Sudut Irisan pada Lereng Asli 73
Gambar 5.24 Dimensi Dinding Penahan Tanah 79
Gambar 5.25 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal 80
Gambar 5.26 Diagram Tekan Tanah Lateral pada Dinding Penahan Tanah 82
Gambar 5.27 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal 88
Gambar 5.28 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I 88
Gambar 5.29 Potongan Stabilitas Internal pada Tinjauan II-II dan Tinjauan III-III 92
Gambar 5.30 Momen yang Terjadi pada Pelat Kaki Pondasi 92
Gambar 5.31 Detail Pembagian Tulangan 95
Gambar 5.32 Detail Penulangan Dinding Penahan Tanah 100
Gambar 5.33 Permodelan Potongan Melintang Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli pada *Plaxis 8.6* 101
Gambar 5.34 Jaring-Jaring Elemen Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli 101

Gambar 5.35 Perhitungan Tegangan Awal Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli 102
Gambar 5.36 *Deformed Mesh* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 103
Gambar 5.37 *Effective Stresses* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 103
Gambar 5.38 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 104
Gambar 5.39 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 104
Gambar 5.40 Angka Aman Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 104
Gambar 5.41 Arah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 105
Gambar 5.42 Daerah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa 105
Gambar 5.43 *Deformed Mesh* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 106
Gambar 5.44 *Effective Stresses* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 106
Gambar 5.45 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 107
Gambar 5.46 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 107
Gambar 5.47 Angka Aman Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 108
Gambar 5.48 Arah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 108
Gambar 5.49 Daerah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa 109
Gambar 5.50 Perbandingan Nilai Angka Keamanan Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Perkuatan Dinding Penahan Tanah 112

Gambar 5.51 Perbandingan Nilai Penurunan Tanah Kondisi Eksisting
dan Setelah Diberi Perkuatan Dinding Penahan Tanah 112

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Izin Penelitian 120

Lampiran 2 Data Tanah pada Titik Bor BM.1 121

Lampiran 3 Geometri Potongan Melintang 122

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A = Luas Penampang (m^2)

E = Modulus Elastisitas (kN/m^2)

e = Angka Pori

K_a = Koefisien Tekanan Tanah Aktif

K_p = Koefisien Tekanan Tanah Pasif

SF = *Safety Factor*

Fc' = Mutu beton (Mpa)

D = Diameter (m)

L = Panjang (m)

c = Kohesi (kN/m^2)

φ = Sudut geser dalam (^{o})

θ = Sudut keruntuhan (^{o})

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

β = Sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal (^{o})

α = Sudut geser singgung masing-masing irisan (^{o})

τ = Kuat geser dalam (kN/m^2)

σ = Tegangan normal (kN/m^2)

F_{gs} = Faktor aman terhadap pergeseran

ΣR_h = Tahanan dinding penahan tanah terhadap pergeseran (kN)

F_{gl} = Faktor aman terhadap penggulingan

Π	= Konstantan dalam matematika yang merupakan keliling lingkaran dengan diameternya (nilainya adalah 3,14)
ΣM_w	= Momen yang melawan penggulingan (kNm)
ΣM_{gl}	= Momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)
q_u	= Kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)
d_c, d_q, $d\gamma$	= Faktor kedalaman
i_c, i_q, $i\gamma$	= Faktor kemiringan
N_c, N_q, $N\gamma$	= Faktor kapasitas dukung

ABSTRAK

Pada tahun 2021, Pemerintah Daerah Istimewa Yogyakarta melalui Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan Dan Energi Sumber Daya Mineral Daerah Istimewa Yogyakarta melaksanakan pembangunan ruas jalan Tawang-Ngalang. Ruas jalan ini merupakan jalan akses yang menghubungkan Kabupaten Sleman dengan Kabupaten Gunungkidul sebagai upaya peningkatan kapasitas karena saat ini lalu lintas sangat padat dan berpotensi menimbulkan kemacetan. Pada penelitian ini akan menganalisis stabilitas terhadap lereng asli dan lereng yang telah diberi perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever pada ruas jalan Tawang-Ngalang yang terletak di Desa Ngalang, Kecamatan Gedangsari, Kabupaten Gunungkidul tepatnya di segmen V Sta 8+400 agar dapat mengetahui potensi keruntuhan yang terjadi pada lereng tersebut.

Metode yang dipakai pada penelitian ini adalah analisis perhitungan manual dengan metode *Fellenius* pada lereng asli, analisis dengan program perangkat lunak *Plaxis 8.6* pada lereng asli dan lereng diperkuat dinding penahan tanah kantilever, dan perhitungan manual dengan metode *Rankine* untuk menghitung stabilitas terhadap penggulingan, stabilitas terhadap pergeseran, dan daya dukung tanah terhadap runtuh pada lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever. Tujuan dari dilakukannya analisis tersebut adalah untuk mengetahui angka aman *(Safety Factor)*, serta mengetahui besar penurunan yang terjadi pada lereng asli dan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever pada lereng Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul.

Hasil dari analisis menggunakan program *Plaxis 8.6* terhadap lereng asli diperoleh nilai angka aman (SF) tanpa gempa sebesar 1,0970 dan dengan beban gempa sebesar 0,9348. Sedangkan hasil dari perhitungan manual dengan metode *Fellenius* diperoleh nilai SF tanpa gempa sebesar 1,0427. Untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever diperoleh nilai SF tanpa beban gempa sebesar 1,4702 dan dengan beban gempa sebesar 1,4694. Untuk perilaku penurunan yang terjadi pada lereng asli tanpa beban gempa diperoleh sebesar 0,01191 m dan dengan beban gempa sebesar 0,01575 m. Untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever tanpa beban gempa sebesar 0,00695 m dan dengan beban gempa sebesar 0,0958 m.

Hasil perbandingan yang diperoleh dari analisis stabilitas terhadap lereng asli dan lereng yang telah diberi perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dengan menggunakan *Plaxis 8.6* adalah angka aman (SF) pada lereng asli tanpa gempa dan dengan beban gempa disimpulkan lereng kritis dan labil karena keduanya diperoleh SF < 1,25. Kemudian untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa dan dengan gempa disimpulkan lereng relatif stabil karena keduanya diperoleh SF > 1,25. Untuk perbandingan besar penurunan pada lereng asli tanpa beban gempa dan dengan beban gempa didapatkan peningkatan penurunan pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever.

Kata kunci: Stabilitas lereng, faktor aman, dinding penahan tanah, penurunan, Plaxis 8.6

ABSTRACT

In 2021, the Yogyakarta Special Region Government through the Yogyakarta Special Region Public Works, Housing and Energy and Mineral Resources Office carried out the construction of the Tawang-Ngalang road section. This road section is an access road that connects Sleman Regency with Gunungkidul Regency as an effort to increase capacity because currently traffic is very heavy and has the potential to cause congestion. This research will analyse the stability of the existing slope and the slope that has been reinforced with a cantilever type retaining wall on the Tawang-Ngalang road section located in Ngalang Village, Gedangsari District, Gunungkidul Regency precisely in segment V Sta 8+400 in order to determine the potential for collapse that occurs on the slope.

The methods used in this research are manual calculation analysis with Fellenius method on the existing slope, analysis with Plaxis 8.6 software program on the existing slope and slope reinforced cantilever retaining wall, and manual calculation with Rankine method to calculate stability against overturning, stability against shifting, and soil bearing capacity against collapse on the slope reinforced cantilever retaining wall. The purpose of the analysis is to determine the safety factor, as well as to determine the amount of settlement that occurs on the existing slope and the slope with cantilever retaining wall reinforcement on the slope of the Tawang-Ngalang V Gunungkidul Road Section.

The results of the analysis using the Plaxis 8.6 programme on the original slope obtained the value of the safety factor (SF) without an earthquake of 1,0970 and with an earthquake load of 0,9348. While the results of manual calculations with the Fellenius method obtained SF value without earthquake of 1,0427. For slopes with cantilever type retaining wall reinforcement, the SF value without earthquake load is 1,4702 and with earthquake load is 1,4694. For the behaviour of settlement that occurred on the existing slope without an earthquake load of 0,01191 m and with an earthquake load of 0,01575 m. For slopes with cantilever retaining wall reinforcement without earthquake load of 0,00695 m and with earthquake load of 0,0958 m.

The comparison results obtained from the stability analysis of the existing slope and the slope that has been given cantilever type retaining wall reinforcement using Plaxis 8.6 is a safety number (SF) on the existing slope without earthquake and with earthquake load, it is concluded that the slope is critical and unstable because both SF < 1,25 are obtained. Then for slopes with reinforced cantilever retaining walls without earthquakes and with earthquakes it is concluded that the slopes are relatively stable because both are obtained SF> 1,25. For the comparison of the amount of settlement on the original slope without earthquake load and with earthquake load, it was found that the settlement increase on the slope with cantilever retaining wall reinforcement.

Keywords: Slope stability, safety factor, retaining wall, settlement, Plaxis 8.6

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Program strategis yang dicanangkan oleh Pemerintah Daerah Istimewa Yogyakarta memberikan dampak yang signifikan bagi keterbatasan akses serta dapat meningkatkan perekonomian suatu daerah. Sistem transportasi yang efisien dan terintegrasi tidak hanya meningkatkan daya saing, tetapi juga dapat meningkatkan kegiatan ekonomi yang berarti penciptaan lapangan kerja baru yang dampaknya tentu bermuara untuk meningkatkan kesejahteraan kehidupan masyarakat luas. Kabupaten Gunungkidul yang terletak di selatan Daerah Istimewa Yogyakarta ini berada posisi yang sangat strategis bagi setiap kendaraan jalur darat yaitu menjadi penghubung daerah Jawa Tengah bagian barat dan timur, karena dilalui oleh lalu lintas perdagangan, pertanian, perkebunan, pariwisata, pertambangan, maupun industri.

Untuk mengurangi beban lalu lintas di ruas Jalan Jogja-Wonosari, maka peningkatan infrastruktur pembangunan ruas jalan Tawang-Ngalang yang menghubungkan wilayah Kabupaten Gunungkidul dengan Kabupaten Sleman terus dilaksanakan karena selain jalur alternatif Piyungan-Patuk, jalur tersebut tersambung dengan program Kawasan Strategis Pariwisata Nasional (KSPN) Candi Prambanan. Ruas jalan Tawang-Ngalang sepanjang 9,5 km sebagaimana perencanaan dari DPUESDM DIY terbagi menjadi 5 segmen. Segmen I dari Tawang-Jembatan Kedungkandang (1,9 km), segmen II dari Kedungkandang-Kepil (1,85 km), segmen III dari Kepil-Bobung (0,975 km), segmen IV dari Bobung-Ngalang 1 (3,40 km), segmen V dari Ngalang 1-Ngalang 2 (1,375 km). Dan pada tahun 2021 direncanakan akan dibangun untuk segmen I dan segmen V.

Dalam proyek pembangunan infrastruktur, pasti terdapat beberapa kendala dan tantangan yang dihadapi. Hal tersebut dikarenakan faktor topografi yaitu daerah perbukitan dan jenis tanah kapur di beberapa wilayah Indonesia yang beragam. Salah satu kendala dan tantangan yang muncul terdapat pada ruas jalan Tawang-

Ngalang V. Ruas jalan ini dihubungkan dengan sebuah jembatan yang berdiri dengan panjang 40 meter dan melalui daerah pegunungan dan lembah, sehingga untuk mencapai pada elevasi yang direncanakan membutuhkan timbunan yang tinggi. Kemudian terjadinya longsoran pada timbunan tanah untuk jembatan karena terletak pada lereng dengan kemiringan yang cukup curam. Dalam menjaga kestabilan suatu tanah dari suatu kelongsoran tanah dengan daya dukung tanah yang kurang baik maka harus dilakukan suatu sistem perkuatan tanah. Kelongsoran suatu tanah dapat diartikan sebagai akibat dari peningkatan tegangan geser tanah atau menurunnya kekuatan geser suatu massa tanah. Kekuatan geser dari massa suatu tanah tidak mampu untuk memikul beban kerja yang terjadi diatasnya (Hardiyatmo, 2010).

Dalam penelitian ini dilakukan analisis terhadap perkuatan dinding penahan tanah (tipe kantilever) pada lereng timbunan yang digunakan dalam proyek tersebut. Untuk mengetahui faktor keamanan tersebut maka peneliti akan menggunakan program komputer *Plaxis*. Sehingga dalam segi permodelan akan disesuaikan dengan kondisi lapangan, dan akan didapatkan hasil analisis yang ideal. Lokasi pembangunan proyek jembatan ruas jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul dapat dilihat pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul
(Sumber: DPUESDM DIY, 2020)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang di atas, maka permasalahan yang akan ditinjau dalam penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana stabilitas lereng dan besar penurunan yang terjadi pada lereng asli menggunakan program *Plaxis?*
2. Bagaimana stabilitas lereng dan besar penurunan yang terjadi pada lereng asli dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program *Plaxis?*
3. Bagaimana perbandingan stabilitas lereng dan besar penurunan yang terjadi pada lereng asli, dan dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program *Plaxis?*

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui angka aman (SF) lereng dan besar penurunan yang terjadi pada lereng asli menggunakan program *Plaxis.*
2. Mengetahui angka aman (SF) lereng dan besar penurunan yang terjadi pada lereng asli dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program *Plaxis.*
3. Mengetahui perbandingan angka aman (SF) lereng dan besar penurunan yang terjadi pada lereng asli, dan dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program *Plaxis.*

1.4 Manfaat Penelitian

Beberapa manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bermanfaat bagi perencana maupun kontraktor sebagai kajian dalam melaksanakan pekerjaan perkuatan timbunan.
2. Menambah sumber referensi penelitian yang dapat dipakai kembali untuk penelitian yang berkaitan dengan perkuatan dinding penahan tanah.

3. Menambah pengetahuan di bidang teknik sipil khususnya perkuatan dinding penahan tanah dan pengetahuan tentang cara mengoperasikan program *Plaxis* dalam menganalisis kestabilan lereng.

1.5 Batasan Penelitian

Pada penelitian tugas akhir ini memiliki permasalahan yang perlu dibatasi yang bertujuan agar sasaran penelitian tercapai dengan baik. Adapun batasan penelitian yang ditetapkan adalah sebagai berikut.

1. Timbunan lereng jembatan pada ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul.
2. Data geoteknik untuk tanah asli yang digunakan dari Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul Tahun 2020.
3. Data geoteknik untuk tanah timbunan yang digunakan dari data pada literasi terdahulu.
4. Perkuatan yang dipakai yaitu dinding penahan tanah kantilever.
5. Jenis pembesian yang digunakan pada dinding penahan tanah kantilever adalah tulangan pokok D16 dan tulangan sengkang D13.
6. Tinggi lereng timbunan yang akan diperkuat dinding penahan tanah kantilever yaitu 5 meter.
7. Program yang digunakan dalam perhitungan adalah *Plaxis 8.6.*
8. Beban merata yang digunakan adalah beban struktur dan beban lalu lintas standar untuk Jalan Kolektor.
9. Beban gempa dinamik diperhitungkan sesuai dengan kondisi gempa daerah Kabupaten Gunungkidul. Pembebanan yang digunakan adalah dengan SNI 1726-2017.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever

2.1.1 Stabilitas Lereng

Kurniawan (2019) melakukan penelitian dengan judul "Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Sheet Pile Baja Lereng Jalan Tol Balikpapan-Samarinda Sta. 2+850-3+050". Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui faktor keamanan lereng jalan tol sebelum dan sesudah dilakukan pemasangan dinding penahan tanah kantilever dan sheet pile baja. Metode yang diterapkan dalam penelitian ini menggunakan metode manual dan elemen hingga dengan bantuan aplikasi program Plaxis 8.6. Hasil yang diperoleh dalam penelitian ini adalah lereng timbunan tanah asli yang dihitung manual diperoleh angka aman 0,316, dan angka aman lebih rendah dari 1,25, sehingga lereng tidak stabil atau tidak aman dan perlu diperkuat. Hasil yang diperoleh pada lereng yang mendapat perkuatan kantilever dinding penahan tanah selama konstruksi tanpa pembebanan gempa menggunakan program plaxis diperoleh angka aman sebesar 1,935 dan dengan pembebanan gempa sebesar 1,925. Sedangkan untuk perhitungan pasca struktur tanpa pembebanan gempa angka amannya adalah 1,5250 dan gaya gempanya adalah 1,5172. Sedangkan untuk turap baja dengan program plaxis 8.6 pada masa konstruksi dan tanpa beban gempa diperoleh angka aman sebesar 2,4031, dan dengan beban gempa 2,3535, dan untuk kondisi pasca konstruksi tanpa beban gempa angka aman diperoleh sebesar 1,7522 dan beban gempa sebesar 1,7359.

Hediyanto (2018) melaksanakan penelitian tentang stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan sheetpile dengan bantuan program geoslope pada studi kasus Bantaran Sungai Code. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui safety factor (SF) pada lereng eksisting, lereng perkuatan dinding penahan tanah katilever, lereng perkuatan sheet pile, dan mengetahui perilaku deformasi tanah yang terjadi terhadap perkuatan dinding kantilever dan sheet pile menggunakan bantuan program geoslope. Hasil analisis dengan program

geoslope/W diperoleh nilai SF lereng eksisting tanpa beban gempa 1,118 dan menggunakan beban gempa adalah 0,565, lereng perkuatan dinding kantilever diperoleh nilai SF tanpa beban gempa adalah 2,639 dan nilai SF menggunakan beban gempa adalah 1,789, dan lereng perkuatan sheet pile diperoleh nilai SF tanpa beban gempa 2,726 dan menggunakan beban gempa 1,846. Sedangkan hasil analisis pergerakan tanah menggunakan geoslope/W diperoleh pergerakan tanah terbesar tanpa beban gempa pada potongan A-A adalah 0,0159m, potongan B-B adalah 0,0134 m, dan potongan C-C adalah 0,096 m. Untuk hasil pergerakan tanah menggunakan beban gempa pada potongan A-A adalah 0,7 m, potongan B-B adalah 1,03 m,dan potongan C-C adalah 0,1 m. Untuk hasil lereng perkuatan sheet pile, pergerakan tanah terbesar tanpa beban gempa pada potongan A-A adalah 0,0377 m, potongan B-B adalah 0,047 m, dan potongan C-C adalah 0,008 m. Dan menggunakan beban gempa pada potongan A-A adalah 0,44 m, potongan B-B adalah 0,9 m, dan potongan C-C adalah 0,088 m.

Prasetyo (2020) melakukan penelitian mengenai analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dengan bantuan program plaxis pada studi kasus Jalan Ponorogo-Trenggalek Sta 23+600. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui nilai safety factor (SF) lereng eksisting dan lereng yang diberi perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever. Hasil yang didapat dari penelitian tersebut adalah lereng asli pada Jalan Ponorogo-Trenggalek Sta 23+600 setelah dianalisis menggunakan program Plaxis 8.6 mengalami collapse. Untuk perhitungan manual menggunakan metode bishop didapatkan nilai SF sebesar 0,484 nilai tersebut dibawah angka aman yaitu 1,25, lereng tidak stabil terhadap keruntuhan. Kemudian dilakukan analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever mengguanakan program Plaxis 8.6, saat kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa diperoleh nilai SF 1,3538 dan menggunakan beban gempa 1,3529. Sedangkan hasil kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa diperoleh nilai sebesar 1,2683 dan menggunakan beban gempa sebesar 1,2678. Dari hasil analisis yang diperoleh diperoleh nilai SF yang sudah melebihi 1,25, maka lereng dinyatakan aman terhadap keruntuhan.

2.1.2 Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Winanda (2017) mengemukakan bahwa longsor di Taman Nasional Bukit Barisan Selatan (TNBBS) biasanya terjadi pada musim hujan karena intensitas curah hujan yang lebih tinggi dari biasanya menyebabkan tanah menjadi jenuh dan tidak dapat lagi menyerap air masuk ke dalam tanah, membuat air pori naik, kekuatan geser tanah berkurang, kemudian membuat tanah tidak stabil dan rawan longsor. Teknologi pada konstruksi bangunan berkembang pesat, termasuk di bidang rekayasa geoteknik. Diketahui bahwa ketika menggunakan program bantu Plaxis untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah bertujuan untuk mempercepat perhitungan dan meminimalkan kesalahan. Plaxis adalah program komputer berbasis metode elemen hingga dua dimensi yang dimanfaatkan untuk analisis deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi di bidang geoteknik dengan membuat model geometris berbasis penampang melintang dan jaring elemen. Tujuan dari penelitian ini adalah merencanakan dimensi dan stabilitas dinding penahan tanah terhadap bahaya geser, guling dan runtuhnya dinding penahan tanah pada jalan KM Liwa – Simpang Gunung Kemala Krui. 264+600 (39-19). Nilai faktor keamanan dihitung menggunakan cara manual dan dianalisis menggunakan program komputer Plaxis versi 8.2. Metodologi penelitian yang digunakan adalah mengumpulkan data fisik tanah dan gambar penampang yang diperoleh dari Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Lampung, kemudian memodelkan tiga model perletakan dinding penahan tanah kantilever menggunakan Plaxis untuk analisis mencari nilai aman dan pemeriksaan stabilitas dinding penahan tanah kantilever dengan cara manual. Hasil penelitian yang diperoleh berdasarkan analisis kondisi lereng KM 264+600 dengan program Plaxis sebelum pengerjaan dinding penahan tanah kantilever. Tanah longsor sering terjadi karena kondisi tanah yang tergolong memiliki sifat mekanis tanah yang rendah. Pada kondisi A, angka aman (Fs) diperoleh 2,0503 dan nilai displacement diperoleh 79,95 x 10-3 meter. Pada kondisi B, angka aman (Fs) diperoleh 1,4953 dan nilai displacement diperoleh 56,25 x 10-3 meter. Pada kondisi C, angka aman (Fs) diperoleh 1,4380 dan nilai displacement diperoleh 86,73 x 10-3 meter. Lereng dengan dinding kantilever bertulang pada Kondisi B dianggap lebih aman karena memiliki nilai displacement dan settlement terkecil dan memenuhi semua persyaratan stabilitas lereng, tulangan

D19-100 digunakan untuk struktur utama dan untuk bagian telapak dan tumit diperkuat dengan D19 -150.

Nurtanti (2019) menyatakan bahwa tanah sebagai material dalam bidang konstruksi dan sebagai pondasi bangunan harus memiliki dan memenuhi persyaratan tertentu dari segi kualitas, kekuatan dan segi ekonomisnya. Keruntuhan tanah disebabkan meningkatnya tegangan geser tanah atau penurunan kekuatan geser massa tanah. Untuk menjaga stabilitas tanah, sistem perkuatan tanah harus diterapkan. Tanah longsor pada dinding penahan tanah di Sungai Pabelan memutus akses pemerintahan dan perdagangan dari Muntilan ke Mungkid yang menyebabkan dinding penahan dan jembatan runtuh. Dinding penahan tanah dan dinding turap adalah struktur yang menstabilkan tanah di bawah kondisi tanah di daerah lereng asli, lereng buatan, atau lereng karena timbunan tanah. Program komputer *Plaxis* 8.6 digunakan untuk memperoleh angka aman sungai. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis kestabilan struktur dengan menggunakan *Plaxis* 8.6 dan perhitungan manual untuk mencari angka aman lereng pada Sta +100 di Sungai Pabelan, selanjutnya dengan menggunakan dinding penahan beton bertulang dan turap. Metode penelitian pertama yang digunakan adalah persiapan, mencakup observasi lapangan dan pengumpulan data sekunder dari Bina Marga Kabupaten Magelang. Kemudian menggunakan metode *Fellenius* untuk menganalisa kestabilan lereng sebelum runtuh dan menghitungnya secara manual, kemudian menggunakan program *Plaxis* untuk menganalisa kestabilan dinding penahan tanah beton bertulang kantilever, kemudian dibuktikan melalui perhitungan manual. Kemudian, *sheet pile* dianalisis dengan program *Plaxis*, dan teori metode *Fellenius* digunakan untuk perhitungan manual, kemudian menyusun kesimpulan serta saran. Hasil penelitian yang diperoleh adalah pada saat menghitung kemiringan tanah asli, SF tanpa gempa diperoleh 1,1049, SF dengan gempa diperoleh 1,0932, dan SF yang diperoleh dari hasil *Fellenius* diperoleh 0,8613. Dengan menggunakan *Plaxis* 8.6 untuk menghitung hasil dinding penahan tanah kantilever beton bertulang, SF tanpa gempa = 1,8716, dan SF dengan gempa adalah 1,2730, sedangkan gaya geser yang dihitung manual diperoleh SF 3,1527, SF guling diperoleh 3,7738, SF daya dukung diperoleh 3,2651, dan qmaks diperoleh 299,281250 kN /m^2, qmin diperoleh 132,498531 kN/m^2. Hasil

perhitungan *sheet pile* diperoleh SF dengan gempa 1,3067, sedangkan hasil *Fellenius* diperoleh SF 1,6953.

Setiawan (2019) menyatakan bahwa geoteknik merupakan bidang ilmu tersendiri dan menitikberatkan pada aplikasi teknik sipil dalam masalah-masalah yang berhubungan dengan sifat mekanis tanah dan bebatuan. Di Indonesia sendiri masih banyak dijumpai permasalahan-permasalahan yang berhubungan dengan bidang geoteknik. Salah satunya adalah kerusakan atau kelongsoran pada tebing atau lereng sungai. Kerusakan-kerusakan ini biasanya disebabkan oleh derasnya aliran arus sungai yang perlahan-lahan mengikis tebing di kiri dan kanan sungai sehingga dapat menyebabkan terjadinya erosi pada awalnya dan apabila dibiarkan begitu saja akan menyebabkan terjadinya keruntuhan tebing sungai tersebut. Hal ini juga diperparah dengan perilaku masyarakat di Indonesia yang masih sering membangun rumah atau prasarana pemukiman di bantaran sungai, sehingga apabila banjir terjadi akan menyebabkan rumah-rumah tersebut kekuatan dan kestabilannya. Untuk mengatasi permasalahan yang telah dijelaskan diatas maka digunakan dinding penahan tanah ataupun geosintetik sebagai solusinya. Dinding penahan tanah dan geosintetik dapat difungsikan untuk menjaga kestabilan tanah di suatu lereng agar tidak terjadi kelongsoran, atau sebagai sarana penanggulangan bencana. Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan diatas maka perlu dilakukan penelitian terhadap perkuatan tanah tebing Kali Code dengan mendesain ulang dengan tipe yang berbeda dari sebelumnya dengan menggunakan 2 tipe perkuatan yaitu dengan dinding penahan tanah kantilever dan geotekstil supaya tidak terjadi lagi keruntuhan dan kelongsoran pada tebing atau lereng di Kali Code. Penelitian ini bertujuan untuk mendesain perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan mendapatkan nilai kekuatan lereng sebelum dan sesudah redesign dengan dinding penahan tanah tipe kantilever.

Metode penelitian yang dilakukan adalah pengumpulan data yang dibutuhkan baik data primer maupun sekunder. Selanjutnya adalah analisis faktor keamanan lereng alami menggunakan aplikasi Geoslope. Tahap ketiga adalah analisis stabilitas eksternal dan internal dari dinding penahan tanah kantilever dan geotekstil. Tahap keempat adalah analisis faktor keamanan lereng yang telah diperkuat dinding penahan tanah kantilever dan geotekstil menggunakan geoslope.

Hasil penelitian yang didapatkan adalah desain untuk dinding penahan tanah digunakan tinggi dinding vertical sebesar 4 m dan lebar sebesar 0,8 m, untuk tinggi pelat kaki pondasi digunakan 1,3 m dan lebar pelat kaki pondasi sebesar 3,5 m. pada dinding vertikal digunakan tulangan pokok D20-125 mm, tulangan sengkang D10-550 mm dan tulangan susut 20-D10. Pada pelat kaki pondasi digunakan tulangan pokok D20-125 mm, tulangan sengkang D10-600 mm dan tulangan susut 17-D10. Desain untuk geotekstil digunakan panjang geotekstil (L) sebesar 3 m, panjang lipatan diatas geotekstil (Lo) sebesar 1 m dan jarak vertikal antar geotekstil sebesar 0,4 m. Didapatkan nilai faktor keamanan lereng (SF) alami sebesar 0,687. Untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever didapatkan nilai faktor keamanan (SF) sebesar 1,804 dan lereng dengan perkuatan geotekstil didapatkan nilai faktor keamanan (SF) sebesar 1,906.

2.2 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

Perbandingan antara penelitian yang akan dilakukan dalam tugas akhir ini dengan beberapa penelitian yang telah disebutkan di atas dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

No	Peneliti	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
1	Kurniawan (2019)	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan *Sheet Pile* Baja Lereng Jalan Tol Balikpapan-Samarinda Sta 2+850-3+050	Untuk menentukan nilai aman sebelum dan sesudah perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan *sheet pile* baja pada lereng jalan tol.	Metode *fellenius* dan Metode elemen hingga program *plaxis*	Perhitungan dengan menggunakan metode *Fellinius* untuk menghitung secara manual, diperoleh hasil perhitungan angka aman lereng timbunan asli diperoleh 0,351. Angka aman selama masa konstruksi tanpa gempa lereng dinding penahan tanah kantilever bertulang diperoleh 1,9255, dan dengan gempa diperoleh 1,9022. Angka aman pada kondisi pasca konstruksi tanpa gempa diperoleh 1,5927, dengan gempa diperoleh 1,5862, tanpa gempa diperoleh 1,8022, dan dengan gempa diperoleh 1,7964.
2	Hediyanto (2018)	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Kantilever Dan Sheetpile Pada Bantaran Sungai Code	Mengetahui nilai SF lereng eksisting, SF lereng perkuatan DPT kantilever, SF perkuatan sheet pile,dan deformasi tanah yang terjadi terhadap dinding katilever dan sheetpile.	Analisis perhitungan manual dan mengggunakan program *Geoslope/W*.	SF lereng eksisting dengan beban berat sendiri 1,118 dan dengan gempa adalah 0,565. SF lereng perkuatan Sheet pile tanpa gempa 2,726 dan menggunakan gempa sebesar 1,846. SF lereng perkuatan DPT kantilever tanpa gempa sebesar 2,639 dan menggunakan gempa sebesar 1,789.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

3	Prasetyo (2020)	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Lereng Jalan Ponorogo-Trenggalek Stasiun 23+600 Menggunakan Program Plaxis	Mengetahui angka aman lereng tanpa perkuatan dan setelah diberi perkuatan dinding penahan tanah kantilever yang diharapkan dapat menahan gaya lateral yang terjadi.	Analisa menggunakan Metode Elemen Hingga dan perhitungan manual dengan Metode *Bishop*.	Hasil perhitungan nilai angka aman yang didapatkan setelah menggunakan perkuatan sebesar 1,3529 dengan menggunakan program Plaxis 8.6.
4	Nurtanti (2019)	Analisis Perkuatan Tanah Dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap Baja Dengan Program Plaxis 8.6 Pada Sungai Pabelan	Melakukan analisis stabilitas struktur untuk memperoleh angka aman lereng dengan *Plaxis 8.6* dan perhitungan manual menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang dan turap.	Melakukan observasi lapangan dan mengumpulkan data sekunder yang diperoleh dari Bina Marga Kabupaten Magelang. Kemudian dilakukan analisis terhadap dinding penahan beton bertulang kantilever dan *sheet pile* dengan program *Plaxis*	Pada perhitungan lereng tanah asli, SF tanpa gempa diperoleh 1,1049 dan SF dengan gempa diperoleh 1,0932, sedangkan hasil metode *Fellenius* diperoleh SF 0,8613. Pada analisis *Plaxis* dinding penahan tanah kantilever beton bertulang, SF tanpa gempa diperoleh 1,8716 dan SF dengan gempa diperoleh 1,2730. Perhitungan manual SF_{geser} dinding penahan diperoleh 3,1527, SF_{guling} diperoleh 3,7738, $SF_{daya\ dukung}$ diperoleh 3,2651, q_{maks} diperoleh 299,281250 kN/m^2, dan q_{min} diperoleh 132,498531 kN/m^2. Hasil perhitungan pada *steel sheet pile* diperoleh SF dengan gempa 1,3067, sedangkan dengan metode *Fellenius* diperoleh SF 1,6953.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

5	Winanda (2017)	Perencanaan Dinding Penahan Tanah *Concrete Cantilever* Dengan Menggunakan Program Plaxis (Studi Kasus : Jalan Liwa – Simpang Gunung Kemala Krui KM.264+600)	Merencanakan dimensi dan stabilitas dinding penahan tanah di lokasi studi dengan metode manual terhadap stabilitas geser, guling dan daya dukung tanah, dan nilai faktor keamanan dievaluasi menggunakan program *Plaxis 8.2*.	Data pendukung dikumpulkan dari lokasi penelitian berupa data fisik tanah dan gambar penampang melintang. Kemudian melakukan analisis permodelan pada program *Plaxis 8.6*, memperoleh angka aman, dan melakukan perhitungan manual untuk menganalisis stabilitas dinding penahan tanah kantilever.	Menurut analisis kondisi tanah asli oleh program *Plaxis*, kondisi lereng yang ditinjau umumnya mengalami longsor yang disebabkan oleh kondisi tanah yang tergolong sifat mekanis tanah yang rendah. Didapatkan pada kondisi A, (Fs) sebesar 2,0503 dan nilai *displacement* sebesar 79,95 x 10^{-3} meter. Didapatkan pada kondisi B, (Fs) sebesar 1,4953 dan nilai *displacement* sebesar 56,25 x 10^{-3} meter. Didapatkan pada kondisi C, (Fs) sebesar 1,4380 dan nilai *displacement* sebesar 86,73 x 10^{-3} m. Lereng yang dianggap lebih aman adalah Kondisi B. Struktur dinding penahan kantilever B di bagian utama menggunakan tulangan D19-100, bagian telapak menggunakan D19-150, dan tumit menggunakan D19-150.
6	Setyawan (2019)	Perencanaan Ulang Perkuatan Tanah Tebing Kali Code Menggunakan Dinding Penahan Tanah Tipe	mendesain perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan mendapatkan nilai kekuatan lereng sebelum dan sesudah redesign dengan	pengumpulan data primer dan sekunder yang akan digunakan untuk menganalisis faktor keamanan lereng asli menggunakan aplikasi *geoslope.* Selanjutnya melakukan analisis stabilitas eksternal dan internal	Desain untuk dinding penahan tanah digunakan tinggi vertikal 4 m dan lebar 0,8 m, untuk tinggi pelat kaki pondasi digunakan 1,3 m dan lebar pelat kaki pondasi sebesar 3,5 m. Pada dinding vertikal digunakan tulangan pokok D20-125 mm, tulangan sengkang D10-550 mm dan tulangan susut 20-D10. Pada pelat kaki pondasi digunakan tulangan pokok D20-125 mm, tulangan sengkang D10-600 mm dan tulangan susut 17-D10.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

		Kantilever dan Geotekstil	menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever.	dari dinding penahan tanah dan geotekstil.	Desain geotekstil yang digunakan panjang sebesar 3 m, lipatan diatas (Lo) sebesar 1 m dan jarak vertikal antar geotekstil sebesar 0,4 m. Pada lereng asli didapatkan SF 0,687, pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever didapatkan SF 1,804 dan dengan perkuatan geotekstil didapatkan SF 1,906.
7	Damara (2023)	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Program Plaxis 8.6 (Studi Kasus: Proyek Jalan Ruas Tawang-Ngalang Segmen V Sta 8+400, Gunungkidul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta)	Mengetahui angka aman (SF) stabilitas pada lereng asli dan lereng setelah diberi perkuatan dinding penahan kantilever. Mengetahui penurunan tanah yang terjadi pada lereng asli dan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever.	Menggunakan program perangkat lunak *Plaxis 8.6*, perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* dan perhitungan stabilitas lereng dengan DPT dengan metode Rankine.	Hasil *Plaxis* lereng asli tanpa gempa SF 1,0970 dan dengan gempa SF 0,9348. Hasil *Fellenius* lereng asli SF 1,0427. Hasil *Plaxis* lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa SF = 1,4702 dan dengan gempa SF = 1,4694. Hasil perhitungan manual stabilitas eksternal SF_{Geser} = 3,0023, SF_{Guling} = 5,1971, dan $SF_{Daya\ Dukung}$ = 3,0031. Hasil *Plaxis* penurunan lereng asli tanpa beban gempa 0,01191 m dan dengan beban gempa 0,01575 m. Hasil *Plaxis* penurunan lereng dengan dinding penahan tanah kantilever tanpa beban gempa 0,00695 m dan dengan beban gempa 0,0958 m.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Sejarah munculnya tanah, pada mulanya bumi merupakan bola magma cair yang sangat panas. Akibat pendinginan, permukaan membeku dan membentuk batuan beku. Karena proses fisika (panas, dingin, beku, dan cair), batuan ini terurai menjadi partikel tanah (yang memiliki sifat yang sama dengan batu aslinya: pasir, kerikil, dan lanau). Melalui proses kimia (hidrasi, oksidasi), batuan mengalami pelapukan dan menjadi tanah dengan sifat yang berbeda dari batu aslinya.

Di sini disebut sebagai *Transported Soil*: tanah yang lokasinya berpindah dari tempat terjadinya karena pergerakan air, angin, dan es, sedangkan tanah sisa adalah tanah menetap dari tempat terjadinya.

Melalui proses alami, proses perubahan dapat bervariasi dan berulang. Batuan menjadi tanah karena penghancuran dan pelapukan, dan tanah menjadi batuan karena pemadatan, atau proses sementasi. Batu dapat berubah menjadi jenis batu lain karena panas, tekanan, dan larutan (Santosa, 1998).

3.1.1 Klasifikasi Tanah

Dalam kegiatan perencanaan dan pelaksanaan struktur bangunan atau infrastruktur lainnya, diperlukan suatu klasifikasi tanah untuk memberikan pandangan singkat mengenai sifat tanah di wilayah tersebut. Beberapa contoh perencanaan dan pelaksanaan di masa lampau juga dapat digunakan dalam klasifikasi tanah yang dikelompokkan menurut kriteria yang serupa.

Diperlukan suatu pengamatan langsung di lapangan dan percobaan lapangan yang sederhana. Namun jika mengandalkan pengamatan secara langsung di lapangan, risiko yang kemungkinan besar akan timbul yaitu terdapat kesalahan-kesalahan yang disebabkan oleh perbedaan pengamatan masing-masing orang.

Kemudian upaya yang dapat dilakukan untuk memperoleh hasil klasifikasi yang objektif, dengan cara tanah dibagi menjadi tanah berbutir kasar dan berbutir halus berdasarkan hasil analisa mekanis. Selanjutnya tahap klasifikasi tanah berbutir halus diadakan berdasarkan percobaan konsistensi.

Saat ini terdapat dua buah sistem klasifikasi tanah yang memperhitungkan distribusi ukuran butir dan batas-batas Atterberg. Kedua sistem ini selalu dipakai oleh para ahli teknik sipil. Sistem-sistem tersebut adalah: Sistem Klasifikasi AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Official*) dan Sistem Klasifikasi USCS (*Unified Soil Classification System*). Sistem Klasifikasi AASHTO pada umumnya dipakai oleh departemen jalan raya di seluruh negara bagian di Amerika Serikat. Sedangkan Sistem Klasifikasi USCS pada umumnya lebih disukai oleh para ahli geoteknik untuk beberapa keperluan teknik yang lain (Sosrodarsono, 2000).

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

   Tujuan dari sistem klasifikasi ini adalah untuk menentukan kualitas tanah untuk perencanaan timbunan pada jalan, *sub-base* dan *subgrade*.

   Sistem klasifikasi AASHTO mengkategorikan tanah menjadi 8 kelompok, A-1 sampai A-8, termasuk beberapa sub kelompok. Tanah di setiap kelompok dievaluasi menurut indeks kelompok yang dihitung dari beberapa rumus empiris. Pengujian yang diterapkan adalah analisis saringan dan beberapa batas Attberg. Sistem klasifikasi AASHTO ditunjukkan pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem AASHTO

Klasifikasi umum	Material granuler (<35% lolos saringan no.200)							Tanah-tanah lanau-lempung (<35% lolos saringan no. 200)			
Klasifikasi kelompok	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5/A-7-6
Analisis saringan (% lolos)											
2,00 mm (no. 10)	50 maks	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,425 mm (no. 40)	30 maks	50 maks	51 maks	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 mm (no. 200)	15 maks	25 maks	10 maks	35 maks	35 maks	35 maks	35 maks	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat fraksi lolos saringan no. 40											
Batas cair *(LL)*	-	-	-	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min
Indeks plastis *(PI)*	6 maks		Np	10 maks	10 maks	10 maks	10 maks	10 maks	10 maks	11 min	11 min
Indeks kelompok *(G)*	0		0	0		4 maks		8 maks	12 maks	16 maks	20 maks
Tipe material yang pokok pada umumnya	Pecahan batu, keri dan pasir		Pasir halus	Kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian umum sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik							Sedang sampai buruk			

Catatan :

Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6 bergantung pada batas plastisnya *(PL)*

Untuk PL > 30, klasifikasinya A-7-5 ;

Untuk PL < 30, klasifikasinya A-7-6

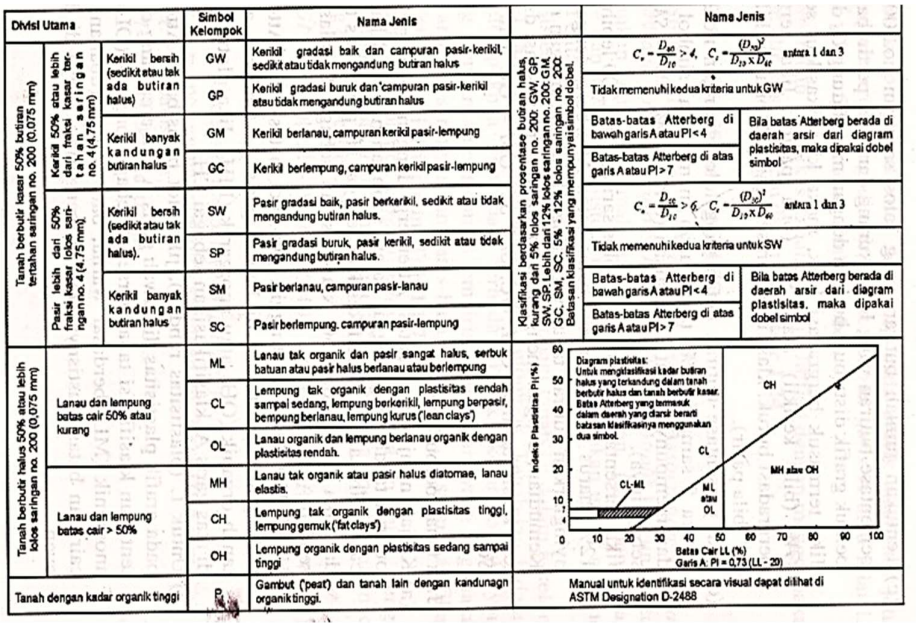
Np = Nonplastis

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

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

   Pada sistem ini, tanah diklasifikasikan sebagai 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, klasifikasi tanah dalam sejumlah kelompok dan sub kelompok menurut sistem *USCS* dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS

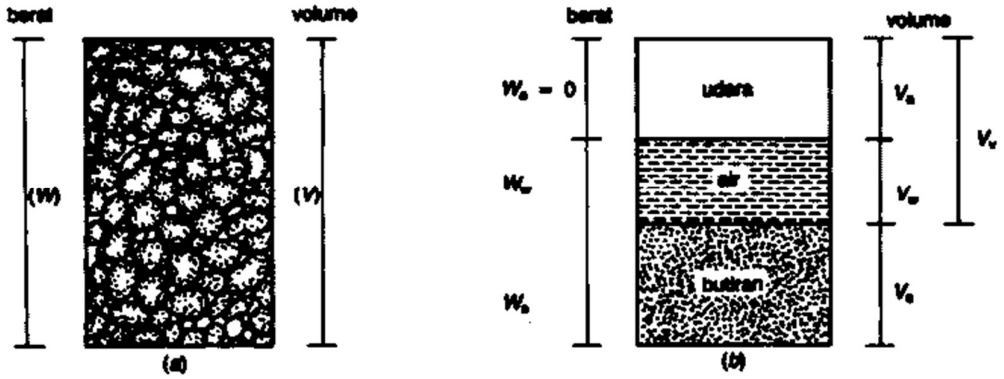


Divisi Utama			Simbol Kelompok	Nama Jenis		Nama Jenis
Tanah berbutir kasar 50% butiran tertahan saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus, kurang dari 5% lolos saringan no. 200: GW, GP, SW, SP. Lebih dari 12% lolos saringan no. 200: GM, GC, SM, SC. 5% - 12% lolos saringan no. 200. Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol dobel.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3
			GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil atau tidak mengandung butiran halus		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir-lempung		Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau PI < 4 / Batas-batas Atterberg di atas garis A atau PI > 7 / Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir-lempung		
	Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus).	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3
			SP	Pasir gradasi buruk, pasir kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW
		Kerikil banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau PI < 4 / Batas-batas Atterberg di atas garis A atau PI > 7 / Bila batas Atterberg berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung		
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang		ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung	Indeks Plastisitas PI (%)	Diagram plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol. CH, CL, CL-ML, ML atau OL, MH atau OH. Batas Cair LL (%). Garis A: PI = 0,73 (LL - 20)
			CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ('lean clays')		
			OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah.		
	Lanau dan lempung batas cair > 50%		MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis.		
			CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ('fat clays')		
			OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi		
Tanah dengan kadar organik tinggi			Pt	Gambut ('peat') dan tanah lain dengan kandunagn organik tinggi.		Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

3.1.2 Properties Tanah

Tanah terdiri dari dua atau tiga komponen, yaitu udara, air dan zat padat. Air sangat mempengaruhi sifat teknis tanah, sedangkan udara dianggap tidak mempengaruhi sifat teknis tanah. Ruang antar partikel tanah dapat diisi dengan air atau udara. Bila semua rongga dalam tanah terisi air, maka tanah tersebut disebut tanah jenuh. Rongga tanah disebut jenuh sebagian *(partially saturated)* jika diisi dengan air dan udara. Tanah yang sama sekali tidak mengandung air disebut tanah kering. Hubungan antara kadar air, angka pori, porositas, dan lain-lain ditunjukkan pada Gambar 3.1 diagram fase tanah berikut.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Dari Gambar 3.1 (a) di atas, dapat dilihat bahwa volume suatu unsur adalah V dan berat totalnya adalah W, sedangkan Gambar 3.2 (b) menunjukkan hubungan antara berat dengan volumenya. Kemudian dari gambar di atas dapat dibentuk Persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3 sebagai berikut

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

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

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

Keterangan :

W = berat total (kN)

Ws = berat butiran padat (kN)

Ww = berat air (kN)

V = volume total (m^3)

V_s = volume butiran padat (m^3)

V_w = volume air (m^3)

V_a = volume udara (m^3)

V_v = volume rongga (m^3)

1. Berat Volume Kering (γd)

   Berat volume kering adalah perbandingan antara berat butiran (W_s) dengan volume total (V) tanah. Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.4 sebagai berikut.

   $$\gamma d = \frac{Ws}{V}$$

   $$\gamma d = \frac{Gs+\gamma w}{1+e} \quad (3.4)$$

2. Berat Volume Lembab atau Basah (γb)

   Berat volume basah adalah perbandingan antara berat butiran tanah termasuk air dan udara (W) dengan volume total (V) tanah. Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.5 sebagai berikut.

   $$\gamma d = \frac{W}{V}$$

   $$\gamma d = \frac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e} \quad (3.5)$$

3. Berat Volume Butiran Padat (γs)

   Berat volume butiran padat adalah perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume total (V) tanah. Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.6 berikut.

   $$\gamma s = \frac{Ws}{Vs} \quad (3.6)$$

4. Berat Jenis (Gs)

   Berat jenis adalah perbandingan antar berat volume butiran padat (γs) dengan berat volume air (γw). Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.7 berikut.

   $$Gs = \frac{\gamma s}{\gamma w} \quad (3.7)$$

   G_s tidak memiliki dimensi. Nilai berat jenis dari berbagai tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Berat jenis *(specific gravity)*

No	Jenis Tanah	Berat Jenis (G_s)
1	Kerikil	2,65 - 2,68
2	Pasir	2,65 - 2,68
3	Lanau anorganik	2,62 - 2,68
4	Lempung organik	2,58 - 2,65
5	Lempung anorganik	2,68 - 2,75
6	Humus	1,37
7	Gambut	1,25 - 1,80

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

5. Derajat Kejenuhan (S)

Derajat kejenuhan adalah perbandingan antara volume air (V_w) dengan volume total rongga pori tanah (V_v). Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.8 berikut.

$$S(\%) = \frac{Vw}{Vx} \text{ x } 100 \qquad (3.8)$$

Berikut adalah tabel 3.4 berbagai macam derajat kejenuhan tanah.

Tabel 3.4 Derajat Kejenuhan dan Kondisi Tanah

No	Keadaan	Derajat Kejenuhan (S)
1	Tanah kering	0
2	Tanah agak lembab	>0 – 0,25
3	Tanah lembab	0,26 – 0,50
4	Tanah sangat lembab	0,51 – 0,75
5	Tanah basah	0,76 – 0,99
6	Tanah jenuh air	1

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

6. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas adalah suatu nilai yang menunjukkan besarnya angka elastisitas tanah terhadap perbandingan antara tegangan dan regangan yang terjadi. Berikut adalah tabel 3.5 perkiraan nilai modulus elastisitas tanah.

Tabel 3.5 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

No	Jenis Tanah	E (kN/m²)
1	Lempung : Sangat lunak	300 – 300
	Lunak	2000 – 4000
	Sedang	4500 – 9000
	Keras	7000 – 20000
	Berpasir	30000 – 42500
2	Pasir : Berlanau	5000 – 20000
	Tidak padat	10000 – 25000
	Padat	50000 – 100000
3	Pasir dan kerikil : Padat	80000 – 200000
	Tidak padat	50000 – 140000
4	Lanau	2000 – 20000
5	Loses	15000 – 60000
6	Cadas	140000 - 1400000

(Sumber: Bowles, 1997)

7. Permeabilitas

Permeabilitas adalah sifat bahan berpori yang memungkinkan cairan dalam bentuk air atau minyak mengalir melalui pori-pori. Pori-pori tanah saling berhubungan sehingga air dapat mengalir dari titik energi tinggi ke titik energi rendah. Di tanah, permeabilitas digambarkan sebagai sifat tanah yang memungkinkan cairan mengalir melalui ruang pori tanah. Hambatan aliran tergantung pada jenis tanah, ukuran partikel, bentuk partikel, kerapatan massa dan geometri rongga pori. Nilai kisaran permeabilitas tanah dapat dilihat di Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.6 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

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

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

8. Poisson Ratio

Nilai *Poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai ini dapat ditentukan menurut jenis tanahnya. Hubungan jenis tanah dan *poisson ratio* dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio*

No	Jenis Tanah	*Poisson Ratio*
1	Lempung jenuh	0,4 – 0,5
2	Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
3	Lempung berpasir	0,2 – 0,3
4	Lanau	0,3 – 0,35
5	Pasir padat	0,2 – 0,4
6	Pasir tidak padat	0,15
7	Pasir halus	0,25
8	Batu	0,1 – 0,4
9	*Loose*	0,1 – 0,3
10	Beton	0,15

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

9. Kohesi

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dalam tanah, dinyatakan dalam satuan berat per satuan luas. Kohesi tanah akan semakin besar jika kekuatan gesernya makin besar. Nilai kohesi (*c*) diperoleh dari pengujian laboratorium yaitu pengujian kuat geser langsung *(direct shear strength test)* dan pengujian triaxial *(triaxial test)*. Salah satu aspek yang memengaruhi nilai kohesi adalah kerapatan dan jarak antar molekul dalam suatu benda. Kohesi

berbanding lurus dengan kerapatan suatu benda, sehingga bila kerapatan semakin besar maka kohesi yg akan didapatkan semakin besar. Dalam hal ini, benda berbentuk padat memiliki kohesi yang paling besar dan sebaliknya pada cairan.

10. Sudut Geser Dalam

Sudut geser dalam adalah sudut yang dibentuk oleh hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser pada material tanah atau batuan. Sudut geser dalam adalah sudut patahan yang terbentuk ketika suatu bahan mengalami tegangan atau gaya yang melebihi tegangan geser. Semakin besar sudut geser suatu material, semakin tahan material tersebut terhadap tekanan luar yang diberikan terhadapnya. Nilai sudut geser dalam (º) juga berhubungan dengan tingkat kepadatan jenis tanah, yang dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut

Tabel 3.8 Besaran Sudut Geser Dalam

Tingkat Kepadatan	Sudut Geser Dalam (º)
Sangat Lepas	< 30
Lepas	30 - 35
Agak Padat	35 - 40
Padat	40 - 45
Sangat Padat	> 45

(Sumber: Bowles, 1997)

11. Sudut Dilatansi

Sudut dilatansi (ψ) dinyatakan dalam derajat. Bolton (1986), dalam kaitannya dengan *Plaxis*, direkomendasikan korelasi sudut gesekan dan sudut dilatancy untuk tanah kohesif.

$$\psi = \phi - 30° \qquad (3.9)$$

Untuk tanah kohesif, yang cenderung memiliki dilatansi kecil, nilai $\psi = 0$ akan realistis untuk digunakan dalam kasus umum.

3.1.3 Parameter Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian ini, bila tanah mengalami· pembebanan akan ditahan oleh:

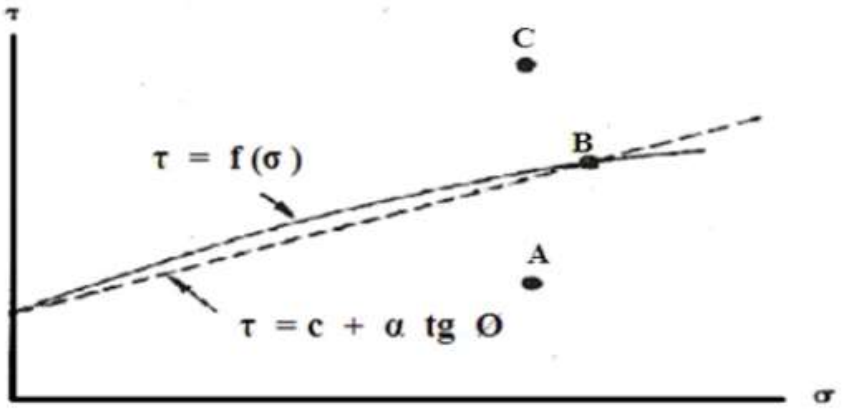
(1) Kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan kepadatan tanah, tetapi tidak tergantung dari tegangan normal yang bekerja pada bidang geser.
(2) Gesekan antara butir-butir tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

Coulumb (1776) mendefinisikan f(σ) seperti pada Persamaan 3.10 berikut.

$$\tau = c + \sigma \text{ tg } \varphi \qquad (3.10)$$

Keterangan:

τ = kuat geser tanah (kN/m²)
c = kohesi tanah (kN/m²)
φ = sudut gesek dalam tanah atau sudut gesek intern (º)
σ = tegangan normal pada bidang runtuh (kN/m²)



Gambar 3.2 Kriteria Kegagalan Mohr dan Couloumb
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Pada gambar di atas dijelaskan pengertian mengenai keruntuhan suatu bahan, yaitu jika tegangan-tegangan baru mencapai titik *P*, keruntuhan tanah akibat geser tidak akan terjadi. Keruntuhan geser akan terjadi jika tegangan-tegangan baru mencapai titik *Q* yang terletak pada garis selubung kegagalan (*failure envelope*).

Kedudukan tegangan yang ditunjukkan oleh titik *R* tidak akan pernah terjadi, karena sebelum tegangan yang terjadi mencapai titik *R*, bahan sudah mengalami keruntuhan. Terzaghi (1925) mengubah persamaan Coulomb dalam bentuk tegangan efektif karena tegangan-tegangan efektif yang terjadi di dalam tanah sangat dipengaruhi oleh tekanan air pori yang dapat dilihat pada Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut.

$$\tau = c' + (\sigma - u) \text{ tg } \varphi' \quad (3.11)$$

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

Keterangan:

c' = kohesi tanah efektif (kN/m²)
σ' = tegangan normal efektif (kN/m²)
u = tekanan air pori (kN/m²)
φ' = sudut gesek dalam tanah efektif (derajat)

Kuat geser tanah juga bisa dinyatakan dalam bentuk tegangan-tegangan efektif σ_1' dan σ_3' pada saat keruntuhan terjadi. σ_1' adalah tegangan utama mayor efektif dan σ_3' tegangan utama minor efektif. Lingkaran Mohr dalam bentuk lingkaran tegangan, dengan koordinat-koordinat τ dan σ'.

Persamaan tegangan geser, dinyatakan oleh Persamaan 3.13 dan 3.14 berikut.

$$\tau = \tfrac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\theta \quad (3.13)$$

$$\sigma = \tfrac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') + \tfrac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\theta \quad (3.14)$$

dengan θ adalah sudut teoritis antara bidang horizontal dengan bidang runtuh, yang besarnya dinyatakan oleh Persamaan 3.15 berikut.

$$\theta = 45° + \varphi'/2 \quad (3.15)$$

Dari Gambar 3.2 hubungan antara tegangan utama efektif saat keruntuhan dan parameter kuat geser juga dapat diperoleh. Besarnya nilai parameter kuat geser, dapat ditentukan dari Persamaan 3.16 dan 3.17 berikut.

$$\sin \varphi' = \frac{½ (\sigma_1' - \sigma_3')}{c \text{ ctg } \varphi' + ½ (\sigma^{1'} + \sigma_3')} \quad (3.16)$$

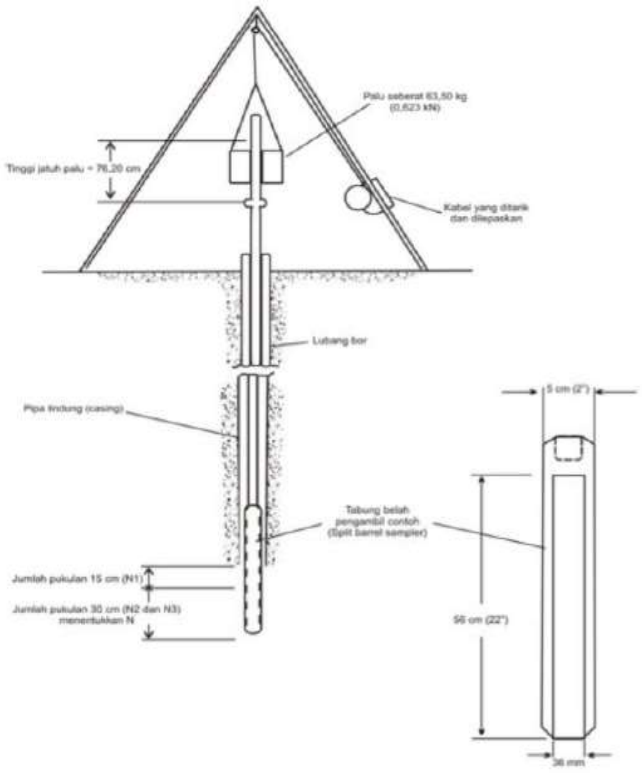
$$(\sigma_1' - \sigma_3') = 2c \cos \varphi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' \quad (3.17)$$

Parameter kuat geser tanah ditentukan dari beberapa pengujian laboratorium terhadap benda uji yang diambil dari lapangan yaitu dari hasil pengeboran tanah yang dianggap mewakili. Tanah yang berasal dari lapangan diusahakan kondisinya tidak berubah, terutama pada contoh asli (*undisturbed*), dimana letak permasalahannya adalah kadar air harus dijaga dan susunan tanah di lapangannya diusahakan tidak berubah. Pengaruh kerusakan pada benda uji akan berakibat fatal terutama pada pengujian tanah lempung. Adapun terdapat beberapa cara untuk menentukan kuat geser tanah, sebagai berikut:

(1) Uji geser langsung *(direct shear test).*
(2) Uji triaksial *(triaxial test).*
(3) Uji tekan bebas *(unconfined compression test).*
(4) Uji geser kipas *(vane shear test).*

3.1.4 *Standard Penetration Test* (SPT)

SPT *(Standard Penetration Test)* adalah metode uji lapangan dengan memasukkan *Split Spoon Sampler* (tabung pengambilan contoh tanah yang dapat dibuka membujur) dengan diameter 50 mm dan panjang 500 mm. *Split Spoon Sampler* dimasukkan ke dalam tanah di bagian bawah lubang bor. Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) dilakukan di setiap lubang bor teknik dengan interval pengujian 2,0 m. Dalam pengujian SPT, indikasi tanah keras didefinisikan sebagai lapisan tanah dengan nilai SPT melebihi 50 pukulan/30 cm sejumlah 3 (tiga) kali pada 3 (tiga) kedalaman berturut-turut. Uji Penetrasi Standar (SPT) dilakukan dengan menjatuhkan palu seberat 63,5 kg dari ketinggian 760 mm untuk mendorong tabung standar ke lubang sedalam 450 mm. Jumlah pukulan dengan kedalaman penetrasi 150 mm inilah yang dihitung. Jumlah yang digunakan adalah penetrasi sejauh 300 mm terakhir. Acuan uji SPT menggunakan SNI 4153:2008 dan ASTM D1586-67. Detail alat pada proses penetrasi SPT dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut.

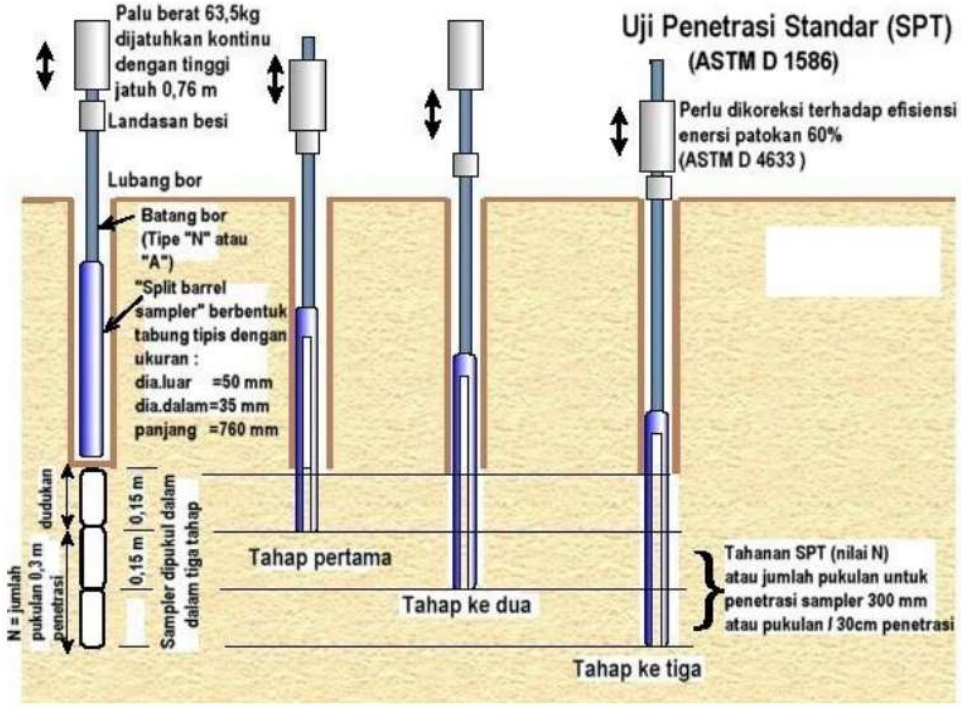


Gambar 3.3 Penetrasi dengan Uji Penetrasi Standar (SPT)
(Sumber: SNI 4153-2008)

Standar ini menetapkan metode uji penetrasi lapangan dengan SPT untuk mendapatkan parameter ketahanan penetrasi tanah lapangan dengan SPT. Parameter ini diperoleh dari jumlah pukulan yang dilakukan terhadap penetrasi konus dan dapat digunakan untuk mengidentifikasi setiap lapisan tanah sebagai bagian dari desain pondasi. Standar ini menguraikan prinsip-prinsip bagaimana melakukan pengujian penetrasi lapangan menggunakan SPT, mencakup: sistem peralatan pengujian penetrasi lapangan yang terdiri dari alat penetrasi konus dengan SPT dan alat lainnya; persyaratan alat dan pengujian; metode pengujian; laporan pengujian; dan sampel pengujian. Metode pengujian ini berlaku untuk jenis tanah umum. (SNI 4153:2008). Nilai SPT diperoleh dengan cara berikut.

Tabung belah standar dipukul hingga kedalaman 15 cm (6 in). Diikuti dengan pemukulan tahap kedua hingga kedalaman 30 cm (12 in). Pada jumlah pukulan tahap kedua, yaitu jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk penetrasi tabung

belah standar dengan kedalaman 30 cm, diartikan sebagai nilai-N. Pengujian yang lebih baik dilakukan dengan menghitung pukulan pada setiap kedalaman 7,62 cm (3 in) atau setiap 15 cm (6 in). Dengan cara ini, kedalaman setiap jenis tanah di dasar lubang bor dapat diperkirakan dan dapat mencatat elevasi gangguan terjadi dalam usaha menembus lapisan yang keras seperti contoh lapisan batu. Hitung jumlah pukulan N atau tumbukan untuk penetrasi pertama, penetrasi 15 cm yang kedua dan ketiga, kemudian mencatat jumlah pukulan N setiap penetrasi sedalam 15 cm. Pukulan yang dihitung yaitu penjumlahan dari N2 + N3. Yang tidak diperhitungkan adalah Nilai N1 karena masih kotor terdapat bekas pengeboran. Jika nilai N lebih besar dari 50 pukulan, hentikan pengujian dan tingkatkan pengujian menjadi minimal 6 m. Kemudian catat jumlah pukulan setiap penetrasi sejauh 5 cm pada jenis tanah batuan. Skema urutan dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



Gambar 3.4 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)
(Sumber: SNI 4153-2008)

3.2 Lereng

Lereng adalah suatu kondisi suatu permukaan pada tanah dimana terjadi perbedaan elevasi antara satu daerah dengan daerah lainnya dan menimbulkan suatu kemiringan tertentu. Menurut asal pembentukannya, lereng dibagi menjadi dua jenis yaitu lereng alami dan aktivitas manusia.

3.2.1 Macam-macam Lereng

Lereng diklasifikasikan menjadi 3 jenis menurut segi terbentuknya, yaitu sebagai berikut.

1. Lereng Alam

   Lereng alam yang sudah stabil selama bertahun-tahun dapat tiba-tiba runtuh karena perubahan topografi, aliran air tanah, gempa bumi, hilangnya kekuatan geser, perubahan tegangan dan pelapukan. Peck (1967) menyatakan dalam Hardiyatmo (2012) bahwa prediksi stabilitas lereng alam dapat dilakukan dengan baik asalkan daerah yang diteliti adalah zona longsoran lama yang dipelajari sebelumnya, yang mungkin kondisi lereng tersebut sudah berubah akibat aktivitas manusia, seperti contoh aktivitas penggalian tanah di kaki lereng. Dengan mengetahui keberadaan bidang longsor lama pada lereng alam, perilaku lereng akan lebih mudah dipahami dan diprediksi.

2. Lereng Buatan

   Lereng buatan umumnya terdiri dari struktur galian atau timbunan dan banyak digunakan pada bangunan, jalan, tanggul sungai, lereng bendungan air atau lainnya.

   a. Galian

      Tujuan perancangan lereng galian adalah untuk menentukan ketinggian dan kemiringan lereng yang ekonomis dan stabil. Desain kedalaman dan kemiringan lereng yang digali akan dipengaruhi oleh faktor-faktor seperti kondisi geologi, sifat material *in site*, muka air tanah, tekanan rembesan, dan faktor lainnya (Hardiyatmo, 2012).

b. Timbunan

Timbunan biasanya dibangun menggunakan tanah yang dipadatkan. Timbunan tersebut misalnya timbunan pada jalan, timbunan pada rel kereta api, tanah urug, urugan untuk bendungan dan tanggul. Sifat teknis material untuk timbunan sangat bergantung pada sifat material dari tempat asal pengambilan material (misalnya distribusi butiran, kepadatan, kekuatan geser, dan lain-lain).

Analisis stabilitas lereng timbunan umumnya lebih mudah daripada analisis stabilitas lereng alam dan lereng galian. Hal ini dikarenakan material untuk timbunan merupakan tanah yang relatif homogen dengan sifat mekanis yang diperoleh dari uji laboratorium (Hardiyatmo, 2012).

3.2.2 Penyebab Longsor

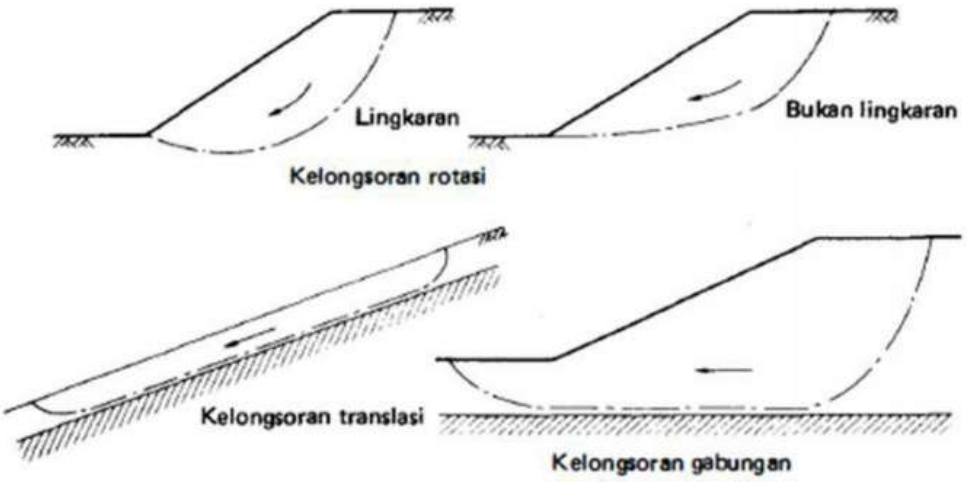
Menurut Hardiyatmo (2010) kelongsoran lereng alam dapat terjadi dari hal-hal sebagai berikut ini.

1. Peningkatan beban terhadap lereng. Peningkatan beban terhadap lereng dapat berupa bangunan baru dan tambahan beban air yang masuk ke pori-pori tanah maupun yang menggenang di permukaan tanah dan beban dinamis oleh tumbuhan-tumbuhan yang tertiup angin dan lain-lain.
2. Aktivitas galian yang mempercuram kemiringan lereng.
3. Aktivitas galian atau memotong tanah terhadap kaki lereng.
4. Perubahan cepat *(rapid dawdown)* tinggi muka air terhadap bendung, sungai dan tempat lainnya.
5. Gempa bumi.
6. Peningkatan tekanan tanah lateral yang disebabkan olej air (retakan tanah yang berisi air akan mendorong tanah ke arah lateral.
7. Tahanan geser tanah pembentuk lereng akan menurun yang disebabkan oleh peningkatan kadar air, kenaikan tekanan air pori, tekanan rembesan oleh genangan air di dalam tanah, tanah pada lereng mengandung lempung yang mudah kembang susut dan lain-lain.

3.2.3 Jenis Longsor

Terdapat 3 jenis utama dari kelongsoran tanah, yaitu sebagai berikut.

1. Kelongsoran rotasi *(rotational slips)*, yaitu bentuk potongan pada permukaan runtuh longsor berupa busur lingkaran atau kurva bukan berupa bentuk lingkaran.
2. Kelongsoran translasi *(translational slips),* yaitu kelongsoran yang biasa terjadi pada perbatasan lapisan tanah yang berkedudukan pada kedalaman relatif dangkal di bawah permukaan lereng.
3. Kelongsoran gabungan *(compound slips),* yaitu kelongsoran yang akan terjadi apabila lapisan tanah yang berbatasan berkedudukan pada kedalaman yang relatif dalam. Biasanya hal ini terjadi karena runtuhnya terdiri dari bagian melengkung dan permukaan rata.



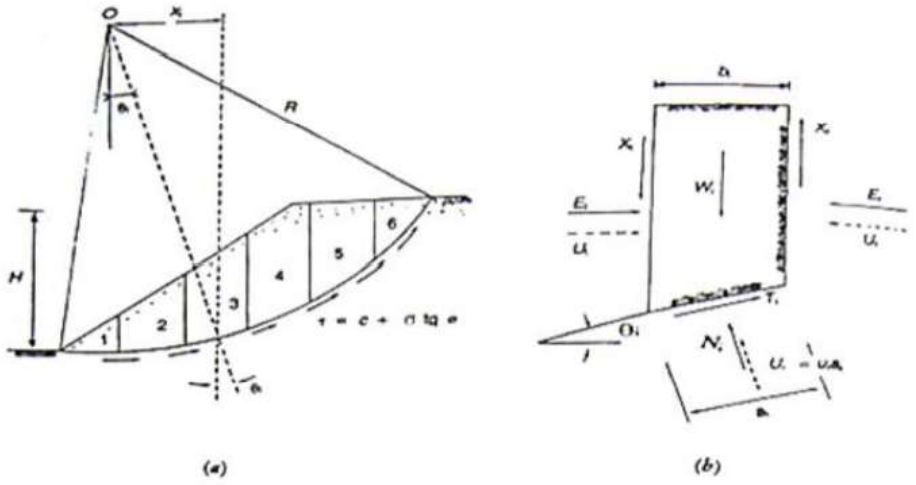
Gambar 3.5 Tipe-Tipe Keruntuhan Lereng
(Sumber: Budi, 1998)

3.3 Analisis Stabilitas Tanah

Analisis stabilitas tanah pada permukaan tanah yang memiliki permukaan miring disebut analisis stabilitas lereng. Biasanya, analisis stabilitas dilakukan untuk memeriksa keamanan pada lereng alam, lereng yang digali, dan lereng yang ditimbun. Analisis stabilitas lereng tidaklah mudah karena banyak faktor yang

mempengaruhi hasil perhitungan. Beberapa faktor tersebut antara lain kondisi tanah yang memiliki beberapa lapis, kekuatan geser tanah yang bersifat anisotropis, rembesan air dalam tanah dan lain-lain (Hardiyatmo, 1994).

Menurut Hardiyatmo (2010), metode Fellinius menghasilkan faktor keamanan yang lebih rendah dibandingkan dengan metode perhitungan yang lebih akurat. Besar kecilnya nilai kesalahan tergantung dari faktor keamanan, sudut pusat lingkaran yang dipilih dan besar kecilnya tekanan air pori. Bahkan ketika menganalisis tegangan total, kesalahan masih merupakan fungsi dari faktor keamanan dan sudut pusat lingkaran. Perhitungan semacam ini banyak digunakan dalam praktik, karena perhitungannya sederhana dan kesalahan perhitungan yang dihasilkan relatif aman. Dalam perhitungannya, massa tanah longsor dibagi menjadi beberapa irisan vertikal. Gaya-gaya yang bekerja pada irisan dapat dilihat pada Gambar 3.5 seperti berikut.



Gambar 3.6 Gaya yang Bekerja pada Irisan
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Analisis kestabilan lereng dengan metode *Fellenius* (1936) mengasumsikan resultan gaya yang bekerja pada sisi kiri dan kanan setiap penampang dengan arah tegak lurus bidang gelincir adalah nol. Faktor keamanan dalam metode *Fellenius* dijelaskan pada Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$F = \frac{Jumlah\ momen\ dari\ tahanan\ \ geser\ sepanjang\ bidang\ longsor}{Jumlah\ momen\ dari\ berat\ massa\ tanah\ yang\ longsor}$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c\ a_i + (W_i \cos \theta_i - u_i\ a_i)tg\ \varphi}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \qquad (3.18)$$

Keterangan :

F = faktor aman

c = kohesi tanah (kN/m²)

θ = sudut gesek dalam tanah (º)

a_i = Panjang lengkung lingkaran pada irisian ke-I (m)

W_i = Berat irisan tanah ke-I (kN)

U_i = Tekanan air pori pada irisan ke-I (kN/m²)

θ_i = Sudut yang didefinisikan dalam gambar 3.4 (º)

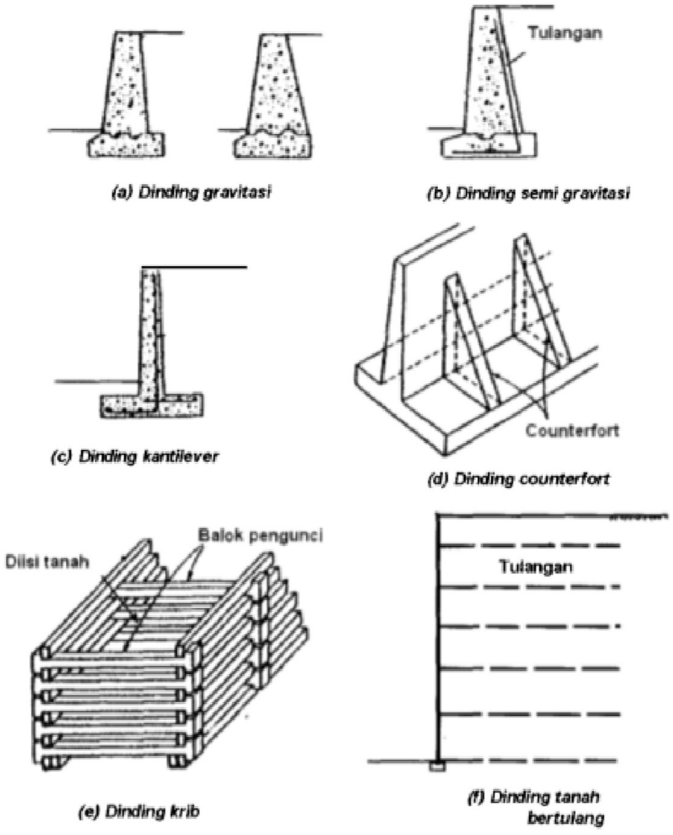
3.4 Penurunan Tanah

Jika lapisan tanah dibebani, tanah akan mengalami regangan atau penurunan *(settlement)*. Regangan yang terjadi pada tanah disebabkan oleh dua akibat, yaitu perubahan komposisi tanah dan pengurangan ruang pori tanah. Jumlah regangan pada semua kedalaman lapisan tanah adalah penurunan total tanah.

Penurunan terjadi pada tanah berbutir kasar dan pada tanah berbutir halus kering atau tak jenuh segera setelah pemberian beban. Kasus penurunan seperti ini disebut penurunan segera *(immediate settlement)*. Penurunan segera adalah bentuk dari penurunan elastis. Dalam praktiknya, penurunan segera sulit untuk diperkirakan besarnya. Hal ini tidak hanya karena tanah dalam kondisi alam tidak homogen dan anisotropis, dan modulus elastisitas meningkat dengan kedalaman, tetapi juga karena sulit untuk melakukan evaluasi terhadap kondisi tegangan-regangan yang terjadi di lapisan tanah. Penurunan segera sering dijumpai pada pondasi bangunan yang terletak pada tanah berbutir kasar (tanah granuler).

3.5 Dinding Penahan Tanah

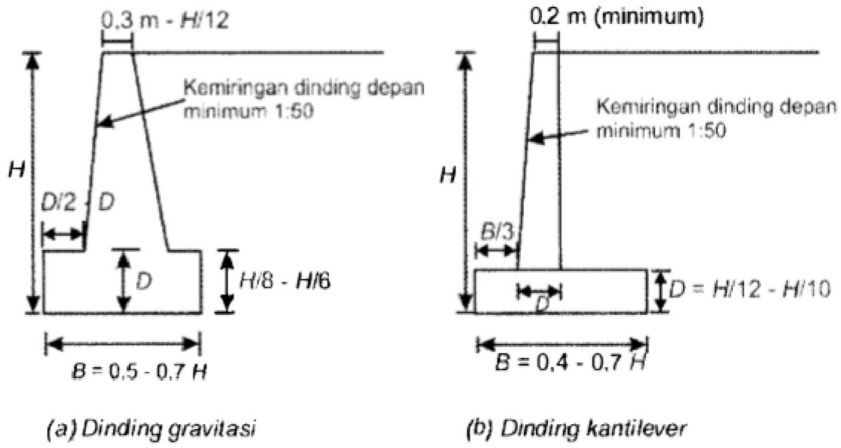
Dinding penahan tanah adalah perkuatan yang digunakan untuk menahan permukaan vertikal atau permukaan curam pada lereng sehingga tanah dapat distabilkan untuk jangka panjang. Dalam perancangannya, dinding penahan tanah ini melibatkan perhitungan beban kerja. Beban aktif atau beban yang bekerja disebabkan oleh berat sendiri dinding, berat tanah pada bagian atas pelat dinding penahan tanah, dan kemungkinan terdapat beban eksternal yang bekerja pada dinding atau tanah di atas dinding. Dalam perancangannya, jenis dinding penahan tanah dapat dipilih sesuai dengan kebutuhan, seperti terlihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.7 Tipe – Tipe Dinding Penahan Tanah
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.5.1 Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah

Pada dasarnya, perencanaan dimensi dinding penahan tanah dilakukan dengan *trial* and *error*. Dari percobaan ini, dimensi yang sesuai akan diperoleh dan persyaratan stabilitas akan terpenuhi. Dapat dilihat pada Gambar 3.7 untuk estimasi ukuran perencanaan dinding penahan tanah. Estimasi ini digunakan sebagai panduan awal untuk perencanaan dimensi.



Gambar 3.8 Estimasi Awal Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah
(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

3.5.2 Koefisien Tekanan Tanah Lateral

Pada saat merencanakan struktur penahan tanah, tentunya diperlukan nilai tekanan tanah lateral untuk mengetahui tekanan kerja. Namun sebelum mengetahui tekanan tanah lateral, terlebih dahulu kita harus mengetahui koefisien tekanan tanah lateral. Seperti halnya tekanan tanah lateral, koefisien tekanan tanah lateral juga dapat dibagi menjadi koefisien tekanan tanah aktif dan koefisien tekanan tanah pasif. Jika tanah horizontal, tekanan tanah aktif atau koefisien K_a *(coefficient of active earth pressure)* menurut Rankine dinyatakan pada Persamaan 3.19. Sedangkan koefisien tekanan pasif atau K_p *(coefficient of passive pressure)* menurut Rankine dinyatakan pada Persamaan 3.20 berikut.

$$K_a = tg^2 (45° - \frac{\varphi}{2}) \quad (3.19)$$

$$K_p = tg^2 (45° + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.20)$$

Tekanan tanah pada permukaan miring dapat ditentukan dengan bantuan lingkaran Mohr atau dengan mempertimbangkan keseimbangan tanah yang akan longsor. Koefisien tekanan tanah aktif pada lereng dinyatakan pada Persamaan 3.21. Sedangkan koefisien tekanan tanah pasif dinyatakan pada Persamaan 3.22 berikut.

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3.21)$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3.22)$$

3.5.3 Tekanan Tanah Lateral

Saat merencanakan struktur penahan tanah, gaya-gaya yang bekerja pada tekanan tanah aktif cenderung menurunkan keseimbangan pada struktur penahan tanah atau mengurangi bagian massa tanah yang menahan struktur penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah gaya tahanan tanah akibat tekanan tanah aktif. Tekanan tanah lateral yang terjadi adalah sebagai berikut.

1. Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

   Tekanan tanah lateral saat diam adalah tekanan tanah lateral dalam tanah tanpa regangan. Tekanan tanah lateral saat diam dapat terjadi karena tekanan vertikal yang menyebabkan deformasi lateral di bawah pengaruh *rasio poisson*. Tanah di sekitarnya menahan perubahan lateral. Ketika ini terjadi, tekanan vertikal dan horizontal menjadi seimbang. Karena tidak ada perpindahan posisi *(displacement)*, maka tidak terdapat tegangan geser pada bidang vertikal dan horizontal pada setiap titik di lapisan tanah. Kondisi keseimbangan dimana

tidak terjadi tegangan geser akibat lokasi tegangan disebut kondisi K_o. Tekanan tanah lateral saat diam dapat dinyatakan pada Persamaan 3.23 berikut.

$$P_o = K_o \gamma z \quad (3.23)$$

Keterangan :

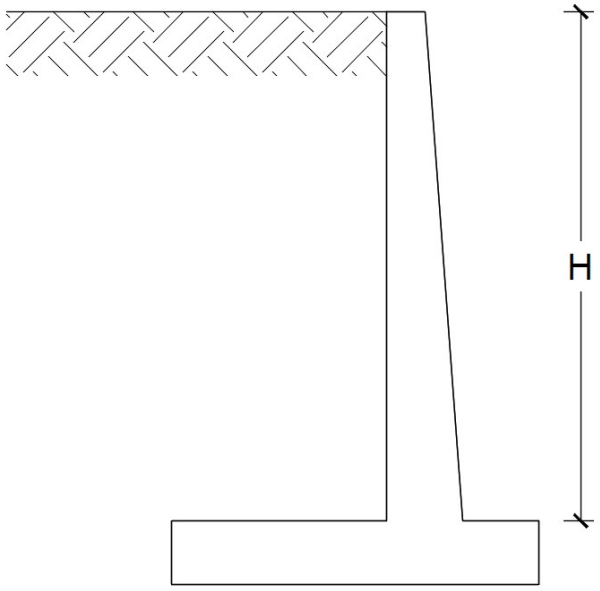
P_o = Tekanan tanah saat diam (kN/m)

K_o = Koefisien tekanan tanah saat diam = $\frac{\sigma h'}{\sigma v'}$

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

z = Kedalaman tanah (m)

Kondisi tekanan tanah lateral saat diam dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.9 Tanah Lateral saat Diam
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

2. Tekanan Tanah Lateral Aktif

Tekanan tanah lateral aktif adalah tekanan tanah lateral minimum yang mengakibatkan keruntuhan geser tanah akibat gerakan dinding menjauhi tanah di belakangnya. Nilai banding tekanan horizontal dan vertikal yang terjadi disebut koefisien tekanan tanah aktif (K_a). Nilai tekanan tanah aktif lebih kecil dari tekanan tanah saat diam sehingga cenderung mengurangi keseimbangan

dinding penahan tanah. Persamaan untuk menghitung nilai koefisien tanah aktif pada tanah datar dapat dilihat pada Persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$K_a = \frac{1-sin\varphi}{1+sin\varphi} = \tan^2 (45° - \frac{\varphi}{2}) \quad (3.24)$$

Untuk persamaan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Persamaan 3.25 dan 3.26 berikut ini.

a. Tekanan tanah aktif untuk tanah non kohesif

$$P_a = 0{,}5K_a\gamma H^2 \quad (3.25)$$

b. Tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif

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

Keterangan :

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

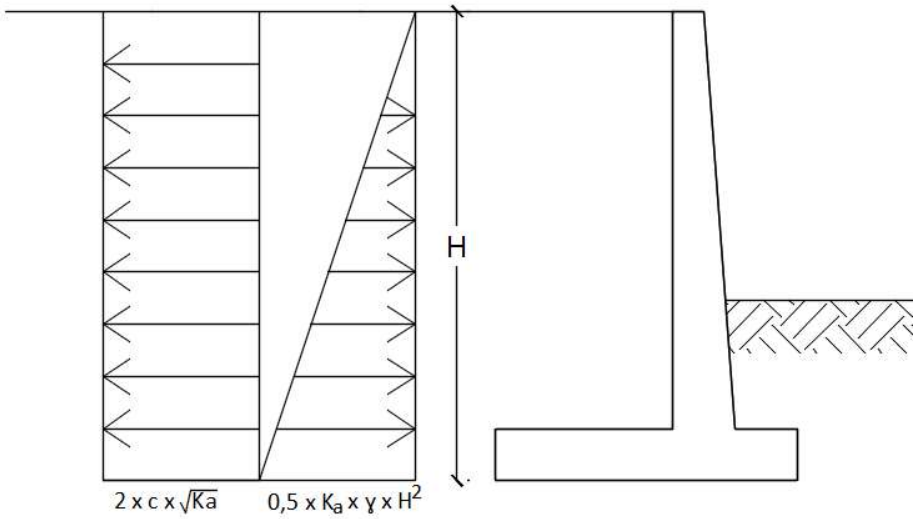
K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (kN/m²)

Kondisi tekanan tanah lateral aktif dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3.10 Tanah Lateral Aktif
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3. Tekanan Tanah Lateral Pasif

Tekanan tanah lateral pasif adalah tekanan tanah yang mendesak dinding penahan tanah terhadap tanah urug sampai pada kondisi runtuh. Tekanan tanah pasif menunjukkan gaya maksimum yang dapat dihasilkan tanah ketika struktur penahan bergerak melawan ruang timbunan, yaitu gaya hambatan sebelum dinding runtuh. Perbandingan tekanan horizontal dan vertikal yang dihasilkan disebut koefisien tekanan tanah pasif (K_p). Persamaan nilai koefisien tanah pasif pada tanah datar dinyatakan dalam Persamaan 3.27 berikut.

$$K_p = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi} = \tan^2 (45° + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.27)$$

Untuk persamaan tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Persamaan 3.28 dan 3.29 berikut ini.

a. Tekanan tanah pasif untuk tanah non kohesif

$$P_p = 0{,}5K_a\gamma H^2 \quad (3.28)$$

b. Tekanan tanah pasif untuk tanah kohesif

$$P_p = 0{,}5K_a\gamma H^2 + 2\ c\ \sqrt{Ka} \quad (3.29)$$

Keterangan :

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

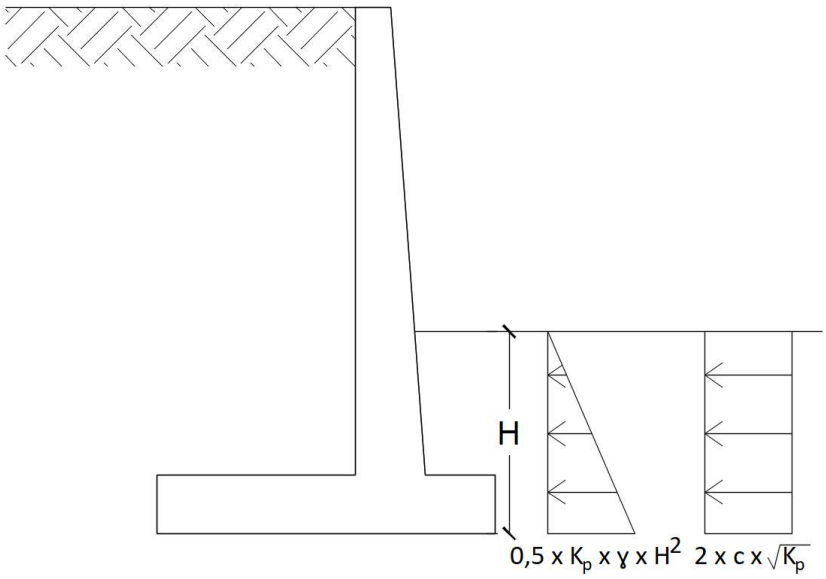
K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (kN/m^2)

Kondisi tekanan tanah lateral saat pasif dapat dilihat pada gambar 3.10 berikut.



Gambar 3.11 Tanah Lateral saat Pasif
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.5.4 Pengaruh Beban di Atas Tanah Urug

Beban yang berada diatas tanah memiliki bentuk yang bermacam-macam. Berikut macam-macam bentuk beban tersebut.

1. Beban Terbagi Rata

   Terkadang tanah urug dibelakang dinding penahan tanah dipengaruhi oleh beban terbagi merata. Beban terbagi merata (q) diatas tanah urug dianggap sebagai beban tanah setebal (hs) dengan berat volume tanah (γ), maka tinggi lapisan tanah hs = $\frac{q}{\gamma}$. Sehingga didapat persamaan beban terbagi rata yang dapat dilihat pada Persamaan 3.30 sebagai berikut.

   $$P_a = hs\ \gamma\ K_a = q\ k_a\ H \qquad (3.30)$$

   Keterangan :

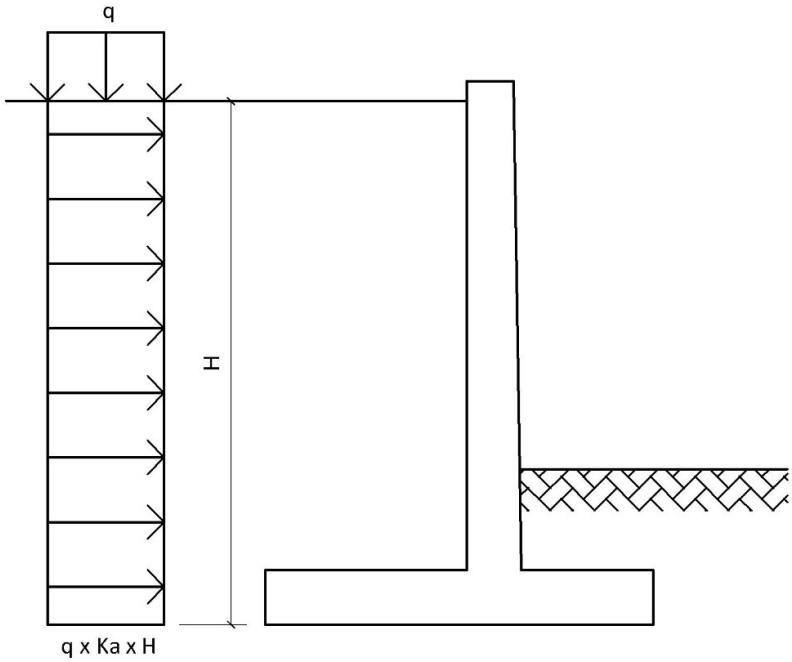
   P_a = Tambahan tekanan aktif total akibat beban terbagi rata

   q = Beban terbagi rata

   H = Tinggi dinding penahan tanah

   K_a = koefisien tekanan tanah aktif

Diagran tekanan tanah akibat beban terbagi rata dapat dilihat pada Gambar 3.11 sebagai berikut.



Gambar 3.12 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

3.5.5 Beban Gempa

Beban gempa merupakan salah satu jenis pembebanan yang dapat mempengaruhi struktur penahan tanah terutama untuk struktur galian dalam. Hal ini disebabkan adanya penambahan nilai tegangan lateral pada saat terjadinnya gempa sehingga disebut tegangan lateral total. Tegangan total ini terdiri dari tegangan lateral tanah mula-mula (sebelum terjadi gempa) dan tegangan lateral tanah yang disebabkan oleh gempa.

Beberapa pendekatan telah dikembangkan untuk memecahkan permasalahan-permasalahan yang disebabkan saat terjadi gempa. Beberapa pendekatan itu di antaranya sebagai berikut.

1. Metode analisis kondisi batas (*Limit state analyses*) merupakan metode dimana gerakan relatif dinding penahan tanah dan tanah timbunan cukup besar hingga dapat mempengaruhi batas kuat geser tanah (batas keruntuhan)

2. Metode pendekatan *elastic* merupakan metode dimana pergerakan tanah dengan dinding penahan dibatasi dengan asumsi bahwa deformasi yang diizinkan hanya dalam batasan *elastic linier*. Pada metode ini tanah dimodelkan sebagai material *elastic linier*,
3. Metode *Intermediate* merupakan metode dimana tanah tidak dimodelkan sebagai material elastic ataupun batas runtuh, tetapi dimodelkan dalam kondisi aktual *non-linier hysteretic.*

3.5.6 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

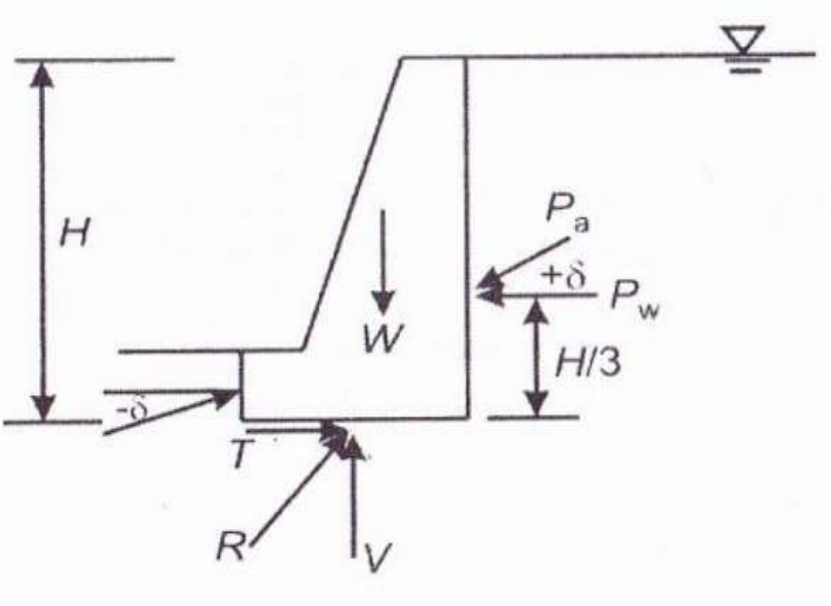
Hal-hal yang harus disertakan pada perhitungan stabilitas dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

1. Harus memenuhi nilai faktor aman terhadap geser, guling dan daya dukung tanah dasar,
2. Tekanan yang ditimbulkan di bagian dasar fondasi tidak boleh melebihi daya dukung tanah yang diijinkan, dan
3. Fondasi tanah dasar tidak boleh mengalami penurunan yang berlebihan.

Untuk menghitung stabilitas terhadap geseran, guling dan daya dukung tanah dasar perhitungannya adalah sebagai berikut.

1. Stabilitas Eksternal

   Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah meliputi pada Gambar 3.12 berikut.



Gambar 3.13 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah
(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

a. Berat sendiri dinding penahan tanah (W)
b. Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a)
c. Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p)
d. Tekan air pori di dalam tanah (P_w)
e. Reaksi tanah dasar (R)

Jika dinding pada keadaan seimbang, jumlah vektor gaya-gaya akan sema dengan nol.

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau sebagai berikut.

a. faktor keamanan terhadap geser dan gulingan harus memadai,
b. tekanan yang ditimbulkan pada tanah dasar fondasi,
c. kapasitas daya dukung yang diijinkan tidak boleh dilampaui, dan
d. secara keseluruhan harus memenuhi syarat stabilitas lereng.

2. Stabilitas terhadap Pergeseran

Saat menghitung stabilitas geser, gaya – gaya yang bekerja terhadap dinding akan ditahan oleh gaya sebagai berikut.

a. Gesekan antara tanah dengan dasar fondasi, dan

b. Tekanan tanah pasif di depan dinding jika terdapat timbunan.

Faktor aman stabilitas terhadap penggeseran dinyatakan dalam Persamaan 3.31 berikut.

$$F_{gs} = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma P} \geq 1{,}5 \qquad (3.31)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah granuler (c = 0) dinyatakan dalam Persamaan 3.32 berikut.

$$\Sigma R_h = W \times f$$

$$= W \text{ tg } \delta b, \text{ dengan } \delta b = \varphi \qquad (3.32)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah kohesif (φ = 0) dinyatakan dalam Persamaan 3.33 berikut.

$$\Sigma R_h = C_a B + W \text{ tg } \delta b \qquad (3.33)$$

Keterangan:

ΣR_h = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

W = Berat total dinding penahan tanah (kN)

δ_b = sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya diambil 1/3- 2/3 φ

C_a = a_d x c = adhesi antara tanah dan dasar fondasi

C = Kohesi tanah dasar (kN/m2)

a_d = Faktor adhesi

B = Lebar fondasi (m)

ΣP_h = Jumlah gaya - gaya horizontal (kN)

F = tg δb = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi

Faktor aman stabilitas terhadap penggeseran (F_{gs}) menurut Bowles (1997) menyarankan sebagai berikut.

$F_{gs} \geq 1{,}5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

3. Stabilitas terhadap Penggulingan

Stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah adalah momen guling yang disebabkan oleh tekanan tanah lateral dari tanah timbunan di belakang dinding. Tekanan tanah ini cenderung menyebabkan dinding terguling, dengan pusat rotasi di kaki depan pelat pondasi. Momen ini dinetralkan oleh momen melawan guling, yang berasal dari berat sendiri dinding penahan tanah dan berat tanah bagian atas pelat dinding. Nilai faktor keamanan terhadap guling dinyatakan pada Persamaan 3.34 berikut.

$$F_{gl} = \frac{\Sigma Mw}{\Sigma Mgl} \geq 1{,}5 \qquad (3.34)$$

Keterangan:

ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan (kNm)

ΣM_{gl} = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)

W = Berat sendiri dinding penahan tanah + berat tanah di atas pelat dinding (kN)

B = Lebar pelat dinding penahan tanah

ΣP_{ah} = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

ΣP_{av} = Jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

Faktor aman stabilitas terhadap penggulingan (F_{gl}) bergantung pada jenis tanah, yaitu:

$F_{gl} \geq 1{,}5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

4. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah Dasar

Dalam menghitung stabilitas daya dukung tanah dasar digunakan beberapa persamaan, seperti persamaan Terzaghi (1943) dan persamaan Vesic (1975) dan persamaan Hansen (1970). Saat menghitung stabilitas daya dukung tanah dasar, faktor kapasitas daya dukung menurut Vesic dilibatkan yang dapat dilihat Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3.9 Faktor-faktor kapasitas dukung Vesic (1973)

θ°	N_c	N_q	N_γ		θ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00		26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07		27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15		28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24		29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34		30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45		31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57		32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71		33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86		34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03		35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22		36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44		37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69		38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97		39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29		40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65		41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06		42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53		43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07		44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68		45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39		46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20		47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13		48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20		49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44		50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88					

(Sumber: Vesic (1973), dalam Hardiyatmo, 2011)

Dalam persamaan Terzaghi, penggunaan perhitungan daya dukung tanah dasar untuk dinding penahan tanah adalah tidak sesuai. Penyebabnya karena hanya fondasi yang dibebani secara vertikal dan sentris yang berperilaku dalam persamaan ini. Sedangkan resultan beban pada dinding penahan tanah biasanya miring dan eksentris. Oleh karena itu, daya dukung dinding penahan tanah dasar dihitung dengan menggunakan persamaan Vesic dan Hansen seperti Persamaan 3.35 berikut.

$$Q_u = d_c\ i_c\ cN_c + d_q\ i_q\ D_{f\gamma}\ N_q + d_\gamma\ i_\gamma\ 0{,}5B_\gamma\ N_\gamma \quad (3.35)$$

Dengan faktor kemiringan beban dinyatakan dalam Persamaan 3.36 – 3.38 berikut.

$$I_q = \left[1 - \frac{0{,}5\ x\ H}{V + A\ x\ Ca\ x\ ctg\ \varphi}\right]^5 \geq 0 \quad (3.36)$$

$$I_c = i_q - \frac{(1 - iq)}{Nc\ tg\ \varphi} \quad (3.37)$$

$$I_{\gamma s} = \left[1 - \frac{0{,}7\ x\ H}{V + A\ x\ Ca\ x\ ctg\ \varphi}\right] \quad (3.38)$$

Dengan faktor kemiringan beban dinyatakan dalam Persamaan 3.39 – 3.41 berikut.

$$d_c = 1 + 0{,}4\ x\ \left(\frac{D}{B}\right) \quad (3.39)$$

$$d_q = 1 + 2\ x\ \left(\frac{D}{B}\right)\ x\ \tan\varphi\ x\ (1 - \sin\varphi)^2 \quad (3.40)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.41)$$

Keterangan,

d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

c = Kohesi tanah (kN/m^2)

D_f = Kedalaman fondasi (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

B = Lebar fondasi dinding penahan tanah (m)

N_c, N_q, N_γ = Faktor – faktor kapasitas dukung Terzaghi.

Nilai faktor aman terhadap daya dukung tanah dasar pada stabilitas dinding penahan tanah dinyatakan dalam Persamaan 3.42 berikut.

$$F = \frac{Qu}{Q} \geq 3 \quad (3.42)$$

Keterangan :

q = Tekanan akibat beban struktur

Tekanan struktur pada tanah dasar fondasi dapat dihitung dengan menggunakan cara lebar efektif fondasi (asumsi Meyerhof) dinyatakan dalam Persamaan 3.43 berikut.

$$Q = \frac{V}{B'} \quad (3.43)$$

Keterangan :

V = Beban vertikal total

B' = B - 2e

5. Stabilitas Internal

Dinding gravitasi biasanya terbuat dari pasangan batu atau campuran beton. Jika dinding penahan tanah terbuat dari beton, diperlukan sedikit struktur tulangan untuk mengantisipasi perubahan suhu (Hardiyatmo, 2011). Dimensi dinding penahan tanah harus sedemikian rupa sehingga tidak ada tegangan tarik di badan dinding. Oleh karena itu, pada setiap titik penampang, tegangan yang terjadi pada dinding dihitung dengan memninjau pada tampak badan dinding penahan tanah sebagai berikut:

a. Tegangan vertikal maksimal (desak atau tarik) pada badan dinding, seperti pada Persamaan 3.44 berikut.

$$\sigma = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \leq \text{kuat desak ijin bahan dinding} \quad (3.44)$$

b. Tegangan vertikal minimum (desak atau tarik) pada dinding, seperti pada Persamaan 3.45 berikut.

$$\sigma = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \geq 0 \quad (3.45)$$

c. Gaya lintang (geser) pada badan dinding, seperti pada Persamaan 3.46 berikut.

$$\tau = \frac{H}{B} \leq \text{kuat geser ijin bahan dinding} \quad (3.46)$$

Keterangan :

V, H = komponen gaya vertikal dan horizontal

B = berat tanah pada struktur yang ditinjau

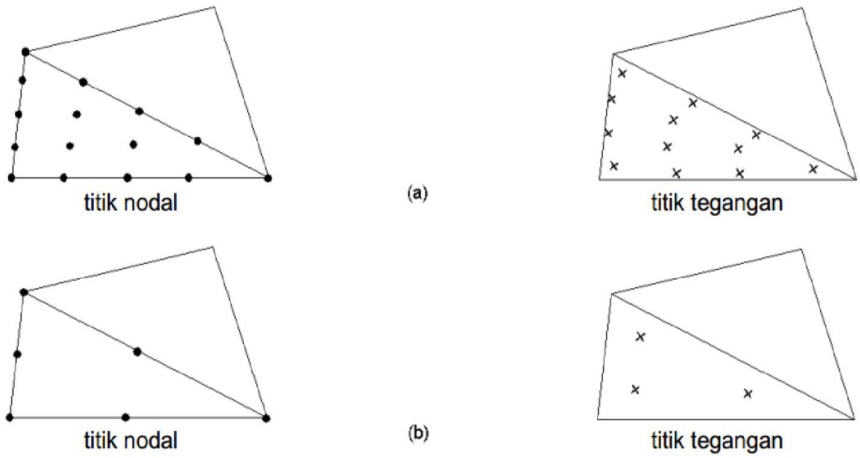
e = eksentrisitas

3.6 Program *Plaxis*

Program *Plaxis* adalah paket program berbasis metode elemen hingga dikembangkan khusus untuk analisis deformasi dan stabilitas di bidang rekayasa geoteknik. Proses pembuatan model grafis yang sederhana memungkinkan pembuatan model elemen hingga yang kompleks dengan cepat (Brinkgreve 2007), sedangkan model material untuk mensimulasikan perilaku tanah adalah sebagai berikut.

1. Model Linier Elastic.
2. Model Mohr Coulomb.
3. Model Jointed Rock.
4. Model Hardening soil.
5. Model Soft Soil.
6. Model Soft Soil Creep.

Dalam program *Plaxis*, elemen segitiga enam nodal dan elemen segitiga lima belas nodal digunakan sebagai elemen hingga seperti pada Gambar 3.13. Elemen segitiga dengan lima belas nodal adalah elemen yang sangat akurat untuk menghasilkan tingkat tegangan tinggi dalam masalah yang kompleks. Penggunaan elemen ini membutuhkan memori yang besar dan kecepatan perhitungan yang relatif lambat. Oleh karena itu, terdapat opsi untuk menggunakan elemen yang lebih sederhana. Elemen segitiga dengan enam nodal adalah elemen yang cukup akurat yang memberikan hasil yang baik dalam deformasi standar.



Gambar 3.14 Titik Nodal dan Titik Tegangan
(Sumber: Brinkgreve, 2007)

Pemodelan elemen hingga *(finite element)* dengan aplikasi perangkat lunak *Plaxis* digunakan untuk menghitung deformasi selama konstruksi timbunan pada permukaan tanah lunak. Beberapa langkah perhitungannya adalah sebagai berikut.

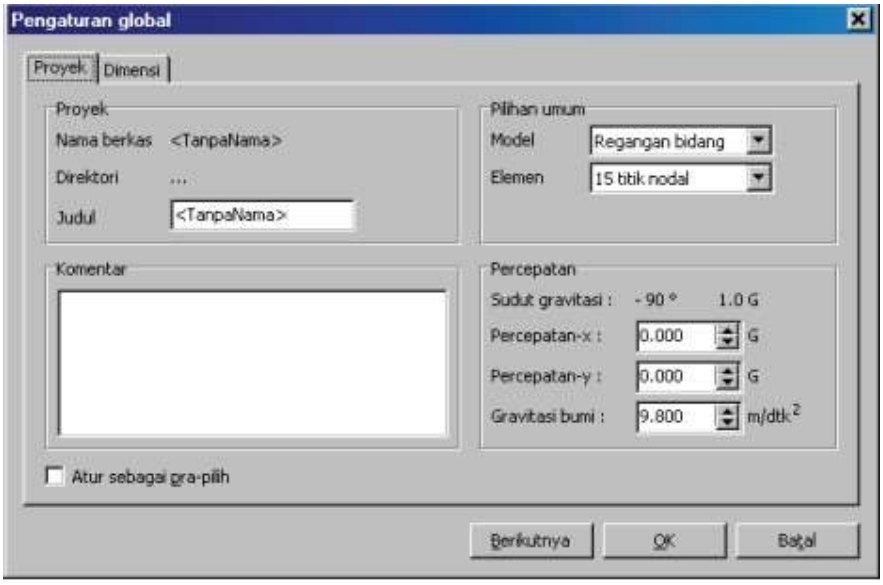
1. Memulai Program

   Diasumsikan bahwa program telah terinstalasi dengan mengunakan prosedur yang dijelaskan dalam informasi Umum. Disarankan untuk membuat direktori yang terpisah untuk penyimpanan berkas data. *Plaxis* dalam kelompok program *Plaxis*. Pengguna akan diminta untuk mendefinisikan permasalahan baru atau membuka proyek yang telah ada. Jika pengguna memilih untuk membuka proyek yang telah ada, program akan memberikan daftar empat buah proyek paling akhir yang pernah dibuka yang dapat dibuka secara langsung. Memilih <<<berkas lainnya>>> yang berada posisi baris paling atas dari daftar ini akan memunculkan permintaan berkas dimana pengguna dapat memilih dan membuka proyek manapun yang telah ada.

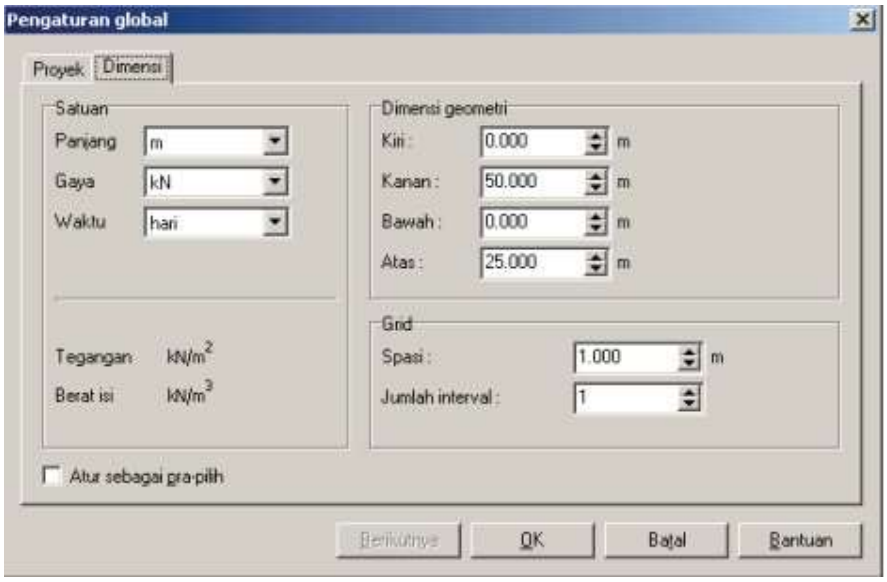
2. Jika proyek baru dimulai, jendela pengaturan global seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.14 akan muncul. Jendela tersebut terdiri dari dua halaman-tab, yang pertama adalah tab proyek. Nama berkas proyek belum ditentukan dalam tab ini, tetapi harus ditentukan nama data untuk menyimpan proyek.

Pengguna dapat memasukkan deskripsi singkat sesuai kasus sebagai judul dari proyek atau keterangan yang lebih detail dalam kotak komentar. Judul ini berfungsi sebagai nama berkas proyek dan muncul di setiap visual keluaran. Kotak komentar merupakan tempat yang sesuai untuk menyimpan seluruh informasi tentang analisis yang dilakukan. Selain itu, jenis analisis dan jenis elemen harus ditentukan di tahap ini. Selain percepatan gravitasi, nilai percepatan gravitasi atau percepatan dapat dimasukkan untuk simulasi pseudo-statik dari beberapa beban dinamis.

Halaman-tab kedua ditunjukkan pada Gambar 3.15. Selain satuan dasar seperti Panjang, Gaya dan Waktu, Dimensi Geometri atau *grid* minimum bidang gambar harus diterapkan di halaman-tab ini agar model geometri dapat dimuat dengan baik di bidang gambar. Sistem sumbu global positif adalah sistem yang menerapkan sumbu X mengarah ke kanan, sumbu Y mengarah ke atas dan sumbu Z mengarah ke pengguna.



Gambar 3.15 Pengaturan Global-Lembar-Tab Proyek
(Sumber : Brinkgreve, 2007)

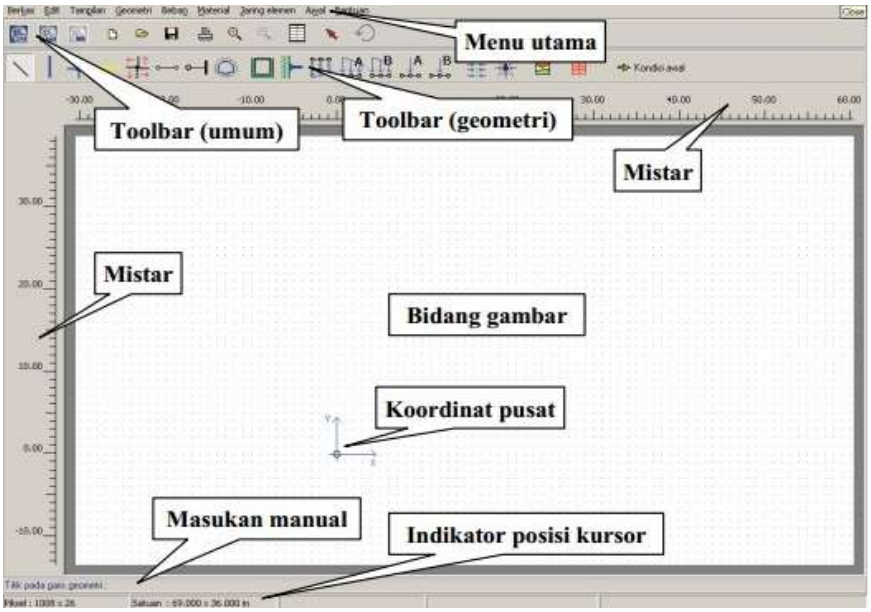


Gambar 3.16 Pengaturan Global-Lembar-Tab Dimensi
(Sumber: Brinkgreve, 2007)

Dalam permodelan geometri dua dimensi pada aplikasi *Plaxis* dibuat pada bidang X-Y, sumbu Z hanya untuk keluaran tegangan. Kiri adalah koordinat X minimum pada permodelan, Kanan adalah koordinat X maksimum pada permodelan, Bawah adalah koordinat Y minimum pada permodelan, dan Atas adalah koordinat Y maksimum pada permodelan. Dalam praktiknya, bidang gambar yang dibentuk sesuai dengan nilai yang diberikan akan memiliki dimensi yang lebih besar dari yang diharapkan dalam empat spin edit tersebut. Hal ini disebabkan aplikasi *Plaxis* secara otomatis menambahkan *margin* kecil ke ukuran area gambar dan karena rasio aspek yang berbeda antara nilai yang dimasukkan dan ukuran layar.

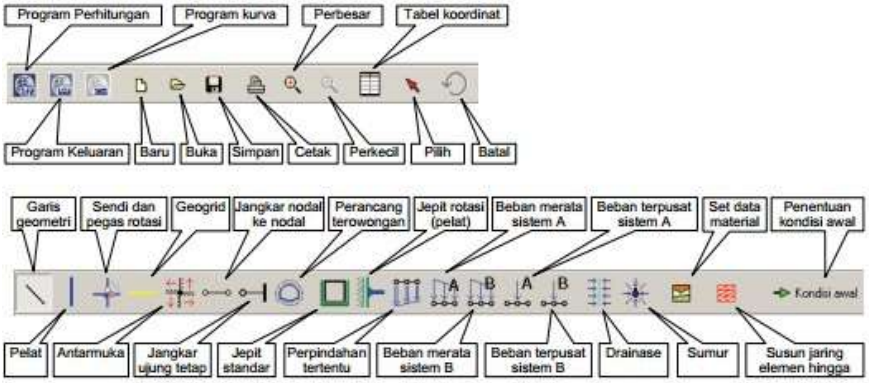
3. Membuat Model Geometri

Ketika pengaturan global diisi dan klik tombol <OK>, setelah itu akan muncul jendela masukan utama. Jendela utama ditunjukkan pada Gambar 3.16. Bagian terpenting dari jendela utama diperlihatkan dan dibahas secara singkat pada Gambar 3.16 berikut.



Gambar 3.17 Jendela Utama Dari Program Masukan
(Sumber : Brinkgreve, 2007)

Beberapa objek seperti gambar diatas dapat dihapus dengan menonaktifkan opsi yang tepat dalam menu Tampilan.



Gambar 3.18 *Toolbar*
(Sumber : Brinkgreve, 2007)

Untuk kedua *toolbar*, nama dan fungsi setiap tombol akan ditampilkan sekitar satu detik setelah kursor ditempatkan di atas tombol yang ditunjuk; petunjuk akan muncul di kotak kuning di bawah tombol yang ditunjuk. Deskripsi yang tersedia dari dua *toolbar* ditunjukkan pada Gambar 3.17.

Pengguna dapat memunculkan bantuan dengan menekan tombol <F1> di papan ketik. Bantuan ini akan memberikan informasi latar belakang pada beberapa bagian program yang dipilih.

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Penelitian dilakukan pada Proyek Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul. Penelitian ini meliputi analisis stabilitas lereng dengan kondisi tanah asli menggunakan program *Plaxis,* kemudian didapatkan *output* berupa nilai *Safety Factor*. Parameter analisis menggunakan variasi ketinggian timbunan lereng, sehingga didapatkan tinggi timbunan yang berpotensi mengalami kelongsoran dan akan diperkuat menggunakan perkuatan dengan dinding penahan tanah gravitasi. Analisis ini diharapkan dapat menentukan kondisi mana yang menghasilkan faktor keamanan *(safety factor)* terbaik untuk dijadikan acuan kondisi tanah yang direkomendasikan dalam perencanaan kekuatan stabilitas lereng.

4.2 Data Penelitian

Data penelitian yang diperlukan merupakan data sekunder dari Proyek Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul. Data sekunder yang digunakan meliputi:

1. Data tanah, yang meliputi: data tanah pengujian di lapangan dan data tanah pengujian di laboratorium. Data tanah pengujian di lapangan yaitu data yang diperoleh dari hasil pengujian SPT *(Standard Penetration Test)* dalam tabel dan grafik. Sedangkan data tanah pengujian di laboratorium yaitu data yang diperoleh adalah sebagai berikut.
   a. berat volume tanah (γ),
   b. kohesi (c), dan
   c. sudut geser dalam (φ).
2. Data lapisan tanah.
3. Data gempa.
4. Data lereng.

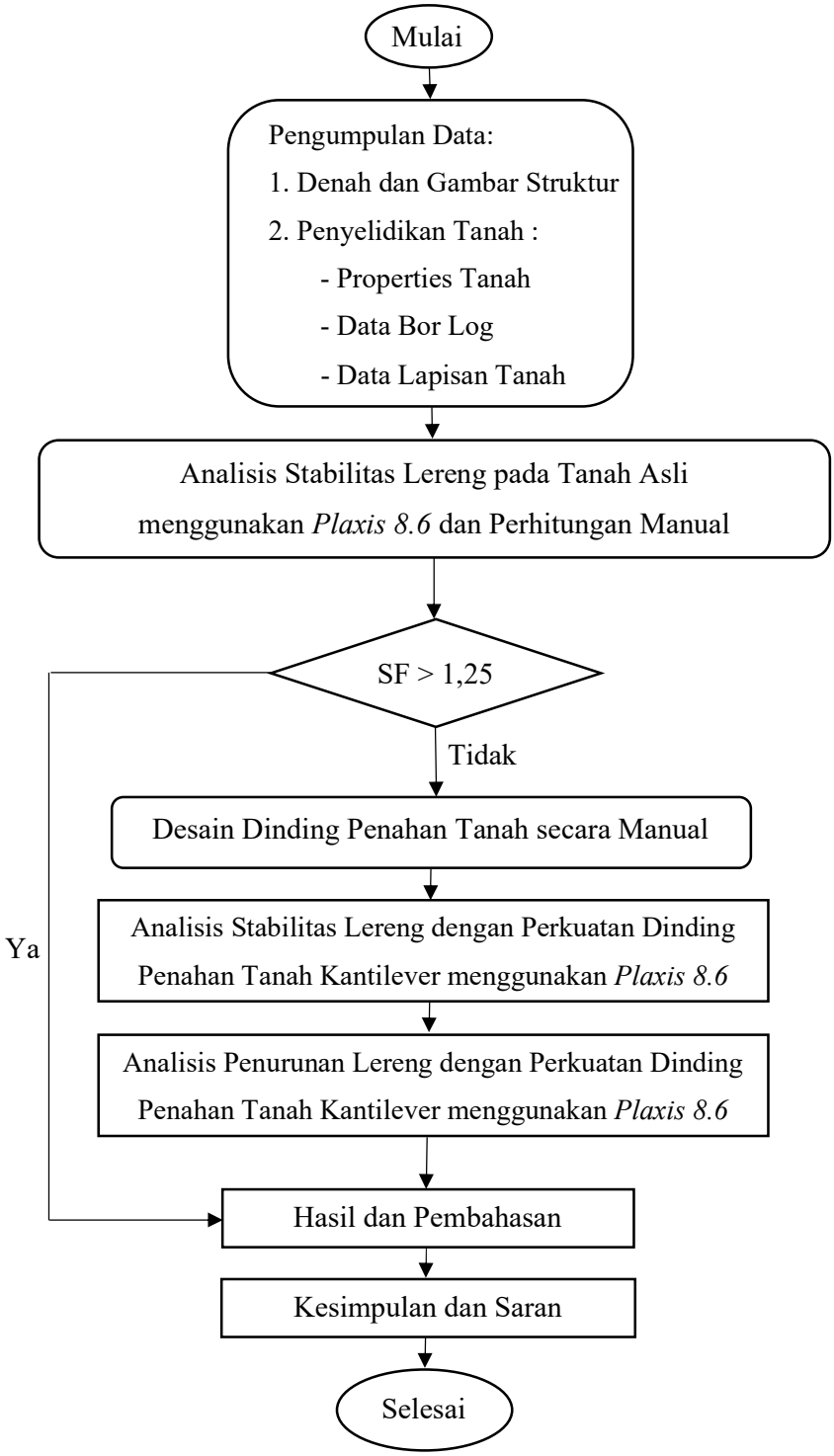
4.3 Tahapan Penelitian

Proses penelitian terhadap data penelitian dibagi menjadi beberapa tahapan, diantaranya tahapan sebagai berikut.

1. Tahap pengumpulan data. Meliputi tahap pengambilan data tanah (data uji lapangan dan laboratorium) yang diperlukan untuk analisis dari Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul.
2. Tahap analisis dan pengolahan data. Pada tahap ini data yang terkumpul (data uji lapangan dan data laboratorium), diolah secara logis dan teoritis sebagai koreksi (dianalisis dengan program *Plaxis*), dan selanjutnya dapat ditentukan dengan hasil dari program *Plaxis*.
3. Tahap pembahasan dan penarikan kesimpulan. Pada tahap ini, hasil yang diperoleh pada tahap analisis akan ditulis ke dalam laporan, solusi dari permasalahan yang muncul, dan akan ditarik kesimpulan berdasarkan teori yang ada.

4.4 Bagan Alir

Bagan Alir *(Flow Chart)* menunjukkan langkah-langkah yang diambil dalam proses penelitian. Bagan Alir membantu untuk melakukan evaluasi prosedur yang ada apakah sudah optimal atau sebaliknya untuk dapat melakukan penyempurnaan atau perbaikan. Tahap penelitian dalam Tugas Akhir ini dapat dilihat pada bagan alir pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum

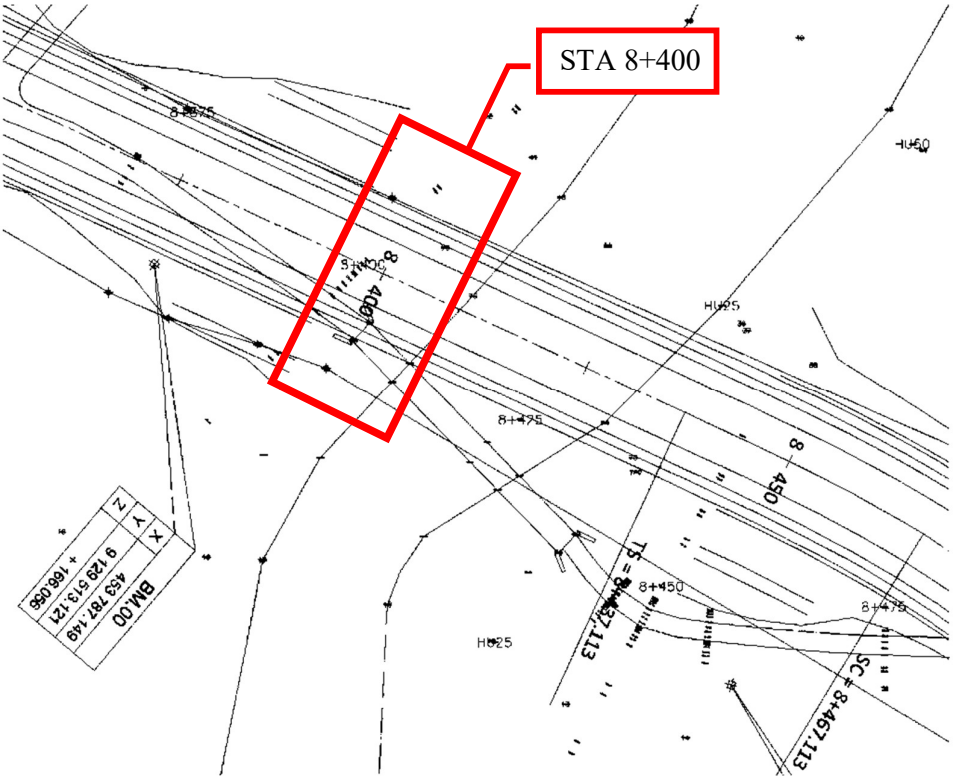
Pada penelitian ini akan meninjau timbunan lereng asli dan timbunan lereng asli dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever pada Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul, tepatnya pada Sta 8+400 yang memiliki ketinggian lereng sebesar 5 m dari elevasi dasar. Adapun tipe yang digunakan pada dinding penahan tanah yaitu dinding penahan tanah kantilever dengan beton bertulang.

Metode yang dipakai pada penelitian ini terdapat dua metode, yaitu analisis perhitungan manual dengan metode *fellenius* dan analisis dengan program perangkat lunak *Plaxis 8.6*. Digunakannya program *Plaxis 8.6* pada penelitian ini karena menyesuaikan terhadap pekerjaan timbunan tanah yang dilakukan penimbunan secara satu tahap. Tujuan dari dilakukannya analisis tersebut adalah untuk mengetahui angka aman *(Safety Factor)*, serta mengetahui besar penurunan yang terjadi pada lereng asli dan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever pada lereng Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul.

5.2 Data Parameter Tanah dan Beban

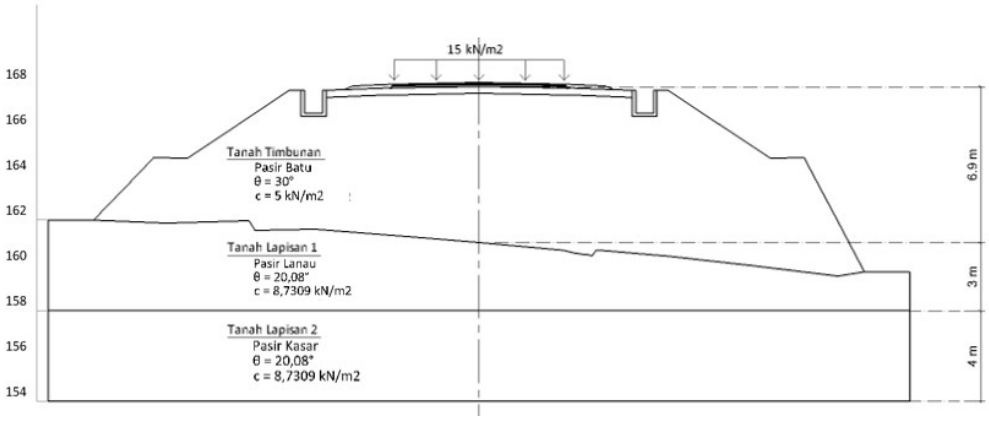
5.2.1 Data Geoteknik Tanah

Parameter tanah merupakan *input* yang sangat penting dalam analisis stabilitas lereng. Parameter tanah diperoleh dari data sekunder Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Jembatan Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul. Denah dan parameter tanah proyek ini ditunjukkan pada Gambar 5.1 dan Tabel 5.1 sebagai berikut.



Gambar 5.1 Denah
(Sumber : PT. Wastu Anopama, 2020)

Lapisan tanah pada Sta 8+400 terdiri dari tiga lapis, yaitu tanah timbunan menggunakan pasir batu dengan tebal 5 m, kemudian di bawahnya terdapat tanah asli yaitu tanah lapis 1 adalah pasir lanau dengan tebal 3 m, dan tanah lapis 2 adalah pasir kasar dengan tebal 4 m. Ketebalan lapisan tanah yang digunakan pada penelitian ini ditunjukkan pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Ketebalan Lapisan Tanah
(Sumber : PT. Wastu Anopama, 2020)

Setiap lapisan tanah pada Sta 8+400 memiliki parameter yang berbeda. Untuk parameter tanah timbunan, menggunakan data pada literasi terdahulu. Kemudian untuk parameter tanah asli menggunakan data tanah pada titik BM 1. Parameter tanah yang digunakan pada penelitian ini ditunjukkan pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah		
		Timbunan	Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2
Jenis Tanah		Pasir Batu	Pasir Lanau	Pasir Kasar
Kedalaman	m			
γ sat	kN/m^3	27,31	19,110	19,110
γ unsat	kN/m^3	17,5	14,185	14,185
E ref	kN/m^2	80000	10000	75000
Kohesi (c)	kN/m^2	5	8,731	8,731
Sudut geser (φ)	◦	30	20,08	20,08
Poisson ratio (v)		0,25	0,3	0,15
K_x	m/hari	0,537	0,006	0,006
K_y	m/hari	0,537	0,006	0,006

5.2.2 Data Beban Jalan

Berdasarkan fungsi jalan sebagai jalan kolektor, beban lalu lintas pada permukaan jalan adalah 15 kN/m², berdasarkan rata-rata volume lalu lintas harian (LHR) yang diperoleh dari data sekunder sebesar 18.129 smp/hari. Beban lalu lintas menurut fungsi jalan dan sistem jaringan jalan ditunjukkan pada Tabel 5.2 berikut.

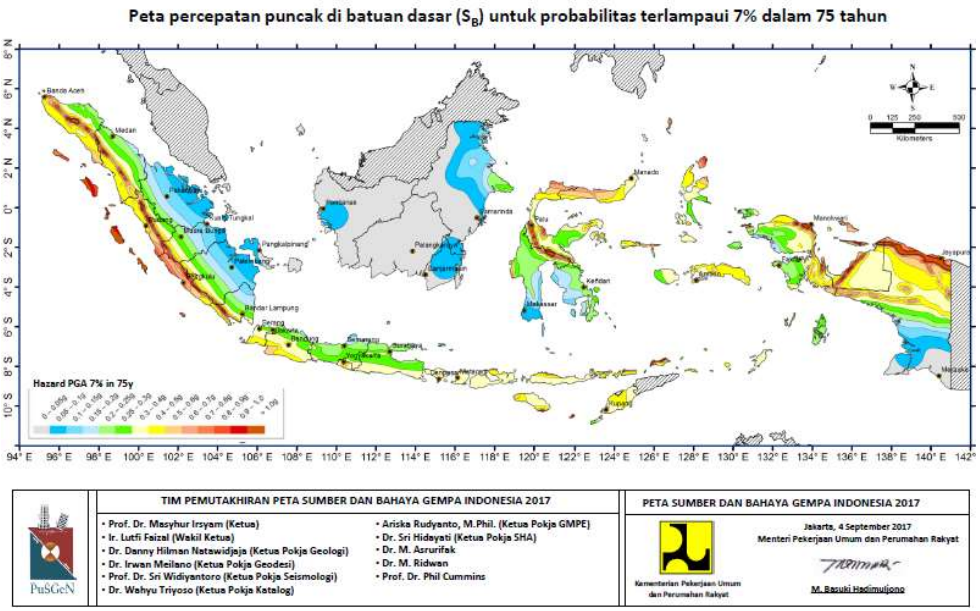
Tabel 5.2 Data Parameter Beban Lalu Lintas

Fungsi	Sistem Jaringan	Lalu Lintas Harian Rata – Rata (LHR)	Beban Lalu Lintas (kN/m²)
Primer	Arteri	Semua	15
	Kolektor	> 10.000	15
		< 10.000	12
Sekunder	Arteri	> 20.000	15
		< 20.000	12
	Sekunder	> 6.000	12
		< 6.000	10
	Lokal	> 500	10
		< 500	10

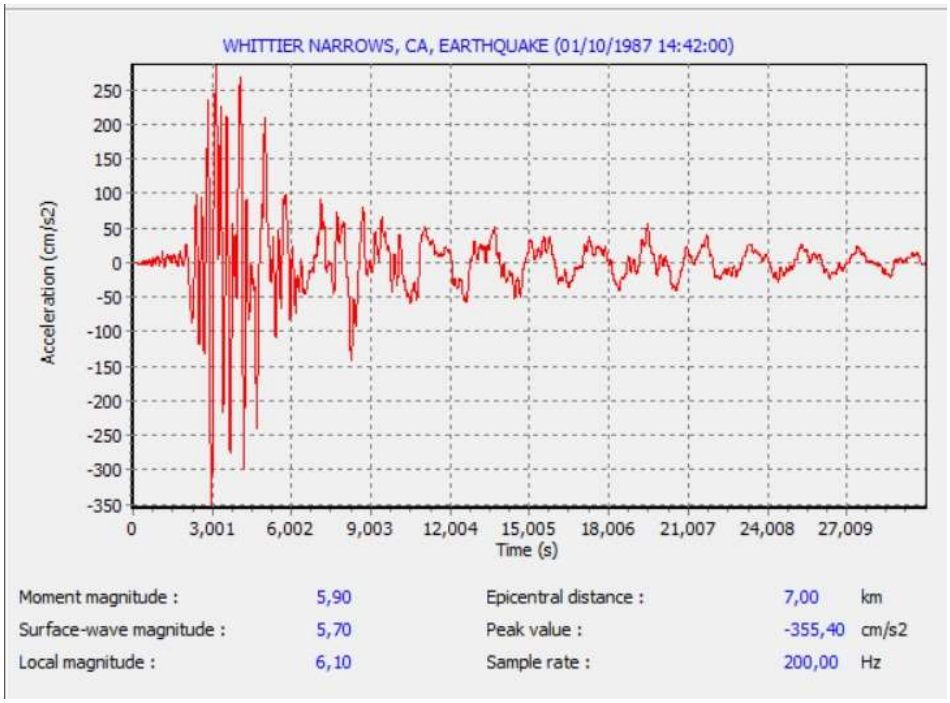
(Sumber: Departemen Pekerjaan Umum, 2009)

5.2.3 Data Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan dalam analisis merupakan beban gempa dinamik. Berdasarkan peta zonasi gempa seperti tampak pada Gambar 5.3, wilayah Kabupaten Gunungkidul memiliki percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,3-0,4g. Berdasarkan hasil perhitungan beban gempa untuk wilayah Kabupaten Gunungkidul, nilai percepatan gempa yang digunakan sebesar 0,367g dan untuk waktu interval yaitu 4 detik dengan asumsi telah melewati percepatan puncak gempa, seperti tampak pada Gambar 5.4 berikut ini.



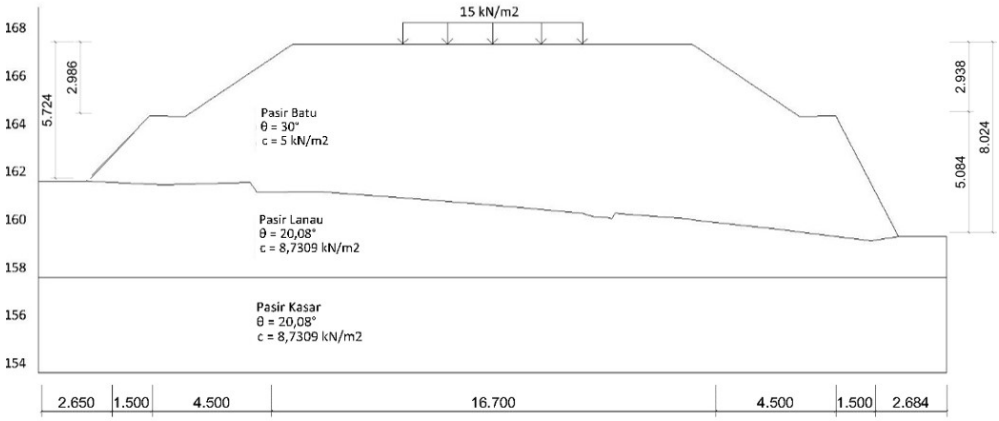
Gambar 5.3 Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017
(Sumber: Tim Pusat Studi Gempa Nasional, 2017)



Gambar 5.4 Grafik Hubungan Percepatan dan Waktu Gempa
(Sumber: usgs.gov, 2018)

5.3 Analisis Lereng Asli

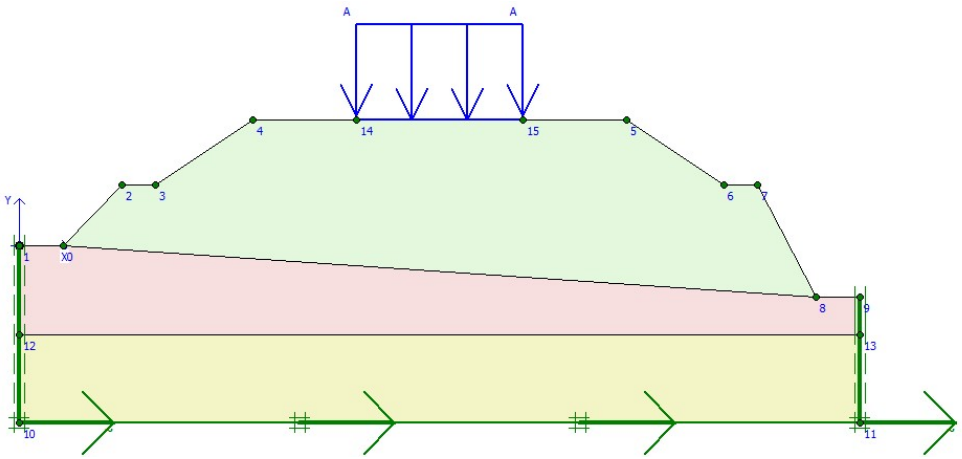
Tujuan dari analisis lereng asli adalah untuk mengetahui angka aman *(Safety Factor)* lereng terhadap beban tanah itu sendiri dan pengaruhnya terhadap gempa. Perhitungan analisis dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis 8.6*, sedangkan perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius*. Di bawah ini adalah tampilan penampang lereng asli, ditunjukkan pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Potongan Melintang Lereng Asli
(Sumber : PT. Wastu Anopama, 2020)

5.3.1 Analisis Lereng Asli Dengan Program *Plaxis*

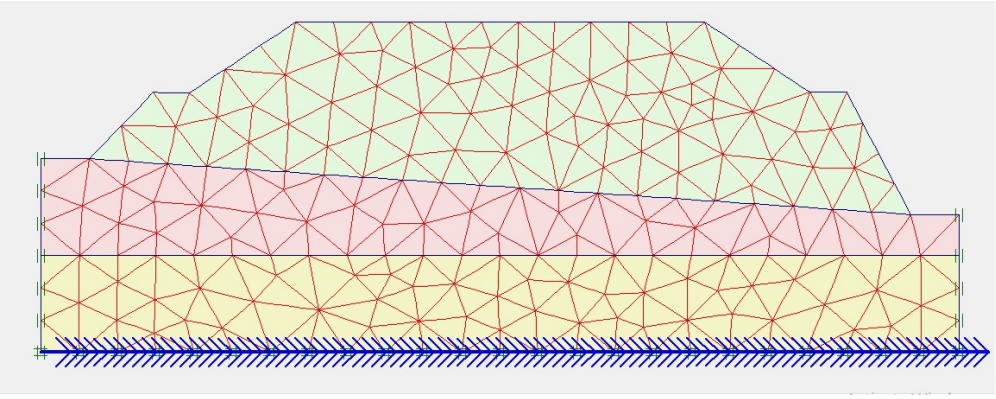
Selama tahap permodelan analisis lereng asli menggunakan program *Plaxis 8.6*, seluruh data parameter tanah dan data beban kerja dianalisis untuk mengetahui keruntuhan yang terjadi pada lereng. Permodelan penampang lereng asli dalam program *Plaxis 8.6* dilakukan dalam tampilan dua dimensi, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.6 berikut.



Gambar 5.6 Permodelan Potongan Lereng Asli pada *Plaxis 8.6*

5.3.2 Pembuatan Jaring Elemen

Jika pemodelan sesuai dengan kondisi asli pada lapangan, langkah selanjutnya adalah membagi model geometri menjadi beberapa elemen imajiner *(meshing)*. Tahap *meshing* dalam analisis penelitian ini menggunakan tipe *very fine* atau sangat halus. Hasil tahap *meshing* atau beberapa jaring elemen yang dimodelkan dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.

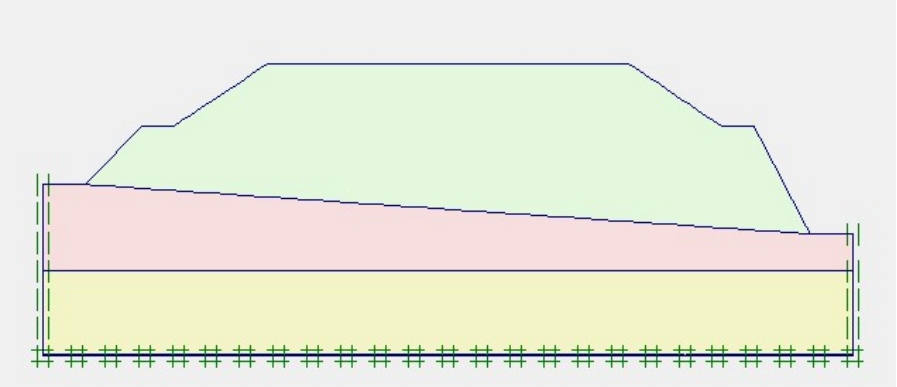


Gambar 5.7 Hasil Jaring-Jaring Elemen *(meshing)*

5.3.3 Tahap Perhitungan

1. Perhitungan Tegangan Awal

   Tahap ini juga dikenal sebagai beban gravitasi *(gravity load)*. Pada tahap perhitungan ini, hanya struktur tanah dan batuan pembentuk lereng yang disertakan. Hasil perhitungan tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Hasil Perhitungan Tegangan Awal

2. Tahap *Calculation*

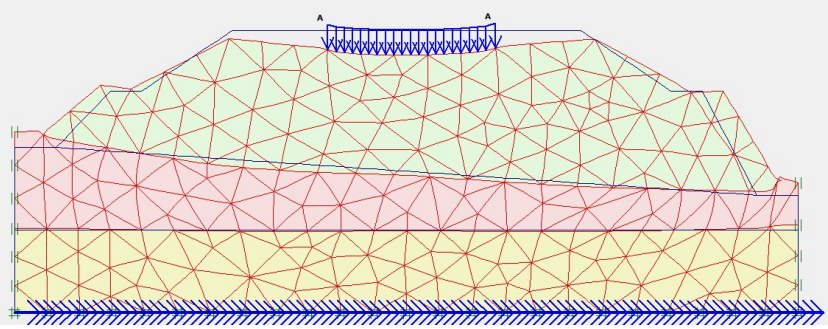
   Pada tahap ini setelah semua parameter dan data dimasukkan, maka selanjutnya adalah tahap *calculation*. Perhitungan dilakukan dengan *memasukkan tab parameter* dan *plastic analysis* untuk mengetahui penurunan yang terjadi, sedangkan *phi/reduction* digunakan untuk menentukan angka aman dan *staged construction* digunakan sebagai *loading input*. Pada tahap *calculation* ini dianalisa beberapa tahapan seperti *gravity load*, berat sendiri, beban jalan, SF total tanpa gempa dan SF total dengan gempa.

5.3.4 Hasil *Output* Program *Plaxis*

Dari *output* program *Plaxis 8.6* akan diketahui angka aman (SF) dan besarnya penurunan yang terjadi pada lereng eksisting. Hasil perhitungan ditunjukkan pada beberapa gambar berikut.

1. Hasil perhitungan lereng asli tanpa beban gempa
   a. *Deformed Mesh*

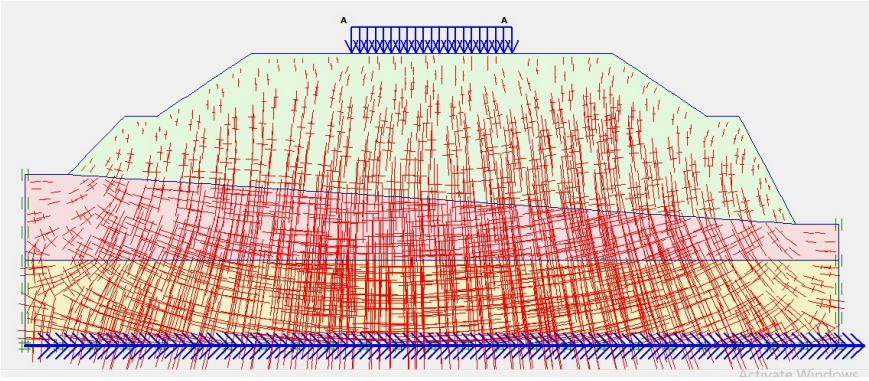
      Hasil dari tahap *deformed mesh* tanpa beban gempa diperoleh 0,01426 m. Hasil dari *deformed mesh* tanpa beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 *Deformed Mesh* pada Lereng Asli tanpa Beban Gempa

   b. *Effective Stress*

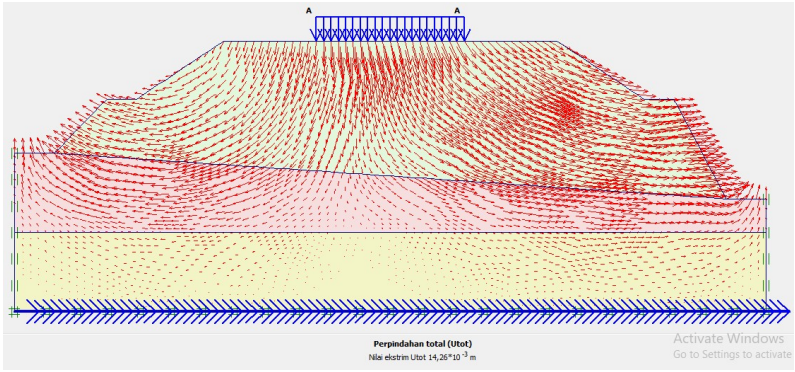
      Hasil *effective stress* didapatkan nilai sebesar -223,05 kN/m² seperti dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



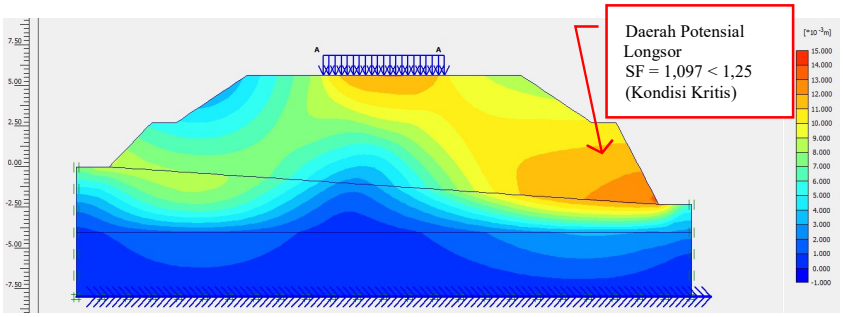
Gambar 5.10 *Effective Stress* pada Lereng Asli tanpa Beban Gempa

c. Arah pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12 berikut.



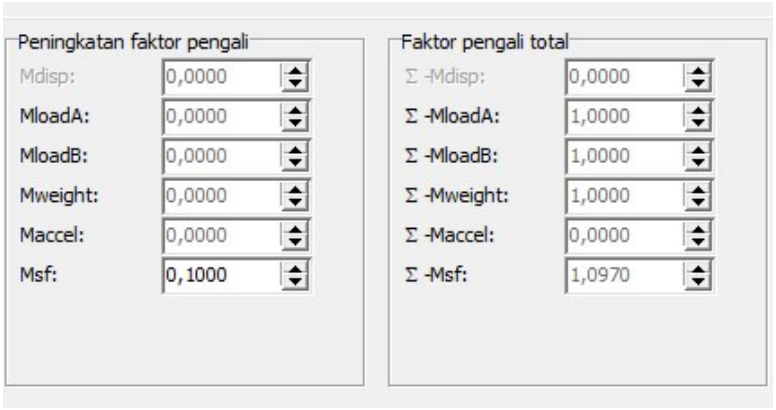
Gambar 5.11 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli tanpa Beban Gempa



Gambar 5.12 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli tanpa Beban Gempa

d. Angka Keamanan

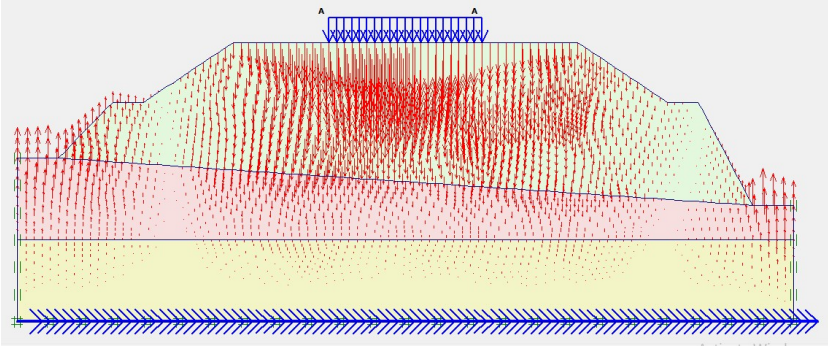
Dari hasil perhitungan program *Plaxis 8.6* didapatkan angka keamanan pada lereng asli tanpa beban gempa sebesar 1,0970 seperti dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



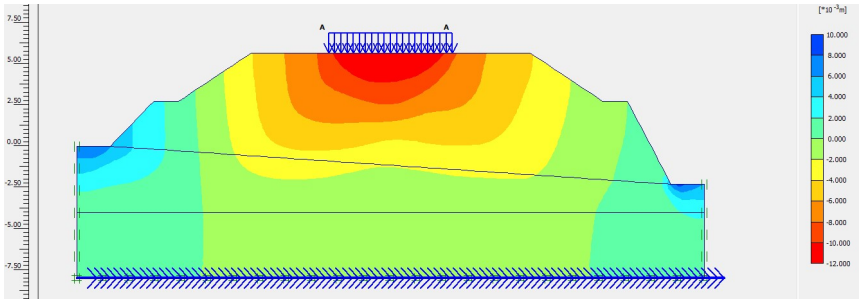
Gambar 5.13 Nilai SF Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

e. Penurunan

Perhitungan penurunan dilakukan pada lereng asli tanpa gempa untuk memperoleh perilaku penurunan yang terjadi pada bagian penampang lereng. Hasil perhitungan ini adalah sebesar 0,01191 m. Gambar 5.14 dan Gambar 5.15 merupakan gambar penurunan bagian lereng asli tanpa gempa.



Gambar 5.14 Arah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau tanpa Beban Gempa

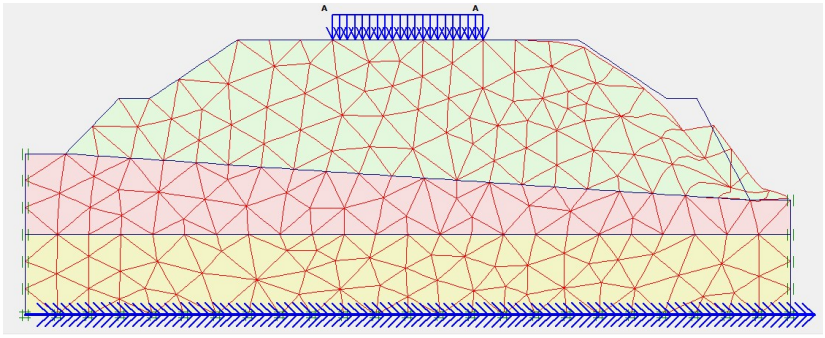


Gambar 5.15 Daerah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau tanpa Beban Gempa

2. Hasil Perhitungan Lereng Asli dengan Beban Gempa

   a. *Deformed Mesh*

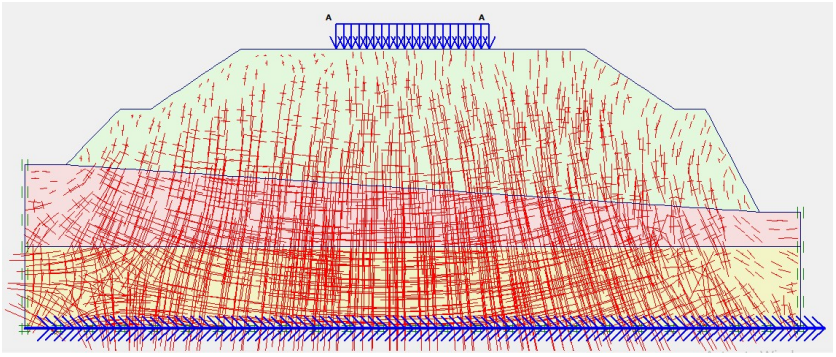
   Hasil *deformed mesh* dengan beban gempa diperoleh *total displacement* sebesar 0,02097 m. Hasil *deformed mesh* dengan gempa dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.16 *Deformed Mesh* Lereng Asli dengan Beban Gempa

   b. *Effective Stress*

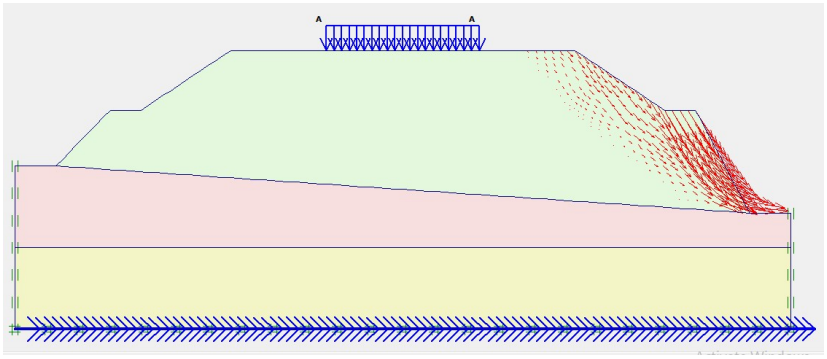
   Hasil *effective stress* diperoleh hasil sebesar -220,53 kN/m² seperti dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut



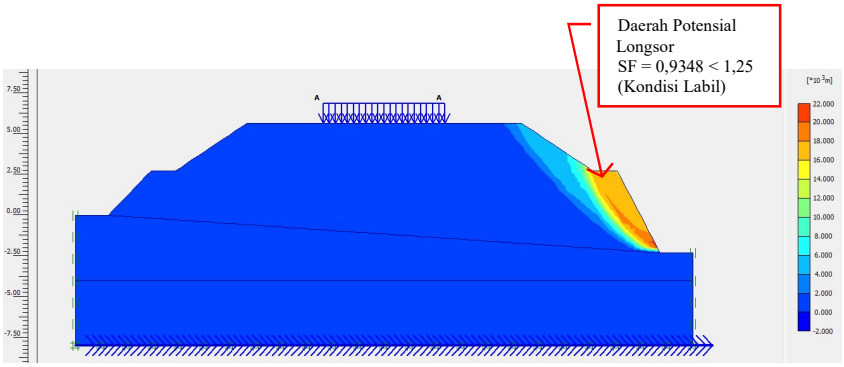
Gambar 5.17 *Effective Stress* Lereng Asli dengan Gempa

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor dapat dilihat pada Gambar 5.18 dan Gambar 5.19 berikut.



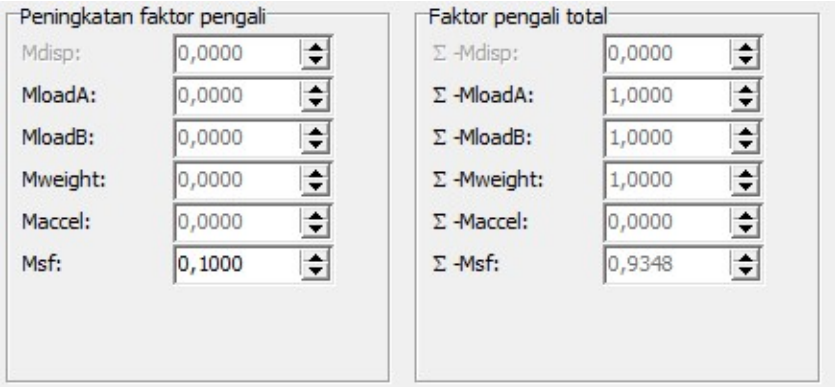
Gambar 5.18 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli dengan Beban Gempa



Gambar 5.19 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli dengan Beban Gempa

d. Angka Keamanan

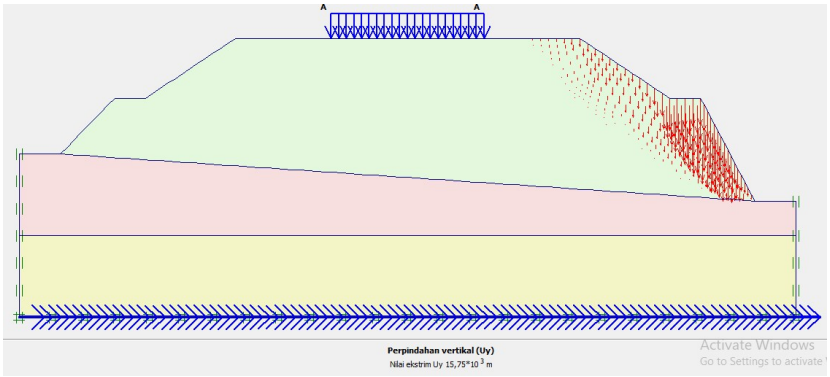
Hasil perhitungan dari program *Plaxis 8.6* diperoleh angka aman terhadap lereng asli dengan gempa sebesar 0,9348 yang dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.



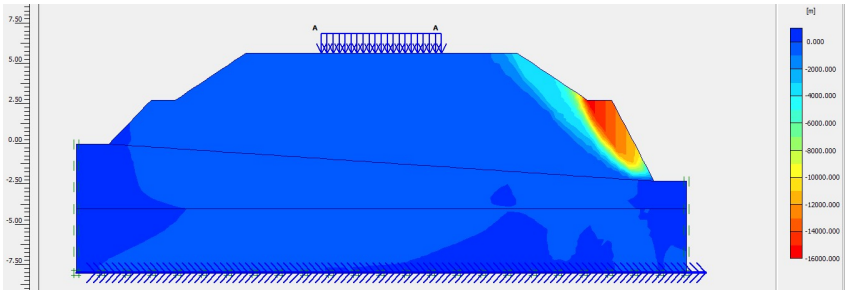
Gambar 5.20 Nilai SF Lereng Asli dengan Beban Gempa

e. Penurunan

Hasil perhitungan penurunan pada lereng asli dengan beban gempa yang terjadi pada potongan diperoleh sebesar 0,01575 m. Gambar penurunan yang terjadi pada potongan lereng asli tanpa beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.22



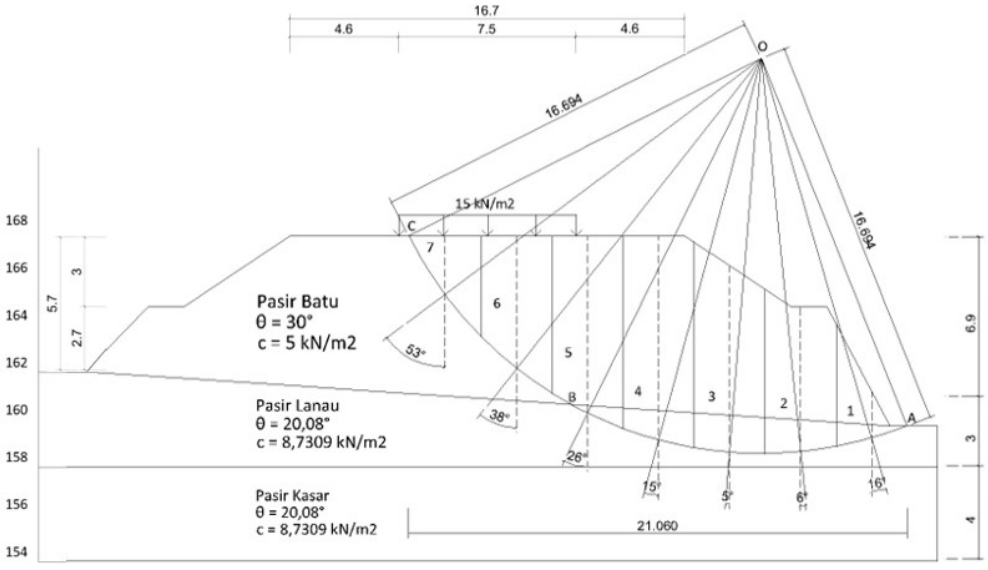
Gambar 5.21 Arah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau dengan Beban Gempa



Gambar 5.22 Daerah Penurunan Pada Lereng Asli Ditinjau dengan Beban Gempa

5.3.5 Analisis Lereng Asli Tanpa Beban Gempa Menggunakan Perhitungan Manual Metode *Fellenius*

Analisis perhitungan manual lereng asli tanpa gempa pada penelitian ini dilakukan dengan menggunakan metode *Fellenius*. Untuk mendapatkan angka aman *(safety factor)* pada lereng digunakan metode *Fellenius* untuk perhitungan dan analisis secara manual. Perhitungan didasarkan pada area keruntuhan potensial pada lereng. Gambar detail irisan area runtuhan lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut.



Satuan dimensi dalam meter (m)

Gambar 5.23 Penampang Irisan dan Sudut Irisan pada Lereng Asli

Seperti terlihat pada gambar di atas, daerah longsor pada penelitian ini dibagi menjadi 7 irisan. Total panjang horizontal area longsor adalah 21,060 m. Lebar tiap irisan adalah 21,060/7 = 3 meter. Di bawah ini adalah contoh menghitung secara manual lereng asli pada irisan 6 menggunakan metode *Fellenius*.

1. Perhitungan Radians

   $Rad_6 = \alpha \times \frac{\Pi}{180}$

   $= 38^{\circ} \times \frac{\Pi}{180}$

   $= 0{,}6632$

2. Perhitungan Berat Irisan

   $W_6 = \gamma \times A_6$

   $= 17{,}5 \times 16{,}64$

   $= 291{,}2$ kN

3. Perhitungan Sin α

   $Sin_{\alpha} = Sin\ (Sin_6)$

   $= Sin\ (38)$

   $= 0{,}6157$

4. Perhitungan Cos α

   $Sin_{\alpha} = Cos\ (Cos_6)$

   $= Cos\ (38)$

   $= 0{,}788$

5. Perhitungan Wt x Sin α

   $Wt_6 = Wt \times Sin\ \alpha$

   $= 291{,}2$ kN $\times\ 0{,}6157$

   $= 179{,}2806$ kN

6. Perhitungan Wt x Cos α

   $Wt_6 = Wt \times Cos\ \alpha$

= 291,2 kN x 0,788

= 229,4687 kN

Rekapitulasi hasil dari perhitungan lereng asli menggunakan Metode *Fellenius* dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode *Fellenius*

No	Lapisan Tanah	Luas Irisan	Berat	Sudut Irisan	Radian	Wt.Cosθ	Wt.Sinθ	Ui=ui.ai	Wt.Cosθ - Ui
		m2	kN	derajat		kN	kN	kN	kN
1	1	4,76	83,3	-16	-0,2793	102,2994	-29,3339	0,0000	102,2994
	2	1,63	23,122						
2	1	14,63	256,025	-6	-0,1047	310,4884	-32,6336	0,0000	310,4884
	2	3,96	56,1736						
3	1	18,96	331,8	5	0,0873	396,1065	34,6548	0,0000	396,1065
	2	4,64	65,8196						
4	1	22,05	385,875	15	0,2618	423,1497	113,3826	0,0000	423,1497
	2	3,68	52,2018						
5	1	21,33	373,275	26	0,4538	348,757	170,1001	0,0000	348,757
	2	1,04	14,7527						
6	1	16,64	291,2	38	0,6632	229,4687	179,2806	0,0000	229,4687
7	1	7,23	126,525	53	0,925	76,1446	101,0474	0,0000	76,1446
Total						1886,4143	536,498		

Menurut hasil pengukuran lapisan tanah 1, panjang lengkung (AB) = 14,718 m, (BC) = 10,02 m. Setelah diketahui panjang lengkung, nilai tahanan longsoran untuk komponen kohesi dihitung sebagai berikut.

$\Sigma ciai$ = (14,718 x 8,7309) + (10,02 x 5)
= 178,6014 kN

Nilai tahanan longsoran oleh komponen gesekan pada kedua lapisan adalah sebagai berikut.

$(Wt \cos \theta - Ui) \times \tan \varphi$ = 1580,8009 x tan 20,08° + 305,6134 x tan 30°
= 754,3113 kN

Tanah pada lapis 1 memiliki beban merata yang dihasilkan dari beban jalan sebesar 15 kN/m^2. Beban ini menimbulkan momen yang dihitung sebagai momen untuk menggerakkan tanah. Perhitungan bebannya adalah sebagai berikut.

W = (q x A)
= (15 x 23,88)
= 358,2 kNm

Nilai *safety factor* pada lereng asli dengan perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* adalah sebagai berikut.

$$SF = \frac{(\Sigma cia) + ((Wi \cos \theta - Ui) \times \tan \varphi))}{(Wt \times \sin \alpha) + (Beban \times Luas)}$$

$$= \frac{(178{,}6014 + 754{,}3113)}{(536{,}498 + 358{,}2)}$$

= 1,0427

Nilai angka aman *(safety factor)* lereng asli yang dihitung secara manual dengan metode *Fellenius* tanpa memperhitungkan pengaruh gempa adalah sebesar 1,0427. Hasil ini mendekati analisis yang dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis 8.6* yaitu 1,0970.

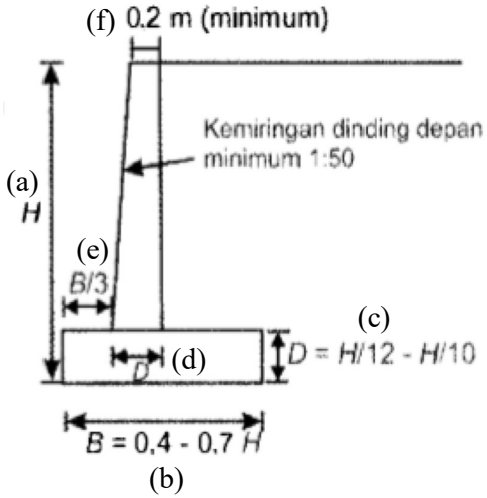
5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah Kantilever

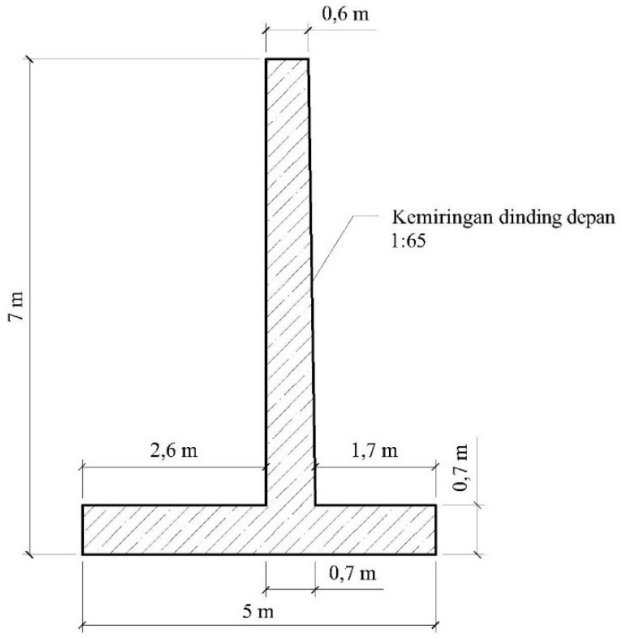
Dari hasil analisis lereng asli tanpa beban gempa menggunakan perhitungan manual metode *Fellenius* diperoleh hasil sebesar 1,0427 dan dari analisis yang dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis 8.6* diperoleh hasil sebesar 1,0970, sehingga disimpulkan bahwa lereng tersebut runtuh dan diperlukan perkuatan.

Analisis dinding penahan tanah kantilever dilakukan untuk memperoleh hasil kekuatan dan kinerja dalam menahan beban yang bekerja pada dinding penahan tanah kantilever. Analisis dilakukan dengan menggunakan dua metode yaitu perhitungan manual yang meliputi perhitungan stabilitas geser, guling dan daya dukung tanah dan program *Plaxis 8.6*.

Dinding penahan tanah diasumsikan dengan tinggi 7 m dari permukaan tanah lapis kedua. Tabel dan Gambar dimensi dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.4 dan Gambar 5.24 berikut.

Tabel 5.4 Dimensi Dinding Penahan Tanah

	Syarat	Dimensi yang Digunakan
	(a) H = 7 m	**7 m**
	(b) B = 0,4 – 0,7 H	0,7 H = 4,9 m ≈ **5 m**
	(c) D = H/12 – H/10	D = H/10 = **0,7 m**
	(d) D	**0,7 m**
	(e) B/3	1,667 m ≈ **1,7 m**
	(f) 0,2 m (min)	**0,6 m** (diperoleh dari kemiringan dinding depan 1:65)



Gambar 5.24 Dimensi Dinding Penahan Tanah

5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah Kantilever

Data yang digunakan dalam analisis dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

1. Dinding penahan tanah dengan tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah dengan material beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang sebesar 24 kN/m^3.
4. Mutu beton menggunakan 20 MPa.
5. Jenis pembesian yang digunakan adalah tulangan pokok D16 dan tulangan Sengkang D13.

5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Perhitungan Manual

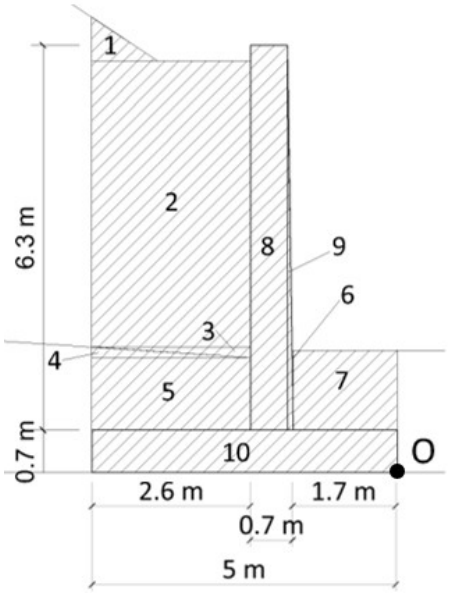
1. Tinjauan Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah

   Analisis ini memiliki tujuan untuk memperoleh nilai aman terhadap geser, guling dan keruntuhan daya dukung tanah. Beban sendiri tanah digunakan dalam

analisis perhitungan manual, beban merata dari lalu lintas adalah 15 kN/m², dan beban tanah di atas DPT adalah 4 kN/m². Oleh karena itu beban total diperoleh sebesar 19 kN/m². Stabilitas lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dianalisis menggunakan perhitungan manual, dalam kondisi asli, dengan tinjauan eksternal dan internal. Angka aman terhadap guling, geser dan keruntuhan daya dukung tanah akan diperoleh dalam analisis perhitungan tinjauan eksternal. Tinjauan eksternal terhadap perhitungan stabilitas dinding penahan tanah pada Ruas Jalan Tawang-Ngalang V Gunungkidul adalah sebagai berikut.

a. Gaya Vertikal

Gaya yang bekerja pada perhitungan gaya vertikal termasuk yang disebabkan oleh berat struktur itu sendiri, serta yang disebabkan oleh berat tanah di balik dinding penahan tanah. Gaya-gaya ini dibagi menjadi beberapa pias pada dinding penahan tanah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.25 berikut.



Gambar 5.25 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal

Berikut contoh perhitungan gaya vertikal dinding penahan tanah pada pias 2.

Volume = A x 1

= 12,18 m² x 1 m

= 12,18 m³

Berat = Volume x Berat volume tanah timbunan

= 12,18 m^3 x 17,5

= 213,15 kN

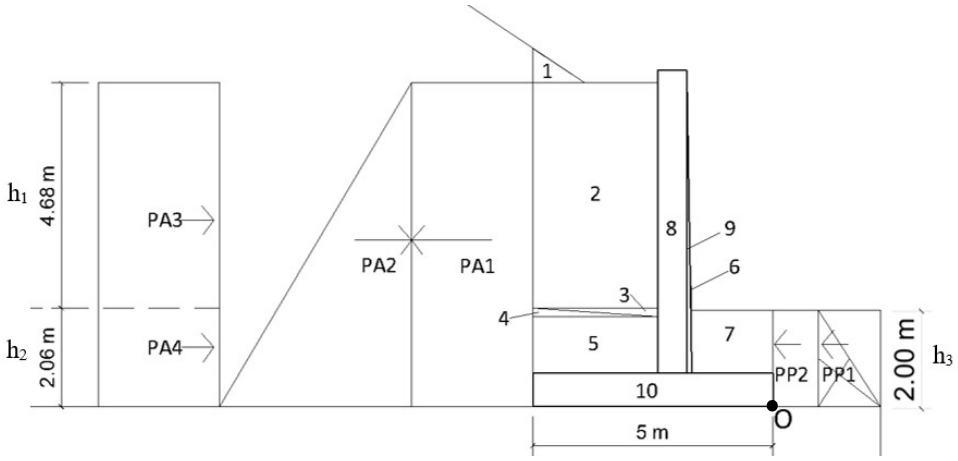
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

No.Pias	Luas (m^2)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	0,3900	6,8250	4,6408	31,6735
2	12,1800	213,1500	3,7000	788,6550
3	0,2300	4,0250	3,2667	13,1485
4	0,2300	4,0250	4,1333	16,6365
5	3,0800	53,9000	3,7000	199,4300
6	0,0100	0,1750	1,7067	0,2987
7	2,2200	38,8500	0,8500	33,0225
8	3,8000	91,2000	2,0985	191,3832
9	0,3100	7,4400	1,7727	13,1889
10	3,500	84,000	2,5000	210,0000
Total		503,5900		1497,4367

b. Tekanan Tanah Lateral

Dalam perhitungan ini akan dihitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Perhitungan tekanan tanah lateral aktif dan pasif memerlukan perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif untuk setiap lapisan. Diagram tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding penahan tanah ditunjukkan pada Gambar 5.26 berikut.



Gambar 5.26 Diagram Tekan Tanah Lateral pada Dinding Penahan Tanah

Berikut untuk perhitungan dari tekanan tanah lateral :

a. Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

$K_a1 = \tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$

$= \tan^2 (45 - 10{,}04)$

$= 0{,}4888$

$K_{a\ timbunan} = \tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2}) = \tan^2 (45 - 30)$

$= 0{,}3333$

$K_{p\ timbunan} = \tan^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$

$= \tan^2 (45 + 30)$

$= 3$

b. Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

Berikut adalah perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah.

$P_{a1} = -2 \times ct \times \sqrt{Ka\ tim} \times (h_{tim\ total\ aktif})$

$= -2 \times 5 \times \sqrt{0{,}3333} \times (4{,}68 + 2{,}06)$

$= -38{,}9134$ kN

P_{a2} = 0,5 x $\gamma b_{\text{ tim}}$ x ($h_{\text{ tim total aktif}}$) x $K_{a\text{ tim}}$ x ($h_{\text{ tim total aktif}}$)

= 0,5 x 17,5 x (4,68 + 2,06) x 0,3333 x (4,68 + 2,06)

= 132,4972 kN

P_{a3} = q x $K_{a\text{ Tim}}$ x $h_{1\text{ tim aktif}}$

= 19 x 0,3333 x 4,68

= 29,4060 kN

P_{a4} = q x K_{a1} x $h_{2\text{ tim aktif}}$

= 19 x 0,4888 x 2,06

= 18,9820 kN

P_{p1} = 0,5 x γ'_{tim} x $h_{3\text{ tim pasif}}$ x $K_{p\text{ tim}}$

= 0,5 x 27,31 x 2^2 x 3

= 163,8600 kN

P_{p2} = 2 x ct x $\sqrt{Kp}$ x $h_{3\text{ tim pasif}}$

= 2 x 5 x $\sqrt{3}$ x 2

= 34,6410 kN

Hasil rekapitulasi dari perhitungan tekanan tanah aktif ditunjukkan pada Tabel 5.6 sedangkan hasil rekapitulasi dari perhitungan tekanan tanah pasif ditunjukkan pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.6 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
P_{a1}	-2.ct.$\sqrt{Ka\ tim}$.$h_{\text{ tim total aktif}}$	-38,9134	3,3700	-131,1382
P_{a2}	0,5.$\gamma b_{\text{ tim}}$.$h_{\text{ tim}}$.$K_{a\text{ tim}}$.$h_{\text{ tim total aktif}}$	132,4972	2,2500	298,1186
P_{a3}	q.$K_{a\text{ tim}}$.$h_{1\text{ tim aktif}}$	29,4060	4,400	129,3864
P_{a4}	q.K_{a1}.$h_{2\text{ tim aktif}}$	18,9820	1,0300	19,5514
Total		141,9717		315,9183

Tabel 5.7 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Dinding Penahan Tanah

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
P_{p1}	$0{,}5.\gamma'_{tim}.h_{3\ tim\ pasif}.K_{p\ tim}$	163,8600	0,67	109,7862
P_{p2}	$2.ct.\sqrt{Kp}.h_{3\ tim\ pasif}$	34,6410	1,00	34,6410
Total		198,5010		144,4272

c. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

1) Stabilitas terhadap pergeseran

Tahanan geser dinding penahan tanah sepanjang B = 5 m dihitung dengan mengasumsikan dasar dinding yang sangat kasar, sehingga sudut geseknya adalah δb = φ tanah dasar dan c_d = c tanah dasar. Berikut di bawah ini adalah perhitungan stabilitas terhadap geser.

R_h $= c_d$ x B + (ΣW) x tan δb

$= 8{,}7309$ x 5 + 503,5900 x tan 20,08°

$= 227{,}7430$ kN

$F_{gs} = \frac{\Sigma Rh + Pp}{\Sigma Pa}$

$= \frac{227{,}7430 + 198{,}5010}{141{,}9717} > 1{,}5$

$= 3{,}0023$ (Aman)

F_{gs} > 1,5, hal ini menunjukkan stabilitas geser dinding penahan tanah dinyatakan aman atau telah terpenuhi.

2) Stabilitas terhadap penggulingan

Perhitungan stabilitas terhadap guling dihitung dengan membandingkan momen guling dan momen penahan. Momen guling adalah tekanan tanah lateral aktif pada tanah di depan dinding penahan tanah yang berputar di sudut kaki depan pelat fondasi, sedangkan momen penahan adalah hasil dari momen berat sendiri dari dinding penahan tanah dan tanah di atasnya dan karena

adanya momen tanah pasif yang ada terdapat di balik dinding penahan tanah. Berikut perhitungan stabilitas terhadap guling.

$\Sigma M_{penahan}$ $= (\Sigma M_w + \Sigma M_{pasif})$

$= (1497{,}4367 + 144{,}4272)$

$= 1641{,}8639$ kNm

$\Sigma M_{pendorong}$ $= \Sigma M_{aktif}$

$= 315{,}9183$ kNm

F_{gl} $= \frac{\Sigma Mpenahan}{\Sigma Mpendorong}$

$= \frac{1641{,}8639}{315{,}9183} > 1{,}5$

$= 5{,}1971$ (Aman)

$F_{gl} > 1{,}5$, hal ini menunjukkan stabilitas guling dinding penahan tanah dinyatakan aman atau telah terpenuhi.

3) Daya dukung tanah terhadap runtuh

Daya dukung tanah terhadap keruntuhan dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975). Berikut perhitungan daya dukung tanah terhadap keruntuhan.

X_e $= \frac{\Sigma Ww - \Sigma Mgl}{\Sigma w}$

$= \frac{1497{,}4367 - 315{,}9183}{503{,}5900}$

$= 2{,}3462$ m

e $= \frac{B}{2} - Xe$

$= \frac{5}{2} - 2{,}3462$

$= 0{,}9327$ m $> \frac{B}{6}$

$= 0{,}1538$ m $< 0{,}8333$

B’ $= B-2e$

$= 5 - 2(0{,}1538)$

$= 4{,}6924$ m

A’ = B’ x 1

= 4,6924 x 1

= 4,6924 m²

Gaya Horizontal= 141,9717 kN (Σ_{pa})

Gaya Vertikal = 503,5900 kN (Σ_{w})

Perhitungan factor kemiringan beban sebagai berikut.

N_q $= e^{(\pi x tan\varphi)} x tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

$= e^{(\pi x tan 20{,}08)} x tan^2(45^\circ + \frac{20{,}08}{2})$

= 6,4504

N_c = (N_q -1) x ctg φ

= (6,4504 - 1) x ctg 20,08

= 15,5391

N_γ = 1,5 x (N_q-1) x tgφ

= 1,5 x (6,4504 - 1) x tg 20,08

= 2,9886

i_q $= (1 - (\frac{0{,}5\ x\ H}{V + A\prime xcaxctg}))^5 \geq 0$

$= (1 - (\frac{0{,}5\ x\ 141{,}9717}{503{,}5900 + 4{,}6924\ x\ 8{,}7309\ x\ ctg 20{,}08}))^5$

$= 0{,}4790 \geq 0$

i_c $= \frac{iq-(1-iq)}{Ncxtan\varphi}$

$= \frac{0{,}4790-(1-0{,}4790)}{15{,}5391\ x\ tan 20{,}08}$

= 0,3873

i_Υ $= (1 - (\frac{0{,}7\ x\ H}{V + A\prime xcaxctg}))^5 \geq 0$

$= (1 - (\frac{0{,}7\ x\ 141{,}9717}{503{,}5900 + 4{,}6924\ x\ 8{,}7309\ x\ ctg 20{,}08}))^5$

= 0,3452

Faktor bentuk $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ dan factor kedalaman Hansen berikut.

$d_c = 1 + 0{,}4\frac{DF}{B}$

$= 1 + 0{,}4\frac{2}{5}$

$= 1{,}16$

$d_q = 1 + 2\frac{DF}{B} x tan\varphi x (1 - sin\varphi)^2$

$= 1 + 2\frac{2}{5} x tan 20{,}08 x (1 - sin 20{,}08)^2$

$= 1{,}2566$

$d_\gamma = 1$

Menurut Hansen (1970) dan Vesic (1975), daya dukung ultimit dapat dihitung dengan persamaan berikut.

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

$=1{,}16x0{,}3873x8{,}7309x15{,}5391+1{,}2566x0{,}4790x2x$
$27{,}31x6{,}4504+1x0{,}3452x(0{,}5x5)x19{,}1099x2{,}9886$

$= 322{,}2972$ kN/m²

$SF = \frac{qu}{q\ maks}$

$= \frac{322{,}2972}{107{,}3207} > 3$

$= 3{,}0031$ (Aman)

Karena e < B/6 maka q maks menggunakan rumus berikut.

$q_{maks} = \frac{V}{B}(1 + \frac{6e}{B})$

$= \frac{503{,}5900}{5} x (1 + \frac{6x0{,}1538}{5})$

$= 119{,}3076$ kN/m²

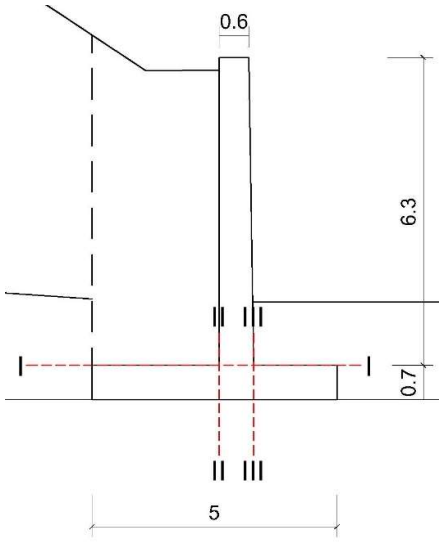
$q_{min} = \frac{V}{B}(1 - \frac{6e}{B})$

$= \frac{503{,}5900}{5} x (1 - \frac{6x0{,}1538}{5})$

$= 82{,}1284$ kN/m²

2. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

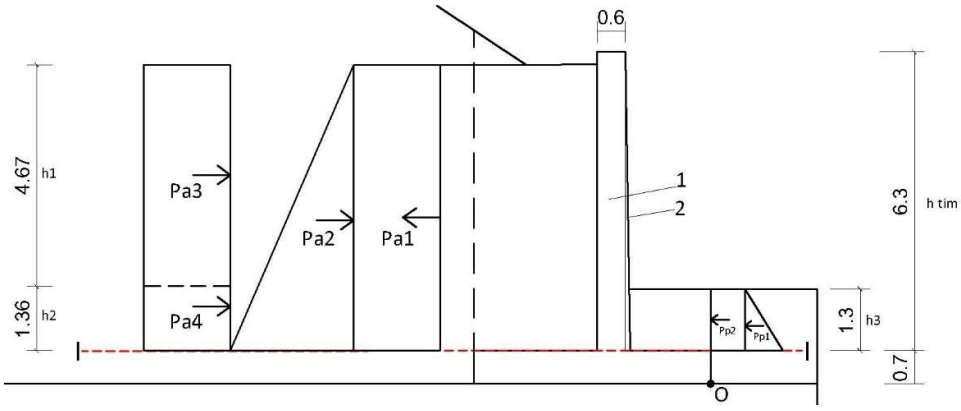
Pada perhitungan stabilitas internal dinding penahan tanah terbagi menjadi 3 tinjauan bidang. Pada masing-masing tinjauan duhitung terhadap kekuatan tegangan tarik, geser, dan desak yang kemudian dilakukan perbandingan dengan kuat Tarik, kuat geser dan kuat tekan beton fc' = 20Mpa. Pembagian tinjauan pias-pias pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.27 sebagai berikut.



Gambar 5.27 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal

a. Tinjauan Potongan I-I

Pada tinjauan I-I terletak pada 6,3 meter dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



Gambar 5.28 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I

Contoh perhitungan mencari gaya vertikal pada pias I pada dinding penahan tanah tinjauan I-I adalah sebagai berikut.

Volume = A x 1
= 3,78 x 1
= 3,78 m³

Berat (W) = Volume x Berat volume beton
= 3,78 x 24
= 90,72 kN

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I

No.Pias	Luas (m²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	3,78	90,72	2,10	190,512
2	0,63	7,56	1,766	13,351
	Σ	98,28		203,863

Contoh perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah tinjauan I-I adalah sebagai berikut.

Pa1 = -2 x ct x $\sqrt{Ka\ tim}$ x $h_{tim\ total}$

= -2 x 5 x $\sqrt{0{,}3333}$ x 6,3

= -36,3731 kN

Pa2 = 0,5 x γb_{tim} x h_{tim} x Ka_{tim} x $h_{tim\ total}$

= 0,5 x 17,5 x 6,3 x 0,3333 x 6,3

= 115,7625 kN

Pa3 = 19 x Ka_{tim} x $h_{1\ tim\ aktif}$

= 19 x 0,3333 x 4,67

= 29,5767 kN

Pa4 = 19 x Ka_1 x $h_{2\ tim\ aktif}$

= 19 x 0,4888 x 1,36

= 12,6306 kN

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan untuk hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah pasif pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.9 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pa1	-2.ct.$\sqrt{Ka\ tim}$.h_{tim}	-36,3731	3,15	-114,5752
Pa2	0,5.γb_{tim}.h_{tim}.Ka_{tim}.h_{tim}	115,7625	2,01	232,6826
Pa3	q.Ka_{tim}.$h_{1\ tim\ aktif}$	29,5767	3,70	109,4337
Pa4	q.Ka_1.$h_{2\ tim\ aktif}$	12,6306	0,68	8,5894
Total		121,5976		236,1306

Tabel 5.10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pp1	0,5.γ'tim.H².Kp tim	69,231	0,43	29,769
Pp2	2.ct.$\sqrt{Kp}$.H	22,517	0,65	14,636
Total		91,7475		44,4051

1) Tinjauan Terhadap Desak

σ desak $= \frac{V}{Bx1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma}{w}$

$= \frac{98,28}{0,6x1} + \frac{236,1306-(44,4051+203,863)}{\frac{1}{6}x0,6^2x1}$

= -38,4917 kN/m² < 0,45.fc'

= -38,4917 kN/m² < 0,45.20 = 9000 kN/m² (OK)

2) Tinjauan Terhadap Tegangan Tarik

σ tarik $= \frac{V}{Bx1} - \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w}$

$= \frac{98,28}{0,6x1} - \frac{236,1306 \ \ (44,4051+203,863)}{\frac{1}{6}x0,6^2x1}$

= 366,0917 kN/m² < 0,15.fc' = 0,15.20

= 366,0917 kN/m² < 670,8204 kN/m² (OK)

3) Tinjauan Terhadap Geser

D 1-1 = 121,5976 kN

σ geser $= \frac{2}{3} - \frac{D}{Bx}$

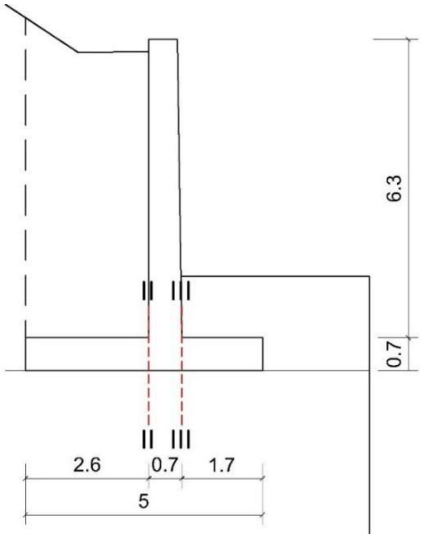
$= \frac{2}{3} - \frac{121,5976}{0,6x1}$

= 135,1084 kN/m² $< \sqrt{fc'} = \sqrt{20}$

= 135,1084 kN/m² < 4472,1360 kN/m² (OK)

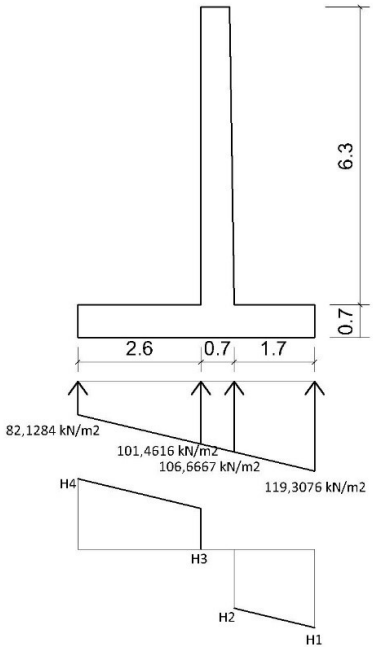
b. Tinjauan Potongan II-II dan Potongan III-III

Guna mengetahui keamanan pada bidang telapak atau kaki dilaksanakan peninjauan pada potongan II dan III yang dilaksanakan pada potongan kaki dinding penahan tanah. Gambar II-II dan III-III dapat dilihat pada Gambar 5.29 berikut.



Gambar 5.29 Potongan Stabilitas Internal pada Tinjauan II-II dan Tinjauan III-III

Untuk momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.30 berikut.



Gambar 5.30 Momen yang Terjadi pada Pelat Kaki Pondasi

Hasil analisis Perhitungan sebelumnya didapatkan bahwa tegangan yang terjadi didasar pondasi adalah sebagai berikut.

Q_{maks} = 119,3076 kN/m²

Q_{min} = 82,1284 kN/m²

σ_1 = 101,4616 kN/m²

σ_2 = 106,6667 kN/m²

H_c = 0,7 m

Υ_c = 24 kN/m^3

Υ_t = 27,31 kN/m^3

Sehingga perhitungan superposisi tegangan adalah sebagai berikut.

H1 $= \sigma_{maks} - H_c.\Upsilon_c$

$= 119,3076 – 0,7x24$

$= 102,5076$ kN/m²

H2 $= \sigma_1 - H_c.\Upsilon_c$

$= 101,4616 – 0,7x24$

$= 84,6616$ kN/m²

H3 $= \sigma_2 - H_c.\Upsilon_c – H_t.\Upsilon_t$

= 106,6667 – 0,7x24 – 6,3x27,31

= -82,1863 kN/m²

H4 = σ_{min} - $H_c.\Upsilon_c - H_t.\Upsilon_t$

= 82,1284– 0,7x24 – 6,3x27,31

= -106,7246 kN/m²

1) Tinjauan Terhadap II-II

M = H3.L.(0,5L)+(H3-H4).L.(2/3L)

= -82,1863x2,6x(0,5x2,6)+(-82,1863-(-106,7246))x2,6x($\frac{2}{3}$x2,6)

= 388,3756 kNm

σ desak = $\frac{M}{w}$

= $\frac{388,3756}{\frac{1}{6}x0,7^2x1}$

= 4755,6196 < 0,45xfc' = 0,45x20Mpa

= 4755,6196 kN/m² < 9000 kN/m²

D_{II} = 0,5.(H4-H3).L

= 0,5x(-106,7246-(-82,1863))x2,6

= 245,5842 kN

τ tarik = $\frac{2.D}{3.B.h}$

= $\frac{2x245,5842}{3x0,7x0,7}$

= 334,1282 < $\sqrt{fc'}$=$\sqrt{20}$

= 334,1282 kN/m² < 670,8204 kN/m²

2) Tinjauan Terhadap III-III

M = H2.L.(0,5L)+(H1-H2).L.(2/3L)

= 84,6616x1,7x(0,5x1,7)+(102,5076-84,6616)x1,7x($\frac{2}{3}$x1,7)

= 156,7193 kNm

σ desak = $\frac{M}{w}$

= $\frac{156,7193}{\frac{1}{6}x0,7^2x1}$

= 1919,012 < 0,45xfc' = 0,45x20Mpa

= 1919,012 kN/m² < 9000 kN/m²

D_{III} = 0,5.(H1-H2).L

= 0,5x(102,5076-84,6616)x1,7

= 15,1691 kN

τ tarik = $\frac{2.D}{3.B.h}$

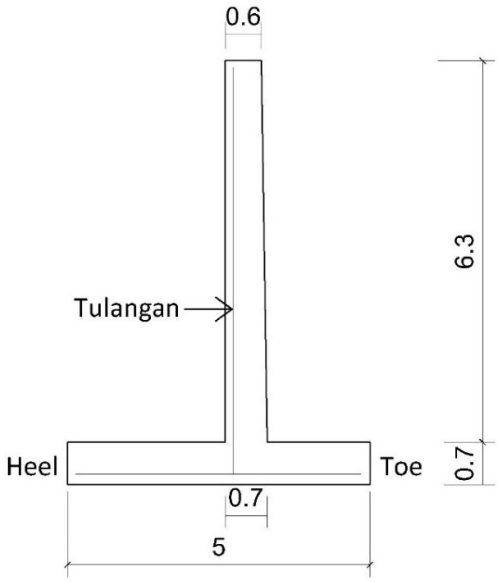
= $\frac{2x15,1691}{3x0,7x0,7}$

= 20,6382 < $\sqrt{fc'}$=$\sqrt{20}$

= 20,6382 kN/m² < 670,8204 kN/m²

c. Perhitungan Tulangan

Pada perhitungan tulangan ini dilakuan berdasarkan tinjauan yang dilakukan pada perhitungan sebelumnya. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut.



Gambar 5.31 Detail Pembagian Tulangan

Pada perhitungan ini digunakan asumsi tulangan pokok dengan diameter 16 mm dan tulangan susut 13 mm. Perhitungan momen didapatkan dari perhitungan stabilitas internal. Perhitungan tulangan dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

1) Tulangan Lentur

Perhitungan kebutuhan tulangan adalah sebagai berikut.

Tebal dinding (b) $= \frac{Tebal\ dinding\ atas + Tebal\ dinding\ bawah}{2}$

$= \frac{600+7}{2}$

= 650 mm

Selimut beton = 50 mm

Diameter tulangan = 16 mm

Lebar efektif (d) $= (\text{Tebal dinding} - \text{selimut beton}) + \frac{D.Tul}{2}$

$= (650 - 50) + \frac{16}{2}$

= 608 mm

Lebar tinjauan (be) = 1000 mm

Mu = Dari perhitungan stabilitas internal I-I

= 135,1084508 kNm

= 135108450,8 Nmm

Rn $= \frac{Mu}{0,9xbex^{\ 2}}$

$= \frac{135108450,8}{0,9x1000x608^2}$

= 0,4061

p $= \frac{0,85xfc\prime}{400} x(1 - \frac{1-2xR}{0,5x\sqrt{fc\prime}})$

$= \frac{0,85x20\prime}{400} x(1 - \frac{1-2x0,4061}{0,5x\sqrt{20}})$

= 0,03893

As Perlu = p x be x d

= 0,03893 x 1000 x 608

= 23669,44 mm²

As Min = 0,0015 x b x be

= 0,0015 x 650 x 1000

= 975 mm²

S pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{As\ min}$

$= \frac{0,25x\pi 16^2x10}{975}$

= 206,2174 mm = 200 mm

As pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{s}$

$= \frac{0,25x\pi 16^2x10}{200}$

= 1005,31 mm²

Maka dipakai tulangan D16-200.

2) Tulangan Horizontal

As min = 0,002 x be x b

= 0,002 x 1000 x 650

= 1300 mm²

As perlu = 0,5 x As min

= 0,5 x 1300

= 650 mm²

S pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{As\ min}$

$= \frac{0,25x\pi 13^2x10}{1300}$

= 102,1018 mm = 100 mm

As pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{s}$

$= \frac{0,25x\pi 13^2x100}{100}$

= 1326,65 mm²

Maka pada bagian I dipakai tulangan D13-100.

3) Desain Terhadap Geser

Desain terhadap geser pada penampang dengan perhitungan sebagai berikut.

Vu = 121,5976 kN

Vc $= \frac{0{,}75x0{,}17x1x\sqrt{fc'}xtebal\ efektifx1000}{1000}$

$= \frac{0{,}75x0{,}17x1x\sqrt{20}x608x1000}{1000}$

= 346,68 kN > Vu (OK)

4) Desain Heel

Mu = Dari perhitungan stabilitas internal III-III

= 156,719313 kNm

= 156719313 Nmm

Rn $= \frac{Mu}{0{,}9xbex^{2}}$

$= \frac{156719313}{0{,}9x1000x608^{2}}$

= 0,4711

p $= \frac{0{,}85xfc'}{400}x(1-\frac{1-2xR}{0{,}5x\sqrt{fc'}})$

$= \frac{0{,}85x20'}{400}x(1-\frac{1-2x0{,}4711}{0{,}5x\sqrt{20}})$

= 0,0414

As Perlu = p x be x d

= 0,0414 x 1000 x 608

= 25171,2 mm²

As Min $= \frac{0{,}25}{400}$ x d x be

$= \frac{0{,}25}{400}$x 608 x 1000

= 380 mm²

S pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{As\ min}$

$= \frac{0,25x\pi 16^2x1000}{380}$

= 124,1103 mm = 125 mm

As pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{s}$

$= \frac{0,25x\pi 16^2x100}{125}$

= 1608,49 mm²

Maka dipakai tulangan D16-125.

5) Desain Toe

Mu = Dari perhitungan stabilitas internal II-II

= 388,3756011 kNm

= 388375601,1 Nmm

Rn $= \frac{Mu}{0,9xbe^{\ 2}}$

$= \frac{388375601,1}{0,9x1000x60^{\ 2}}$

= 1,1673

p $= \frac{0,85xfc'}{400} x(1 - \frac{1-2xR}{0,5x\sqrt{fc'}})$

$= \frac{0,85x2}{400} x(1 - \frac{1-2x1,1673}{0,5x\sqrt{20}})$

= 0,0679

As Perlu = p x be x d

= 0,0679 x 1000 x 608

= 41283,2 mm²

As Min $= \frac{0,25}{400}$ x d x be

$= \frac{0,25}{400}$x 608 x 1000

= 380 mm²

S pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{As\ min}$

$= \frac{0,25x\pi 16^2x1}{380}$

= 124,1103 mm = 125 mm

As pakai $= \frac{0,25x\pi D^2xbe}{s}$

$= \frac{0,25x\pi 16^2x100}{125}$

= 1608,49 mm²

Maka dipakai tulangan D16-125.

6) Tulangan Horizontal Telapak

Tulangan horizontal telapak digunakan pada tulangan susut bagian kaki dengan tulangan D13-100

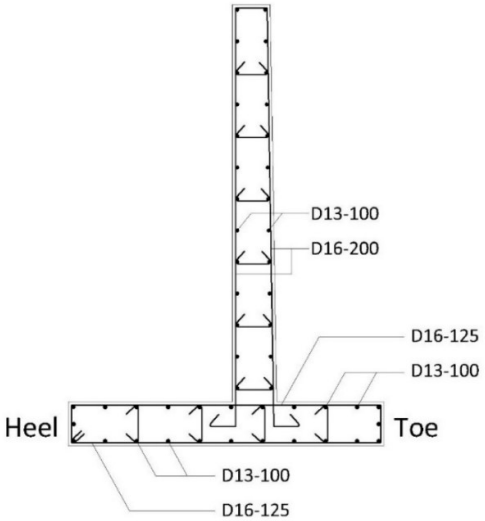
7) Rekap Tulangan

Rekap tulangan dari hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.11 sebagai berikut.

Tabel 5.11 Rekap Tulangan Dinding Penahan Tanah

No	Bagian	Tulangan
1	Tulangan Lentur	D16-200
2	Tulangan Horizontal	D13-100
3	Tulangan Bagian *Toe*	D16-125
4	Tulangan Bagian *Heel*	D16-125
5	Tulangan Horizontal *Toe* dan *Heel*	D13-100

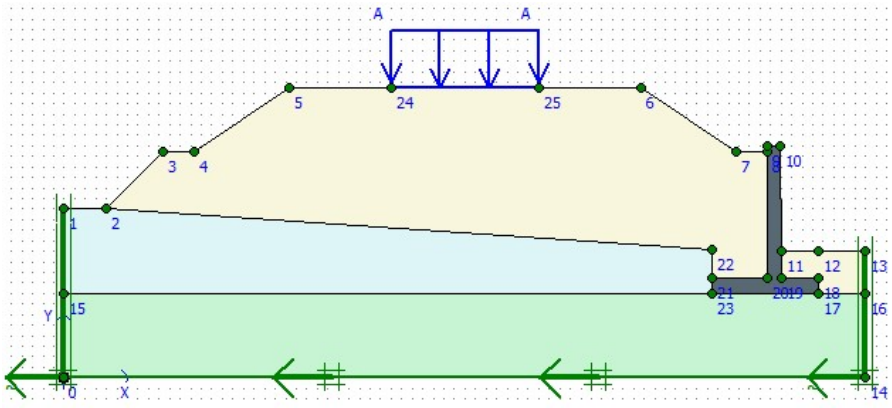
Untuk lebih jelas mengenai detail penulangan pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut.



Gambar 5.32 Detail Penulangan Dinding Penahan Tanah

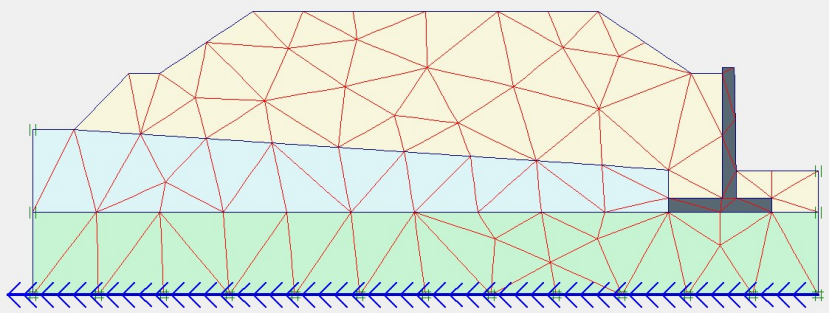
5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program *Plaxis 8.6*

Pada analisis ini dimodelkan secara dua dimensi pada penampang melintang jalan Pada saat memodelkan lereng dengan dinding penahan kantilever menggunakan program *Plaxis 8.6*, semua parameter data geoteknik dan beban yang bekerja dimasukkan untuk mengetahui keruntuhan yang terjadi. Visual permodelan dapat dilihat pada Gambar 5.33 berikut.



Gambar 5.33 Permodelan Potongan Melintang Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli pada *Plaxis 8.6*

Setelah permodelan sesuai dengan kondisi asli lapangan, langkah selanjutnya adalah membagi model geometri menjadi beberapa elemen imajiner *(meshing)*. Jenis *very fine* atau sangat halus digunakan dalam proses *meshing*. Hasil dari beberapa jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.34 berikut.

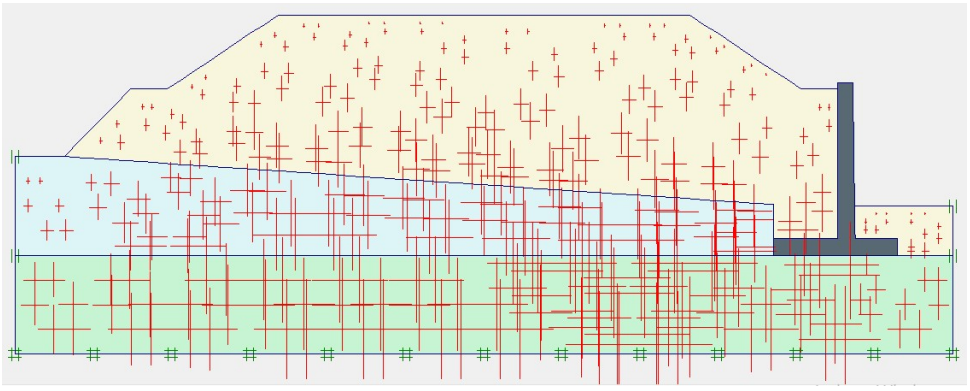


Gambar 5.34 Jaring-Jaring Elemen Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

5.4.4 Tahap Perhitungan

1. Perhitungan Tegangan Awal

Pada tahap ini disebut juga dikenal sebagai beban gravitasi *(gravity load)*. Pada tahap perhitungan ini, hanya struktur tanah dan batuan pembentuk lereng yang dilibatkan. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.35 berikut.



Gambar 5.35 Perhitungan Tegangan Awal Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

2. Tahap *Calculation*

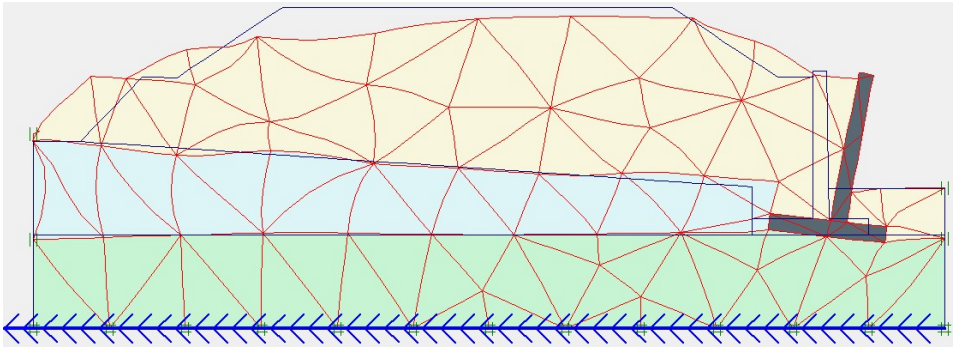
   Pada tahap ini, setelah memasukkan semua parameter dan data, dilakukan tahap *calculation*. Perhitungan dilakukan dengan memasukkan *tab parameter* dengan *plastic analysis* untuk memperoleh hasil penurunan, *phi/reduction* untuk memperoleh nilai aman, dan *staged construction* sebagai *loading input*. Pada tahap *calculation* ini dianalisis beberapa tahapan yaitu *gravity load*, berat sendiri, beban bangunan, SF total tanpa gempa dan SF total dengan gempa.

5.4.5 Hasil *Output* dengan Program *Plaxis 8.6*

Pada tahap ini akan diperoleh angka aman dan penurunan lereng dengan dinding penahan tanah kantilever. Hasil perhitungan dengan menggunakan program *Plaxis 8.6* ditunjukkan pada gambar berikut.

1. Hasil yang diperoleh dari perhitungan lereng dengan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa
   a. *Deformed Mesh*

      Lereng dengan dinding penahan tanah kondisi asli tanpa gempa didapatkan nilai total *displacement* dari hasil *deformed mesh* yaitu sebesar 0,01162 m. Hasil *deformed mesh* ditunjukkan pada Gambar 5.36 berikut.

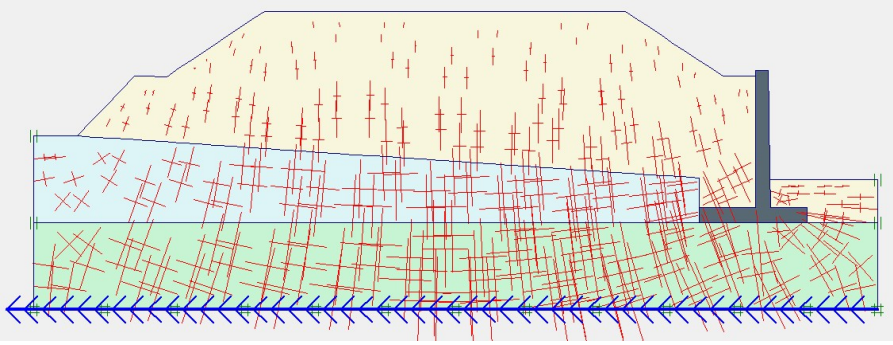


Gambar 5.36 *Deformed Mesh* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa

   b. *Effective Stresses*

      Hasil analisis *effective stresses* menggunakan *Plaxis 8.6* untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah pada kondisi asli tanpa gempa diperoleh

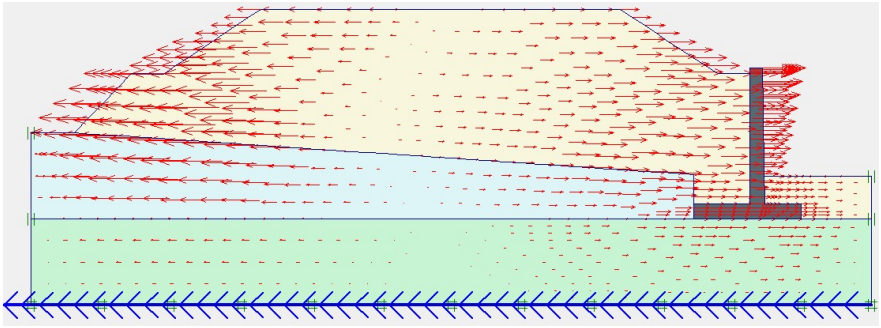
sebesar -234,02 kN/m². Hasil *effective stresses* ditunjukkan pada Gambar 5.37 berikut.



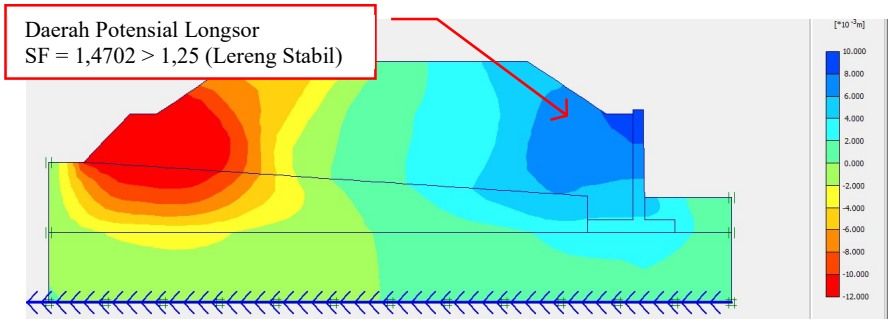
Gambar 5.37 *Effective Stresses* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah gerakan dan area potensial longsor pada lereng dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa ditunjukkan pada Gambar 5.38 dan 5.39 berikut.



Gambar 5.38 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa



Gambar 5.39 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli tanpa Beban Gempa

d. Angka Aman

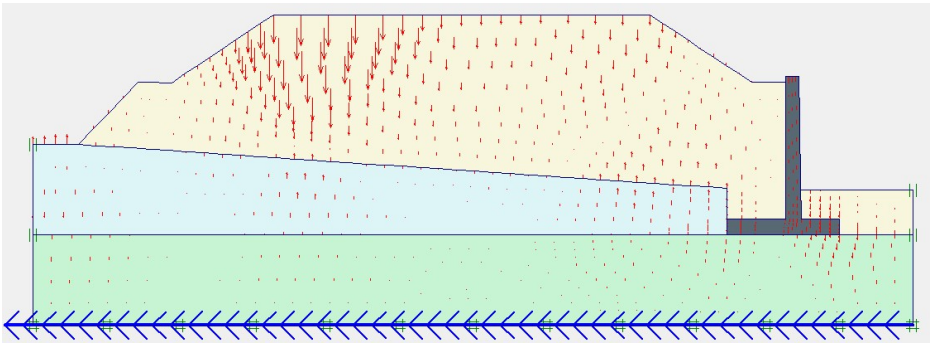
Hasil analisis menggunakan *Plaxis 8.6* untuk lereng dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa diperoleh nilai aman sebesar 1,4702. Gambar 5.40 di bawah menunjukkan angka aman dari analisis *Plaxis 8.6* terhadap lereng dengan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa.



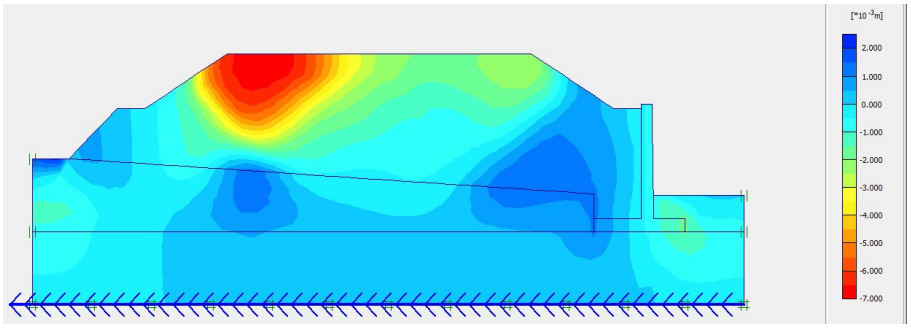
Gambar 5.40 Angka Aman Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Kondisi Asli tanpa Beban Gempa

e. Penurunan

Hasil perhitungan arah penurunan lereng asli yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa diperoleh sebesar 0,00695 m. Gambar penurunan yang terjadi pada lereng asli dengan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa ditunjukkan pada Gambar 5.41 dan Gambar 5.42 berikut.



Gambar 5.41 Arah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever tanpa Beban Gempa

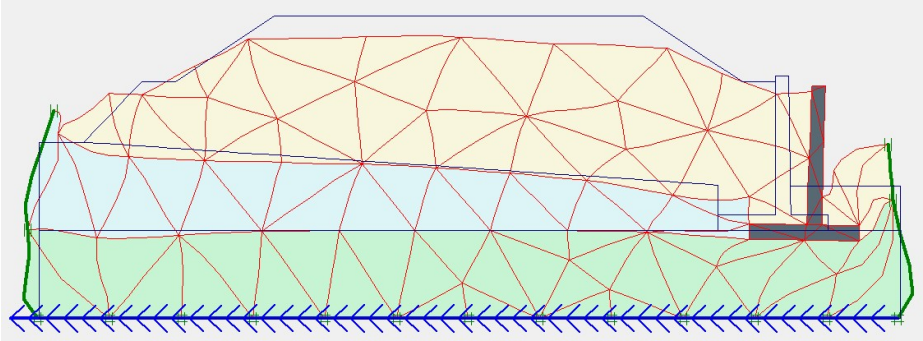


Gambar 5.42 Daerah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever tanpa Beban Gempa

2. Hasil perhitungan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dengan beban gempa

   a. *Deformed Mesh*

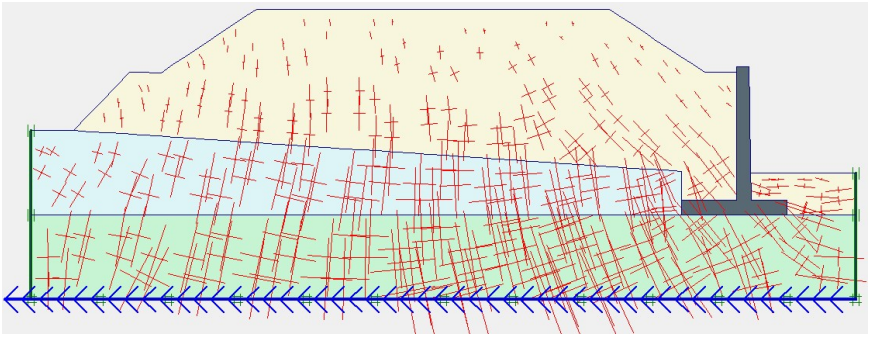
   Lereng dengan dinding penahan tanah kondisi asli dengan gempa didapatkan nilai total *displacement* dari hasil *deformed mesh* yaitu sebesar 0,09958 m. Hasil *deformed mesh* ditunjukkan pada Gambar 5.43 berikut.



Gambar 5.43 *Deformed Mesh* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

   b. *Effective Stresses*

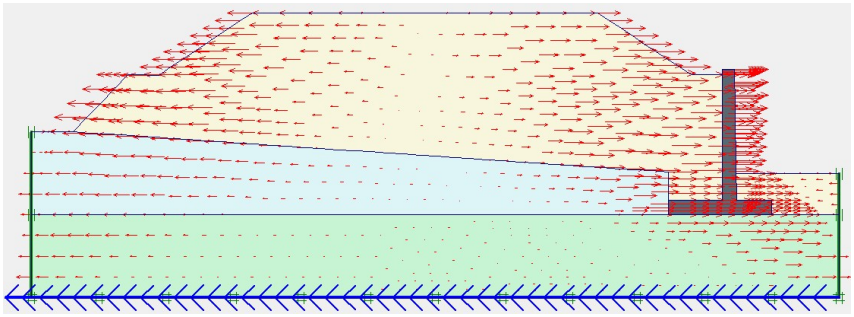
   Hasil analisis *effective stresses* menggunakan *Plaxis 8.6* untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah pada kondisi asli dengan gempa diperoleh sebesar -216,27 kN/m². Hasil *effective stresses* ditunjukkan pada Gambar 5.44 berikut.



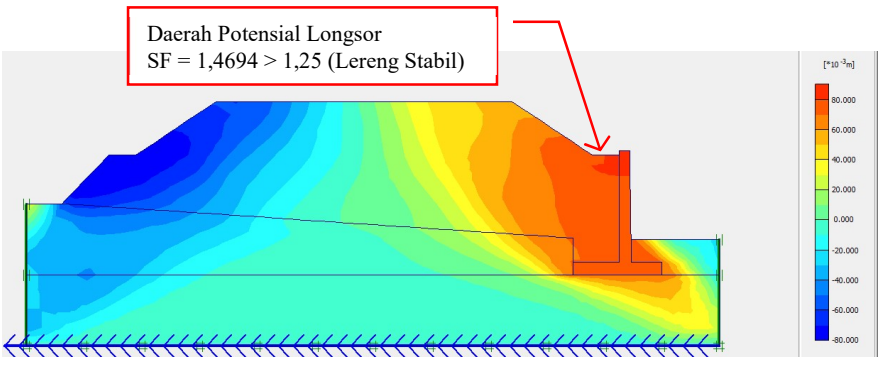
Gambar 5.44 *Effective Stresses* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah gerakan dan area potensial longsor pada lereng dinding penahan tanah kantilever dengan gempa ditunjukkan pada Gambar 5.45 dan 5.46 berikut.



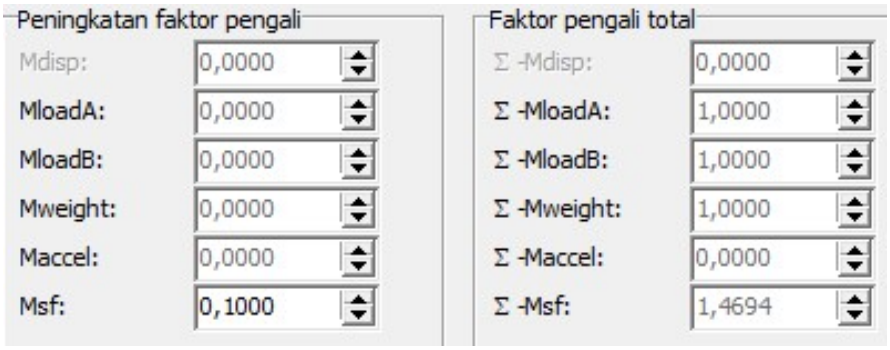
Gambar 5.45 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa



Gambar 5.46 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

d. Angka Aman

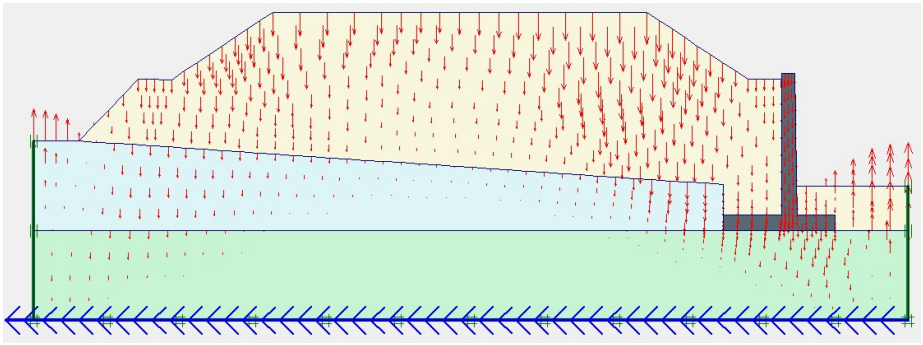
Hasil analisis menggunakan *Plaxis 8.6* untuk lereng dinding penahan tanah kantilever dengan gempa diperoleh nilai aman sebesar 1,4694. Gambar 5.47 di bawah menunjukkan angka aman dari analisis *Plaxis 8.6* terhadap lereng dengan dinding penahan tanah kantilever dengan gempa.



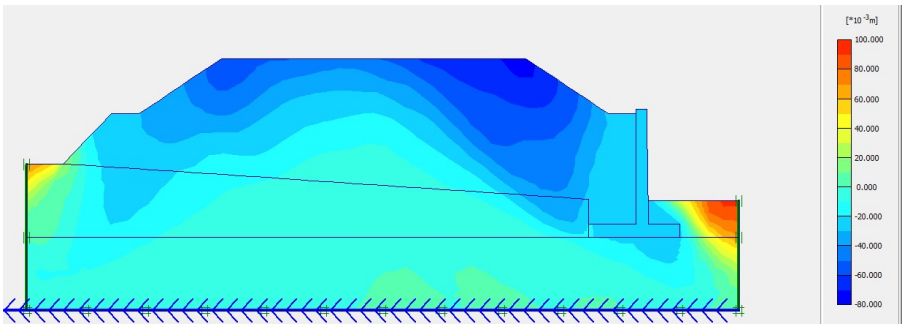
Gambar 5.47 Angka Aman Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

e. Penurunan

Hasil perhitungan arah penurunan lereng asli yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever dengan gempa diperoleh sebesar 0,0958 m. Gambar penurunan yang terjadi pada lereng asli dengan dinding penahan tanah kantilever dengan gempa ditunjukkan pada Gambar 5.48 dan Gambar 5.49 berikut.



Gambar 5.48 Arah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa



Gambar 5.49 Daerah Penurunan Pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

5.5 Pembahasan

Analisis lereng pada ruas jalan Tawang-Ngalang yang terletak di Desa Ngalang, Kecamatan Gedangsari, Kabupaten Gunungkidul tepatnya di segmen V Sta 8+400 bertujuan untuk menentukan nilai aman terhadap stabilitas lereng. Pada penelitian ini menganalisis lereng asli yang tidak terpengaruh oleh gempa, lereng asli yang dipengaruhi oleh gempa, lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever yang tidak terpengaruh gempa dan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever yang dipengaruhi gempa. Metode analisis yang digunakan yaitu metode elemen dan dengan program perangkat lunak *Plaxis*. Penggunaan metode *Fellenius* pada perhitungan manual dilakukan untuk lereng asli, sedangkan untuk lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever, perhitungan manual digunakan metode Rankine untuk menghitung stabilitas terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah.

Menurut hasil analisis *Plaxis* untuk lereng asli tanpa gempa, diperoleh angka aman sebesar 1,0970, dan untuk lereng asli dengan gempa, diperoleh angka aman sebesar 0,9348. Sebagai perbandingan, perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* diperoleh angka aman sebesar 1,0427. Berdasarkan hasil yang diperoleh, lereng tergolong kritis dan labil karena nilai angka aman < 1,25. Maka dari itu lereng perlu perkuatan.

Berdasarkan hasil analisis lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa menggunakan *Plaxis 8.6* diperoleh angka aman yaitu

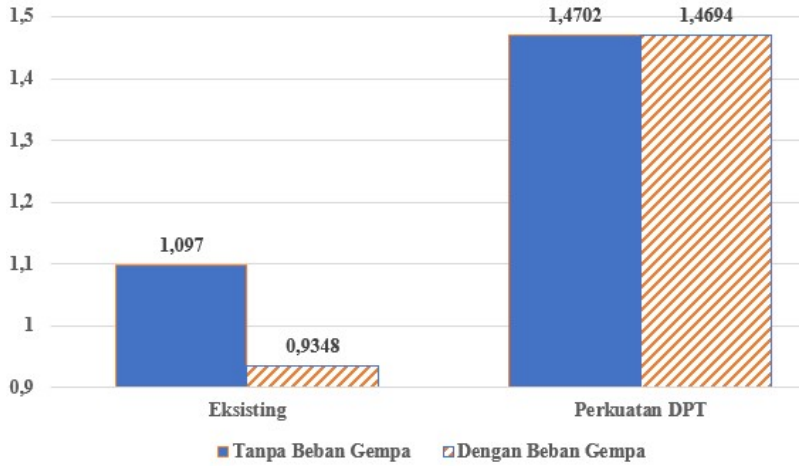
1,4702, dan dengan gempa diperoleh angka aman yaitu 1,4694. Berdasarkan hasil yang didapat, lereng dianggap dalam keadaan stabil karena angka aman > 1,25. Selain itu, perhitungan manual dilakukan melalui tinjauan stabilitas eksternal. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah tanpa gempa diperoleh angka aman terhadap geser yaitu 3,0023 < 1,5, maka aman terhadap geser. Kemudian nilai aman terhadap stabilitas guling yaitu 5,1971 > 1,5, maka aman terhadap guling. Selanjutnya didapatkan angka aman terhadap stabilitas keruntuhan daya dukung tanah adalah q_{maks}= 119,3076 kN/m² < q_{all}= 322,2972 kN/m², maka hasil tersebut dinyatakan aman, dan hasil q_{min}= 82,1284 kN/m² > 0 (aman). Sedangkan untuk stabilitas internal, hasil untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar (-38,4917 kN/m² < 9000 kN/m²), terhadap tegangan Tarik sebesar (366,0917 kN/m²< 670,8204 kN/m²), dan untuk tegangan geser sebesar (135,1084 kN/m² < 4472,1360 kN/m²). Untuk Tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar (4755,6196 kN/m² < 9000 kN/m²), dan terhadap tegangan Tarik sebesar (334,1282 kN/m² < 670,8204 kN/m²). Untuk Tinjauan III-III terhadap tegangan desak sebesar (1919,012 kN/m² < 9000 kN/m²), dan terhadap tegangan Tarik sebesar (20,6382 kN/m² < 670,8204 kN/m²).

Perbandingan terhadap angka aman dan penurunan antara lereng asli dan lereng yang diperkuat dinding penahan kantilever ditunjukkan pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.12 Perbandingan Angka Keamanan (SF) dan Penurunan Tanah

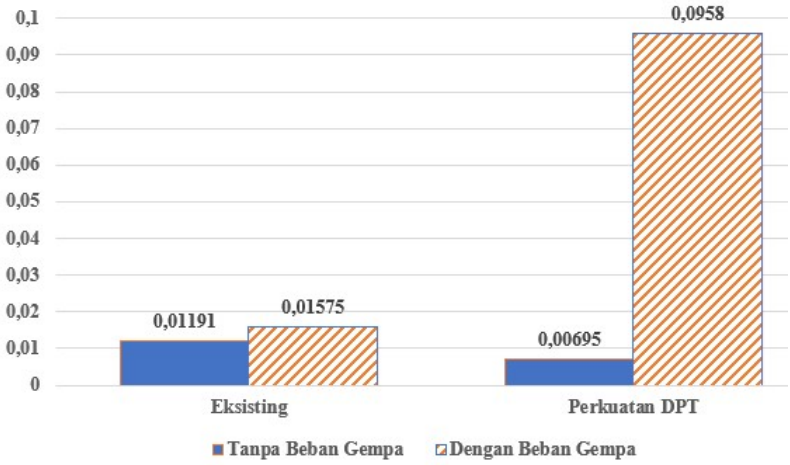
Parameter	*Plaxis 8.6*		Penurunan	
	Tanpa Gempa	Dengan Gempa	Tanpa Gempa	Dengan Gempa
Lereng asli	SF = 1,097 < 1,25 (Lereng Kritis)	SF = 0,9348 < 1,25 (Lereng Labil)	0,01191 m	0,01575 m
Lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever	SF = 1,4702 > 1,25 (Lereng Stabil)	SF = 1,4694 > 1,25 (Lereng Stabil)	0,00695 m	0,0958 m

Perbandingan angka aman terhadap lereng kondisi asli dengan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever ditunjukkan pada Gambar 5.50 berikut.



Gambar 5.50 Perbandingan Nilai Angka Keamanan Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Perkuatan Dinding Penahan Tanah

Pada penelitian ini, perilaku penurunan muka tanah ditinjau berdasarkan hasil analisis penampang lereng menggunakan program perangkat lunak *Plaxis*. Pada Gambar 5.51 di bawah ini dapat dilihat perilaku penurunan yang terjadi pada lereng kondisi asli dan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever.



Gambar 5.51 Perbandingan Nilai Penurunan Tanah Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Perkuatan Dinding Penahan Tanah

Hasil yang didapat dari analisis program perangkat lunak *Plaxis* dapat ditunjukkan bagaimana perilaku penurunan yang terjadi terhadap tanah. Nilai penurunan lereng asli tanpa gempa sebesar 0,01191 m, dan lereng asli dengan gempa sebesar 0,01575 m. Kemudian nilai penurunan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa sebesar 0,00695 m, dan nilai penurunan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever dengan gempa sebesar 0,0958 m.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil perhitungan terhadap angka aman lereng asli tanpa gempa menggunakan program *Plaxis 8.6* didapatkan 1,0970 (lereng kritis) dan pada lereng asli dengan gempa didapatkan 0,9348 (lereng labil). Sedangkan untuk hasil perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius* didapatkan angka aman sebesar 1,0427. Dengan angka aman < 1,25, maka diperlukan perkuatan.

   Hasil perhitungan terhadap penurunan tanah pada lereng asli tanpa gempa sebesar 0,01191 m, dan dengan gempa sebesar 0,01575 m.
2. Hasil perhitungan angka aman menggunakan *Plaxis 8.6* pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa gempa didapatkan 1,4931 dan pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dengan gempa didapatkan 1,4910. Dengan angka aman > 1,25, maka lereng relatif stabil. Sedangkan dengan perhitungan manual pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan angka aman SF_{Geser} = 3,0023 >1,5 (Aman dari geser), SF_{Guling} = 5,1971 > 1,5 (Aman dari guling), dan $SF_{Daya\ Dukung\ Terhadap\ Runtuh}$ = 3,0031 > 3 (Aman dari runtuh).

   Hasil perhitungan terhadap penurunan tanah pada lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa sebesar 0,00695 m, dan lereng yang diperkuat dinding penahan tanah kantilever dengan gempa sebesar 0,0958 m.
3. Hasil perbandingan yang diperoleh dari analisis stabilitas terhadap lereng asli dan lereng yang telah diberi perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dengan menggunakan *Plaxis 8.6* adalah angka aman (SF) pada lereng asli tanpa gempa dan dengan beban gempa disimpulkan lereng tidak stabil dan kritis karena keduanya diperoleh SF < 1,25. Kemudian untuk lereng dengan

4. perkuatan dinding penahan tanah kantilever tanpa gempa dan dengan gempa disimpulkan lereng relatif stabil karena keduanya diperoleh SF > 1,25. Untuk perbandingan besar penurunan pada lereng asli tanpa gempa dan dengan gempa didapatkan peningkatan penurunan pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever.

6.2 Saran

Berdasarkan penelitian yang dilakukan, penulis memberikan saran sebagai berikut.

1. Program perangkat lunak *Plaxis* versi terbaru diperlukan untuk analisis.
2. Perlu dibandingkan dengan metode perkuatan lain seperti perkuatan *bored pile,* perkuatan *sheet pile*, dan perkuatan lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

Annisa, N. (2018). *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Dan Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil Pada Bantaran Sungai Gajah Putih.* Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

Anopama, P. W. (2020). *Laporan Akhir DED Jembatan Ruas Tawang - Ngalang V.* Yogyakarta: DPUESDM DIY.

Bowles, J. E. (1997). *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1.* Jakarta: Erlangga.

Brinkgreve, R. (2007). *PLAXIS 2D-Versi 8.* Belanda: Delft University of Technology and PLAXIS.

Budi Santosa, H. S. (1998). *Seri Diktat Kuliah Dasar Mekanika Tanah.* Gunadarma.

Hansen, J. B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity.* Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.

Hardiyatmo, H. C. (1994). *Mekanika Tanah 2.* Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.

Hardiyatmo, H. C. (2002). *Mekanika Tanah 1.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H. C. (2010). *Mekanika Tanah 1.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H. C. (2011). *Analisis dan Perancangan Fondasi I.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H. C. (2012). *Tanah Longsor dan Erosi: Kejadian dan Penanganan.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H. C. (2014). *Analisis dan Perencanaan Fondasi I Edisi ke Tiga.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hediyanto, R. (2018). *Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Kantilever Dan Sheetpile Pada Bantaran Sungai Code (Analysis Of Slope*

Stability With Cantilever Retaining Wall And Sheet Pile In Code Riverbank). Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

Kurniawan, D. (2019). *Analisis stabilitas dinding penahan tanah dan sheet pile baja lereng jalan tol Balikpapan-samarinda sta 2+850-3+050.* Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

Nugraha, A. (2013). *Perencanaan Dinding Penahan Tanah Dengan Menggunakan Program GEO5*. Surakarta: Universitas Muhammadiyah.

Nurrohman. (2017). *Analisis Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi Pada Lereng Di Desa Sumbersari, Tirtomoyo, Wonogiri.* Surakarta: Universitas Sebelas Maret.

Nurtanti, E. Z. (2019). *Analisis Perkuatan Tanah Dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Dan Dinding Turap Baja Dengan Program Plaxis 8.6 Pada Sungai Pabelan.* Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

Prasetyo, R. (2020). *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Lereng Jalan Ponorogo-Trenggalek Stasiun 23+600 Menggunakan Program Plaxis.* Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

Santoso, B. (1998). *Mekanika Tanah Lanjutan.* Yogyakarta.

Saputra, A. S. (2017). *Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Geotekstil pada Ruas Jalan Lintas Liwa-Simpang Gunung Kemala KM.268+550*. Bandar Lampung: Universitas Lampung.

Setiawan, W. H. (2019). *Perencanaan Ulang Perkuatan Tanah Tebing Kali Code Menggunakan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever dan Geotekstil.* Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.

SNI 4153. (2008). *Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT.*

Suyono, S. (2000). *Mekanika tanah dan Teknik Pondasi.* Jakarta: Pradnya Paramita.

Terzaghi, K. (1943). *Theoritical Soil Mechanics.* New York: John Wiley and Son.

Vesic, A. (1975). *Foundation Engineering Handbook.* New York: Van Nostrand Reinhold Company, Inc.

Wesley, L. D. (1977). *Mekanika Tanah, cetakan VI.* Jakarta Pusat: Erlangga.

Winanda, R. A. (2017). *Perencanaan Dinding Penahan Tanah Concrete Cntilever Dengan Menggunakan Program Plaxis (Studi Kasus : Jalan Liwa – Simpang Gunung Kemala Krui KM.264+600).* Bandar Lampung: Universitas Lampung.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Izin Penelitian

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL & PERENCANAAN
Gedung KH. Moh. Natsir
Kampus Terpadu Universitas Islam Indonesia
Jl. Kaliurang km 14,5 Yogyakarta 55584
T. (0274) 898444 ext 3200, 3201
F. (0274) 895330
E. dekanat.ftsp@uii.ac.id
W. ftsp.uii.ac.id

Nomor : 243 /Sek. Prodi PSTS/20/TA/IX/2022
Hal : **Permohonan Izin Penelitian TA dan Pengambilan Data untuk TA**

Kepada Yth
Kepala Dinas Pekerjaan Umum Perumahan dan
Energi Sumber Daya Mineral DIY
c.q Kepala Bidang Bina Marga
di tempat

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Dalam rangka mempersiapkan mahasiswa untuk menempuh ujian Tugas akhir/Skripsi maka setiap mahasiswa diwajibkan untuk menyusun Tugas Akhir/skripsi. Sehubungan dengan hal tersebut diatas maka diperlukan data-data, baik dari instansi Pemerintah BUMN, ataupun dari perusahaan swasta/Proyek.

Berdasarkan alasan-alasan tersebut diatas, maka dengan ini kami mohon bantuannya untuk dapat memberikan izin Penelitian dan Pengambilan Data terkait Detail Engineering Design dan Data Tanah Proyek Pembangunan Jalan Rugas Tawang-Ngalang Segmen 5 Gunung Kidul untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir dengan rencana judul penelitian **Analisis Stabilitas Timbunan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program Plaxis 8.6 Studi Kasus Proyek Jalan Ruas Tawang-Ngalang Segmen 5 Gunung Kidul** bagi mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Adapun nama mahasiswa tersebut adalah:

Nama	: **JOVINDIAN NICO DAMARA**
No. Mhs	: **17511062**
Prodi	: **Teknik Sipil**

Demikian permohonan ini kami sampaikan, atas bantuan dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.

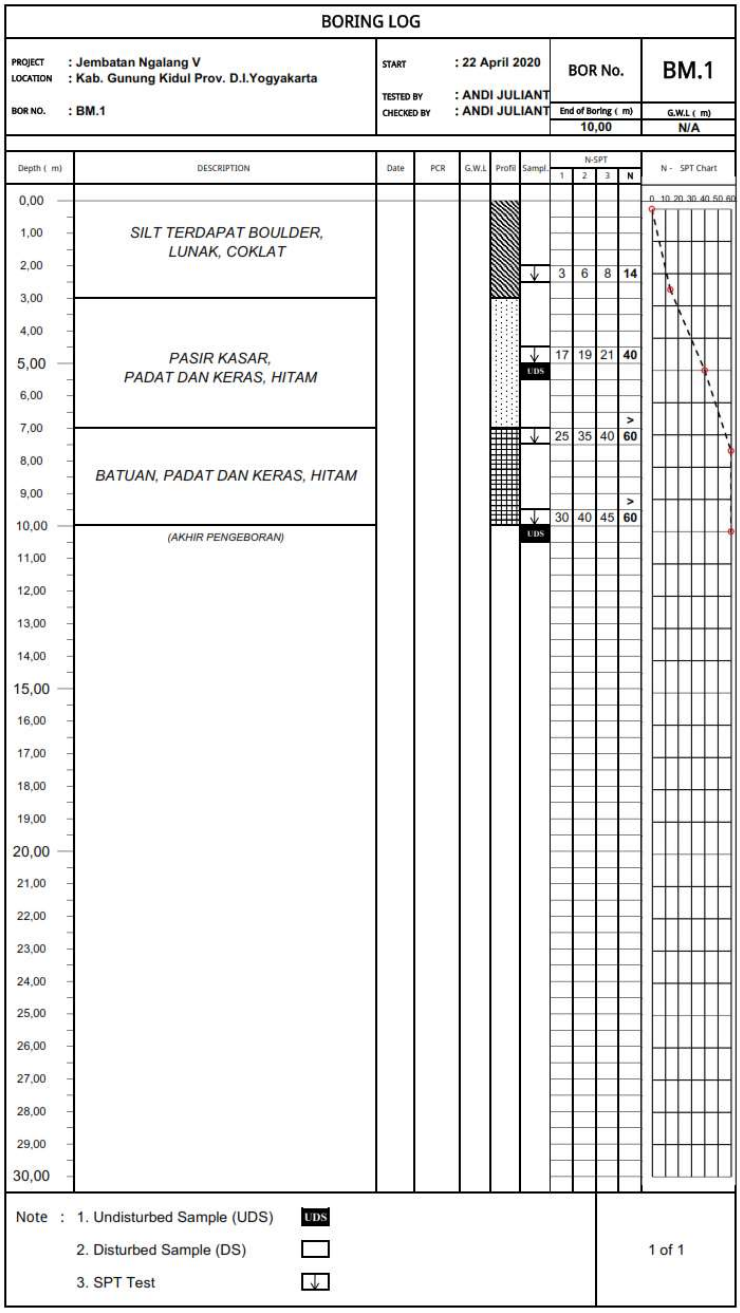
Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 16 September 2022
Sekretaris Prodi Sarjana Teknik Sipil

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN YOGYAKARTA

Dinia Anggraheni, M. Eng

Lampiran 2 Data Tanah pada Titik Bor BM 1



BORING LOG

PROJECT : Jembatan Ngalang V
LOCATION : Kab. Gunung Kidul Prov. D.I.Yogyakarta
BOR NO. : BM.1

START : 22 April 2020
TESTED BY : ANDI JULIANT
CHECKED BY : ANDI JULIANT

BOR No. BM.1
End of Boring (m) 10,00
G.W.L (m) N/A

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl	N-SPT 1	2	3	N
0,00										
1,00	SILT TERDAPAT BOULDER, LUNAK, COKLAT									
2,00							3	6	8	14
3,00										
4,00										
5,00	PASIR KASAR, PADAT DAN KERAS, HITAM					UDS	17	19	21	40
6,00										
7,00										>
8,00							25	35	40	60
9,00	BATUAN, PADAT DAN KERAS, HITAM									
10,00	(AKHIR PENGEBORAN)					UDS	30	40	45	> 60
11,00										
12,00										
13,00										
14,00										
15,00										
16,00										
17,00										
18,00										
19,00										
20,00										
21,00										
22,00										
23,00										
24,00										
25,00										
26,00										
27,00										
28,00										
29,00										
30,00										

N - SPT Chart: 0 10 20 30 40 50 60

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS
2. Disturbed Sample (DS)
3. SPT Test

1 of 1

Lampiran 3 Geometri Potongan Melintang

