

**TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN PENANGANAN LONGSORAN  
DENGAN MENGGUNAKAN DINDING PENAHAN  
TANAH TIPE KANTILEVER PADA RUAS JALAN  
AWUNIO-LAPUKO STA 8 + 205, SULAWESI  
TENGGARA**

***(DESIGNING A CANTILEVER-TYPE RETAINING  
WALL TO AVOID LANDSLIDES ON THE AWUNIO-  
LAPUKO ROAD SECTION STA 8 + 205, SOUTH EAST  
SULAWESI)***

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



**LAODE MUHAMMAD HAJAT ZIKIR ALJABAR**

**19511097**

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

**2025**

**TUGAS AKHIR**  
**PERENCANAAN PENANGANAN LONGSORAN**  
**DENGAN MENGGUNAKAN DINDING PENAHAN**  
**TANAH TIPE KANTILEVER PADA RUAS JALAN**  
**AWUNIO-LAPUKO STA 8 + 205**

*(DESIGNING A CANTILEVER-TYPE RETAINING  
WALL TO AVOID LANDSLIDES ON THE AWUNIO-  
LAPUKO ROAD SECTION STA 8 + 205, SOUTH EAST  
SULAWESI)*

Disusun oleh  
**LAODE MUHAMMAD HAJAT ZIKIR ALJABAR**  
**19511097**

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




Disetujui:

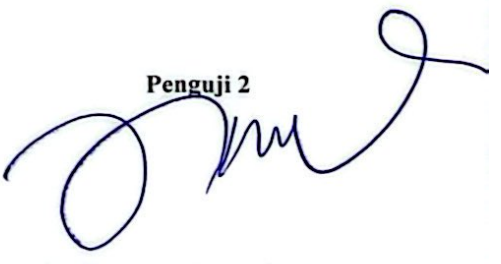
Penguji 1

Penguji 2

Pembimbing

  
Dr. Hanindya Kusuma Artati., S.T., M.T.  
NIK: 045110407

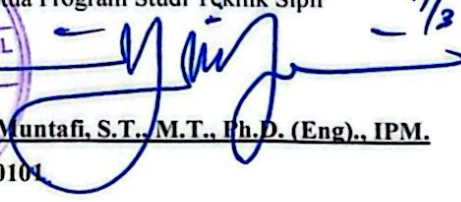
  
Shofwatul Fadilah, S.T.P., M.Eng.  
NIK: 21511308

  
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.  
NIK: 21511305



Mengesahkan

Setua Program Studi Teknik Sipil

  
Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.  
NIK: 095110101

7/3 2018

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Dengan ini saya menyatakan bahwa sesungguhnya laporan Tugas Akhir yang telah saya susun untuk syarat penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan 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.

Yogyakarta, 26 Februari 2025

Yang membuat pernyataan,



Laode Muhammad Hajat Zikir Aljabar

(19511097)

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena penulis dapat menyelesaikan laporan Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Penanganan Longsoran Dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever pada Ruas Jalan Awunio – Lapuko Sta 8 + 205”. Tugas Akhir ini menjadi salah satu syarat akademik untuk menyelesaikan studi tingkat sarjana di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

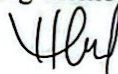
Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku Dosen Pembimbing.
2. Ibu Shofwatul Fadilah, S.T.P., M.Eng selaku penguji 1.
3. Ibu Anisa Nur Amalia, S.T., M.Eng selaku penguji 2.
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., selaku ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
5. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
6. Bapak, ibu, dan saudari penulis yang telah memberikan doa, motivasi, dan dukungan hingga selesainya Proposal Tugas Akhir ini.

Akhir kata harapan penulis agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi para pembacanya.

Yogyakarta, 26 Februari 2025

Yang membuat pernyataan,



Laode Muhammad Hajat Zikir Aljabar

(19511097)

## DAFTAR ISI

COVER	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	xiv
ABSTRAK	xvii
<i>ABSTRACT</i>	xviii
BAB I PENDAHULUAN	19
1.1 Latar Belakang	19
1.2 Rumusan Masalah	20
1.3 Tujuan Penelitian	20
1.4 Manfaat Penelitian	20
1.5 Batasan Penelitian	21
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	22
2.1 Stabilitas Lereng	22
2.2 Tanah Longsor	23
2.3 Stabilitas Lereng Tanpa Dinding Penahan Tanah	24

2.4	Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	25
2.5	Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yang Dilakukan	28
BAB III LANDASAN TEORI		33
3.1	Definisi Tanah	33
	3.1.1 Klasifikasi Tanah	33
	3.1.2 Properti Tanah	35
3.2	Lereng dan Kelongsoran	36
3.3	Analisis Stabilitas Lereng	39
	3.3.1 Teori Analisis Stabilitas Lereng	39
	3.3.2 Metode Analisis Stabilitas Lereng	41
3.4	Dinding Penahan Tanah	45
	3.4.1 Dinding Penahan Tanah Kantilever	46
	3.4.2 Tekanan Tanah Lateral	47
	3.4.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever	51
3.5	Pondasi Tiang Bor ( <i>Bore Pile</i> )	55
BAB IV METODE PENELITIAN		59
4.1	Tinjauan Umum	59
4.2	Data Penelitian	59
4.3	Lokasi Penelitian	59
4.4	Tahap penelitian	60
4.5	Analisis data	61
	4.5.1 Data Potongan Melintang Jalan	61
	4.5.2 Parameter Tanah	62
	4.5.3 Data N-SPT	63
	4.5.4 Gambar Rencana	63
4.6	Bagan Alir	64

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	67
5.1    Gambaran Umum	67
5.2    Data Parameter Tanah dan Beban	67
5.3    Analisis Lereng Asli	70
5.3.1    Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual	70
5.3.2    Analisis Lereng Asli Dengan Menggunakan Program <i>Plaxis</i>	75
5.3.3    Tahap Perhitungan	76
5.3.4    Hasil Output dengan Program <i>Plaxis</i>	76
5.4    Analisis Dinding Penahan Tanah Tipe <i>Kantilever</i> dan <i>Bore Pile</i>	82
5.4.1    Data Dinding Penahan Tanah	83
5.4.2    Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah <i>Kantilever</i> dan <i>Bore Pile</i> menggunakan Perhitungan Manual	83
5.4.3    Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah <i>Kantilever</i> dan <i>Bore Pile</i> menggunakan Program <i>Plaxis</i>	100
5.4.4    Hasil Output Dengan Program <i>Plaxis</i>	101
5.5    Pembahasan	108
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	111
6.1    Kesimpulan	111
6.2    Saran	111
DAFTAR PUSTAKA	113
LAMPIRAN	115

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu	28
Tabel 3.1	Sistem Klasifikasi Tanah USCS	34
Tabel 3.2	Sistem klasifikasi tanah AASHTO	35
Tabel 3.3	Berat Jenis Tanah (specific gravity)	36
Tabel 4.1	Parameter Tanah	62
Tabel 4.2	Nilai N SPT	63
Tabel 5.1	Beban Lalu Lintas Dan Beban Luar Untuk Analisis Stabilitas	68
Tabel 5.2	Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius	73
Tabel 5.3	Total Displacement Maksimum Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	80
Tabel 5.4	Total Displacement Maksimum Lereng Asli Dengan Beban Gempa	82
Tabel 5.5	Tabel Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal	85
Tabel 5.6	Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif	87
Tabel 5.7	Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif	87
Tabel 5.8	Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan dan Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Kantilever	93
Tabel 5.9	Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik 0 Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan A-A	95
Tabel 5.10	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan A-A	96
Tabel 5.11	Total Displacement Maksimum Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	104
Tabel 5.12	Total Displacement Maksimum Lereng Asli Dengan Beban Gempa	107
Tabel 5.13	Rekapitulasi Perhitungan Eksternal Dinding Penahan Tanah	108
Tabel 5.14	Rekapitulasi Perhitungan Internal Dinding Penahan Tanah	109

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Diagram Fase Tanah	36
Gambar 3.2	Kelongsoran Lereng	37
Gambar 3.3	Kelongsoran Translasi	38
Gambar 3.4	Kelongsoran Rotasi	38
Gambar 3.5	Zona Keruntuhan Terzaghi	54
Gambar 3.6	Pembuatan Tiang Bor dengan Menggunakan Slurry	58
Gambar 4.1	Lokasi Jalan Awunio - Lapuko	60
Gambar 4.2	Longsoran pada lereng jalan	60
Gambar 4.3	Potongan Melintang Lereng Asli	61
Gambar 4.4	Gambar Rencana (Satuan cm)	64
Gambar 4.5	Bagan Alir Penelitian	65
Gambar 4.6	Bagan Alir Program Plaxis	66
Gambar 5.1	Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017	69
Gambar 5.2	Respon Spektrum	69
Gambar 5.3	Parameter Grafik Respon Spektrum	70
Gambar 5.4	Penampang Irisan Pada Lereng Asli	71
Gambar 5.5	Pemodelan Lereng Asli	75
Gambar 5.6	Deformed Mesh Pada Lereng (Beban Sendiri)	76
Gambar 5.7	Proses Perhitungan Lereng Asli	76
Gambar 5.8	Deformed Mesh Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas	77
Gambar 5.9	Effective Stresses Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas	77
Gambar 5.10	Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas	78

Gambar 5.11	Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas	78
Gambar 5.12	Nilai SF Lereng Tanpa Beban Gempa	79
Gambar 5.13	Displacement Pada Lereng Tanpa beban gempa	79
Gambar 5.14	Deformed Mesh Lereng Asli Dengan Beban Gempa	80
Gambar 5.15	Effective Stresses Lereng Asli Dengan Beban Gempa	80
Gambar 5.16	Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Dengan Beban Gempa	81
Gambar 5.17	Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Dengan Beban Gempa	81
Gambar 5. 18	Nilai SF Lereng Dengan Beban Gempa	81
Gambar 5.19	Displacement Pada Lereng Dengan beban gempa	82
Gambar 5.20	Dimensi Dinding Penahan Tanah	83
Gambar 5.21	Pembagian Beban Yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah	84
Gambar 5.22	Diagram Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah	85
Gambar 5.23	Faktor-Faktor Kapasitas Daya Dukung Terzaqhi	90
Gambar 5.24	Sketsa Bore Pile	91
Gambar 5.25	Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal	94
Gambar 5.26	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan A-A	95
Gambar 5.27	Potongan Stabilitas Internal Tinjauan B-B dan Tinjauan C-C	97
Gambar 5. 28	Momen Yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi	97
Gambar 5. 29	Pemodelan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile	100

Gambar 5.30	Perhitungan Tegangan Awal Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile	101
Gambar 5.31	Proses Perhitungan Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Dalam Program Plaxis	101
Gambar 5.32	Deformed Mesh Pada Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile tanpa Beban Gempa	102
Gambar 5.33	Effective Stress Potongan Melintang Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Tanpa Beban gempa	102
Gambar 5.34	Arah Pergerakan Lereng Asli Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Tanpa Beban Gempa	103
Gambar 5.35	Daerah Potensial Kelongsoran Lereng Asli Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Tanpa Beban Gempa	103
Gambar 5.36	Nilai Angka Aman Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dan Bore Pile Tanpa Beban Gempa	104
Gambar 5.37	Displacement Ditinjau Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Tanpa Beban Gempa	104
Gambar 5.38	Deformed Mesh Pada Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever dan Bore Pile Dengan Beban gempa	105
Gambar 5.39	Effective Stress Potongan Melintang Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Dengan Beban gempa	105

Gambar 5.40	Arah Pergerakan Lereng Asli Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Dengan Beban Gempa	106
Gambar 5.41	Daerah Potensial Kelongsoran Lereng Asli Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Dengan Beban Gempa	106
Gambar 5.42	Nilai Angka Aman Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Dan Bore Pile Dengan Beban Gempa	107
Gambar 5. 43	Displacement Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Dengan Beban Gempa	107
Gambar 5.44	Perbandingan Nilai Angka Aman Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Dinding Penahan Tanah Dengan Plaxis	109
Gambar 5.45	Perbandingan Nilai Angka Aman Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Dinding Penahan Tanah Dengan Perhitungan Manual	110

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data BorLog BH-02	116
Lampiran 2 Parameter Tanah	117

## DAFTAR NOTASI

A	= Luas Penampang ( $m^2$ )
E	= Modulus Elastis ( $kN/m^2$ )
e	= angka pori
Ka	= Koefisien tekanan tanah aktif
Kp	= Koefisien tekanan tanah pasif
Fc'	= Mutu beton (Mpa)
D	= Diameter (m)
L	= Panjang (m)
c	= Kohesi ( $kN/m^2$ )
$\varphi$	= Sudut geser dalam ( $^\circ$ )
$\theta$	= Sudut keruntuhan ( $^\circ$ )
$\alpha$	= Sudut geser singgung masing-masing irisan ( $^\circ$ )
$\beta$	= Sudut kemiringan ( $^\circ$ )
Fgs	= Faktor aman terhadap penggeseran
$\Sigma Rh$	= Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran (kN)
$\Sigma Mw$	= Momen gaya vertikal dinding penahan tanah
Fgl	= Faktor aman terhadap penggulingan
$\pi$	= Konstanta dalam matematika yang merupakan keliling lingkaran dengan diameternya (nilainya = 3,14)
$N_c, N_q, N_\gamma$	= Faktor kapasitas dukung

$\gamma$	= Berat jenis
$\delta r$	= Tegangan referensi (100 Kpa)
$N_{60}$	= N-SPT yang dikoreksi terhadap prosedur pengujian
$z$	= Kedalaman pondasi (m)
$X_e$	= Koordinat eksentrisitas (m)
$e$	= Eksentrisitas atau jarak antara garis aksi gaya dan titik tumpu (m)
$B'$	= Lebar efektif (m)
$\tau$ tarik	= Tegangan geser tarik ( $\text{kN/m}^2$ )
$\sigma$ desak	= Tegangan desak ( $\text{kN/m}^2$ )
$W$	= Berat irisan (kN)
$\Sigma c_{iai}$	= Jumlah gaya geser pada setiap segmen (kN)
$q$	= Beban ( $\text{kN/m}^2$ )
$U_i$	= Energi internal (kN)
Sin, Cos, Tan	= Fungsi trigonometri
$B$	= Lebar bawah bangunan (m)
$H$	= Tinggi bangunan (m)
$W$	= Berat bangunan (kN)
$X$	= Jarak ke 0 arah X (m)
$Y$	= Jarak ke 0 arah Y (m)
$M$	= Momen (kNm)
$\Sigma M$	= Total momen (kNm)
$P_a$	= Tekanan tanah aktif (kN)

$P_p$	= Tekanan tanah pasif (kN)
$\Sigma M$	= Momen total (kNm)
$Q_u$	= Beban ultimit (kN/m <sup>2</sup> )
$Q_{all}$	= Daya dukung izin (kN/m <sup>2</sup> )
$Q_{maks}$	= Beban maksimum (kN/m <sup>2</sup> )
$Q_{min}$	= Beban minimum (kN/m <sup>2</sup> )
SF	= Angka keamanan
$A_b$	= Luas penampang tiang (m <sup>2</sup> )
$N_b$	= N-SPT rata rata
$Q_b$	= Kapasitas ujung (kN)
$Q_s$	= Kapasitas selimut (kN)
$F_b$	= Koefisien gesek dasar
$P_r$	= Tekanan tanah dalam (100 kN/m <sup>2</sup> )
$f$	= Gaya geser/tegangan geser (kN/m <sup>2</sup> )

## ABSTRAK

Ruas jalan Awunio-Lapuko, yang berada di Desa Summersari, Kecamatan Moramo, Kabupaten Konawe Selatan, Provinsi Sulawesi Tenggara, merupakan bagian dari jalan nasional yang dikelola oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR), Balai Pelaksanaan Jalan Nasional, Sulawesi Tenggara. Jalan ini berfungsi sebagai jalur penghubung dari Kota Kendari ke beberapa daerah seperti Kabupaten Buton dan Buton Utara melalui Pelabuhan Feri Amolengu. Jalan ini memiliki variasi struktur tanah, masalah yang diidentifikasi adalah banyaknya longsoran yang terjadi pada bahu jalan di STA 8+205. Penelitian ini dilakukan untuk melakukan penanganan longsoran yang terjadi pada bahu jalan. Analisis dilakukan dengan dua kondisi, yaitu pada kondisi lereng asli dan dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bore pile. Tujuan dari penelitian ini untuk mendapatkan angka keamanan (SF). Analisis dilakukan dengan menggunakan program plaxis v21 dan perhitungan manual.

Hasil analisis menggunakan Plaxis menunjukkan angka keamanan lereng asli tanpa beban gempa sebesar 2,68, yang berkurang menjadi 1,231 dengan beban gempa. Keadaan ini menyatakan bahwa lereng dalam kondisi tidak aman  $SF < 1,5$ . Hasil analisis manual dengan metode fellenius memberikan angka keamanan  $1,279 < 1,5$ . Keadaan ini menunjukkan lereng dalam kondisi kritis atau tidak aman terhadap keruntuhan. Perkuatan dengan dinding penahan kantilever dan bore pile menghasilkan angka keamanan yang jauh lebih tinggi. Dalam analisis Plaxis, angka keamanan tanpa beban gempa adalah 5,345, sedangkan dengan beban gempa menjadi 5,203, keduanya dinyatakan aman (angka  $> 1,5$ ). Hasil perhitungan manual untuk stabilitas eksternal menunjukkan bahwa lereng dalam kondisi aman ( $SF > 1,5$ ), dengan nilai  $SFGeser = 2,063$ ,  $SFGuling = 2,520$ , dan  $SFDaya Dukung = 20,3996$ . Hasil perhitungan manual untuk stabilitas internal pada potongan A-A, tekanan desak  $-1242,7705 \text{ kN/m}^2 < 13.500 \text{ kN/m}^2$ , tekanan tarik  $1351,9705 \text{ kN/m}^2 < 4500 \text{ kN/m}^2$ , dan tegangan geser  $-0,0389 \text{ kN/m}^2 < 5477,2256 \text{ kN/m}^2$ . Pada potongan B-B, tekanan desak adalah  $2061,6059 \text{ kN/m}^2 < 12.000 \text{ kN/m}^2$ , dan tekanan tarik  $133,7712 \text{ kN/m}^2 < 173,2051 \text{ kN/m}^2$ . Pada potongan C-C, tekanan tekan mencapai  $3856,4058 \text{ kN/m}^2 < 12.000 \text{ kN/m}^2$ , dan tekanan tarik  $139,3450 \text{ kN/m}^2 < 5477,2256 \text{ kN/m}^2$ .

**Kata Kunci:** Angka Keamanan (SF), Longsoran, Kantilever, Bore Pile

## ABSTRACT

*The Awunio-Lapuko road section, located in Summersari Village, Moramo District, South Konawe Regency, Southeast Sulawesi Province, is part of the national road managed by the Ministry of Public Works and Public Housing (PUPR), National Road Implementation Center, Southeast Sulawesi. This road functions as a connecting route from Kendari City to several areas such as Buton Regency and North Buton via the Amolengu Ferry Port. This road has a variety of soil structures, the problem identified is the large number of landslides that occur on the shoulder of the road at STA 8+205. This study was conducted to handle landslides that occur on the shoulder of the road. The analysis was carried out under two conditions, namely on the original slope condition and with the reinforcement of cantilever and bore pile retaining walls. The purpose of this study was to obtain the safety factor (SF). The analysis was carried out using the Plaxis v21 program and manual calculations.*

*The results of the analysis using Plaxis showed the safety factor of the original slope without earthquake load of 2.68, which decreased to 1.231 with earthquake load. This condition states that the slope is in an unsafe condition  $SF < 1.5$ . The results of manual analysis using the fellenius method provide a safety factor of  $1.279 < 1.5$ . This condition indicates that the slope is in a critical or unsafe condition against collapse. Reinforcement with cantilever retaining walls and bore piles produces a much higher safety factor. In the Plaxis analysis, the safety factor without earthquake load is 5.345, while with earthquake load it becomes 5.203, both are declared safe (figure  $> 1.5$ ). The results of manual calculations for external stability indicate that the slope is in a safe condition ( $SF > 1.5$ ), with  $SFGeser = 2.063$ ,  $SFGuling = 2.520$ , and  $SFDakung = 20.3996$ . Manual calculation results for internal stability At section A-A, the compressive stress is  $-1242.7705 \text{ kN/m}^2 < 13,500 \text{ kN/m}^2$ , the tensile stress is  $1351.9705 \text{ kN/m}^2 < 4500 \text{ kN/m}^2$ , and the shear stress is  $-0.0389 \text{ kN/m}^2 < 5477.2256 \text{ kN/m}^2$ . At section B-B, the compressive stress is  $2061.6059 \text{ kN/m}^2 < 12,000 \text{ kN/m}^2$ , and the tensile stress is  $133.7712 \text{ kN/m}^2 < 173.2051 \text{ kN/m}^2$ . At the C-C section, the compressive stress reaches  $3856.4058 \text{ kN/m}^2 < 12,000 \text{ kN/m}^2$ , and the tensile stress is  $139.3450 \text{ kN/m}^2 < 5477.2256 \text{ kN/m}^2$ .*

**Keywords:** Safety Factor (SF), Landslide, Cantilever, Bore Pile

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Ruas jalan Awunio-Lapuko, yang berada di Desa Summersari, Kecamatan Moramo, Kabupaten Konawe Selatan, Provinsi Sulawesi Tenggara, merupakan bagian dari jalan nasional yang dikelola oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR), Balai Pelaksanaan Jalan Nasional, Sulawesi Tenggara. Jalan ini berfungsi sebagai jalur penghubung dari Kota Kendari ke beberapa daerah seperti Kabupaten Buton dan Buton Utara melalui Pelabuhan Feri Amolengu. Jalan ini memiliki variasi struktur tanah, masalah yang diidentifikasi adalah banyaknya longsor yang terjadi pada bahu jalan di STA 8+205.

Untuk mengatasi masalah kelongsoran, perlu adanya perbaikan atau perkuatan tanah yang dilakukan pada bahu jalan. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah dengan menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever. Penggunaan dinding penahan tanah ini berfungsi untuk menahan tekanan lateral dari tanah urug atau tanah asli yang tidak stabil. Kestabilan dinding penahan tanah sangat dipengaruhi oleh berat struktur serta berat tanah di atasnya. Selain itu, arah pergerakan tanah di dinding penahan tanah juga mempengaruhi besar dan distribusi tekanan yang bekerja pada struktur tersebut.

Untuk mengatasi masalah longsor pada sisi jalan Awunio-Lapuko, maka direncanakan pemasangan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bore pile sebagai perkuatan tanah. Perkuatan ini bertujuan untuk menstabilkan lereng dan mencegah terjadinya pergerakan tanah yang berpotensi menyebabkan longsor. Pada penelitian ini dilakukan analisis untuk menentukan nilai angka aman lereng dengan dinding penahan tanah dengan metode perhitungan manual dan program Plaxis. Analisis ini bertujuan untuk memperoleh desain dinding kantilever yang akan diaplikasikan agar aman dan efektif dalam mencegah terjadinya longsor pada sisi jalan.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka rumusan masalah yang akan dikaji dalam penelitian ini,

1. Berapa nilai angka aman (SF) tanah asli pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 secara manual?
2. Berapa nilai angka aman (SF) tanah asli pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 dengan bantuan program PLAXIS V.21?
3. Berapa nilai angka aman (SF) yang didapatkan untuk perkuatan tanah dengan dinding penahan tanah tipe kantilever yang direncanakan pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 secara manual?
4. Berapa nilai angka aman (SF) yang didapatkan untuk perkuatan tanah dengan dinding penahan tanah tipe kantilever yang direncanakan pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 dengan bantuan program PLAXIS V.21?

## 1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui nilai angka aman (SF) tanah asli pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 secara manual.
2. Mengetahui nilai angka aman (SF) tanah asli pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 dengan bantuan program PLAXIS V.21.
3. Mengetahui nilai angka aman (SF) yang didapatkan untuk perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever yang direncanakan pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 secara manual.
4. Mengetahui nilai angka aman (SF) yang didapatkan untuk perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever yang direncanakan pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205 dengan bantuan program PLAXIS V.21.

## 1.4 Manfaat Penelitian

Penelitian ini dapat memberikan manfaat sebagai berikut.

1. Menambah pengetahuan dalam bidang geoteknik mengenai dinding penahan tanah tipe kantilever.

2. Menambah pengetahuan dalam pemodelan lereng menggunakan program PLAXIS.
3. Menambah pengetahuan mengenai pengaruh perkuatan menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever.
4. Dapat menjadi acuan bagi mahasiswa atau peneliti lain yang ingin melakukan penelitian dibidang geoteknik terutama dalam bidang stabilitas lereng.

### **1.5 Batasan Penelitian**

Untuk menjaga agar pembahasannya tidak keluar dari konteks penelitian maka batasan masalah yang diambil pada penelitian ini adalah.

1. Data tanah yang digunakan berasal dari PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO.
2. Penelitian dilakukan pada Jalan Awunio-Lapuko STA 8 + 205.
3. Pada analisis tidak mencakup perhitungan biaya dan penulangan.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Stabilitas Lereng**

Pada penelitian Dwitya Okky Azanna (2021) berfokus pada analisis stabilitas lereng untuk mengevaluasi kestabilan lereng terhadap berbagai faktor seperti kemiringan, kondisi cuaca, beban tambahan, dan pengaruh gempa, yang menjadi penyebab terjadinya kelongsoran. Berbagai metode pencegahan kelongsoran dapat dilakukan melalui pemodelan menggunakan teknik pemrograman. Pemodelan ini tidak hanya terbatas pada metode dua dimensi, tetapi dengan kemajuan teknologi, juga dapat dilakukan dalam bentuk tiga dimensi. Hasil dari pemodelan tersebut berupa angka keamanan, namun efektivitas dan kompleksitas dari hasil akhirnya menjadi pertimbangan. Penelitian ini membandingkan stabilitas lereng menggunakan analisis dua dimensi dan tiga dimensi, di mana angka keamanan yang diperoleh saat permodelan tiga dimensi cenderung tinggi dibandingkan dua dimensi. Hal ini disebabkan oleh penggunaan parameter yang sama dan pelebaran geometri dua dimensi, yang menentukan batas bidang gelincir dalam pemodelan. Selain itu, pendekatan tiga dimensi memungkinkan penghitungan volume tanah yang runtuh dengan lebih akurat.

Penelitian yang dilakukan oleh Andriyani, Baiq Cahaya Dewi, Imananto, E. I., & Yudianto, E. A. (2020) menganalisis stabilitas lereng di Jalan Kemuning Lor, Kecamatan Arjasa, Kabupaten Jember, serta upaya perkuatannya menggunakan dinding penahan tipe kantilever dengan tanah timbunan berkualitas baik. Selama musim hujan, kejadian longsor menyebabkan tanah menjadi jenuh, yang pada gilirannya meningkatkan risiko terjadinya longsor susulan. Untuk mengatasi permasalahan ini, analisis stabilitas lereng dilakukan, baik dalam kondisi eksisting maupun setelah penambahan perkuatan dinding penahan. Pemodelan stabilitas lereng dilakukan dengan bantuan perangkat lunak SLOPE/W, yang memungkinkan perhitungan angka keamanan

secara cepat dan akurat. Selain itu, analisis ini juga memanfaatkan Metode Irisan Bishop untuk mengevaluasi potensi stabilitas terhadap longsor.

Hasil analisis menunjukkan bahwa angka keamanan lereng dalam kondisi eksisting adalah kurang dari 1, yang menandakan adanya potensi longsor. Untuk meningkatkan kestabilan, lereng diperbaiki dengan menambah timbunan tanah dan memasang dinding kantilever. Pada awalnya, lereng memiliki kemiringan  $32^\circ$  dengan ketinggian 24 meter. Setelah dilakukan perbaikan, angka keamanan terhadap potensi guling dan geser meningkat menjadi lebih dari 1,5, sementara daya dukung tanah telah memenuhi standar yang ditetapkan. Dengan demikian, stabilitas lereng di Jalan Kemuning Lor dapat dijamin dan dinyatakan aman.

## **2.2 Tanah Longsor**

Dalam penelitian yang dilakukan oleh Akhmad Gazali (2020) Curah hujan yang tinggi belakangan ini telah menyebabkan lereng di Desa Gunung Ulin, Kecamatan Pulau Laut Utara, Kabupaten Kotabaru, Provinsi Kalimantan Selatan, secara bertahap mengalami longsor, sehingga membahayakan masyarakat di sekitar jalan tersebut. Berdasarkan penyelidikan tanah, daerah ini didominasi oleh tanah lempung dengan kedalaman tanah keras mencapai 10,2 meter. Tujuan penelitian ini adalah untuk menilai stabilitas lereng dan mengusulkan solusi yang andal untuk menangani longsor dengan menggunakan perangkat lunak PLAXIS V.8.2. Sampel tanah diperoleh melalui observasi lapangan dan analisis laboratorium, serta dievaluasi menggunakan teknik Alan W. Bishop. Metode Rankine dilakukan untuk mengetahui tekanan tanah aktif dan pasif. Hasil dari penilaian stabilitas lereng menunjukkan bahwa lereng awalnya tidak stabil dengan nilai faktor keamanan (SF) sebesar 1,407. Untuk mengurangi risiko longsor, dipasang tiang pancang baja tipe FSP VIL (Profil A dan B) dengan kedalaman total 10,7 meter dari permukaan. Selain itu, gaya lateral ditahan dengan menggunakan angkur sepanjang 7,2 meter dengan diameter 3 cm. Setelah penguatan ini, kondisi lereng menjadi aman dengan nilai SF meningkat menjadi 5,277.

Menurut Rokhmat Hidayat (2020), longsor yang disebabkan oleh air hujan sering terjadi setiap tahun di Indonesia, terutama saat musim hujan. Penelitian ini

dilakukan di Kecamatan Pangkalan, Kabupaten Limapuluh Kota, Sumatera Barat, yang merupakan jalur utama penghubung antara Sumatera Barat dan Riau. Longsor di wilayah ini sering menyebabkan kerugian yang besar. Penelitian tersebut melibatkan tiga tahap utama: pemetaan geologi, pengujian sifat-sifat tanah (geoteknik), dan pemodelan hidrologi menggunakan perangkat lunak SEEP/W berdasarkan hasil laboratorium. Dari pemodelan tersebut, ditemukan bahwa air hujan yang meresap ke dalam tanah menciptakan tekanan air di dasar lereng, yang kemudian menyebar ke bagian atas lereng. Kondisi ini menyebabkan tanah menjadi jenuh sehari setelah hujan, sehingga stabilitas lereng menurun drastis hingga terjadi longsor. Dalam simulasi hujan dengan intensitas 70 mm/hari, nilai faktor keamanan lereng (SF) turun dari 1,2 setelah hujan menjadi 0,775 keesokan harinya, dan tetap pada angka tersebut hingga hari ketiga. Artinya, hanya satu hari hujan dengan intensitas tersebut sudah cukup untuk memicu longsor. Untuk mencegah longsor, disarankan untuk menambahkan lapisan semen pada lereng.

### **2.3 Stabilitas Lereng Tanpa Dinding Penahan Tanah**

Dalam penelitian yang dilakukan oleh Pandu Graha Rizqullah (2022) Pekerjaan galian dan timbunan sering ditemui pada proyek jalan tol akibat perbedaan elevasi antara jalan rencana dan tanah asli. Pada Proyek Jalan Tol Cibitung - Cilincing, khususnya di STA 6+475 Seksi 2, terdapat banyak pekerjaan galian dan timbunan yang berpotensi menyebabkan kelongsoran, sehingga diperlukan analisis kestabilan lereng. Penelitian ini berfokus pada upaya pencegahan kelongsoran lereng timbunan dengan menggunakan perkuatan geotekstil. Analisis dilakukan dengan membandingkan faktor keamanan lereng dalam kondisi tanah asli dan setelah diberi perkuatan geotekstil menggunakan metode Bishop dan program Plaxis V.20. Hasil analisis dengan metode Bishop tanpa beban gempa menunjukkan faktor keamanan sebesar 1,47, sementara analisis menggunakan Plaxis V.20 menghasilkan faktor keamanan sebesar 1,201. Ketika memperhitungkan beban gempa dengan koefisien horizontal ( $k_h$ ) sebesar 0,18, metode Bishop memberikan faktor keamanan 0,95. Namun, analisis menggunakan Plaxis V.20 tidak dapat menentukan faktor keamanan, sehingga deformasi lateral dihitung dengan nilai sebesar 0,505 meter. Berdasarkan hasil ini, lereng dalam

kondisi tanah asli memerlukan perkuatan karena nilai faktor keamanan (FK) kurang dari 1,25. Perkuatan geotekstil dirancang dalam dua zona dengan interval pemasangan 1,0 meter dan 0,5 meter. Setelah diberi perkuatan, analisis stabilitas lereng timbunan menunjukkan faktor keamanan meningkat menjadi 1,880, atau naik sebesar 64% dibandingkan dengan kondisi tanpa perkuatan. Selain itu, deformasi lateral lereng dengan perkuatan geotekstil pada kondisi beban gempa tercatat sebesar 0,034 meter, yang memenuhi batas deformasi yang diizinkan. Dari hasil analisis ini dapat disimpulkan bahwa penggunaan perkuatan geotekstil secara efektif meningkatkan kestabilan lereng dan mencegah kelongsoran.

Menurut penelitian yang dilakukan oleh Reyhan Almira Rahma (2020), jalan antara Samarinda dan Balikpapan terletak di daerah perbukitan dan lembah. Karena itu, beberapa bagian jalan berada di lereng. Berbagai faktor, seperti curah hujan dan aliran air tanah, menyebabkan tanah di lereng kehilangan stabilitas dan kekuatan gesernya, sehingga berpotensi terjadi longsor. Longsor ini telah merusak banyak bagian jalan dan mengganggu kelancaran lalu lintas. Untuk mencegah longsor lebih lanjut dan mengurangi dampaknya, diperlukan analisis angka keamanan lereng serta penerapan metode penguatan seperti dinding bronjong (gabion) dan geotekstil. Penelitian ini memodelkan tiga skenario: kondisi lereng saat ini, penguatan dengan geotekstil, dan penguatan dengan dinding bronjong. Hasil analisis menunjukkan bahwa kondisi lereng saat ini tidak stabil, dengan angka keamanan (*safety factor*) sebesar 0,97, yang masih di bawah standar minimum yang disyaratkan. Setelah diberikan penguatan, angka keamanan meningkat. Dengan geotekstil, angka keamanan mencapai 1,415 untuk perkerasan lentur, sementara dengan dinding bronjong, nilainya naik menjadi 1,424. Penggunaan geotekstil meningkatkan keamanan lereng sebesar 45,88%, sedangkan dinding bronjong meningkatkan keamanan hingga 46,80%. Kedua metode penguatan ini menghasilkan angka keamanan yang melebihi nilai minimum yang disyaratkan, yaitu 1,4.

#### **2.4 Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever**

Dalam penelitian yang dilakukan oleh Anwar Muda (2022) Penelitian ini dilatar belakangi oleh kejadian longsor di jalan nasional STA 20+550, ruas 039,

yang terletak di Desa Silaiya, Kecamatan Sayurmatinggi, Kabupaten Tapanuli Selatan, Sumatera Utara, sekitar tiga tahun lalu. Hingga saat ini, area longsor tersebut belum ditangani dengan konstruksi seperti pasangan batu, dinding kantilever, atau bangunan penahan lainnya. Sebagai solusi, direncanakan penanganan longsor dengan membangun dinding penahan tanah tipe kantilever sepanjang 22 meter, dengan kedalaman 2,60 meter dari permukaan aspal dan lebar pelat dasar 2,00 meter. Dinding ini memiliki ketebalan bagian atas 0,40 meter dan bagian bawah 0,50 meter. Penelitian bertujuan untuk menganalisis keamanan dinding penahan tipe kantilever terhadap stabilitas guling (*overturning*), geser (*sliding*), dan daya dukung tanah. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dinding ini aman terhadap guling dengan faktor keamanan (FS) sebesar 8,72, yang lebih besar dari nilai minimum 2,00. Dinding juga aman terhadap geser dengan FS sebesar 1,53, melampaui nilai minimum 1,50, serta aman terhadap daya dukung tanah dengan FS sebesar 4,16, lebih tinggi dari nilai minimum 3,00.

Dalam penelitian yang dilakukan Annarose (2023) Dinding penahan tanah merupakan salah satu metode penting dalam mengendalikan kelongsoran tanah, seperti yang terjadi di Jalan Soekarno-Hatta Kilometer 48, Samarinda-Balikpapan. Lokasi ini memiliki lereng yang berpotensi longsor, dengan kerusakan sepanjang 30 meter yang menyebabkan setengah badan jalan utama terdampak. Berdasarkan hasil pengujian lapangan dan laboratorium, tanah di area tersebut didominasi oleh jenis lempung yang lambat menyerap air dan memiliki stabilitas rendah akibat tingginya muka air tanah. Oleh karena itu, perhitungan dimensi, kontrol stabilitas, serta penulangan dinding penahan tanah menjadi aspek penting dalam perencanaannya. Studi ini bertujuan untuk merancang dinding penahan tanah tipe kantilever pada lokasi tersebut. Berdasarkan hasil perhitungan, dinding penahan tanah dirancang dengan dimensi  $H = 4$  m,  $B = 3,2$  m,  $D = 0,4$  m,  $h_1 = 3,6$  m,  $h_2 = 2$  m,  $b_1 = 0,93$  m,  $b_2 = 0,18$  m,  $b_3 = 0,28$  m,  $b_4 = 0,3$  m, dan  $b_5 = 1,29$  m. Dinding ini dinyatakan aman dengan faktor keamanan geser ( $FS_{geser}$ ) sebesar 1,96, faktor keamanan guling ( $FS_{guling}$ ) sebesar 1,80, dan faktor keamanan daya dukung tanah ( $FS_{DDT}$ ) sebesar 4,54. Penulangan yang digunakan adalah D19-150 dengan

tulangan pembagi D13-75 untuk dinding vertikal, serta D19-250 dengan tulangan pembagi D13-200.

## 2.5 Perbandingan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Yang Dilakukan

**Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu**

Peneliti Terdahulu						Penelitian Yang Dilakukan
Peneliti	Anwar Muda (2022)	Annarose (2023)	Muhammad Syahri Ramadhan (2021)	Ade Gunawan (2020)	Baiq Cahaya (2019)	
Judul Penelitian	Penanganan Longsoran Jalan Nasional Dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever.	Perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Pada Jalan Soekarno-Hatta Kilometer 48 Samarinda-Balikpapan	Perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Cantilever Wall Pada Akses Jalan Pulau Balang - Penajam Paser Utara - Kota Balikpapan Provinsi Kalimantan Timur.	Studi Analisis Penanganan Longsor Pada Slope Timbunan Yang Tegak (Studi Kasus Longsoran Di Jalan Tol Ruas Semarang – Bawen Km 426+600).	Studi Perencanaan Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Pada Lereng Jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember	Perencanaan Penangan Longsor Dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Tiper Kantilever Pada Ruas Jalan Awunio – Lapuko sta 8 +205.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Peneliti Terdahulu						Penelitian Yang Dilakukan
Peneliti	Anwar Muda (2022)	Annarose (2023)	Muhammad Syahri Ramadhan (2021)	Ade Gunawan (2020)	Baiq Cahaya (2019)	
<b>Tujuan Penelitian</b>	Tujuan penelitian ini untuk melakukan perhitungan dinding penahan tanah tipe kantilever apakah aman terhadap stabilitas guling ( <i>overturning</i> ), geser ( <i>sliding</i> ) dan daya dukung tanah	Tujuan dari penelitian ini adalah merancang dinding penahan tanah tipe kantilever pada jalan soekarno-hatta kilometer 48 Samarinda-Balikpapan.	Tujuan dari penelitian ini adalah merancang dinding Penahan Tanah tipe Cantilever Wall, diharapkan dengan menggunakan metode ini dapat mengatasi masalah penahan tanah timbunan dan penanggulangan longsoran	Tujuan penelitian ini adalah menganalisis stabilitas lereng untuk mengetahui faktor keamanan lereng di lokasi penelitian yang dapat memodelkan sesuai dengan kondisi asli di lapangan agar terjadi kondisi pendekatan dalam hasil analisis dan memudahkan dalam memodelkan penanganannya,	Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis stabilitas lereng pada saat lereng dalam kondisi existing, dan setelah adanya penambahan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever.	Tujuan dari penelitian ini adalah untuk melakukan perhitungan dinding penahan tanah tipe kantilever apakah aman terhadap daya dukung tanah, serta stabilitas guling ( <i>overtuning</i> ), dan geser ( <i>slide</i> ).

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Peneliti Terdahulu						Penelitian Yang Dilakukan
Peneliti	Anwar Muda. (2022)	Annarose (2023)	Muhammad Syahri Ramadhan (2021)	Ade Gunawan (2020)	Baiq Cahaya (2019)	
Tujuan Penelitian				salah satunya dengan menggunakan rumus manual.		
Metode Penelitian	Metode yang digunakan dalam penelitian ini yaitu perhitungan terhadap stabilitas dinding penahan tanah antara lain, Stabilitas terhadap guling ( <i>overturning</i> ), Stabilitas terhadap geser ( <i>sliding</i> ), Stabilitas terhadap daya dukung tanah berdasarkan data	Metode yang digunakan dalam penelitian ini yaitu di mulai dari pengumpulan data Topografi, Data pengujian SPT dan data lab tanah, menggunakan analisis dengan metode bishop, menganalisis beban yang bekerja menggunakan aplikasi geo 5 dan menganalisis kestabilan DPT.	Metode yang digunakan dalam penelitian ini yaitu dengan melakukan survey langsung dan mengambil data tanah bor mesin (SPT) di lokasi penelitian dari instansi terkait untuk mengetahui desain dan faktor keamanan terhadap stabilitas gaya	Metode yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan data masukan parameter tanah, antara lain : kohesi, $c$ ; sudut geser dalam tanah, $\varphi$ ; sudut kemiringan lereng, $\alpha$ ; dan berat volume tanah, $\gamma$ .	Metode yang digunakan penelitian ini yaitu dalam menganalisis stabilitas lereng digunakan bantuan program komputer yaitu SLOPE/W untuk mengetahui angka keamanan secara akurat dalam waktu yang singkat. Analisis ini juga menggunakan Methode Irisan Bishop untuk mengetahui stabilitas	Metode yang digunakan pada penelitian ini adalah perhitungan terhadap daya dukung tanah serta stabilitas geser ( <i>overtuning</i> ) dan stabilitas geser ( <i>sliding</i> ) berdasarkan data tanah dan data dinding penahan tanah yang akan digunakan.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Peneliti Terdahulu						Penelitian Yang Dilakukan
Peneliti	Anwar Muda (2022)	Annarose (2023)	Muhammad Syahri Ramadhan (2021)	Ade Gunawan (2020)	Baiq Cahaya (2019)	
Metode Penelitian	dinding penahan dan data tanah yang ada.				terhadap kelongsoraan lereng.	
Hasil Penelitian	Berdasarkan hasil perhitungan, bahwa dinding penahan tanah tipe kantilever aman terhadap stabilitas guling (overturning), karena $FS_{guling} = 7,00 \geq FS = 2,00$ . Kemudian, dinding penahan tanah aman terhadap stabilitas geser ( <i>sliding</i> ), karena $FS_{geser} = 2,89 \geq FS = 1,50$	Berdasarkan hasil penelitian diperoleh bahwa dinding penahan tanah tipe kantilever dengan dimensi $H = 4m$ , $B = 3,2m$ , $D = 0,4m$ , $h_1 = 3,6m$ , $h_2 = 2m$ , $b_1 = 0,93m$ , $b_2 = 0,18m$ , $b_3 = 0,28m$ , $b_4 = 0,3m$ , $b_5 = 1,29m$ , dinding penahan tersebut dinyatakan aman terhadap $FS_{geser} = 1,96$ , $FS_{guling} = 1,80$ , $FS_{DDT} = 4,54$ . Dari hitungan tersebut	Berdasarkan hasil perhitungan untuk stabilitas dinding penahan tanah Cantilever Wall didapat gaya guling sebesar $1.2589 \text{ ton/m}^2$ , gaya geser sebesar $0.59695 \text{ ton/m}^2$ , gaya dukung/keruntuhan tanah sebesar $45.996 \text{ ton/m}^2$ serta dibantu dengan penggunaan tiang bor pile sebesar $28,07 \text{ ton}$ dan kondisi ini dinilai relatif aman untuk menahan tanah timbunan tambahan yang diperlukan untuk rencana jalan nantinya.	Berdasarkan hasil analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding kantilever dianggap aman karena tegangan tanah dasar pondasi yang terjadi, lebih kecil dari tegangan ijin tanah yaitu $(664,556 < 1496,219)$ untuk	Berdasarkan hasil analisis stabilitas lereng pada saat kondisi existing pada lereng didapat bahwa angka keamanan terhadap longsoran lebih kecil dari pada 1. Untuk mencegah terjadinya longsor, maka dilakukan perbaikan lereng dengan menggunakan timbunan dan perkuatan. Lereng pada kondisi existing	Berdasarkan hasil analisis, perkuatan dengan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bore pile dianggap aman karena hasil analisis menggunakan plaxis mendapatkan nilai $SF = 1,77$ tanpa beban gempa dan $1,802$ dengan beban gempa. Untuk perhitungan manual mendapatkan $SF_{geser} = 1,567 > 1,5$ ,

**Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu**

Peneliti Terdahulu						Penelitian Yang Dilakukan
Peneliti	Anwar Muda (2022)	Annarose (2023)	Muhammad Syahri Ramadhan (2021)	Ade Gunawan (2020)	Baiq Cahaya (2019)	
<b>Hasil Penelitian</b>	dan dinding penahan tanah aman terhadap stabilitas daya dukung tanah karena FS daya dukung = $4,09 \geq$ FS = 3,00.	diperoleh penulangan D19 – 150 dengan tulangan bagi D13 – 75 untuk dinding vertikal dan D19 – 250 dengan tulangan bagi D13 – 200.		kondisi normal dan ( $464,951 < 1496,219$ ) untuk kondisi gempa. SF terhadap geser kondisi normal lebih besar dari SF yang disyaratkan ( $3,738 > 1,5$ ). SF terhadap geser kondisi gempa lebih besar dar SF yang disyaratkan ( $3,036 > 1,2$ ). SF terhadap guling kondisi normal lebih besar dari SF yang disyaratkan ( $2,068 > 2$ ). SF terhadap guling kondisi gempa lebih besar dar SF yang disyaratkan ( $1,912 > 1,5$ ).	mempunyai kemiringan $32^\circ$ , dan dengan ketinggian 24 m. Berdasarkan hasil yang diperoleh setelah lereng diperbaiki dan penambahan pemasangan kantilever, didapat angka keamanan terhadap guling, geser lebih besar dari 1,5 dan daya dukung tanah yang aman (sesuai yang diisyaratkan). Dengan demikian stabilitas lereng pada Jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember menjadi aman	SF guling = $1,849 > 1,5$ dan daya dukung tanah = $4,1213 > 3$ .

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Definisi Tanah**

Tanah adalah lapisan tipis material di permukaan Bumi yang terdiri dari campuran mineral, bahan organik, air, dan udara, yang terbentuk dari proses pelapukan batuan serta aktivitas biologis. Struktur tanah tersusun dari partikel mineral yang bervariasi ukurannya, mulai dari pasir, debu, hingga lempung, yang saling terikat oleh bahan organik dan mineral pengikat seperti oksida besi atau karbonat. Pelapukan batuan terjadi melalui proses mekanis, seperti pembekuan dan pencairan, serta proses kimia, seperti reaksi dengan air dan gas atmosfer, yang menghasilkan fragmen batuan kecil dan senyawa baru. Ruang pori di antara partikel tanah memungkinkan pergerakan air dan udara, sehingga memberikan kehidupan bagi organisme yang berkontribusi pada kesuburan tanah (Brady & Weil, 2016).

##### **3.1.1 Klasifikasi Tanah**

Klasifikasi tanah adalah metode yang digunakan untuk mengelompokkan berbagai jenis tanah ke dalam kategori tertentu berdasarkan sifat-sifat yang mirip dan penggunaannya. Pendekatan ini sangat membantu dalam proses perancangan karena menyediakan panduan praktis yang didasarkan pada pengalaman empiris. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah dirancang untuk kebutuhan rekayasa teknik, dengan mempertimbangkan sifat-sifat tanah yang mudah diukur, seperti ukuran butir dan tingkat plastisitasnya.

Dua sistem klasifikasi tanah yang paling umum digunakan saat ini merupakan hasil pengembangan metode sebelumnya, yaitu USCS (Unified Soil Classification System) dan AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), yang masing-masing memiliki tujuan spesifik dalam penerapannya di bidang teknik sipil.

## 1. Klasifikasi Tanah Sistem USCS

Sistem Klasifikasi Tanah USCS (*Unified Soil Classification System*) membagi jenis tanah berdasarkan ukuran butirannya. Tanah dianggap berbutir kasar, seperti kerikil dan pasir, jika kurang dari 50% materialnya melewati saringan nomor 200. Sebaliknya, tanah dikategorikan sebagai berbutir halus, seperti lanau dan lempung, apabila lebih dari 50% materialnya dapat melewati saringan nomor 200. Tabel 3.1 di bawah ini menunjukkan pengelompokan tanah menurut sistem USCS.

**Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah USCS**

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

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

## 2. Klasifikasi Tanah Sistem AASTHO

Klasifikasi tanah berdasarkan sistem AASHTO menggunakan kriteria ukuran butiran dan sifat plastisitas sebagai dasar utama. Oleh karena itu, proses pengklasifikasian dilakukan melalui pengujian dengan analisis saringan tanah untuk menentukan distribusi ukuran butirnya. Sistem ini membagi tanah ke dalam tujuh kelompok utama, yaitu dari A-1 hingga A-7, yang dilengkapi dengan beberapa subkelompok. Kelompok A-1 hingga A-3 mencakup tanah

bertekstur kasar seperti pasir dan kerikil, sementara kelompok A-4 hingga A-7 terdiri dari tanah bertekstur halus seperti lanau dan lempung. Sistem ini dirancang untuk memberikan panduan yang jelas dalam menentukan karakteristik tanah berdasarkan sifat fisiknya. Informasi rinci terkait klasifikasi tersebut dapat ditemukan pada Tabel 3.2.

**Tabel 3.2 Sistem klasifikasi tanah AASHTO**

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

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

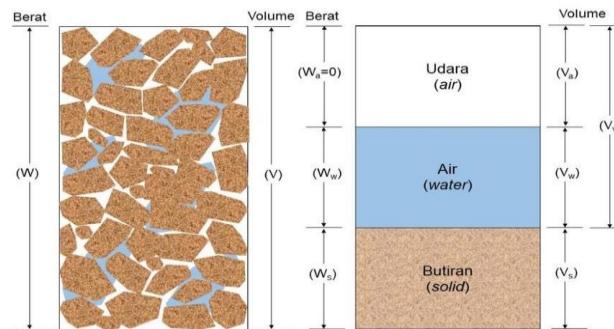
\*© American Association of State Highway and Transportation Officials, 1978. Used by permission.

† Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than LL minus 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than LL minus 30 (see Fig. 3.5).

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

### 3.1.2 Properti Tanah

Tanah terdiri dari beberapa komponen utama, yaitu material padat, air, dan udara. Di antara ketiganya, air memiliki peran penting dalam menentukan sifat teknis tanah, sementara itu udara tidak berpengaruh. Rongga di antara partikel tanah dapat terisi air, udara, atau kombinasi keduanya. Jika seluruh rongga terisi air, tanah tersebut disebut tanah jenuh. Sebaliknya, jika rongga terisi oleh campuran air dan udara, tanah dikategorikan sebagai tanah jenuh sebagian (partially saturated). Apabila semua rongga bebas dari air, tanah disebut tanah kering. Hubungan antara kadar air, porositas, angka pori, dan parameter lainnya dijelaskan lebih lanjut pada Gambar 3.1.



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

**Tabel 3.3 Berat Jenis Tanah (specific gravity)**

No.	Jenis Tanah	Berat Jenis (Gs)
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

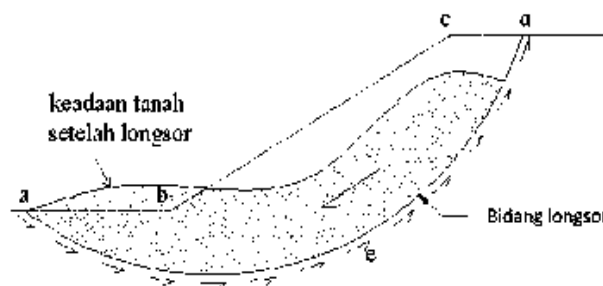
(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

### 3.2 Lereng dan Kelongsoran

Lereng adalah permukaan tanah yang memiliki kemiringan terhadap bidang horizontal dengan sudut tertentu. Lereng dapat terbentuk secara alami melalui proses geologi seperti erosi dan aktivitas tektonik atau dapat dibuat oleh manusia untuk keperluan tertentu. Berdasarkan bentuknya, Wesley (1977) mengklasifikasikan lereng menjadi tiga jenis, yaitu:

1. Lereng alami, yaitu lereng yang terbentuk secara alami akibat aktivitas alam seperti erosi, gerakan tektonik, atau proses geologi lainnya.
2. Lereng buatan manusia, yang terbentuk dari aktivitas penggalian, pemotongan tanah asli, atau pekerjaan konstruksi lainnya
3. Lereng timbunan tanah, yang dihasilkan dari aktivitas penimbunan material, seperti timbunan tanah untuk pembuatan jalan.

Lereng sering dikaitkan dengan potensi longsor, yang terjadi ketika gaya yang bekerja pada tanah melebihi kemampuan lereng untuk menahan beban tersebut. Longsoran disebabkan oleh gaya-gaya pendorong yang mendorong tanah bergerak ke bawah, sementara lereng gagal memberikan perlawanan yang cukup. Untuk mencegah longsoran, gaya dorong harus lebih kecil daripada gaya perlawanan yang berasal dari kekuatan geser tanah pada bidang longsor. Prinsip ini dijelaskan lebih lanjut dalam Gambar 3.2. Faktor lain yang memengaruhi kestabilan lereng meliputi sifat fisik dan mekanik tanah, kadar air dalam tanah, serta aktivitas manusia yang dapat melemahkan struktur lereng. Pendekatan teknis seperti analisis stabilitas lereng dan penguatan struktur dapat digunakan untuk mengurangi risiko longsor dan menjaga keamanan kawasan tersebut.



**Gambar 3.2 Kelongsoran Lereng**

(Sumber: Hardiyatmo 2012)

Longsor atau landslide sering terjadi saat musim hujan, dipicu oleh pergerakan tanah di lereng curam. Faktor penyebabnya mencakup kondisi tanah tidak homogen sehingga tidak adanya lekatan antar lapisan, rembesan akibat aktivitas geologi seperti patahan lempeng, rekahan, dan liniasi. Selain itu, bentuk dan kemiringan lereng, kekuatan material pembentuk lereng, posisi muka air tanah, serta sistem aliran drainase juga turut berkontribusi (Verhoef, 1985). Longsor terjadi karena kegagalan geser di sepanjang bidang longsor, yang menyebabkan material pembentuk lereng bergerak. Material tanah dapat bergerak dalam bentuk massa yang menyatu atau terpecah menjadi butiran, tergantung pada regangan yang diperlukan untuk mencapai kekuatan geser maksimum dan ketebalan zona longsor. Menurut (Hardiyatmo, 2010), jenis-jenis kelongsoran adalah seperti berikut.

### 1. Longsoran Translasi

Kelongsoran translasi adalah pergerakan tanah yang terjadi pada bidang lemah atau ketidaksempurnaan yang sejajar dengan permukaan lereng, menyebabkan pergerakan tanah secara translasi. Kelongsoran jenis ini disebabkan oleh pergerakan tanah dan batuan di sepanjang bidang gelincir yang datar atau landai. Pada tanah lempung yang dimana mengandung lanau atau pasir, kelongsoran translasi dapat dipicu oleh tingginya tekanan air pori pada lapisan lanau dan pasir. Contoh kelongsoran translasi dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



**Gambar 3.3 Kelongsoran Translasi**

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

### 2. Longsoran Rotasi

Kelongsoran rotasi biasanya terjadi pada massa tanah yang bergerak sebagai satu kesatuan, terutama pada material yang relatif homogen, seperti tanggul. Longsoran jenis ini terjadi ketika tanah dan batuan bergerak sepanjang bidang gelincir yang berbentuk cekung. Contoh kelongsoran rotasi dapat dilihat pada Gambar 3.4 di bawah ini.



**Gambar 3.4 Kelongsoran Rotasi**

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

### 3.3 Analisis Stabilitas Lereng

Kondisi lereng mengacu pada permukaan tanah yang memiliki kemiringan dan tidak rata secara horizontal, sehingga gaya gravitasi cenderung mendorong tanah bergerak ke bawah. Jika gaya gravitasi ini melampaui kekuatan geser tanah pada bidang longsor, maka longsor lereng akan terjadi. Proses untuk mengevaluasi kestabilan tanah miring tersebut dikenal sebagai analisis stabilitas lereng. Stabilitas lereng dipengaruhi oleh dua faktor utama, yaitu faktor internal dan faktor eksternal. Faktor internal merujuk pada kelongsoran yang terjadi tanpa adanya perubahan kondisi luar, seperti gempa bumi, sedangkan faktor eksternal berhubungan dengan peningkatan gaya geser, baik disertai maupun tanpa perubahan kekuatan geser tanah. Kajian mengenai stabilitas lereng ini sangat penting untuk memahami dinamika gaya yang memengaruhi kestabilan lereng, khususnya di wilayah yang rawan longsor (Hardiyatmo, 2010).

#### 3.3.1 Teori Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas bertujuan untuk menentukan nilai faktor keamanan (*Safety factor/SF*) pada bidang longsor yang berpotensi mengalami kelongsoran. Beberapa asumsi yang digunakan dalam analisis stabilitas meliputi:

1. Kelongsoran yang terjadi di sepanjang bidang tertentu diasumsikan dapat dianalisis dalam dua dimensi.
2. Kekuatan geser massa tanah pada setiap titik sepanjang bidang longsor tidak dipengaruhi oleh orientasi permukaan longsor, sehingga tanah dianggap memiliki sifat isotropis dalam hal kekuatan geser.
3. Faktor keamanan (SF) didefinisikan berdasarkan tegangan geser rata-rata sepanjang bidang longsor potensial dibandingkan dengan kekuatan geser rata-rata tanah pada permukaan longsor.
4. Massa tanah yang longsor dianggap sebagai satu kesatuan yang solid.

Dalam menganalisis stabilitas lereng, pendekatan yang umum digunakan adalah konsep keseimbangan plastis batas, di mana parameter utamanya adalah angka keamanan (SF) pada bidang longsor yang berpotensi mengalami kelongsoran. Hubungan antara angka keamanan (SF) dengan frekuensi terjadinya longsor pada

suatu lereng dapat dilihat pada Tabel 3.4, sedangkan nilai angka keamanan yang digunakan dalam perencanaan lereng tercantum pada Tabel 3.5.

**Tabel 3.4 Hubungan Nilai Angka Aman dengan Frekuensi Longsor**

<b>Angka Aman (<math>SF</math>)</b>	<b>Deskripsi</b>
$SF < 1,07$	Frekuensi longsor biasa/sering (lereng labil)
$1,07 < SF < 1,25$	Frekuensi longsor pernah terjadi (lereng kritis)
$SF > 1,25$	Frekuensi longsor jarang terjadi (lereng stabil)

(Sumber: Bowles, 1989)

**Tabel 3.5 Nilai Angka Aman Untuk Perencanaan Lereng**

<b>Angka Aman (<math>SF</math>)</b>	<b>Deskripsi</b>
$SF < 1,00$	Lereng dengan kondisi tidak mantap
$1,00 < SF < 1,20$	Lereng dengan kondisi kemantapan diragukan
$1,30 < SF < 1,40$	Lereng dengan kondisi memuaskan
$1,50 < SF < 1,70$	Lereng dengan kondisi mantap (lereng stabil)

(Sumber: Sosrosdarsono, 1994)

Kohesi ( $c$ ) dan sudut geser dalam tanah ( $\varphi$ ) adalah parameter penting dalam menentukan stabilitas lereng. Kondisi tanah kering cenderung memiliki angka keamanan ( $SF$ ) yang lebih tinggi dibandingkan tanah jenuh, karena kejenuhan meningkatkan tekanan air pori, menurunkan tegangan efektif, dan melemahkan kekuatan geser tanah. Salah satu penyebab utama ketidakstabilan lereng adalah kenaikan muka air tanah, yang meningkatkan derajat kejenuhan dan tekanan air pori.

Menurut Terzaghi, stabilitas lereng dipengaruhi oleh faktor internal dan eksternal. Faktor internal mencakup longsor yang terjadi tanpa perubahan kondisi luar, sedangkan faktor eksternal melibatkan peningkatan gaya geser akibat pengaruh luar seperti gempa bumi. Stabilitas lereng dinilai melalui angka keamanan ( $SFSF$ ), yang merupakan rasio antara gaya penahan terhadap gaya penggerak, sesuai dengan Persamaan 3.8.

$$SF = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.1)$$

SF adalah angka keamanan, di mana  $\tau$  mewakili tahanan geser maksimum yang dapat dihasilkan oleh tanah sepanjang bidang longsor, sedangkan  $\tau_d$  merupakan tegangan geser yang muncul akibat berat tanah dan beban lain yang bekerja pada bidang longsor.

### **3.3.2 Metode Analisis Stabilitas Lereng**

Pada analisis stabilitas lereng terdapat beberapa metode yang umumnya digunakan, Analisis stabilitas lereng adalah proses penting dalam bidang geoteknik untuk mengevaluasi keamanan dan keandalan lereng terhadap potensi kelongsoran. Berbagai metode digunakan untuk analisis ini, termasuk metode irisan, metode Fellenius, metode Bishop, dan metode elemen hingga. Metode irisan melibatkan pembagian massa tanah menjadi beberapa irisan vertikal, di mana keseimbangan gaya dan momen dianalisis untuk menentukan faktor keamanan. Metode Fellenius, yang juga dikenal sebagai metode lingkaran geser sederhana, menggunakan pendekatan kesetimbangan momen secara keseluruhan dengan asumsi bahwa gaya antarmuka antar irisan diabaikan, sehingga perhitungannya menjadi relatif sederhana namun kurang akurat untuk kasus kompleks. Metode Bishop adalah pengembangan dari metode Fellenius yang mempertimbangkan kesetimbangan momen dengan memperhitungkan gaya normal antar irisan, menghasilkan hasil yang lebih akurat, terutama untuk lereng dengan geometri dan kondisi material yang lebih rumit. Sementara itu, metode elemen hingga menawarkan pendekatan numerik yang lebih canggih dengan membagi material lereng menjadi elemen-elemen kecil, di mana sifat mekanik dan deformasi material dihitung secara rinci. Metode ini sangat fleksibel dan mampu menganalisis kondisi lereng yang kompleks, termasuk pengaruh heterogenitas material dan interaksi struktur-lereng. Pemilihan metode yang tepat tergantung pada kondisi lapangan, tingkat akurasi yang diinginkan, dan kompleksitas analisis. Pada penelitian ini metode irisan dijadikan sebagai analisa dalam pemodelan lereng, berikut ini adalah metode analisis stabilitas yang digunakan dalam penelitian.

1. Metode Fellenius (*Ordinary Method Of Slice*)

Metode Fellenius pertama kali diperkenalkan oleh Fellenius pada tahun 1927 dan 1936. Metode ini menyatakan bahwa gaya-gaya memiliki sudut kemiringan yang sejajar dengan dasar irisan, dan faktor keamanan dihitung berdasarkan keseimbangan momen. Fellenius mengasumsikan bahwa gaya-gaya yang bekerja di sisi kanan dan kiri irisan memiliki resultan nol pada arah tegak lurus bidang longsor. Dengan asumsi ini, keseimbangan gaya vertikal serta pengaruh gaya-gaya yang bekerja, termasuk tekanan air pori, dianalisis sebagai berikut:

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i$$

Atau,

$$\begin{aligned} N_i &= W_i \cos \theta_i - u_i \\ &= W_i \cos \theta_i - u_i a_i \end{aligned} \quad (3.2)$$

Angka aman dinyatakan sebagai,

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\text{Jumlah momen dari tahanan geser sepanjang bidang longsor}}{\text{Jumlah momen dari berat massa tanah yang longsor}} \\ &= \frac{\sum M_r}{\sum M_d} \end{aligned}$$

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

$$\sum M_d = R \sum_{n=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i \quad (3.3)$$

Keterangan:

$\theta_i$  = Sudut yang didefinisikan

$N$  = Jumlah irisan

$N_i$  = Resultan gaya normal efektif di sepanjang dasar irisan

$R$  = Jari-jari lingkaran bidang potensi longsor

$W_i$  = Berat massa tanah pada irisan ke- $i$

Dengan equation yang sama, momen yang menahan tanah akan longsor:

$$\sum M_r = R \sum_{n=1}^{i=n} (c a_i + N_i \tan \varphi) \quad (3.4)$$

Maka persamaan untuk angka aman menjadi,

$$SF = \frac{\sum_{n=1}^{i=n} (c a_i + N_i \operatorname{tg} \varphi)}{\sum_{n=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.5)$$

Ketika muka air tanah terdapat pada lereng, tekanan air pori di sepanjang bidang longsor tidak memberikan kontribusi terhadap momen yang menyebabkan kelongsoran tanah (Md), karena resultan gaya dari tekanan air pori berada tepat di titik pusat lingkaran.

$$SF = \frac{\sum_{n=1}^{i=n} c a_i (W_i \cos \theta_i - u_i a_i) \operatorname{tg} \varphi}{\sum_{n=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.6)$$

Keterangan:

- SF = Angka aman  
 $\varphi$  = Sudut gesek dalam tanah ( $^{\circ}$ )  
 $\theta_i$  = Sudut yang didefinisikan  
 $a_i$  = Panjang lengkung lingkaran pada irisan ke-i (m)  
 $c$  = Kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)  
 $u_i$  = Tekanan air pori pada irisan ke-i (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_i$  = Berat irisan tanah ke-i (kN)

Untuk gaya-gaya selain berat tanah, seperti beban dari struktur bangunan yang terletak di atas lereng, pengaruh beban tersebut diperhitungkan sebagai bagian dari momen kelongsoran (Md).

## 2. Metode Bishop

Pada metode Bishop, diasumsikan bahwa resultan gaya di sisi-sisi irisan adalah horizontal, sehingga  $X_1 - X_2 = 0$ . Dengan mengatur kembali keseimbangan gaya-gaya dalam arah vertikal, diperoleh Persamaan 3.7. Metode Bishop digunakan untuk analisis stabilitas lereng dengan mempertimbangkan interaksi antara irisan tanah yang membentuk bidang longsor melingkar. Asumsi bahwa gaya horizontal seimbang memungkinkan

penyederhanaan perhitungan, sementara penyelesaian keseimbangan vertikal membantu menghitung gaya-gaya yang bekerja akibat berat tanah, tekanan air pori, dan beban tambahan lainnya. Pendekatan ini memberikan hasil yang lebih akurat dibandingkan metode sederhana seperti metode Fellenius, terutama untuk lereng dengan geometri yang kompleks.

$$W = N' \cdot \cos\alpha + u \cdot \cos\alpha - \frac{c'}{SF} \sin\alpha - \frac{N'}{SF} \tan\varphi' \sin\alpha \quad (3.7)$$

Dilakukan substitusi nilai  $1 = b \cdot \sec\alpha$ , maka didapatkan Persamaan 3.20 untuk nilai angka amana sebagai berikut.

$$SF = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[ (c' \cdot b + (W - u \cdot b) \tan\varphi') \frac{\sec\alpha}{1 - \frac{\tan\alpha \times \tan\varphi'}{SF}} \right] \quad (3.8)$$

Keterangan:

- SF = Angka aman
- $\varphi$  = Sudut geser dalam
- $\alpha$  = Sudut geser singgung masing-masing irisan
- $c'$  = Kohesi tanah efektif
- l = Panjang dasar
- $N'$  = Gaya normal efektif
- u = Tekanan air pori pada pusat dasar
- W = Berat total irisan

### 3. Metode Elemen Hingga

Metode keseimbangan batas memungkinkan evaluasi stabilitas lereng dengan cepat, namun dalam penerapannya dapat menghasilkan perhitungan yang serupa antara lereng timbunan baru, lereng yang baru digali, dan lereng alami (Hardiyatmo, 2003). Meskipun efektif untuk analisis awal, metode ini mengabaikan tegangan-tegangan dalam lereng yang sangat dipengaruhi oleh  $K_0$ , rasio antara tegangan lateral dan tegangan vertikal efektif. Namun,

distribusi tegangan pada ketiga jenis lereng tersebut pasti berbeda, yang pada gilirannya mempengaruhi stabilitasnya.

Pada tahun 1967, Clough dan Woodward memperkenalkan metode Elemen Hingga (Finite Element Method), yang awalnya diterapkan pada lereng dengan struktur tanah yang kompleks. Metode ini memungkinkan untuk mempertimbangkan pengaruh penimbunan dan penggalian secara bertahap, sehingga sejarah tegangan dalam tanah dapat dianalisis untuk melihat dampaknya terhadap deformasi lereng. Namun, kualitas hasil yang diperoleh dari metode elemen hingga sangat bergantung pada pemilihan model konstitutif yang dapat secara realistis mensimulasikan perilaku non-linier tanah pembentuk lereng timbunan. Pengembangan model konstitutif yang akurat hanya dapat dilakukan dengan dukungan data uji lapangan berkualitas tinggi dan pengamatan di lapangan.

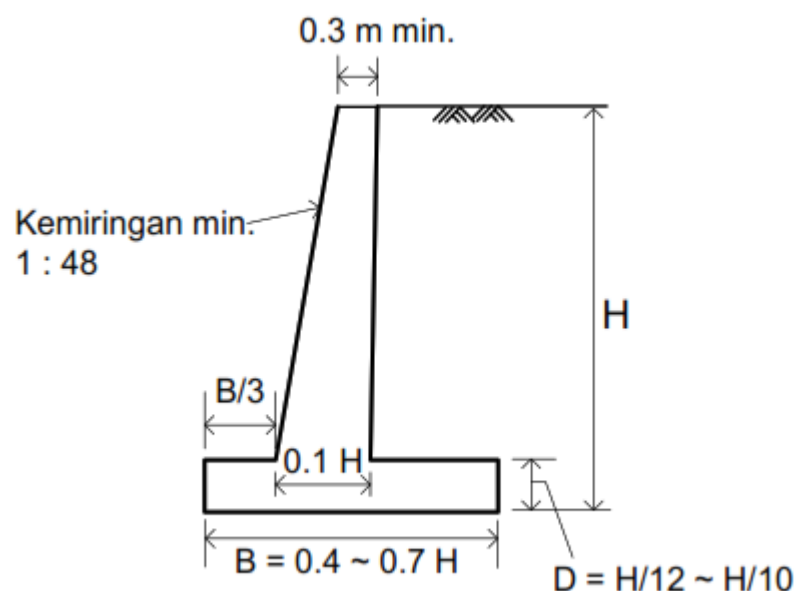
### **3.4 Dinding Penahan Tanah**

Dinding penahan tanah adalah struktur yang dibangun untuk menahan massa tanah atau mencegah kegagalan pada medan yang curam atau miring. Dinding ini dirancang untuk menahan tanah dan mencegah runtuhnya tanah pada lereng yang curam, terutama di area di mana kestabilan tidak dapat dijamin hanya oleh kemiringan tanah itu sendiri. Selain itu, dinding ini juga menyediakan permukaan vertikal sebagai penahan tanah. Tujuan utama pembangunan dinding penahan adalah untuk menahan tekanan lateral tanah yang disebabkan oleh tanah galian atau tanah asli yang tidak stabil (Hardiyatmo, 2002; 2011). Stabilitas dinding penahan ini dipengaruhi oleh kondisi topografi area tersebut, terutama selama proses pengerjaan tanah seperti penggalian atau pemotongan tanah. Proses ini bertujuan untuk menjaga tanah dalam kondisi normal dan mencegah kegagalan pada area lahan miring. Dengan kata lain, dinding penahan berfungsi sebagai solusi teknis untuk mengatasi tekanan tanah yang dapat menyebabkan tanah longsor atau keruntuhan, terutama pada area dengan medan yang tidak stabil. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada gerakan ke arah lateral tanah relatif terhadap dinding. Dalam penelitian ini dinding

penahan tanah yang akan digunakan yaitu dinding penahan tanah tipe kantilever sehingga yang akan dibahas hanya sebatas dinding penahan tanah tipe kantilever. Terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, antara lain:

### 3.4.1 Dinding Penahan Tanah Kantilever

Dinding penahan tanah tipe kantilever dirancang menggunakan kombinasi beton bertulang berbentuk huruf T, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.6 Bagian-bagian dari dinding ini memiliki ketebalan yang relatif tipis namun diperkuat sepenuhnya dengan tulangan untuk menahan momen serta gaya geser yang bekerja padanya. Dimensi pelat dasar dinding kantilever diatur sedemikian rupa agar eksentrisitas gaya resultan berada pada  $e < (B/6)$ . Jika gaya resultan berada di luar batas ini, tekanan pada fondasi menjadi berlebihan, sehingga hanya sebagian area fondasi yang efektif mendukung beban. Dinding penahan tanah kantilever umumnya digunakan untuk ketinggian antara 2,5 meter hingga 7 meter, dengan ketebalan minimum bagian puncak dinding sekitar 0,2 meter. Ketebalan ini tidak hanya dirancang untuk mempermudah pengecoran beton, tetapi juga mempertimbangkan aspek estetika (Hardiyatmo, H. C., 2011).



**Gambar 3.6 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever**

(Sumber: SNI 8460:2017)

Dalam merancang dinding penahan tanah kantilever, dimensi dinding penahan tanah memiliki peran krusial dalam menentukan kestabilan terhadap gaya-gaya seperti tekanan lateral tanah, tekanan air, dan beban tambahan di atas lereng. Faktor-faktor seperti jenis tanah (misalnya, pasir, lempung, atau lanau), sudut kemiringan lereng, dan tingkat kejenuhan tanah memengaruhi tekanan yang harus ditahan dinding. Sebagai contoh, tanah yang jenuh air menghasilkan tekanan lateral yang lebih tinggi, sehingga dinding memerlukan dimensi yang lebih besar atau material yang lebih kuat. Dengan perhitungan yang tepat, dimensi awal dapat dioptimalkan untuk memastikan efisiensi material tanpa mengurangi keamanan struktur.

### 3.4.2 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah kekuatan yang dihasilkan dari tekanan tanah di bagian belakang struktur retaining. Besarnya pengaruh tekanan ini dipengaruhi oleh perubahan posisi perpindahan dinding retaining wall dan karakteristik tanah itu sendiri. Analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan mempertimbangkan kondisi keseimbangan plastis, yaitu ketika massa tanah berada pada ambang keruntuhan (Rankine, 1857). Faktor-faktor yang menentukan besarnya tekanan tanah meliputi koefisien tekanan tanah aktif, pasif, dan diam, kohesi tanah, serta beban yang bekerja pada permukaan tanah timbunan. Jenis-jenis tekanan tanah ada tiga yaitu sebagai berikut.

#### 1. Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

Tekanan tanah lateral saat diam adalah tekanan tanah ke arah lateral dengan tidak ada regangan yang terjadi dalam tanah. Tekanan tanah ini terjadi karena tekanan vertikal mengalami perubahan bentuk ke arah lateral karena pengaruh rasio poisson sehingga tanah disekitarnya menahan perubahan ke arah lateral. Hal ini menyebabkan tegangan arah vertikal maupun horisontal menjadi stabil dan tidak ada tegangan geser sehingga tegangan geser didefinisikan sebagai  $K_0$ . Tekanan tanah saat diam dapat dilihat pada Persamaan berikut.

$$P_o = K_o \times \gamma \times H \quad (3.9)$$

Keterangan:

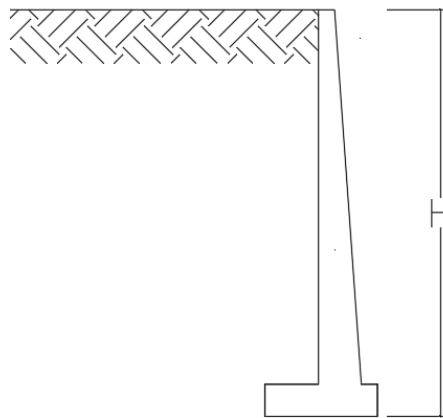
$P_o$  = Tekanan tanah saat diam (kn/m)

$K_o$  = Koefisien tekanan tanah saat diam

$\gamma$  = Berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

H = Kedalaman tanah (m)

Tekanan lateral tanah dalam kondisi diam dapat digambarkan seperti pada Gambar 3,7 berikut.



**Gambar 3.7 Tanah Lateral Saat Diam**

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

## 2. Tekanan Tanah Lateral Aktif

Tekanan tanah lateral aktif adalah tekanan minimum yang menyebabkan keruntuhan geser pada tanah akibat pergerakan dinding menjauh dari tanah di belakangnya. Rasio antara tekanan horizontal dan vertikal yang terjadi dikenal sebagai koefisien tekanan tanah aktif ( $K_a$ ). Nilai tekanan tanah aktif lebih rendah dibandingkan tekanan tanah saat diam, sehingga cenderung mengurangi kestabilan dinding penahan tanah. Persamaan untuk menghitung koefisien tekanan tanah aktif pada kondisi tanah datar dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.10)$$

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

- a. Tekanan tanah aktif untuk tanah non kohesif

$$P_a = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \quad (3.11)$$

- b. Tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif

$$P_a = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times c \sqrt{K_a} \quad (3.12)$$

Dengan:

$P_a$  = Tekanan tanah aktif (kN/m)

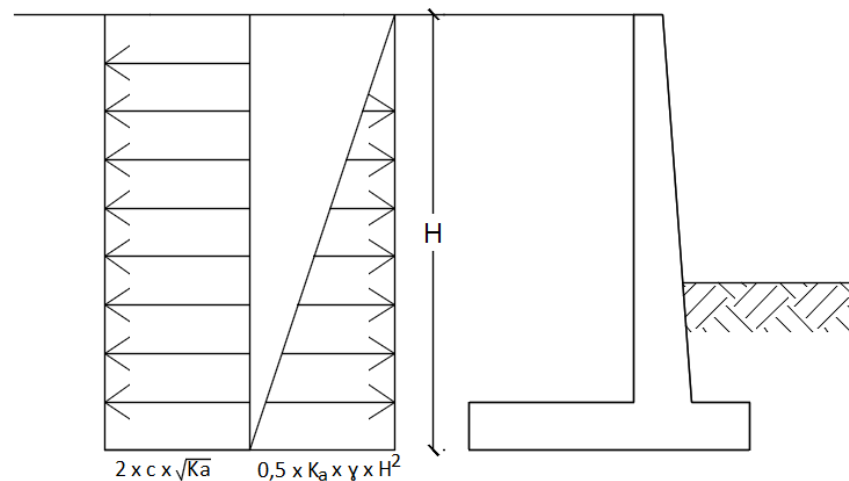
$K_a$  = Koefisien tekanan tanah aktif

$\gamma$  = Berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  = Kedalaman tanah (m)

$c$  = Kohesi (kN/m<sup>2</sup>)

Kondisi tekanan tanah lateral aktif dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut.



**Gambar 3.8 Tanah Lateral Aktif**

(sumber: Hardiyatmo, 2014)

### 3. Tekanan Tanah Lateral Pasif

Tekanan tanah pasif adalah tekanan yang terjadi ketika gaya mendorong dinding penahan tanah ke arah tanah urugan. Perbandingan antara tekanan horizontal dan vertikal dalam kondisi ini dikenal sebagai koefisien tekanan tanah pasif, atau  $K_p$ . Nilai tekanan tanah pasif lebih besar dibandingkan dengan tekanan tanah dalam kondisi diam maupun tekanan tanah aktif.

Tekanan tanah pasif mencerminkan nilai maksimum gaya yang dapat dihasilkan oleh tanah akibat pergerakan struktur penahan terhadap tanah urugan. Agar tekanan ini tercapai, tanah harus menahan pergerakan dinding penahan hingga mendekati kondisi keruntuhan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.9. Koefisien tekanan tanah pasif ( $K_p$ ) dihitung berdasarkan rasio tekanan horizontal terhadap tekanan vertikal dalam kondisi tersebut. Rumus untuk menentukan  $K_p$  pada tanah datar dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.13)$$

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

a. Tekanan tanah pasif untuk tanah non kohesif

$$P_p = 0,5 \times K_p \times \gamma \times H^2 \quad (3.14)$$

b. Tekanan tanah pasif untuk tanah kohesif

$$P_p = 0,5 \times K_p \times \gamma \times H^2 + 2 \times c \sqrt{K_a} \quad (3.15)$$

Dengan:

$P_p$  = Tekanan tanah pasif (kN/m)

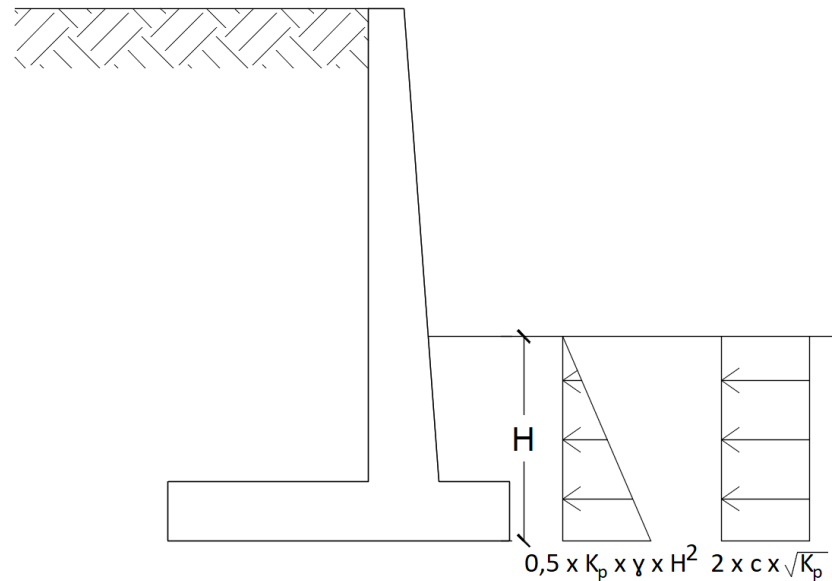
$K_p$  = Koefisien tekanan tanah pasif

$\gamma$  = Berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  = Kedalaman tanah (m)

$c$  = Kohesi (kN/m<sup>2</sup>)

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



**Gambar 3.9 Tanah Lateral Saat Pasif**

(sumber: Hardiyatmo, 2014)

### 3.4.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever

Perencanaan dinding penahan tanah memerlukan perhatian khusus terhadap tekanan tanah lateral, karena faktor ini sangat memengaruhi stabilitas struktur. Selain itu, stabilitas juga dipengaruhi oleh proses konsolidasi tanah, yaitu pengurangan volume tanah jenuh berpermeabilitas rendah akibat keluarnya air pori secara bertahap. Berdasarkan peraturan SNI 8460:2017 setiap dinding penahan tanah harus diperiksa stabilitasnya terhadap guling, geser lateral, dan daya dukung. Faktor keamanan yang disyaratkan adalah sebagai berikut:

- a) Faktor keamanan terhadap guling minimum 1,5;
- b) Faktor keamanan terhadap geser lateral minimum 1,5;
- c) Faktor keamanan terhadap daya dukung minimum 3;
- d) Faktor keamanan terhadap stabilitas global minimum 1,5;
- e) Faktor keamanan terhadap gempa minimum 1,1.

Tekanan tanah lateral memiliki pengaruh signifikan terhadap stabilitas internal dinding penahan tanah. Oleh karena itu, dalam perencanaannya, perlu memperhitungkan beberapa aspek penting, yaitu stabilitas terhadap guling, stabilitas terhadap geser, dan kapasitas daya dukung tanah. Ketiga aspek ini harus

memenuhi kriteria keamanan masing-masing agar konstruksi dinding penahan tanah tetap stabil dan tidak mengalami keruntuhan. Penjelasan lebih lanjut mengenai ketiga aspek tersebut dijelaskan sebagai berikut.

#### 1. Stabilitas Terhadap Guling

Menurut Hardiyatmo (2002), stabilitas terhadap guling ditinjau berdasarkan tekanan tanah lateral yang disebabkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan. Untuk mengatasi momen penggulingan yang dihasilkan oleh gaya yang bekerja, struktur harus mampu menahan momen yang dihasilkan dari berat dinding penahan itu sendiri serta berat tanah di atas pelat fondasi. Faktor keamanan terhadap stabilitas guling (Fgl) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$SF_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \quad (3.16)$$

Dimana persamaan momen yang melawan penggulingan ( $M_w$ ) dan momen yang mengakibatkan penggulingan ( $M_{gl}$ ), dapat dilihat pada Persamaan 3.17 dan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$\sum M_w = W \cdot b_1 \quad (3.17)$$

$$\sum M_{gl} = \sum P_{ah}h_1 + \sum P_{av}B \quad (3.18)$$

Keterangan:

$M_w$  = Momen yang melawan penggulingan (kN.m)

$M_{gl}$  = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)

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

$B$  = Lebar kaki dinding penahan (m)

$P_{ah}$  = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

$P_{av}$  = Jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

Syarat faktor aman minimum terhadap stabilitas guling (Fgl) bergantung pada jenis tanah, nilai angka aman untuk bagi masing-masing jenis tanah adalah sebagai berikut.

$SF_{gl} \geq 1,5$  untuk tanah dasar granular

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

## 2. Stabilitas Terhadap Geser

Gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh tekanan tanah pasif di depan dinding penahan tanah jika terdapat tanah timbunan dan gesekan antara tanah dengan dasar fondasi (Hardiyatmo,2002). Persamaan faktor aman dapat dilihat pada Persamaan 3.19 sampai Persamaan 3.22 sebagai berikut.

$$SF_{gs} = \frac{\sum Rh}{\sum Pah} \quad (3.19)$$

Untuk tanah granuler ( $c = 0$ ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \sum Rh &= W \cdot f \\ &= W \cdot \text{tg} \cdot \delta b; \text{ dengan } \delta b \leq \varphi \end{aligned} \quad (3.20)$$

Untuk tanah kohesif ( $\varphi = 0$ ) adalah sebagai berikut.

$$\sum Rh = caB \quad (3.21)$$

Untuk tanah  $c$ -  $\varphi$  ( $\varphi > 0$  dan  $c > 0$ ) adalah sebagai berikut.

$$\sum Rh = caB + W \text{tg} \delta b \quad (3.22)$$

Keterangan:

$R_h$  = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

$W$  = berat total dinding penahan dan tanah di atas pelat fondasi (kN)

$\delta b$  = sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya diambil  $1/3 - (2/3) \varphi$

$ca$  =  $ad \times c$  = adhesi antara tanah dan dasar dinding ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  = kohesi tanah dasar ( $\text{kN/m}^2$ )

$ad$  = faktor adhesi

$B$  = lebar fondasi (m)



a. Pondasi bujur sangkar:

$$q_{ult} = 1,3 N_c + D_f \gamma N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (3.24)$$

b. Pondasi lingkaran:

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + D_f \gamma N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma \quad (3.25)$$

dengan  $B$  adalah diameter pondasi (untuk lingkaran) Persamaan diatas digunakan dengan anggapan bahwa jenis keruntuhan tanah di bawah pondasi adalah keruntuhan geser umum (general shear failure). Sedangkan untuk kondisi keruntuhan geser setempat (local shear failure) persamaan untuk pondasi memanjang dinyatakan dengan:

$$q'_{ult} = c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,5 \gamma B N'_\gamma \quad (3.26)$$

dengan:

$$c' = 2/3c$$

$$\tan \phi' = 2/3 \phi$$

Sedangkan daya dukung batas dari tanah untuk pondasi dengan bentuk bujur sangkar dan lingkaran untuk kondisi keruntuhan geser setempat adalah sebagai berikut:

a. Pondasi bujur sangkar

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + D_f \gamma N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (3.27)$$

b. Pondasi lingkaran:

$$q_{ult} = 1,3 c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,3 \gamma B N'_\gamma \quad (3.28)$$

### 3.5 Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*)

Pondasi *bore pile* merupakan jenis pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan metode pengeboran tanah terlebih dahulu, seperti yang dijelaskan oleh (Hardiyatmo, 2010). Proses pemasangan bore pile dimulai dengan membuat

lubang di tanah menggunakan alat bor, kemudian lubang tersebut diisi dengan tulangan baja yang telah dirangkai sebelumnya, lalu dicor menggunakan beton. Pada kondisi di mana tanah mengandung air, diperlukan penggunaan pipa besi atau *temporary casing* untuk menjaga stabilitas dinding lubang agar tidak terjadi kelongsoran selama proses pengeboran. Setelah proses pengeboran selesai dan beton mulai dicor, pipa casing ini akan dilepas secara bertahap. Penggunaan casing juga berfungsi untuk memastikan kualitas pengecoran beton tetap baik, terutama pada tanah dengan sifat lunak atau mudah runtuh. Pondasi bore pile umumnya digunakan pada struktur bangunan yang membutuhkan daya dukung besar, seperti gedung bertingkat, jembatan, dan infrastruktur lainnya. Selain itu, metode ini cocok digunakan di berbagai kondisi tanah, termasuk tanah berpasir, berlumpur, atau tanah yang memiliki lapisan air tanah yang tinggi. Keunggulannya adalah proses instalasi yang minim getaran, sehingga lebih ramah terhadap lingkungan sekitar, terutama di area padat penduduk. Fondasi tiang bor memiliki karakteristik yang berbeda dengan fondasi tiang pancang, karena beberapa hal berikut.

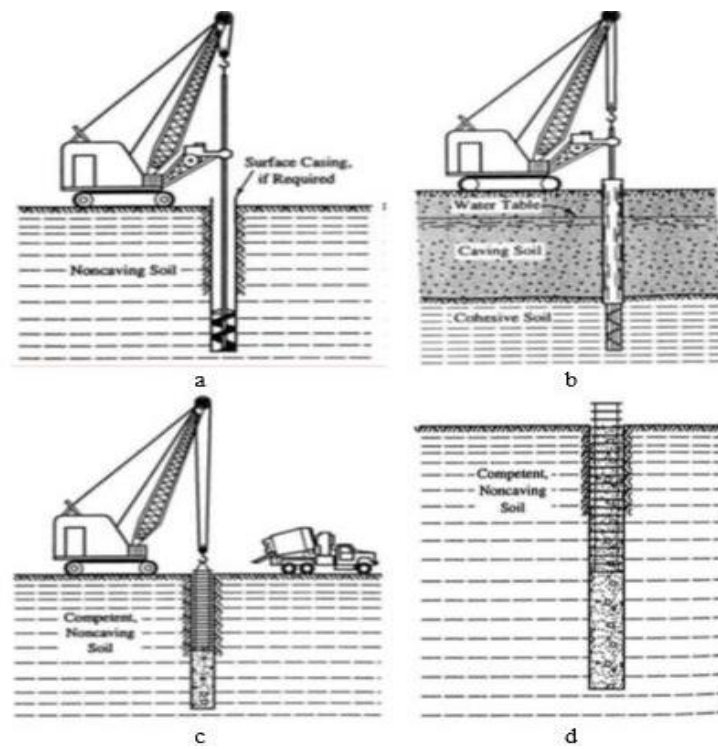
1. Tiang bor dibuat dengan menggali lubang bor dan mengisinya menggunakan beton, sedangkan tiang pancang dimasukkan ke dalam tanah dengan cara mendesak tanah di sekitarnya (*displacement pile*).
2. Beton pada tiang bor dicor dalam kondisi basah dan dibiarkan melalui proses pengerasan (*curing*) di bawah permukaan tanah.
3. Casing sering digunakan untuk menjaga kestabilan dinding lubang bor, dan terkadang casing tidak dilepas karena kondisi lapangan tertentu.
4. Metode penggalian lubang bor disesuaikan dengan jenis tanah yang dihadapi.

Tiang bor umumnya digunakan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan pembentukan lubang yang stabil menggunakan alat bor. Terdapat tiga metode utama dalam pelaksanaan tiang bor, yaitu metode kering (*dry method*), metode casing (*casing method*), dan metode slurry (*slurry method*), dengan penjelasan berikut:

1. Metode Kering (*Dry Method*), Metode ini cocok untuk tanah kohesif dengan muka air tanah di bawah dasar lubang bor atau pada tanah dengan

permeabilitas rendah. Pengecoran beton dilakukan sebelum adanya pengaruh air, sehingga proses berlangsung lebih efisien.

2. Metode Casing (*Casing Method*), Metode ini digunakan ketika terdapat risiko runtuh tanah atau deformasi lateral dalam lubang bor. Casing dimasukkan ke dalam tanah, terkadang menggunakan alat penggetar (vibrator), untuk menjaga stabilitas lubang bor. Casing harus cukup panjang untuk melindungi bagian tanah yang berpotensi runtuh dan juga untuk mengatasi tekanan artesis. Selain itu, casing juga digunakan dalam pengecoran di atas tanah atau di tengah-tengah air.
3. Metode Slurry (*Slurry Method*), Pada metode ini, penggalian dilakukan hingga kedalaman tertentu pada tanah nonkohesif. Untuk tanah kohesif atau tanah yang memerlukan perlindungan tambahan, campuran air dan bentonit (slurry) digunakan untuk menjaga kestabilan dinding lubang bor. Setelah penggalian selesai, rangka baja atau casing dimasukkan, dan beton dituangkan menggunakan metode tremie. Beton dimasukkan dari bawah ke atas secara bertahap, menggantikan slurry di dalam lubang. Proses ini menghasilkan tiang bor yang stabil dan berkualitas untuk menopang struktur di atasnya.



**Gambar 3.6 Pembuatan Tiang Bor dengan Menggunakan Slurry**  
(Sumber: Bowles, 1988)

## **BAB IV**

### **METODE PENELITIAN**

#### **4.1 Tinjauan Umum**

Penelitian ini dilakukan pada ruas jalan Awunio-Lapuko STA 8+205 – STA 8+305. Penelitian ini mencakup analisis stabilitas dinding penahan tanah yang akan digunakan untuk penanganan longsor di daerah tersebut. Untuk perhitungan menggunakan *microsoft excel* yang *output* nya berupa nilai angka aman (SF) yang didapatkan berdasarkan gambar rencana dinding penahan tanah. Parameter analisis melibatkan parameter tanah untuk mengidentifikasi jenis tanah dan gambar rencana dinding penahan tanah kantilever dengan bore pile untuk patokan perhitungan angka aman (SF), yang merupakan standar dalam perencanaan dinding penahan tanah untuk penanganan longsor. Melalui analisis tersebut, diharapkan dinding penahan tanah bisa bekerja secara maksimal untuk dapat menangani longsor yang terjadi.

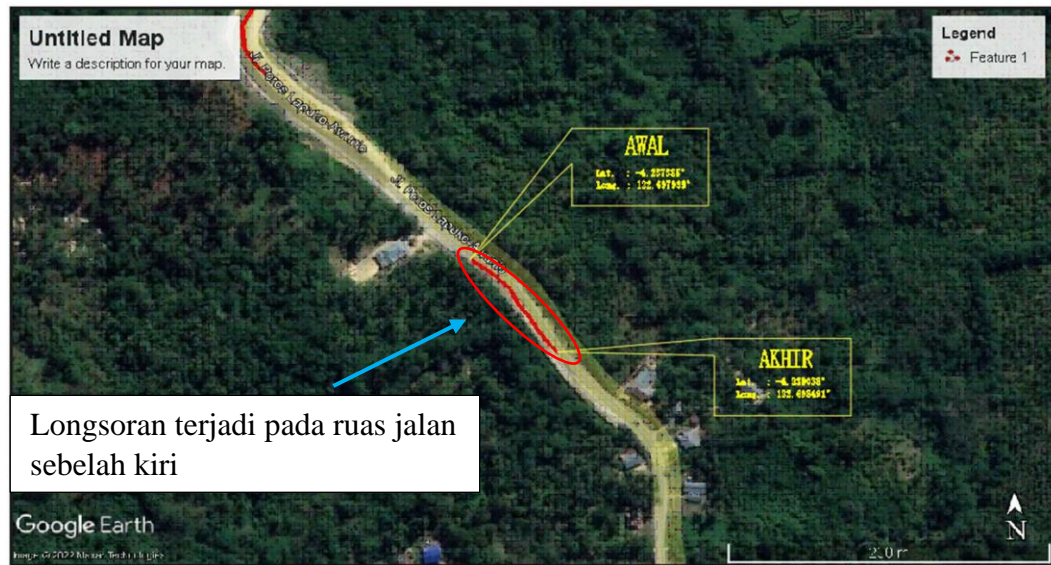
#### **4.2 Data Penelitian**

Data yang akan dianalisis dalam tugas akhir ini merupakan data sekunder yang mencakup hal-hal berikut:

1. Data penyelidikan tanah,
2. Data N-SPT,
3. Peta lokasi, dan
4. Gambar rencana.

#### **4.3 Lokasi Penelitian**

Penelitian ini dilakukan pada ruas jalan Awunio-Lapuko STA 8+205 – STA 8+305. Untuk peta lokasi dapat dilihat pada Gambar 4.1.



**Gambar 4.1 Lokasi Jalan Awunio - Lapuko**  
(sumber: PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO)



**Gambar 4.2 Longsoran pada lereng jalan**  
(sumber: PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO)

#### 4.4 Tahap penelitian

Proses penelitian ini terdiri dari beberapa tahapan utama sebagai berikut:

1. Tahap pengumpulan data, melibatkan pengambilan data tanah melalui uji lapangan dan laboratorium yang diperlukan untuk analisis. Data ini diambil berdasarkan Laporan Analisis Proyek Jalan Awunio - Lapuko.

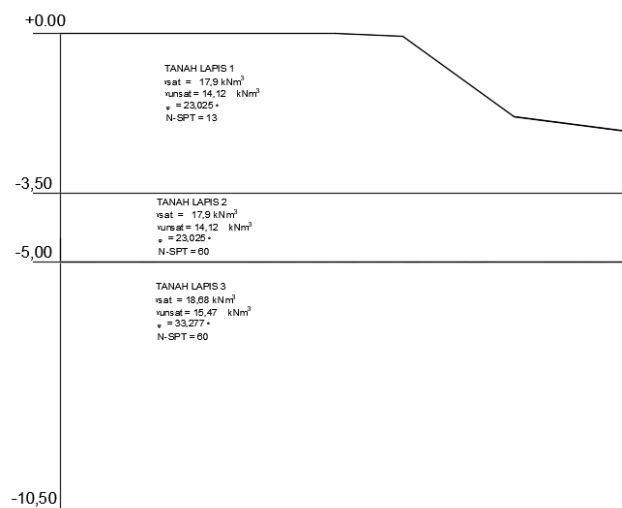
2. Tahap analisis dan pengolahan data, di mana data yang telah dikumpulkan, baik dari uji lapangan maupun laboratorium, diolah menggunakan teori dan logika yang relevan, termasuk perhitungan dengan *Microsoft Excel*.
3. Tahap pembahasan dan penarikan kesimpulan, yang meliputi penyusunan laporan akhir. Laporan ini mencakup hasil analisis yang telah dilakukan, perhitungan yang mendasari hasil tersebut, dan kesimpulan akhir yang diperoleh dari penelitian.

#### 4.5 Analisis data

Metode analisis data adalah cara yang digunakan untuk memudahkan pemahaman dan menyederhanakan data yang telah diperoleh. Data tersebut kemudian diolah dan dianalisis melalui langkah-langkah yang relevan. Berikut ini adalah data yang telah dikumpulkan:

##### 4.5.1 Data Potongan Melintang Jalan

Gambar struktur lereng pada lokasi Jalan Awunio-Lapuko dapat dilihat pada Gambar 4.3.



**Gambar 4.3 Potongan Melintang Lereng Asli**  
(sumber: PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO)

#### 4.5.2 Parameter Tanah

Pengujian parameter tanah di laboratorium dilakukan pada sampel tanah utuh (*undisturbed sample*) yang diambil pada kedalaman 4,5-5,0 meter dan 9,5 - 10,0 meter. Berdasarkan pemeriksaan sampel di laboratorium, rekapitulasi hasil pemeriksaan dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2 berikut:

**Tabel 4.1 Parameter Tanah**

No	Parameter Pengujian	Satuan	BH-02	
			UDS Sample 4.5-5.0 m	DS Sample 9.5-10.0 m
<b>I.</b>	<b>Indeks Properties</b>			
1.	Kadar Air ( <i>Moisture Content</i> )	%	26.746	20.769
2.	Berat Volume ( <i>Natural Density</i> )			
	- Berat Volume Basah	gram/cm <sup>3</sup>	1.790	1.868
	- Berat Volume Kering	gram/cm <sup>3</sup>	1.412	1.547
3.	Berat Jenis Tanah ( <i>Specific Gravity</i> )		2.533	2.680
4.	<i>Sieve Analysis</i>			
	- <i>Gravel</i>	%	1.486	0.000
	- <i>Sand</i>	%	79.422	46.784
	- <i>Silt/Clay</i>	%	19.092	53.216
	- D10		0.026	0.014
	- D30		0.140	0.030
	- D60		1.000	0.090
	- <i>Effective Size</i>	mm	0.026	0.014
	- <i>Uniformty Coeff.</i>		38.462	6.429
	- <i>Coefficient of curvature (Cc)</i>		0.754	0.714

Lanjutan Tabel 4.1 Parameter Tanah

No	Parameter Pengujian	Satuan	BH-02	
			UDS Sample 4.5-5.0 m	DS Sample 9.5-10.0 m
5.	<i>Atterberg Limits</i>			
	- Batas Cair (LL)	%	43.165	40.003
	- Batas Plastis (PL)	%	30.964	24.981
	- Indeks Plastisitas (PI)		12.201	15.022
6.	Koefisien permeabilitas (k)	cm/det	$5,235 \times 10^{-4}$	$1,843 \times 10^{-5}$
<b>II.</b>	<b>Engineering properties</b>			
1.	Direct Shear			
	- Kohesi (c)	Kg/cm <sup>2</sup>	0.231	0.286
	- Sudut Geser ( $\phi$ )	°	23.025	33.277
2.	<i>Unconfined Compressive</i> (qu)	Kg/cm <sup>2</sup>	0.121	0.816

(sumber: PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO)

#### 4.5.3 Data N-SPT

Pengujian SPT telah dilakukan. Nilai N-SPT yang diperoleh dari hasil pengujian tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.2 berikut:

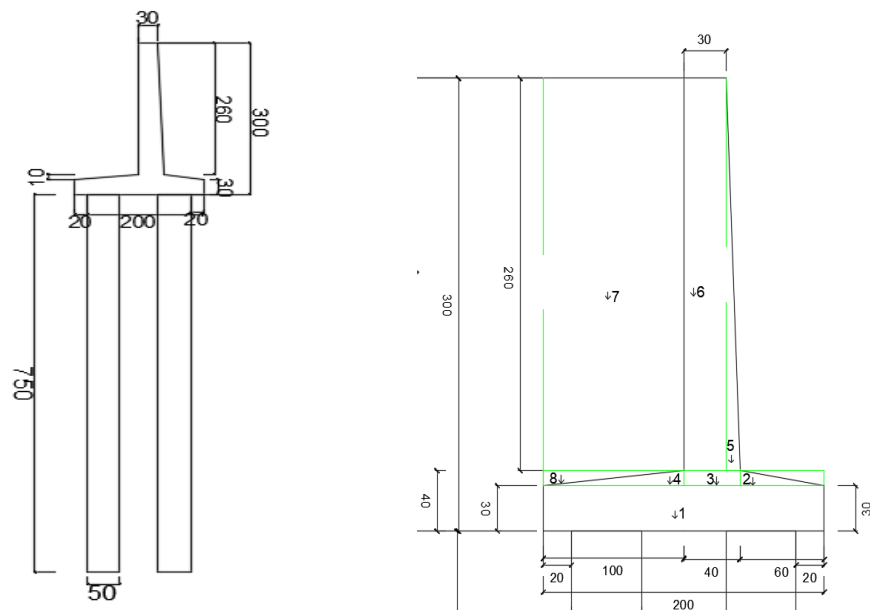
Tabel 4.2 Nilai N SPT

Kedalaman	Nilai SPT
	BH-02
2	13
4	60
6	60
8	60
10	60

(sumber: PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO)

#### 4.5.4 Gambar Rencana

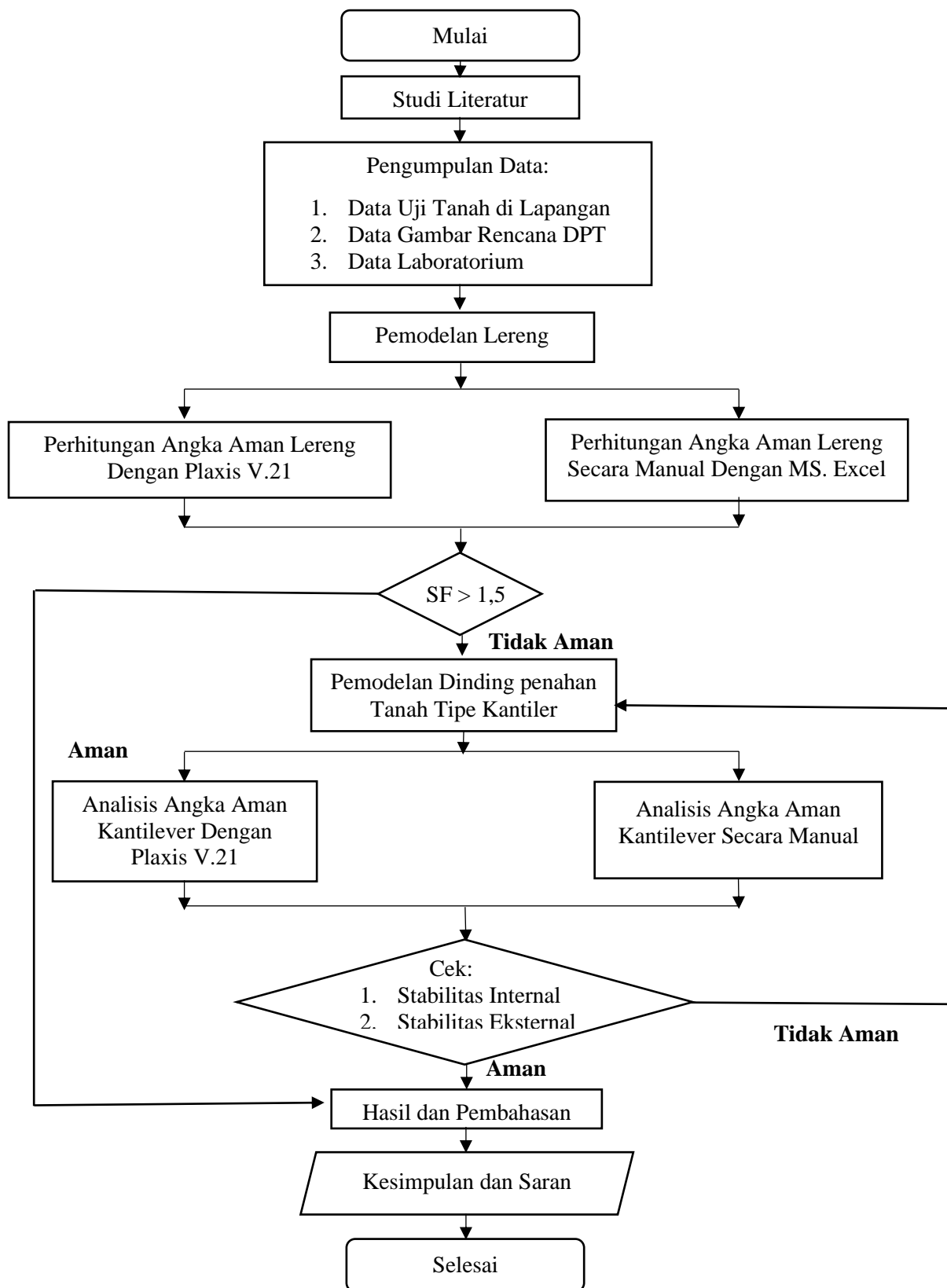
Gambar rencana struktur lereng pada lokasi Jalan Awunio-Lapuko dapat dilihat pada Gambar 4.4.



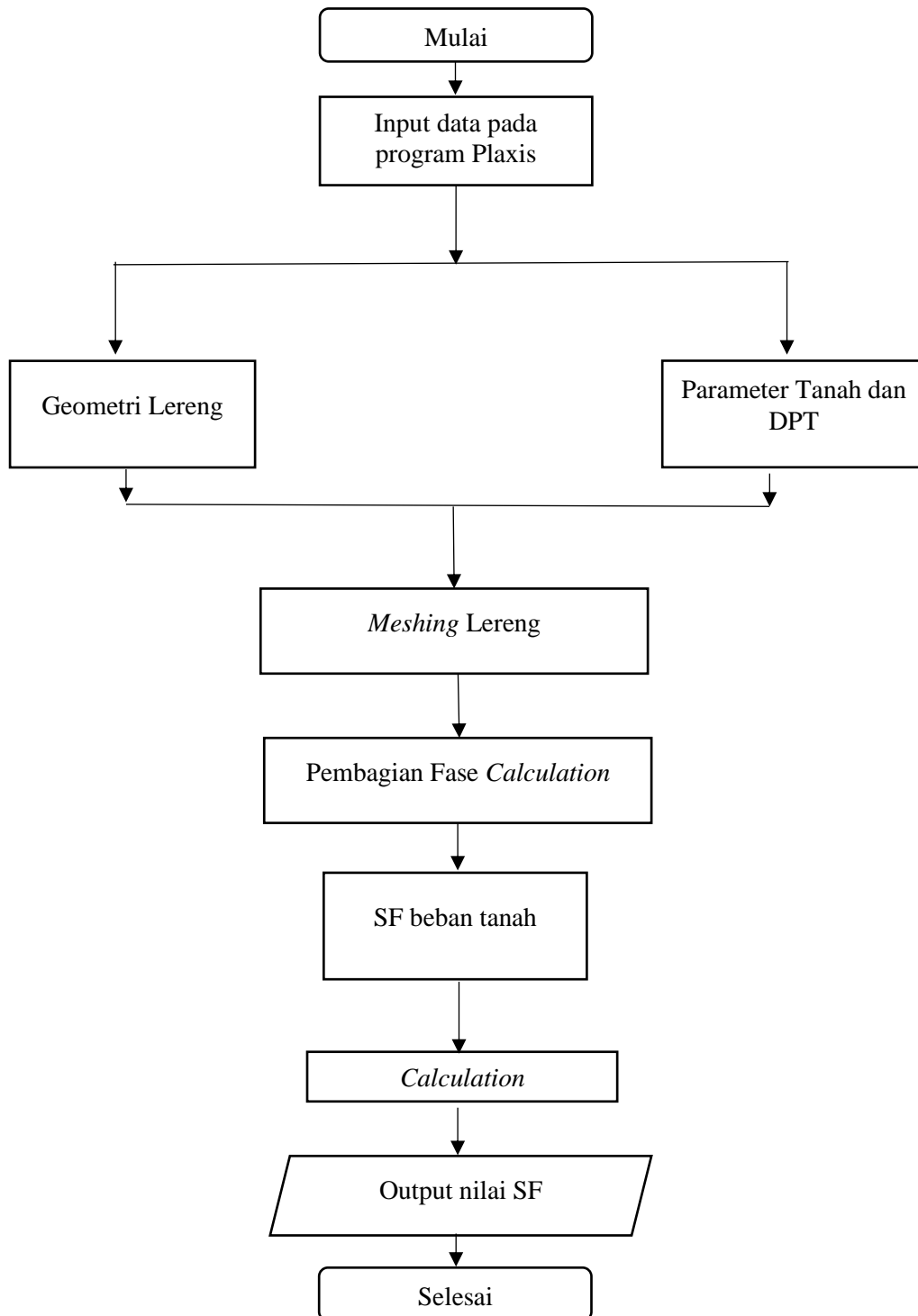
**Gambar 4.4 Gambar Rencana (Satuan cm)**

#### 4.6 Bagan Alir

Pada penelitian ini terdapat Prosedur atau alur penelitian dan Bagan Alir Permodelan Lereng yang dimana ini dapat memudahkan untuk dilakukannya penelitian secara terstruktur yang dimana di bagan alir ini dijelaskan dari tahap awal untuk memulai penelitian hingga tahap akhir. Untuk bagan alir yang dimaksud dapat dilihat pada Gambar 4.5 dan Gambar 4.6. Berikut ini.



**Gambar 4.5 Bagan Alir Penelitian**



**Gambar 4.6** Bagan Alir Program Plaxis

## **BAB V**

### **ANALISIS DAN PEMBAHASAN**

#### **5.1 Gambaran Umum**

Jalan Awunio – Lapuko merupakan jalan yang digunakan sebagai salah satu jalan penghubung dari Kota Kendari – Kabupaten Buton melalui pelabuhan Feri Amolengu yang dimana pada Sta 8+205 terjadi kelongsoran kecil. Hal ini harus perlu penanganan untuk mencegah longsor yang makin parah dan menyebabkan terputusnya jalur transportasi bagi masyarakat di daerah sekitar maupun yang akan melakukan perjalanan antar daerah.

Berdasarkan permasalahan diatas, maka perlu dilakukannya perencanaan perkuatan pada lereng jalan agar mencegah terjadinya kelongsoran yang parah pada ruas jalan dan aman saat dilalui kendaraan. Penelitian ini mengambil kasus pada ruas Jalan Awunio – Lapuko Sta 8+205, Sulawesi Tenggara. Pada penelitian ini akan dilakukan analisis stabilitas pada lereng asli serta stabilitas lereng dengan menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bored pile. Analisis ini bertujuan untuk memperoleh angka aman (SF) pada dinding penahan tanah yang direncanakan guna mencegah terjadinya kelongsoran.

#### **5.2 Data Parameter Tanah dan Beban**

Data-data yang dibutuhkan dalam penelitian seperti parameter tanah dan beban yang bekerja pada lereng seperti beban gempa dan beban lalu lintas. Beban ini berpengaruh pada stabilitas lereng yang akan di analisis.

##### **5.2.1 Data Geoteknik Tanah**

Penelitian ini menggunakan data tanah yang merujuk dari hasil pengujian tanah yang dilaksanakan oleh PT. Plato Isoiki – PT. Iraya konsultan, KSO selaku konsultan perencanaan. Data yang diperoleh meliputi denah, hasil bor log, dan nilai N-SPT. Denah proyek dapat dilihat pada Gambar 4.1. Data tanah yang digunakan sebagai patokan pada penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 4.1.

### 5.2.2 Data Beban Lalu Lintas

Berdasarkan Tabel 5.1 data beban lalu lintas yang digunakan pada analisis ini adalah 12 kPa atau 12 kN/m<sup>2</sup> karena jalan yang ada pada lokasi penelitian termasuk jalan kelas II ditambahkan beban diluar jalan sebesar 10 kPa atau 10 kN/m<sup>2</sup>. Menurut SNI 8460;2017 beban lalu lintas ditambahkan keseluruhan lebar permukaan jalan yang ada.

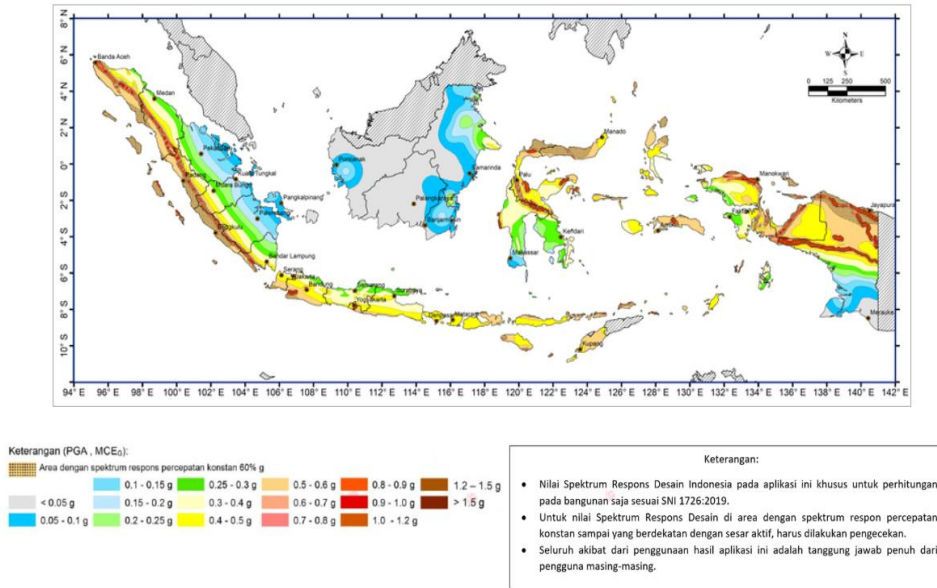
**Tabel 5.1 Beban Lalu Lintas Dan Beban Luar Untuk Analisis Stabilitas**

<b>Kelas Jalan</b>	<b>Beban Lalu Lintas (kPa)</b>	<b>Beban Di Luar Jalan (kPa)</b>
I	15	10
II	12	10
III	12	10

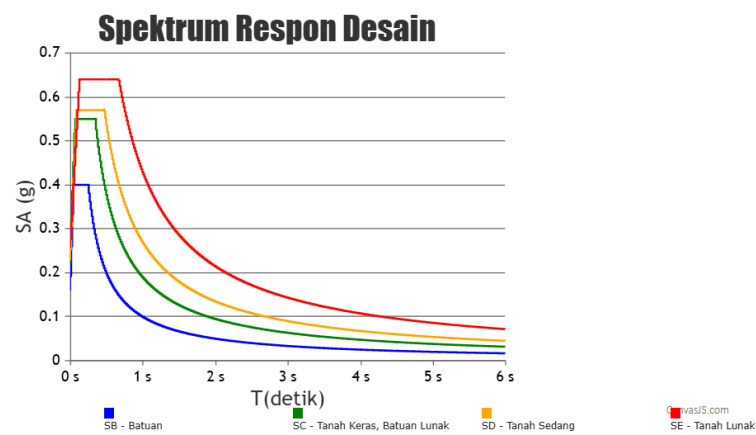
(Sumber: SNI 8460;2017)

### 5.2.3 Data Beban Gempa

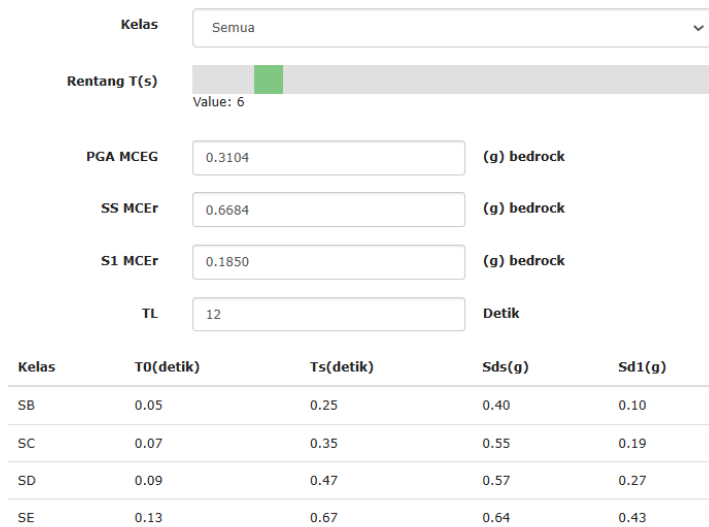
Penelitian ini memanfaatkan data beban gempa dinamik yang bersumber dari USGS (U.S. Geological Survey), lembaga yang diakui secara internasional dalam penyediaan data geologi dan seismologi. Pada lokasi penelitian, percepatan puncak gempa (PGA) diidentifikasi berada dalam kisaran 0,3 hingga 0,4 g. Data ini diperoleh berdasarkan Peta Gempa Indonesia tahun 2017, yang dirancang untuk memperbarui dan meningkatkan akurasi pemodelan risiko gempa di wilayah Indonesia. Informasi ini menjadi dasar penting dalam analisis struktur, mengingat Indonesia berada di kawasan cincin api Pasifik dengan tingkat aktivitas seismik yang tinggi. Untuk data gempa dapat dilihat pada Gambar 5.1, Gambar 5.2 dan Gambar 5.3 berikut.



**Gambar 5.1 Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017**  
(Sumber: Tim Pusat Studi Gempa Nasional, 2017)



**Gambar 5.2 Respon Spektrum**



**Gambar 5.3 Parameter Grafik Respon Spektrum**

### 5.3 Analisis Lereng Asli

Analisis pada lereng asli ditunjukkan untuk mengetahui nilai aman lereng berdasarkan beban tanah itu sendiri. Perhitungan dilakukan hanya menggunakan program plaxis. Gambar existing untuk lereng asli ditunjukkan pada Gambar 4.3.

#### 5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual

Analisis stabilitas lereng asli pada penelitian ini menggunakan Metode Fellenius. Tujuan dari dilakukannya analisis ini adalah untuk menentukan nilai angka aman (*safety factor*) pada lereng. Perhitungan dilakukan dengan mempertimbangkan area yang berpotensi mengalami keruntuhan. Gambar detail irisan dari area keruntuhan pada lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.



4. Perhitungan  $\cos \alpha$ 

$$\begin{aligned}\cos \alpha &= \cos (\cos 1) \\ &= \cos (58) \\ &= 1,530\end{aligned}$$

5. Perhitungan  $W_t \times \sin \alpha$ 

$$\begin{aligned}W_{t1} &= W_t \times \sin \alpha \\ &= 13,2854 \times 0,848 \\ &= 11,2667 \text{ kN}\end{aligned}$$

6. Perhitungan  $W_t \times \cos \alpha$ 

$$\begin{aligned}W_{t1} &= W_t \times \cos \alpha \\ &= 13,2854 \times 1,530 \\ &= 7,0402 \text{ kN}\end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil dari perhitungan lereng asli menggunakan Metode Fellenius dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

**Tabel 5.2 Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius**

No	Lapisan Tanah	Luas Irisan	Berat	Sudut Irisan	Radian	WtxCos $\theta$	WtxSin $\theta$	Ui=UixAi	WtxCos $\theta$ - Ui
		m <sup>2</sup>	kN	derajad		kN	kN	kN	kN
1	1	0,9591	13,2854	58	1,0123	7,0402	11,2667	0	7,0402
2	1	2,3809	32,9791	39	0,6807	25,6296	20,7544	0	25,6296
3	1	3,1046	43,0045	25	0,4363	38,9753	18,1745	0	38,9753
4	1	3,4803	48,2087	12	0,2094	47,1552	10,0232	0	47,1552
5	1	3,6237	50,1943	0	0,0000	50,1943	0,0000	0	50,1943
6	1	3,3906	46,9650	-12	-0,2094	45,9387	-9,7646	0	45,9387
7	1	2,3894	33,0975	-25	-0,4363	29,9965	-13,9876	0	29,9965
8	1	0,8634	11,9600	-39	-0,6807	9,2947	-7,5267	0	9,2947
Total						254,2244	28,9399	0	254,2244

Berdasarkan hasil pengukuran pada lapisan tanah pertama, diperoleh panjang garis lengkung (A-B) = 10,4152 m. Setelah itu dilakukan perhitungan nilai tahanan kelongsoran yang disebabkan oleh komponen kohesi dapat dilakukan seperti berikut.

$$\begin{aligned}\Sigma c_{iai} &= 10,415 \times 23,025 \\ &= 236,02 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai tahanan longsoran:

$$\begin{aligned}(Wt \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi &= 254,224 \times \tan 23,025^\circ \\ &= 108,43 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tanah pada lapis 1-5 terdapat beban terbagi merata dari beban lalu lintas yaitu 12 kN/m<sup>2</sup> ditambahkan 10 kN/m<sup>2</sup>. Dari beban tersebut menghasilkan momen yang dihitung sebagai momen penggerak tanah.

$$\begin{aligned}M_q &= (q \times A) \\ &= (22 \times 10,9115) \\ &= 240,053 \text{ kN}\end{aligned}$$

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

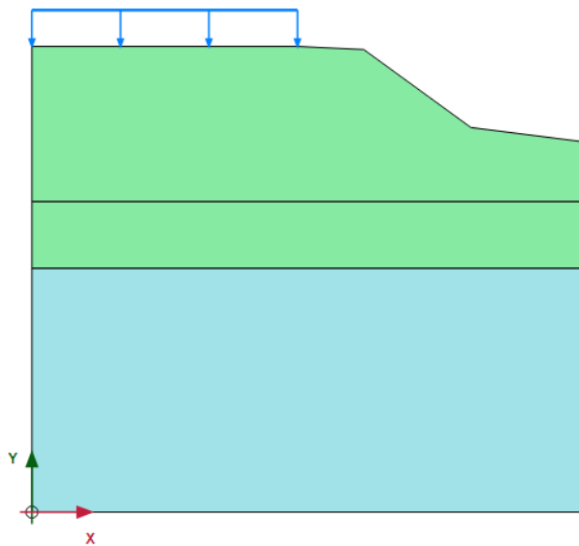
$$\begin{aligned}SF &= \frac{(\Sigma c_{iai}) + ((W_i \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi)}{(Wt \times \sin \alpha) + (\text{Beban} \times \text{Luas})} \\ &= \frac{236,02 + 108,43}{28,9399 + 240,053} \\ &= 1,279\end{aligned}$$

Nilai faktor keamanan lereng asli yang diperoleh dari perhitungan secara manual menggunakan Metode Fellenius, tanpa mempertimbangkan pengaruh beban gempa, adalah  $1,279 < 1,5$ . Untuk hasil analisis yang dilakukan menggunakan program Plaxis yang menghasilkan nilai  $2,680 > 1,5$  tanpa beban gempa dan  $1,231 < 1,5$  dengan beban gempa.

### 5.3.2 Analisis Lereng Asli Dengan Menggunakan Program *Plaxis*

#### 1. Permodelan Awal Lereng

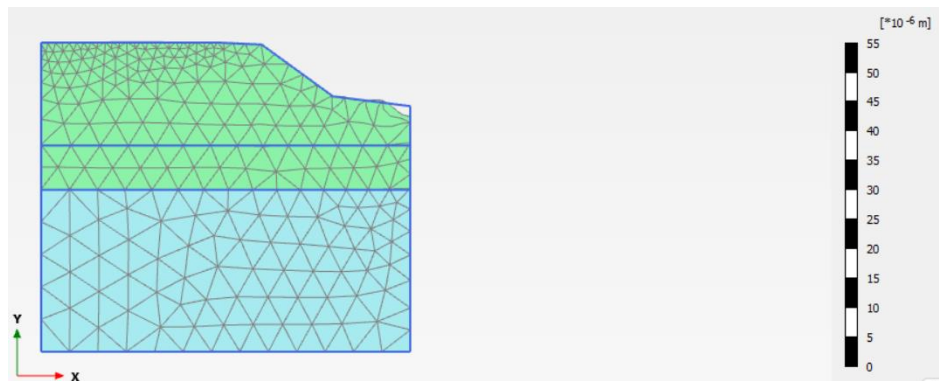
Dalam analisis lereng menggunakan program *Plaxis*, semua parameter geoteknik serta beban yang bekerja dimasukkan untuk memprediksi potensi keruntuhan pada lereng. Permodelan dilakukan dalam bentuk potongan melintang dua dimensi untuk memberikan representasi yang sederhana namun akurat dari kondisi lereng. Proses ini memungkinkan simulasi interaksi antara elemen tanah dan beban secara detail, termasuk faktor stabilitas dan pola deformasi lereng. Ilustrasi dari permodelan tersebut seperti pada Gambar 5.5 berikut.



**Gambar 5.5** Permodelan Lereng Asli

#### 2. *Deformed Mesh*

*Deformed mesh* merujuk pada perubahan bentuk segitiga elemen jaringan yang tidak teratur, akibat penurunan pada permukaan yang disebabkan oleh beban gravitasi dan beban timbunan. Penurunan ini menyebabkan perubahan bentuk lereng, di mana tanah pada lereng bergeser. Perubahan *deformed mesh* pada lereng seperti pada Gambar 5.6 berikut.



**Gambar 5.6 Deformed Mesh Pada Lereng (Beban Sendiri)**

### 5.3.3 Tahap Perhitungan

#### 1. Tahap *Calculation*

Tahap ini dilakukan perhitungan dengan menginput tab parameter-parameter menggunakan analisis plastis untuk menentukan displacement, phi/reduction untuk menghitung angka aman, dan untuk input beban. Untuk Tab perhitungan dapat dilihat pada Gambar 5.7 di bawah ini.



**Gambar 5.7 Proses Perhitungan Lereng Asli**

### 5.3.4 Hasil Output dengan Program *Plaxis*

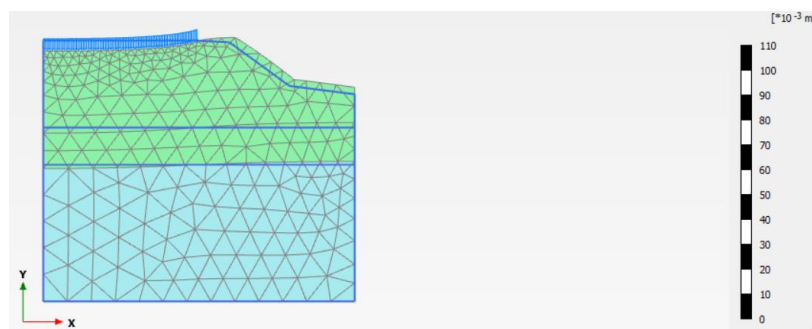
Setelah menyelesaikan perhitungan menggunakan program *Plaxis*, langkah berikutnya adalah menganalisis besarnya perpindahan (*displacement*) yang terjadi pada saat keruntuhan lereng asli. Tahap ini bertujuan untuk mendapatkan nilai angka keamanan (*safety factor*) sekaligus mengidentifikasi besarnya *displacement* yang terjadi pada kondisi lereng existing. Analisis ini sangat penting untuk memahami tingkat kestabilan lereng dan potensi pergerakan tanah yang dapat membahayakan struktur di sekitarnya. Hasil perhitungan dan simulasi menggunakan program *Plaxis* ditampilkan pada gambar-gambar berikut, yang

memberikan gambaran visual terkait distribusi tegangan, pola perpindahan, serta kondisi kritis pada lereng.

A. Hasil perhitungan lereng asli tanpa beban gempa

1. *Deformed Mesh*

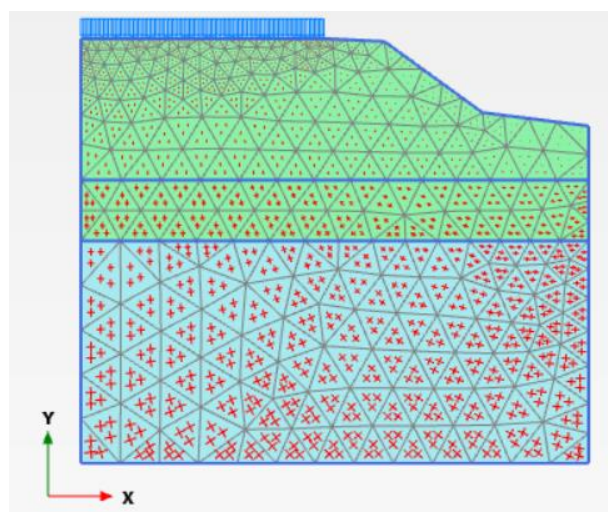
Hasil perhitungan *deformed mesh* dengan beban lalu lintas didapatkan angka sebesar  $04,234 \times 10^{-3}$  m yang dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



**Gambar 5.8 *Deformed Mesh* Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas**

2. *Effective stresses*

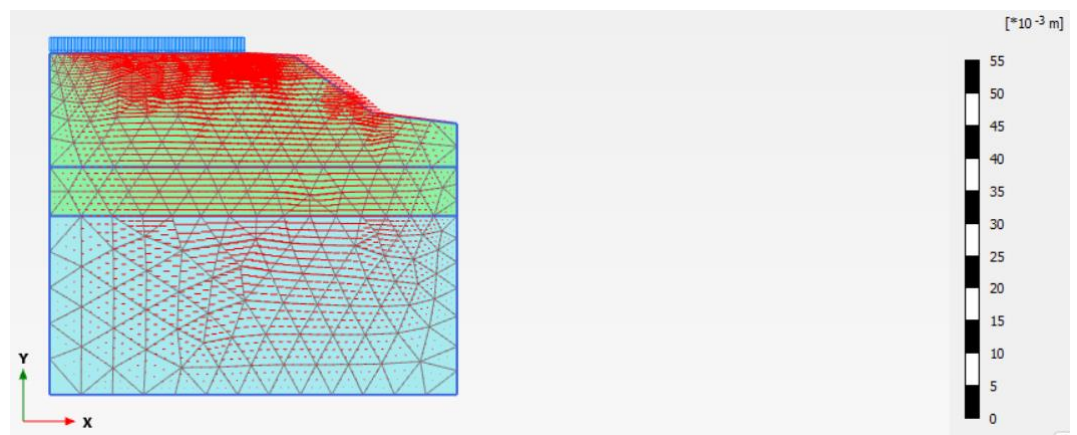
Hasil perhitungan *effective stresses* dengan adanya beban lalu lintas didapatkan angka  $0,3756 \times 10^{-6}$  kN/m<sup>2</sup> dan dapat dilihat pada gambar 5.9 berikut.



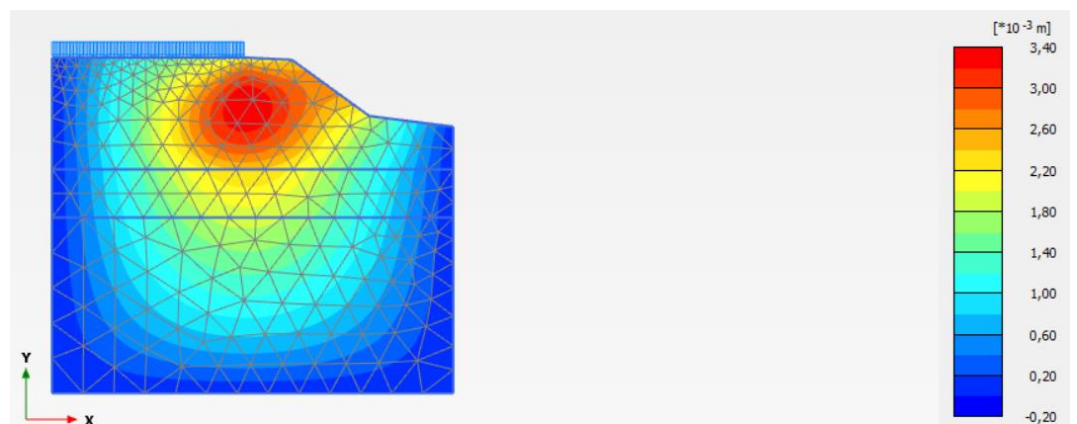
**Gambar 5.9 *Effective Stresses* Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas**

### 3. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan longsor lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan daerah potensial longsor lereng asli dapat dilihat seperti pada Gambar 5.11 di bawah ini.



**Gambar 5.10 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas**



**Gambar 5.11 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Dengan Beban Lalu Lintas**

### 4. Angka Keamanan

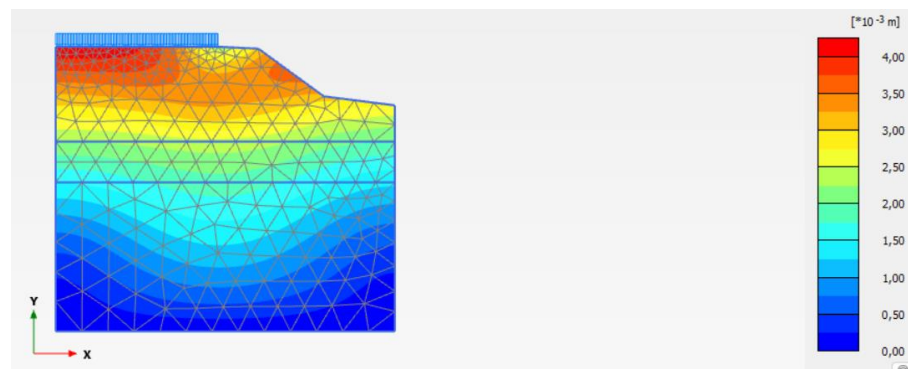
Hasil analisis menggunakan program *Plaxis* menunjukkan angka aman sebesar 2,680, yang mengindikasikan bahwa lereng dalam kondisi aman  $SF > 1,5$ . Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	1,284E-15
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	50,12 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase p	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety fact	2,680

**Gambar 5.12 Nilai SF Lereng Tanpa Beban Gempa**

### 5. *Displacement*

Peninjauan ini dilakukan untuk memahami bagaimana lereng mengalami perubahan bentuk atau pergeseran akibat beban yang bekerja. Displacement yang terjadi pada lereng menggambarkan sejauh mana tanah pada lereng bergeser atau berubah posisi selama analisis. Hasil dari deformasi ini dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



**Gambar 5.13 Displacement Pada Lereng Tanpa beban gempa**

Dari hasil analisis yang dilakukan diperoleh nilai deformasi yang terjadi pada lereng asli tanpa mempertimbangkan beban gempa. Deformasi ini menunjukkan sejauh mana pergeseran atau perubahan bentuk terjadi pada lereng tersebut dalam kondisi normal. Rincian nilai-nilai deformasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

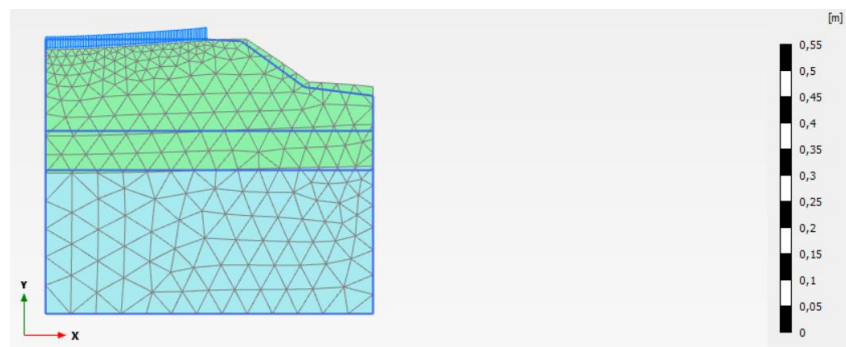
**Tabel 5.3 Total Displacement Maksimum Lereng Asli Tanpa Beban Gempa**

<i>Displacement</i> arah x (U <sub>x</sub> ) (meter)	<i>Displacement</i> arah y (U <sub>y</sub> ) (meter)	<i>Total</i> <i>Displacement</i> (U) (meter)
$3,362 \times 10^{-3}$	$2,784 \times 10^{-3}$	$4,234 \times 10^{-3}$

B. Hasil perhitungan lereng asli dengan beban gempa

1. *Deformed Mesh*

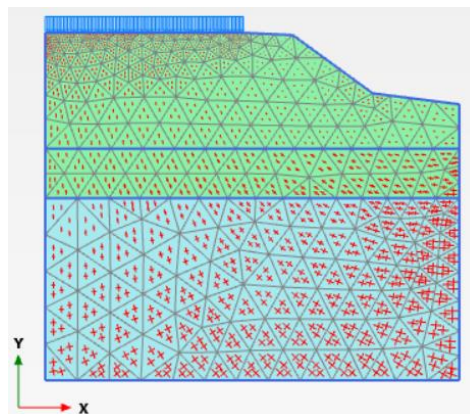
Hasil perhitungan *deformed mesh* dengan beban lalu lintas didapatkan angka 0,01995 m yang dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



**Gambar 5.14 *Deformed Mesh* Lereng Asli Dengan Beban Gempa**

2. *Effective stresses*

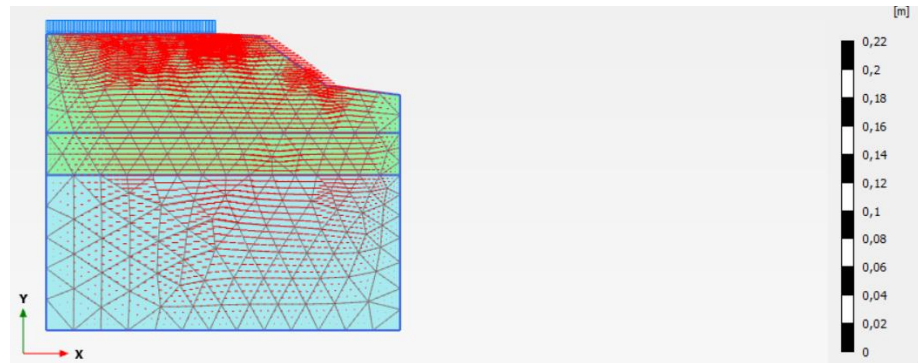
Hasil perhitungan *effective stresses* dengan beban gempa didapatkan angka  $0,4495 \times 10^{-6}$  kN/m<sup>2</sup> dan dapat dilihat pada gambar 5.15 berikut.



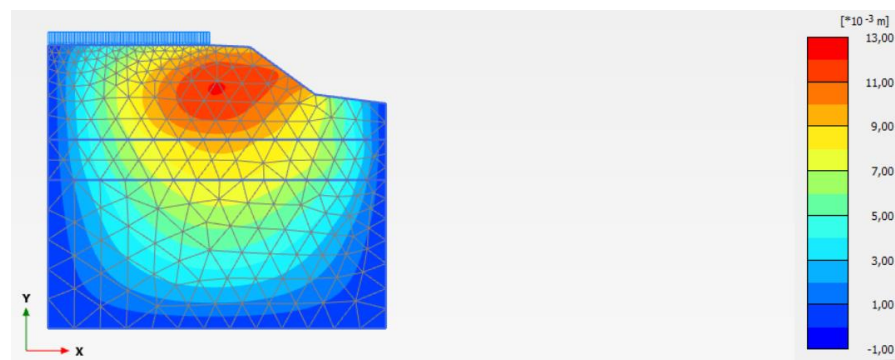
**Gambar 5.15 *Effective Stresses* Lereng Asli Dengan Beban Gempa**

### 3. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan longsor dan daerah potensial longsor dapat dilihat seperti pada Gambar 5.16 dan Gambar 5.17 sebagai berikut.



**Gambar 5.16 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Dengan Beban Gempa**



**Gambar 5.17 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Dengan Beban Gempa**

### 4. Angka Keamanan

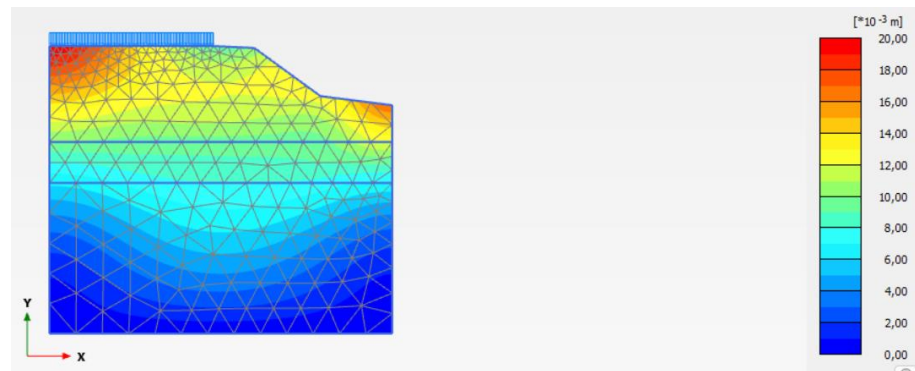
Berdasarkan hasil analisis menggunakan program *Plaxis*, didapatkan angka aman sebesar 1,231 yang mengindikasikan lereng dalam kondisi tidak aman. Nilai angka aman dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	2,483E-12
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	81,26 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase p	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety fact	1,231

**Gambar 5. 18 Nilai SF Lereng Dengan Beban Gempa**

### 5. *Displacement*

Peninjauan ini dilakukan untuk melihat perilaku deformasi yang dapat terjadi pada lereng. *Displacement* yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut.



**Gambar 5.19 *Displacement* Pada Lereng Dengan beban gempa**

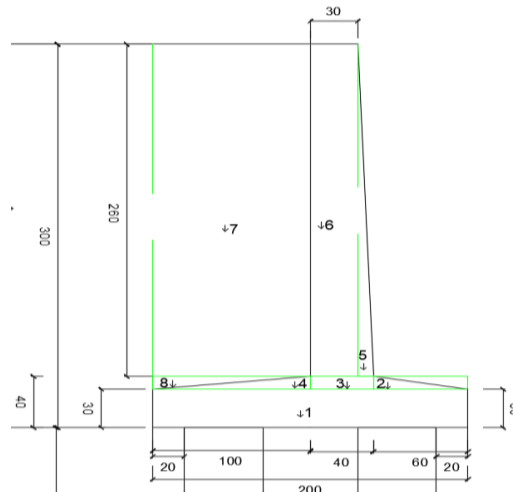
Untuk nilai-nilai deformasi yang terjadi pada lereng dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

**Tabel 5.4 Total *Displacement* Maksimum Lereng Asli Dengan Beban Gempa**

<i>Displacement</i> arah x ( $U_x$ ) (meter)	<i>Displacement</i> arah y ( $U_y$ ) (meter)	<i>Total Displacement</i> ( $U$ ) (meter)
0,01205	0,01702	0,01995

### 5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah Tipe *Kantilever* dan *Bore Pile*

Analisis stabilitas lereng menggunakan dinding penahan tanah kantilever yang didukung oleh *bored pile* dilakukan untuk mengevaluasi kekuatan dinding penahan tanah serta kemampuan *bored pile* dalam menopang struktur tersebut. Proses analisis dilakukan dengan perhitungan secara manual dan simulasi menggunakan program *Plaxis*. Dinding penahan tanah yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.



**Gambar 5.20 Dimensi Dinding Penahan Tanah**

#### 5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah

Data-data yang digunakan dalam menganalisis lereng asli yang diberi perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* adalah sebagai berikut.

1. Dinding penahan tanah menggunakan tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah dan bored pile terbuat dari beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang yang digunakan adalah  $24 \text{ kN/m}^3$ .
4. Mutu beton yang digunakan adalah 30 MPa.

#### 5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* menggunakan Perhitungan Manual

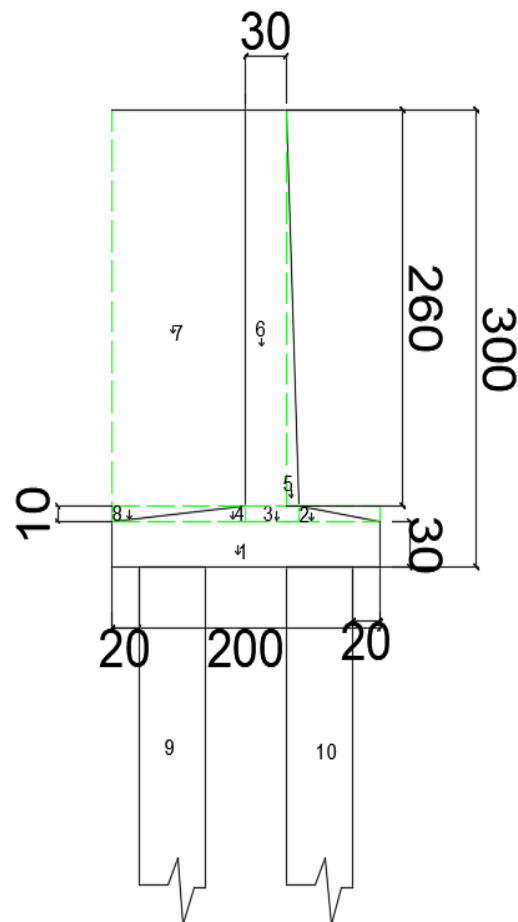
Dalam analisis dinding penahan tanah secara manual akan didapatkan nilai angka aman terhadap SF penggeseran, SF penggulingan dan reaksi fondasi langsung. Beban yang digunakan adalah beban merata sebesar  $22 \text{ kN/m}^2$ .

##### 1. Analisis Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah Kantilever

Analisis stabilitas eksternal kantilever dilakukan untuk menentukan angka keamanan terhadap potensi penggeseran, penggulingan, dan daya dukung. Perhitungan stabilitas eksternal ini diterapkan pada kantilever di ruas Jalan Awunio – Lapuko Sta. 8 + 205 dengan hasil perhitungan sebagai berikut:

##### a. Beban Vertikal

Perhitungan ini mempertimbangkan gaya-gaya yang bekerja, termasuk berat struktur dinding penahan tanah itu sendiri serta berat tanah yang berada di belakang dinding. Gaya-gaya yang berkontribusi dalam perhitungan ini dapat dilihat pada Gambar 2.1 berikut.



**Gambar 5.21 Pembagian Beban Yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah**

Contoh perhitungan pada pias 1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat (W)} &= \text{Volume} \times \text{Berat volume struktur} \\
 &= (0,3 \times 2) \times 24 \\
 &= 14,4 \text{ kN} \\
 \text{Momen} &= W \times \text{jarak ke } 0 \text{ (x)} \\
 &= 14,4 \times 1 \\
 &= 14,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

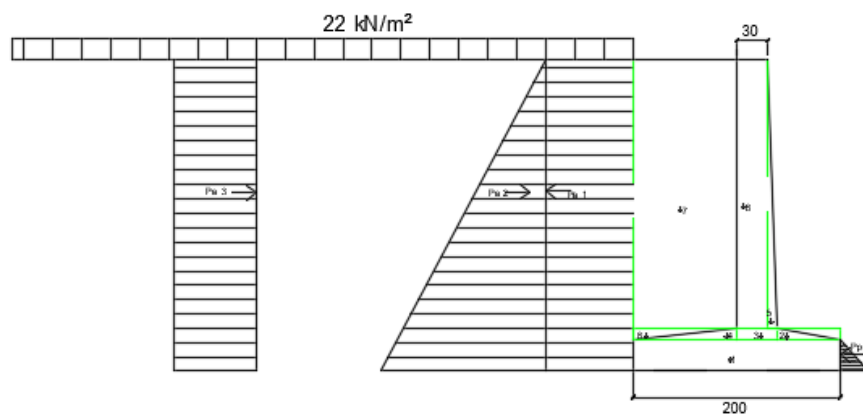
Hasil rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

**Tabel 5.5 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal**

NO	B	H	y	Perhitungan	W (kN)	x (m)	M (kNm)
1	2	0,3	24	$1*0,3*2*y$	14,400	1	14,400
2	0,6	0,1	24	$1/2*0,6*0,1*y$	0,720	0,4	0,288
3	0,4	0,1	24	$1*0,4*0,1*y$	0,960	0,8	0,768
4	1	0,1	24	$1/2*1*0,1*y$	1,200	1,333	1,600
5	0,1	2,6	24	$1/2*2,6*0,1*y$	3,120	0,667	2,081
6	0,3	2,6	24	$1*2,6*0,3*y$	18,720	0,85	15,912
7	1	2,6	16,68	$1*2,6*1*y$	43,360	1,5	65,040
8	1	0,1	16,68	$1/2*0,1*1*y$	0,834	1,667	1,390
9	0,196	7,5	24	$1*0,5*7,5*y$	35,343	1,55	54,782
10	0,196	7,5	24	$1*0,5*7,5*y$	35,343	0,45	15,904
$\Sigma$					154,000		172,165

b. Tekanan Tanah Lateral

Perhitungan ini menentukan tekanan tanah aktif dan pasif. Untuk menghitung tekanan tanah lateral aktif dan pasif, diperlukan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif disetiap lapisan. Ilustrasi tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding penahan ditampilkan pada Gambar 5.22 di bawah ini.



**Gambar 5.22 Diagram Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah**

Untuk perhitungan tanah lateral dapat dilihat sebagai berikut.

A. Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

$$\begin{aligned}
 K_{a1} &= \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left( 45 - \frac{23}{2} \right) \\
 &= 0,438
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{a2} &= \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left( 45 - \frac{33,277}{2} \right) \\
 &= 0,291
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{a \text{ tim}} &= \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) \\
 &= 0,333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left( 45 + \frac{23}{2} \right) \\
 &= 0,438
 \end{aligned}$$

#### B. Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

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

$$\begin{aligned}
 Pa1 &= -2 \times c \times \sqrt{K_{a \text{ tim}}} \times h_{\text{tim}} \\
 &= -2 \times 14,602 \times \sqrt{0,333} \times 3 \\
 &= -50,583 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa2 &= 0,5 \times K_{a1} \times h1 \times \gamma_{\text{soil}} \times h1 \\
 &= 0,5 \times 0,438 \times 3 \times 13,8517 \times 3 \\
 &= 27,271 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa1 &= q \times K_{a1} \times h1 \\
 &= 72 \times 0,438 \times 3 \\
 &= 94,502 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pp1 &= 0,5 \times Kp \times h5 \times \gamma_{soil} \times h5 \\
 &= 0,5 \times 0,438 \times 0,3 \times 13,8517 \times 0,3 \\
 &= 0,346 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk rekapitulasi perhitungan tekanan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.7 di bawah ini.

**Tabel 5.6 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif**

No	Perhitungan	Gaya (W)	Jarak ke Y	Momen (M)
		(kN)	(m)	(Knm)
Pa1	$-2 \times c \times \sqrt{Ka} \times h_{tim} \times h_{tim}$	-50,583	1,500	-75,874
Pa2	$0,5 \times \gamma_{soil} \times h_{tim} \times Ka_{tim} \times h_{tim}$	25,016	1,000	25,016
Pa3	$q \times Ka1 \times h1$	28,876	1,500	43,314
$\Sigma$		53,891		68,329

**Tabel 5.7 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif**

No	Perhitungan	Gaya (W)	Jarak ke Y	Momen (M)
		(kN)	(m)	(Knm)
Pp1	$0,5 \times Kp \times h5 \times \gamma_s \times h5$	0,3457	0,150	0,052
$\Sigma$		0,3457		0,052

C. Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

a. Stabilitas terhadap geser

Tahanan geser pada dinding penahan tanah sepanjang  $B = 2$  m, dihitung dengan asumsi dasar dinding memiliki sifat sangat kasar, oleh karena itu sudut gesek  $\delta_b = \phi$  tanah dasar dan  $c_d = c$  tanah dasar. Berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap pergeseran.

$$\begin{aligned}
 R_h &= c \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta_b \\
 &= 22,663 \times 2 + 154,000 \times \tan 23,035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 110,807 \text{ kNm} \\
 F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h + P_p}{\Sigma P_a} \\
 &= \frac{110,802 + 0,052}{53,891} \\
 &= 2,063 > 1,5 \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Jadi untuk angka aman terhadap geser sebesar  $2,603 > 1,5$  yang dimana nilainya aman.

b. Stabilitas terhadap guling

Penilaian stabilitas terhadap momen guling dilakukan dengan membandingkan momen yang menyebabkan guling dengan momen yang memberikan tahanan. Momen yang menyebabkan guling dihasilkan oleh tekanan lateral aktif tanah di depan dinding penahan yang berputar pada titik kaki depan pelat pondasi. Sementara itu, momen tahanan dihasilkan dari berat dinding penahan dan tanah di atasnya, serta momen yang dihasilkan oleh tekanan tanah pasif di belakang dinding penahan. Berikut adalah prosedur perhitungan stabilitas terhadap momen guling.

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{penahan}} &= (\Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}}) \\
 &= (172,165 + 0,052) \\
 &= 172,217 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\
 &= 68,329 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\
 &= \frac{172,317}{68,329} \\
 &= 2,520 > 1,5 \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Jadi untuk angka aman terhadap guling sebesar  $2,520 > 1,5$  yang dimana nilainya aman.

c. Daya Dukung Tanah Terhadap Runtuh

Untuk perhitungan ini diperlukan beberapa data awal. Data yang diperlukan adalah sebagai berikut.

Lebar Pondasi (B)	= 2 m
Kedalaman pondasi (z)	= 0,3 m
Berat volume ( $\gamma_{soil}$ )	= 16,677 kN/m <sup>3</sup>
Kohesi (c)	= 0 kN/m <sup>3</sup>
$\phi_B$	= 40°

Daya dukung tanah terhadap runtuh dihitung dengan menggunakan persamaan terzaqhi. Berikut perhitungan daya dukung tanah terhadap runtuh.

$$\begin{aligned}
 X_e &= \frac{\Sigma Mw - \Sigma Mgl}{\Sigma w} \\
 &= \frac{172,165 - 68,329}{154,000} \\
 &= 0,674 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - X_e \\
 &= \frac{2}{2} - 0,674 \\
 &= 0,326 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B' &= B - 2e \\
 &= 2 - 2 \times 0,326 \\
 &= 1,349 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya Horizontal} = 68,329 \text{ kNm } (\Sigma pa)$$

$$\text{Gaya Vertikal} = 172,165 \text{ kNm } (\Sigma w)$$

Menurut terzaqhi kapasitas dukung ultimit dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$q_u = (c \times N_c) (\gamma_{soil} \times z \times N_q) + (0,5 \times B \times \gamma_{soil} \times N_\gamma) \quad (5.1)$$

Untuk nilai  $N_c$ ,  $N_q$  dan  $N_\gamma$  dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut.

**Table 3.1** Terzaghi's Bearing Capacity Factors—Eqs. (3.4), (3.5), and (3.6) a From Kumbhojkar (1993)

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.73	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.07	70.64	95.02
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

### Gambar 5.23 Faktor-Faktor Kapasitas Daya Dukung *Terzaqhi*

$$N_c = 95,66$$

$$N_q = 81,27$$

$$N_{\gamma} = 115,31$$

$$\begin{aligned} Q_u &= (c \times N_c) + (\gamma_{soil} \times z \times N_q) + (0,5 \times B \times \gamma_{soil} \times N_{\gamma}) \\ &= (22,663 \times 95,66) + (13,852 \times 0,3 \times 81,27) + (0,5 \times 2 \times \\ &\quad 13,852 \times 115,31) \\ &= 2329,6268 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' &= \frac{V}{B'} \\ &= \frac{154,000}{1,349} \end{aligned}$$

$$= 114,1995 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{all} = \frac{q_u}{3} \text{ (untuk kondisi normal)} \quad (5.2)$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{2329,6268}{3} \\ &= 776,5423 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Karena  $e > B/6$ , maka perhitungan  $Q_{maks}$  menggunakan rumus

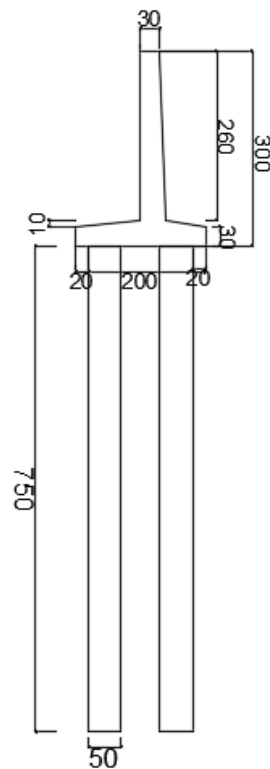
$$\begin{aligned} q_{12} &= \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \\ &= \frac{154,000}{2} \times \left(1 \pm 6 \frac{6 \times 0,326}{2}\right) \\ &= 77,000 \times \left(1 \pm 6 \frac{6 \times 0,326}{2}\right) \\ Q_{maks} &= 77,000 \times \left(1 + 6 \frac{6 \times 0,326}{2}\right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 152,2463 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{\min} &= 77,000 \times \left(1 - 6 \frac{6 \times 0,326}{2}\right) \\
 &= 1,7536 \text{ kN/m}^2 \\
 SF &= \frac{Qu}{q'} \\
 &= \frac{2329,6268}{114,1995} \\
 &= 20,3996 > 3 \quad (\text{TERPENUHI})
 \end{aligned}$$

SF > 3, maka stabilitas terhadap gaya dukung tanah pada dinding terpenuhi.

d. Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung *Bore Pile*

Sketsa *Bore Pile* dapat dilihat pada Gambar 5.41 berikut.



**Gambar 5.24 Sketsa *Bore Pile***

Menurut O'Neil and Reese perhitungan kapasitas dukung bore pile sebagai berikut.

1. Kapasitas Ujung (Qb)

Berikut perhitungan kapasitas ujung 1 tiang.

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \\ &= 0,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L \\ &= \pi \times 0,5 \times 7,5 \\ &= 23,562 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_c' &= 6 \left( 1 + 0,2 \frac{L}{d_b} \right) \geq 9 \\ &= 6 \left( 1 + 0,2 \frac{7,5}{0,5} \right) \geq 9 \\ &= 24 \geq 9, \text{ dipakai } N_c' = 9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= C_u \times N_c' \\ &= 28,06 \times 9 \\ &= 253 \text{ kN/m}^2 \leq 4000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \times f_b \\ &= 0,20 \times 253 \\ &= 198,341 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Kapasitas Selimut (Qs)

Berikut perhitungan daya dukung tiang berdasarkan lapisan tanah pada kedalaman 7,5 m.

$$\begin{aligned} F_s &= \alpha \times C_u \\ &= 0,55 \times 28,06 \\ &= 15,433 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \times F_s \\ &= 23,562 \times 15,433 \\ &= 363,624 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Berat Tiang Bore Pile

$$W_p = A_b \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,20 \times 7,5 \times 24$$

$$= 141,372 \text{ kN}$$

4. Kapasitas Ultimit ( $Q_u$ )

$$\begin{aligned} Q_{u1} \text{ tiang} &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 198,341 + 363,624 - 141,372 \\ &= 420,593 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Kapasitas Ijin ( $Q_{all}$ )

$$\begin{aligned} Q_{all1} \text{ tiang} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{420,593}{2} \\ &= 210,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} \text{ tiang kelompok} &= N \times Q_{all1} \text{ tiang} \\ &= 2 \times 210,30 \\ &= 420,593 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Berat Aksial

$$P = 172,165 \text{ kN} < 592,435 \text{ kN (AMAN)}$$

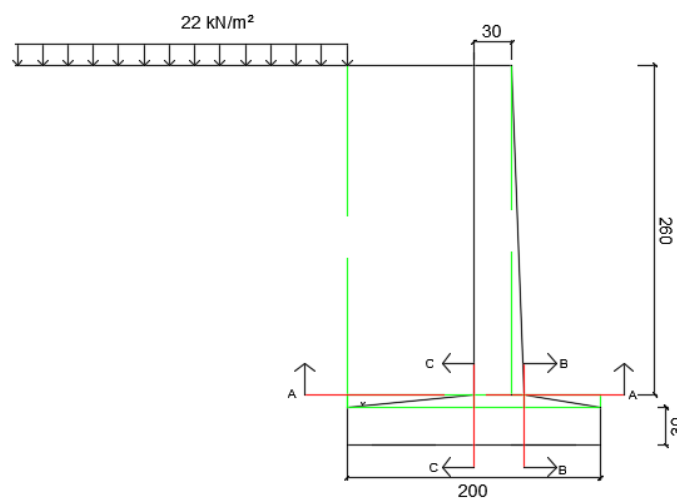
Hasil rekaputilasi nilai angka aman pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.8 sebagai berikut.

**Tabel 5.8 Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan dan Keruntuhan Dinding Penahan Tanah Kantilever**

No	Kondisi	Nilai SF	Keterangan
1	Stabilitas Penggeseran	2,063	Aman
2	Stabilitas Penggulingan	2,520	Aman
3	Stabilitas Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah	20,3996	Aman

## 2. Analisis Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever

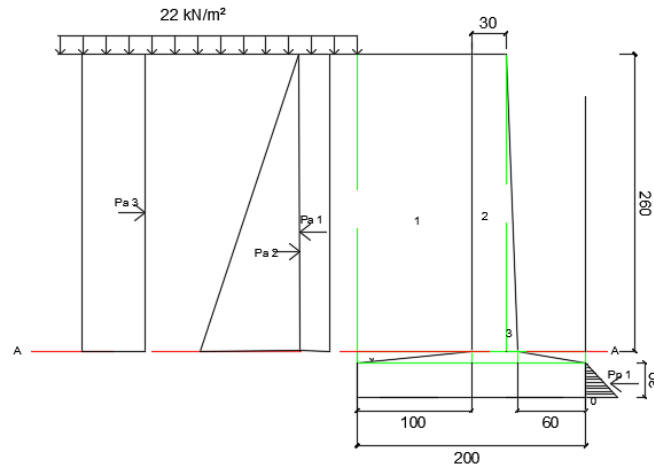
Perhitungan stabilitas internal dinding penahan tanah dilakukan dengan membagi analisis ke dalam 3 bidang tinjauan. Setiap tinjauan dihitung berdasarkan kekuatan tarik, geser, dan tekan, kemudian dibandingkan dengan nilai kuat tarik, kuat geser, dan kuat tekan beton  $f_c' = 30$  MPa. Pembagian bidang tinjauan pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut ini.



**Gambar 5.25 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal**

### a. Tinjauan Potongan A-A

Pada tinjauan A-A terletak pada 2,6 meter dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.26 berikut.



**Gambar 5.26 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan A-A**

Contoh perhitungan mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah tinjauan A-A adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times l \\ &= 0,780 \times 1 \\ &= 0,780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat (W)} &= \text{Volume} \times \text{Berat volume beton} \\ &= 0,780 \times 24 \\ &= 18,720 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

**Tabel 5.9 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik 0 Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan A-A**

No	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat (kN)	Jarak dari 0 (m)	Momen (kNm)
1	0,780	18,720	1,3	24,336
2	0,130	3,1200	0,87	2,714
	Σ	21,840	2,170	27,050

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

$$\begin{aligned}
 Pa1 &= -2 \times c \times \sqrt{Ka} \times h \times \text{tim} \\
 &= -2 \times 14,602 \times \sqrt{0,3333} \times 2,6 \\
 &= -43,8384 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

**Tabel 5.10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan A-A**

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya	Lengan ke 0	Momen
		kN	m	kNm
Pa1	$-2 \times c \times \sqrt{Ka} \times h \times \text{tim}$	-43,8384	1,3	-56,9900
Pa2	$0,5 \times \gamma_{\text{soil}} \times h \times \text{tim} \times Ka$ $\text{tim} \times h \times \text{tim}$	18,7894	0,9	16,9105
Pa3	$q \times Ka1 \times h1$	25,0256	1,3	32,5333
$\Sigma$		-0,0234	3,5000	-7,5461

1) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w} \\
 &= \frac{21,8400}{0,4 \times 1} + \frac{-7,5461 - 27,0504}{\frac{1}{6} \times 0,4^2 \times 1} \\
 &= -1242,7705 \text{ kN/m}^2 < 0,45 \times f_c' = 0,45 \times 30 \\
 &= -1242,7705 \text{ kN/m}^2 < 13500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) Tinjauan Terhadap Tarik

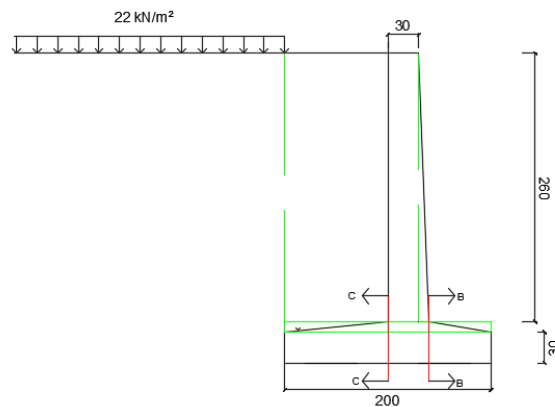
$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{tarik}} &= \frac{V}{B \times 1} - \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w} \\
 &= \frac{21,8400}{0,4 \times 1} - \frac{-7,5461 - 27,0504}{\frac{1}{6} \times 0,4^2 \times 1} \\
 &= 1351,9705 \text{ kN/m}^2 < 0,15 \times f_c' = 0,15 \times 30 \\
 &= 1351,9705 \text{ kN/m}^2 < 4500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 D \text{ A-A} &= -0,0234 \text{ kN} \\
 \sigma \text{ geser} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{B \times H} \\
 &= \frac{2}{3} \times \frac{-0,0234}{0,4 \times 1} \\
 &= -0,0389 \text{ kN/m}^2 < \sqrt{f'c'} = \sqrt{30} \\
 &= -0,0389 \text{ kN/m}^2 < 5477,2256 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

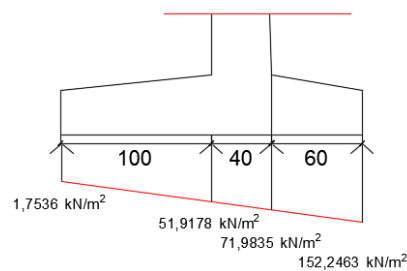
b. Tinjauan Potongan B-B dan Potongan C-C

Untuk menilai keamanan pada bidang telapak atau kaki, dilakukan analisis pada potongan B dan C yang terletak pada bagian kaki dinding penahan tanah. Gambar B-B dan C-C dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut ini.



**Gambar 5.27 Potongan Stabilitas Internal Tinjauan B-B dan Tinjauan C-C**

Untuk momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



**Gambar 5. 28 Momen Yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi**

Hasil analisis perhitungan sebelumnya didapatkan bahwa tegangan yang terjadi di dasar pondasi adalah sebagai berikut.

$$Q_{maks} = 152,2463 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{min} = 1,7536 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga perhitungan superposisi tegangan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} H1 &= \sigma_{maks} - H_c \times \gamma_c \\ &= 152,2463 - 0,3 \times 24 \\ &= 145,0463 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H2 &= \sigma_1 - H_c \times \gamma_c \\ &= 71,9835 - 0,3 \times 24 \\ &= 64,7835 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H3 &= \sigma_2 - H_c \times \gamma_c - H_t \times \gamma_t \\ &= 51,9178 - 0,3 \times 24 - 2,6 \times 14,602 \\ &= 1,3576 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H4 &= \sigma_{min} - H_c \times \gamma_c - H_t \times \gamma_t \\ &= 1,7536 - 0,3 \times 24 - 2,6 \times 14,602 \\ &= -48,8066 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 1) Tinjauan Terhadap B-B

$$\begin{aligned} M &= H2 \times L \times (0,5L) + (H1-H2) \times L \times (2/3L) \\ &= 64,7835 \times 0,6 \times (0,5 \times 0,6) + (145,0463 - 64,7835) \times 0,6 \\ &\quad \times (2/3 \times 0,6) \\ &= 30,9241 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\sigma_{desak} = \frac{M}{w}$$

$$= \frac{30,9241}{\frac{1}{6} \times 0,3^2 \times 1}$$

$$= 2061,6059 \text{ kN/m}^2 < 0,4 \times 30 \text{ Mpa}$$

$$= 2061,6059 \text{ kN/m}^2 < 12000 \text{ kN/m}^2$$

$$D_B = 0,5 \times (H1-H2) \times L$$

$$= 0,5 \times (145,0463 - 64,7835) \times 1$$

$$= 24,0788 \text{ kN}$$

$$\tau \text{ tarik} = \frac{2 \times D}{3 \times B \times h}$$

$$= \frac{2 \times 24,0788}{3 \times 0,4 \times 0,3}$$

$$= 133,7712 \text{ kN/m}^2 < \sqrt{30} \text{ Mpa}$$

$$= 133,7712 \text{ kN/m}^2 < 5477,2256 \text{ kN/m}^2$$

## 2) Tinjauan Terhadap C-C

$$M = H3 \times L \times (0,5L) + (H3 - H4) \times L \times (2/3L)$$

$$= 1,3576 \times 1 \times (0,5 \times 1) + (1,3576 - (-48,8066)) \times 1 \times$$

$$(2/3 \times 1)$$

$$= 30,9241 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{desak}} = \frac{M}{w}$$

$$= \frac{30,9241}{\frac{1}{6} \times 0,3^2 \times 1}$$

$$= 2061,6059 \text{ kN/m}^2 < 0,4 \times 30 \text{ Mpa}$$

$$= 2061,6059 \text{ kN/m}^2 < 12000 \text{ kN/m}^2$$

$$D_C = 0,5 \times (H3-H4) \times L$$

$$= 0,5 \times (1,3576 - (-48,8066)) \times 1$$

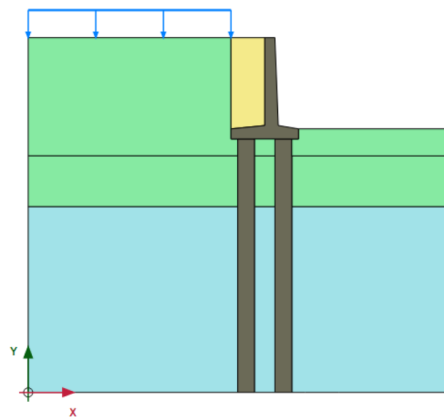
$$= 24,0788 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \tau \text{ tarik} &= \frac{2 \times D}{3 \times B \times h} \\
 &= \frac{2 \times 24,0788}{3 \times 0,4 \times 0,3} \\
 &= 133,7712 \text{ kN/m}^2 < \sqrt{30} \text{ Mpa} \\
 &= 133,7712 \text{ kN/m}^2 < 5477,2256 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* menggunakan Program *Plaxis*

##### 1. Permodelan Awal Lereng

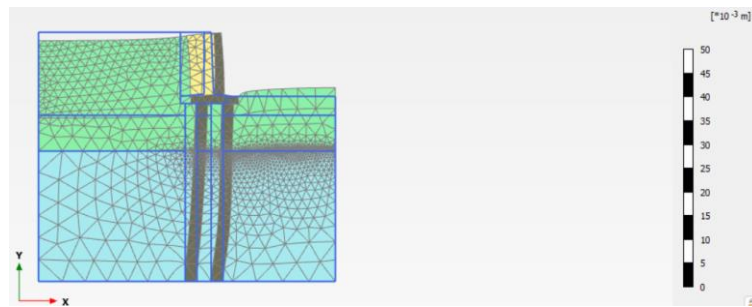
Permodelan lereng asli dengan penahan tanah tipe kantilever dan bantuan bore pile pada Jalan Awunio-Lapuko. untuk permodelan dapat dilihat pada gambar 5.29 berikut.



**Gambar 5. 29** Permodelan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile*

##### 2. Perhitungan Tegangan Awal

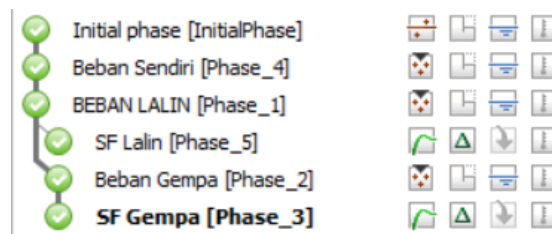
Perhitungan ini melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.30 sebagai berikut.



**Gambar 5.30 Perhitungan Tegangan Awal Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile***

### 3. Tahap Calculation

Pada tahap ini dilakukan analisis dengan memasukkan tab parameter menggunakan analisis plastik untuk mengetahui perpindahan yang terjadi, phi/reduction untuk menghitung angka keamanan, serta staged construction sebagai input beban. Dalam perhitungan menggunakan *Plaxis*, ada beberapa tahap yang dianalisis, yaitu beban gravitasi, berat tanah dan kendaraan, beban gempa, serta *safety factor* (SF) baik dengan maupun tanpa beban gempa. Tab perhitungan *Plaxis* untuk kondisi dinding penahan tanah dengan perubahan tanpa timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut.



**Gambar 5.31 Proses Perhitungan Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Dalam Program *Plaxis***

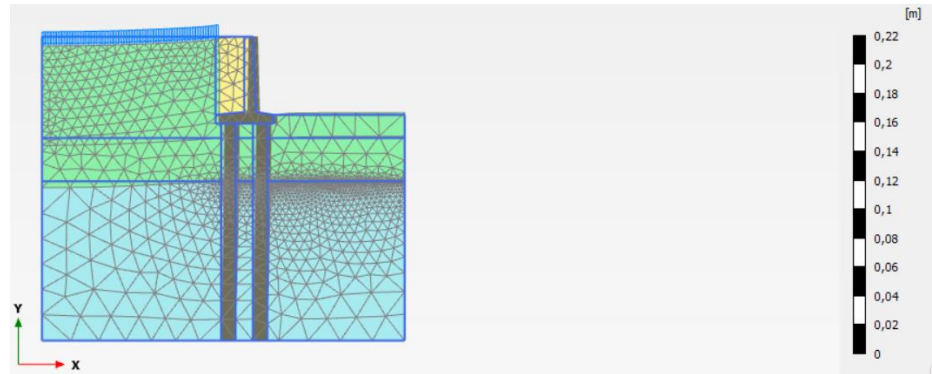
#### 5.4.4 Hasil Output Dengan Program Plaxis

Pada tahap ini akan diketahui angka keamanan dan besar displacement yang terjadi pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever tersebut. Hasil dari perhitungan menggunakan program *Plaxis* dapat dilihat pada gambar-gambar berikut.

1. Hasil perhitungan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan bore pile tanpa beban gempa

a. *Deformed Mesh*

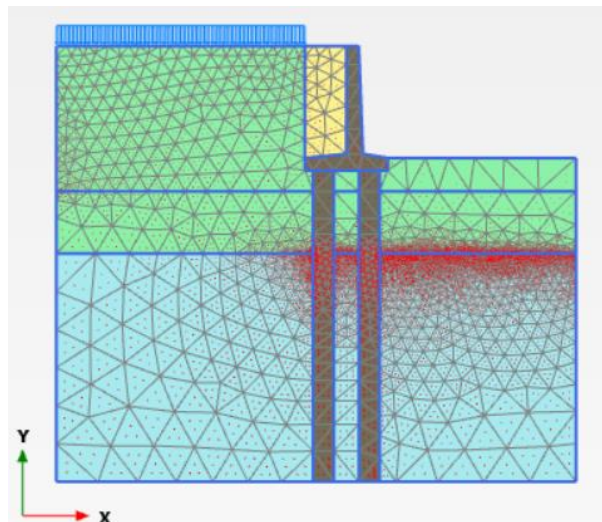
Untuk hasil *deformed mesh* akibat beban kendaraan tanpa beban gempa didapatkan angka sebesar  $6,405 \times 10^{-3}$  m. *Deformed mesh* yang terjadi pada lereng akibat beban kendaraan dapat dilihat pada gambar 5.32 di bawah ini.



**Gambar 5.32 *Deformed Mesh* Pada Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* tanpa Beban Gempa**

b. *Effective Stresses*

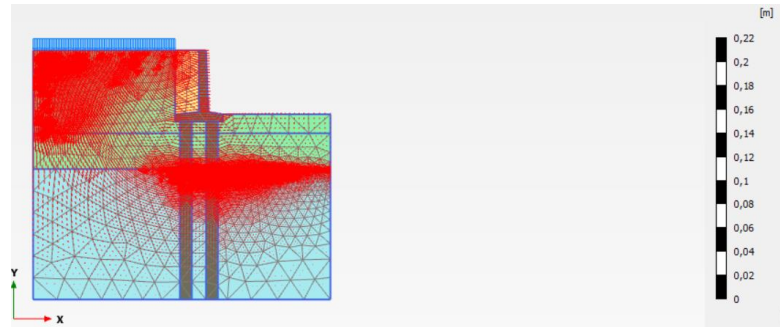
Besarnya nilai *effective stresses* akibat beban merata tanpa beban gempa adalah sebesar  $824,1 \text{ kN/m}^2$  yang dapat dilihat pada Gambar 5.33 berikut



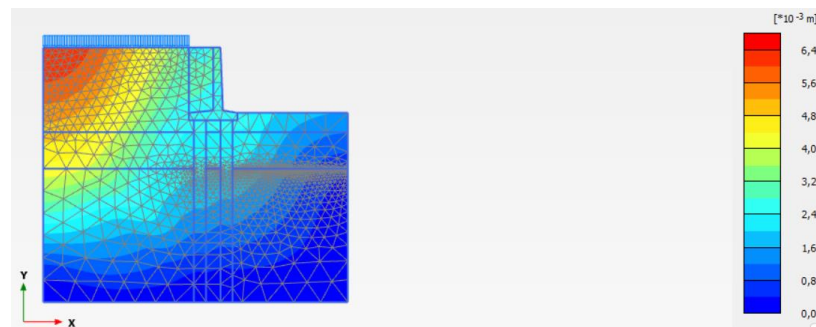
**Gambar 5.33 *Effective Stress* Potongan Melintang Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Tanpa Beban gempa**

c. Arah Pergerakan dan Potensi kelongsoran

Arah pergerakan lereng dan area potensial longsor pada lereng yang menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bore pile* tanpa mempertimbangkan pengaruh beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.34 dan Gambar 5.35 berikut.



**Gambar 5.34 Arah Pergerakan Lereng Asli Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Tanpa Beban Gempa**



**Gambar 5.35 Daerah Potensial Kelongsoran Lereng Asli Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Tanpa Beban Gempa**

d. Nilai Angka Aman lereng (SF)

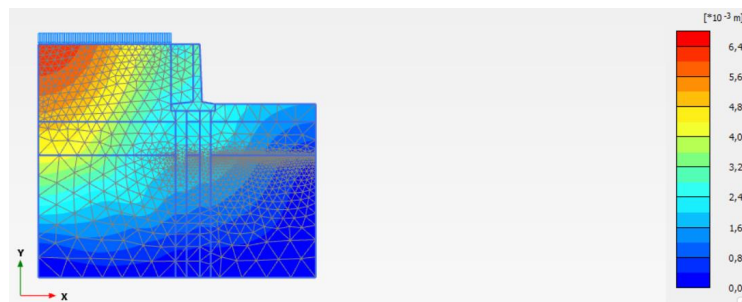
Nilai angka aman perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile tanpa beban gempa sebesar  $5,345 > 1,5$  yang dimana memenuhi syarat angka aman. Untuk nilai *Safety factor* (SF) dapat dilihat pada Gambar 5.36 di bawah ini.

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-0,08592E-6
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	955,6 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase p	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety fact	5,345

**Gambar 5.36 Nilai Angka Aman Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dan Bore Pile Tanpa Beban Gempa**

e. Deformasi

Peninjauan ini dilakukan untuk mengetahui perilaku deformasi yang terjadi pada lereng dengan dinding penahan tanah kantilever dan bore pile tanpa beban gempa. Displacement yang terjadi pada dapat dilihat pada Gambar 5.37 berikut.



**Gambar 5.37 Displacement Ditinjau Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bore Pile Tanpa Beban Gempa**

Nilai-nilai deformasi yang didapatkan dari analisis dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

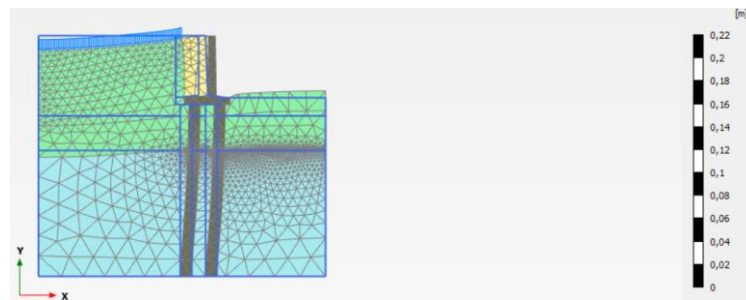
**Tabel 5.11 Total Displacement Maksimum Lereng Asli Tanpa Beban Gempa**

<i>Displacement</i> arah x (Ux) (meter)	<i>Displacement</i> arah y (Uy) (meter)	<i>Total</i> <i>Displacement (U)</i> (meter)
$3,159 \times 10^{-3}$	$1,589 \times 10^{-3}$	$6,405 \times 10^{-3}$

2. Hasil analisis lereng yang diperkuat dengan perkuatan dinding penahan tanah dan bore pile dibawah pengaruh beban gempa.

a. *Deformed Mesh*

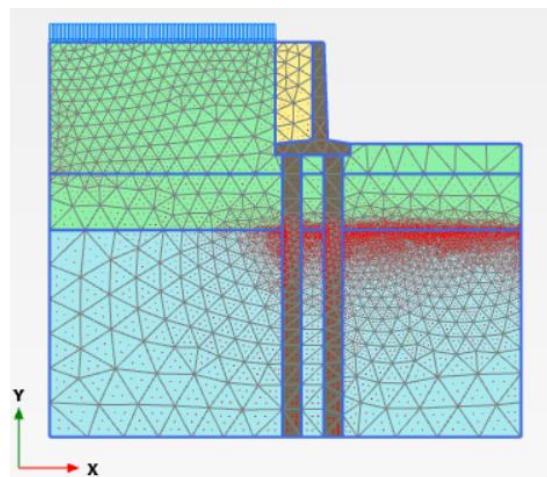
Untuk hasil *deformed mesh* akibat beban kendaraan dengan beban gempa didapatkan angka 0,01315 m. *Deformed mesh* yang terjadi pada lereng akibat beban kendaraan dapat dilihat pada gambar 5.38 di bawah ini.



**Gambar 5.38 *Deformed Mesh* Pada Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever dan Bore Pile Dengan Beban gempa**

b. *Effective Stresses*

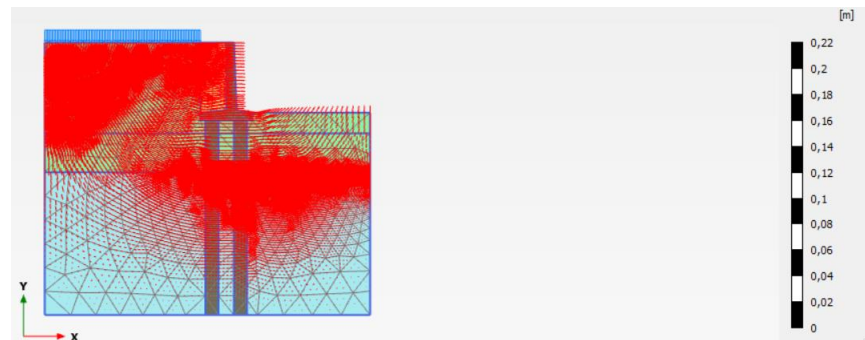
Besarnya nilai *effective stresses* akibat beban merata kendaraan dengan beban gempa adalah sebesar  $1230 \text{ kN/m}^2$  yang dapat dilihat pada Gambar 5.39 berikut



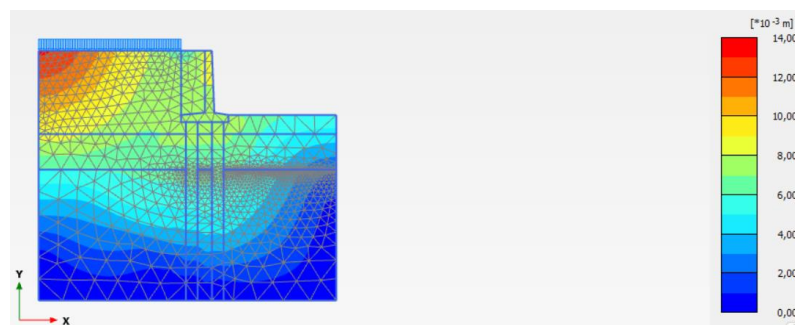
**Gambar 5.39 *Effective Stress* Potongan Melintang Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Dengan Beban gempa**

c. Arah Pergerakan dan Potensi kelongsoran

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile dengan pengaruh beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.40 dan Gambar 5.41 sebagai berikut.



**Gambar 5.40 Arah Pergerakan Lereng Asli Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Dengan Beban Gempa**



**Gambar 5.41 Daerah Potensial Kelongsoran Lereng Asli Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Dengan Beban Gempa**

d. Nilai Angka Aman lereng (SF)

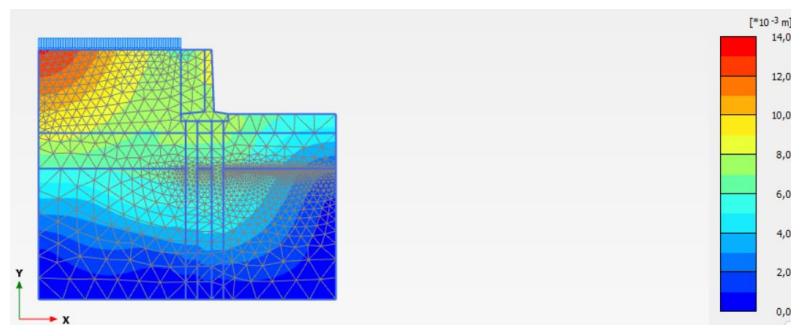
Nilai angka aman perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile dengan memperhitungkan beban lalu lintas serta beban gempa sebesar  $5,023 > 1,5$  yang dimana memenuhi syarat angka aman. Untuk nilai angka aman (SF) dapat dilihat pada Gambar 5.42 di bawah ini.

Reached values		
Reached total time		0,000 day
CSP - Relative stiffness		5,472E-6
ForceX - Reached total force		0,000 kN/m
ForceY - Reached total force		0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp		1443 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase p		0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight		1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety fact		5,203

**Gambar 5.42 Nilai Angka Aman Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Dan *Bore Pile* Dengan Beban Gempa**

e. Deformasi

Peninjauan deformasi dilakukan untuk mengetahui perilaku deformasi yang terjadi pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bore pile dengan beban gempa. Displacement yang terjadi pada dapat dilihat pada Gambar 5.43 berikut.



**Gambar 5. 43 Displacement Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bore Pile* Dengan Beban Gempa**

Nilai-nilai deformasi dapat dilihat pada Tabel 5.12 Berikut.

**Tabel 5.12 Total Displacement Maksimum Lereng Asli Dengan Beban Gempa**

<i>Displacement</i> arah x (Ux) (meter)	<i>Displacement</i> arah y (Uy) (meter)	<i>Total</i> <i>Displacement</i> (U) (meter)
$8,569 \times 10^{-3}$	$5,909 \times 10^{-3}$	0,01315

## 5.5 Pembahasan

Penilaian stabilitas lereng di ruas jalan Awunio-Lapuko, Desa Sumbersari, Kecamatan Moramo, Kabupaten Konawe Selatan, Sulawesi Tenggara (Sta 8+205) dilakukan untuk mengevaluasi angka keamanan lereng. Penelitian ini mencakup analisis kondisi lereng asli di bawah beban gempa dan lalu lintas, serta analisis lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tipe kantilever dan tiang *bore pile*. Analisis dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis* dan perhitungan manual.

Hasil analisis *Plaxis* pada lereng asli tanpa beban gempa menunjukkan angka keamanan sebesar 2,680. Ketika beban gempa ditambahkan, angka keamanan menjadi 1,231. Namun, perhitungan manual menggunakan metode Fellenius memberikan didapatkan nilai sebesar 1,279. Angka keamanan ini berada di bawah batas minimum 1,5, sehingga lereng dinyatakan tidak aman dan memerlukan penguatan. Setelah dilakukan penguatan menggunakan dinding penahan tipe kantilever dan *bore pile*, angka keamanan lereng berdasarkan analisis *Plaxis* tanpa beban gempa mencapai 5,345, dan 5,203 saat beban gempa diterapkan. Angka ini menunjukkan bahwa lereng dalam kondisi aman karena melampaui batas minimum 1,5. Perhitungan manual juga dilakukan untuk menilai stabilitas eksternal dan internal. Rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.13 dan Tabel 5.14 di bawah ini.

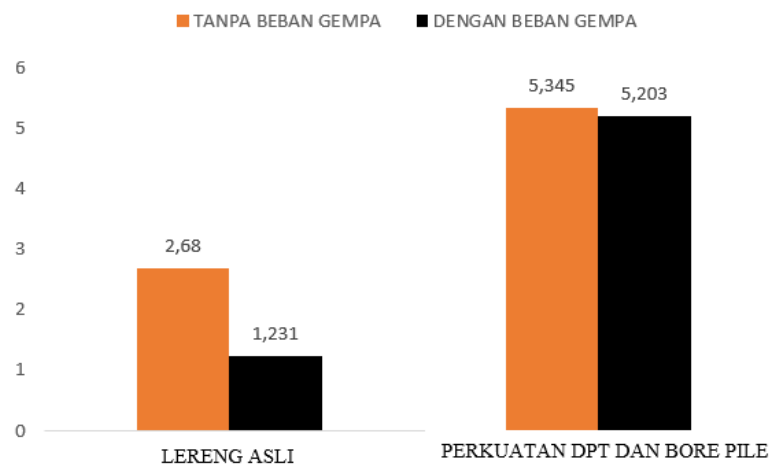
**Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Eksternal Dinding Penahan Tanah**

No	Kondisi	Nilai SF	Keterangan
1	Stabilitas Penggeseran	2,063	Aman
2	Stabilitas Penggulingan	2,520	Aman
3	Stabilitas Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah	20,3996	Aman

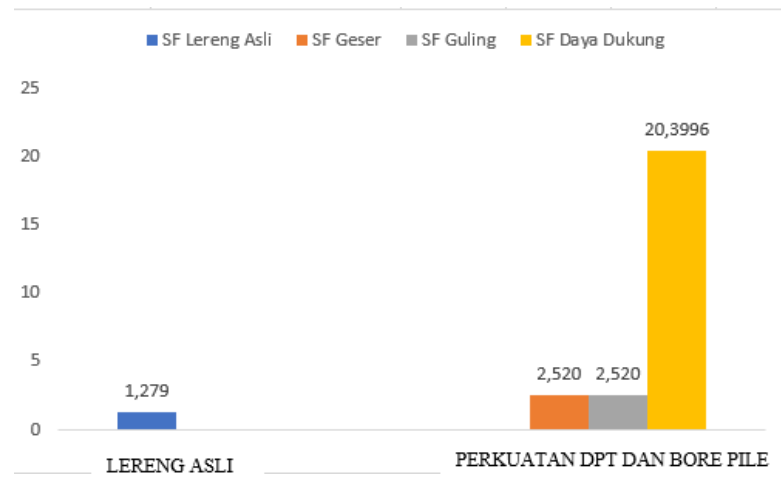
**Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Internal Dinding Penahan Tanah**

No	Potongan	Potongan		
		Tekanan Desak (kN/m <sup>2</sup> )	Tekanan Tarik (kN/m <sup>2</sup> )	Tekanan geser (kN/m <sup>2</sup> )
1	Potongan A-A	-1242,7705	1351,9705	-0,0389
2	Potongan B-B	2061,6059	133,7712	-
3	Potongan C-C	3856,4058	139,3450	-

Hasil ini menunjukkan bahwa penguatan dengan dinding penahan dan bore pile membuat lereng menjadi aman. Perbandingan angka keamanan antara kondisi lereng asli dan setelah penguatan dapat dilihat pada Gambar 5.44 dan Gambar 5.45 di bawah ini.



**Gambar 5.44 Perbandingan Nilai Angka Aman Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Dinding Penahan Tanah Dengan Plaxis**



**Gambar 5.45 Perbandingan Nilai Angka Aman Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Dinding Penahan Tanah Dengan Perhitungan Manual**

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 Kesimpulan**

Dari hasil penelitian yang telah dilakukan, didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisis menggunakan Plaxis menunjukkan angka keamanan lereng asli tanpa beban gempa sebesar 2,68, yang berkurang menjadi 1,231 dengan beban gempa. Keadaan ini menyatakan bahwa lereng dalam kondisi tidak aman  $SF < 1,5$ .
2. Hasil analisis manual dengan metode fellenius memberikan angka keamanan  $1,279 < 1,5$ . Keadaan ini menunjukkan lereng dalam kondisi kritis atau tidak aman terhadap keruntuhan.
3. Perkuatan dengan dinding penahan kantilever dan bore pile menghasilkan angka keamanan yang jauh lebih tinggi. Dalam analisis Plaxis, angka keamanan tanpa beban gempa adalah 5,345, sedangkan dengan beban gempa menjadi 5,203, keduanya dinyatakan aman (angka  $> 1,5$ ).
4. Hasil perhitungan manual untuk stabilitas eksternal menunjukkan bahwa lereng dalam kondisi aman ( $SF > 1,5$ ), dengan nilai  $SFGeser = 2,063$ ,  $SFGuling = 2,520$ , dan  $SFDaya Dukung = 20,3996$ .

#### **6.2 Saran**

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, terdapat beberapa saran yang dapat digunakan untuk penelitian selanjutnya:

1. Disarankan untuk melakukan analisis dengan membandingkan jenis perkuatan lainnya, seperti sheet pile, geotextile, dan metode alternatif lainnya.
2. Disarankan untuk melakukan analisis perbandingan menggunakan perangkat lunak lain, seperti GeoStudio, untuk memperoleh hasil yang lebih komprehensif.
3. Perlu dilakukan perhitungan lanjutan untuk menentukan tulangan yang dibutuhkan.

## DAFTAR PUSTAKA

- Aisah, E., & Dhiniati, F. (2023). Kapasitas Daya Dukung Pondasi Dangkal dengan Teori Terzaghi dan Mayerhof. *Konstruksia*, 15(1), 127-136.
- Andriyani, Baiq Cahaya Dewi, Imananto, E. I., & Yudianto, E. A. (2020). Studi Perencanaan Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Pada Lereng Jalan kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember, *Sondir*, 3(2), 1-6).
- Annarose, A. (2023). Perencanaan dinding penahan tanah tipe kantilever pada jalan soekarno-hatta kilometer 48 samarinda-balikpapan (Doctoral dissertation, Institut Teknologi Nasional Malang).
- Azanna, D. O. (2021). Analisis Stabilitas Lereng Tiga Dimensi. *Jurnal Talenta Sipil*, 4(2), 210-213.
- Gazali, A., Sidiq, A., & Surya, A. (2020). Analisis Stabilitas Lereng Dan Penanggulangan Longsoran Menggunakan Program Plaxis V. 8.2. *Jurnal Kacapuri: Jurnal Keilmuan Teknik Sipil*, 3(1), 1-13.
- Gunawan, A. (2021). Studi Analisis Penanganan Longsor Pada Slope Timbunan Yang Tegak (Studi Kasus Longsoran Di Jalan Tol Ruas Semarang (Bawen KM 426+ 600). *Jurnal Teknik Indonesia*, 1(2).
- Hardiyatmo. H.C. (2002). *Teknik Fondasi I*, Beta Offset. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2010). *Analisis & Perancangan Fondasi II*.
- Hardiyatmo, H. C. (2011). *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*. Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo. H.C. (2012). *Tanah longsor dan erosi*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2014). *Mekanika Tanah 2 (5th ed.)* Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo. H.C. (2015). *Analisis dan Perancangan Fondasi 2*, cetakan pertama, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Ikrimah, M. A., Sutanto, H., & Budiman, E. (2021). Studi Penanganan Longsor Dengan Beberapa Alternatif Dinding Penahan Tanah. *Teknologi Sipil: Jurnal Ilmu Pengetahuan dan Teknologi*, 4(2), 30-43.
- Muda, A. (2022). Penanganan Longsoran Jalan Nasional Dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever. *Jurnal Inersia*, 14(1), 61-71.

PUPR. (2023). Penanganan Longsor Ruas Awunio – Lapuko.

Ramadhan, M. S. (2021). Perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Cantilever Wall Pada Akses Jalan Pulau Balang-Penajam Paser Utara-Kota Balikpapan Provinsi Kalimantan Timur (Doctoral dissertation, Universitas Islam Kalimantan MAB).

SNI 8460:2017 Persyaratan perancangan geoteknik.

Oktovian B. A. Sompie, Steeva G. Rondonuwu (2022). Kajian Gerakan Tanah dan Penanggulangannya Pada Ruas Jalan Worotican – Poopo – Sinisir – Propinsi Sulawesi Utara.

# LAMPIRAN

Lampiran 1 Data BorLog BH-02

