TUGAS AKHIR

ANALISIS PERKUATAN LERENG MENGGUNAKAN *SHEET PILE* DENGAN GEOSTUDIO PADA PROYEK JALAN BARU KRETEK-GIRIJATI, YOGYAKARTA

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

Firda Maulidyah Sari
22511206

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL - PROGRAM SARJANA
FAKULTAS TEKNIK DESAIN INOVASI
UNIVERITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2026

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERKUATAN LERENG MENGGUNAKAN *SHEET PILE* DENGAN GEOSTUDIO PADA PROYEK JALAN BARU KRETEK-GIRIJATI, YOGYAKARTA

ANALYSIS OF SLOPE REINFORCEMENT USING SHEET PILE WITH GEOSTUDIO ON THE NEW KRETEK-GIRIJATI ROAD PROJECT, YOGYAKARTA

Disusun oleh

Firda Maulidyah Sari
22511206

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

Diuji pada tanggal 26 Agustus 2026

Oleh Dewan Penguji

Dosen Pembimbing :
Dr. Ir. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK : 045110407
Tanggal : 29 Agustus 2026

Penguji I :
Ir. Muhammad Irfan Marasabessy, S.T., M.T.
NIK : 245110502
Tanggal : 31 Agustus 2026

Penguji II :
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIK : 215111305
Tanggal : 29 Agustus 2026

Mengesahkan
Plt. Ketua Program Studi Teknik Sipil – Program Sarjana

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK DESAIN INOVASI
YOGYAKARTA

31/8-26

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

Dipindai dengan CamScanner

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya 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. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu. Saya bersedia menerima sanksi termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 31 Agustus 2026

Yang membuat pernyataan,



Firda Maulidyah Sari

(22511206)

Dipindai dengan CamScanner

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabbil'alamin, Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, yang telah melimpahkan rahmat, dan hidahyah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Perkuatan Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Geostudio Pada Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati, Yogyakarta Berdasarkan Metode Fellenius serta *Software* Geostudio. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik untuk menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta. Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan bantuan, bimbingan, dan saran dari banyak pihak. Maka dari itu, izinkan penulis menyampaikan terima kasih kepada pihak-pihak terkait.

1. Dr. Ir. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing, atas waktu, ilmu, kesabaran, serta arahan yang telah telah diberikan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Ir. Muhammad Irfan Marasabessy, S.T., M.T. Selaku Dosen Penguji I, atas waktu, ilmu, kesabaran, serta arahan yang telah telah diberikan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. Selaku Dosen Penguji II, atas waktu, ilmu, kesabaran, serta arahan yang telah telah diberikan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng. selaku Kepala Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Desain Inovasi, Universitas Islam Indonesia
5. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia, yang dengan tulus membagikan ilmu, pengalaman, dan wawasan selama penulis menempuh pendidikan.
6. Kedua orang tua penulis, yang menjadi alasan penulis untuk terus berjuang hingga sampai di titik ini. Semoga dari tempat terbaik di sisi-Nya, Papa dan Mama dapat tersenyum melihat penulis yang terus melangkah. Meski raga tak lagi bersama, cinta dan doa mereka akan selalu menjadi bagian dari setiap langkah yang penulis jalani.

7. Fatmawati, S. Kom., M. Kom., kehadiran kakak atas segala kasih sayang, doa, perhatian, serta dukungan yang diberikan.
8. Abdullah Rafi' Al-Anshory, sebagai *partner* yang telah menjadi tempat berbagi dalam berbagai proses, memberikan dukungan tanpa banyak tuntutan, serta membuka banyak kesempatan untuk tumbuh dan berkembang.
9. Sahabat-sahabat penulis Helga, Ika, Marfa, Alre, Febri, Adan, yang telah membuat perjalanan kuliah terasa lebih ringan dengan segala cerita, tawa, dan momen indah yang tercipta di dalamnya.

Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi semua pihak yang membaca dan mencari referensi dalam penelitian ini.

Yogyakarta, 26 Agustus 2026
Penulis

Firda Maulidyah Sari
22511206

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL ix
DAFTAR GAMBAR xi
DAFTAR LAMPIRAN xiv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xv
ABSTRAK xviii
ABSTRACT xix
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Penelitian 3
1.4 Manfaat Penelitian 3
1.5 Batasan Masalah 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Tinjauan Umum 5
2.2 Penelitian Terdahulu 5
2.2.1 Perkuatan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah 5
2.2.2 Lereng tanah yang diperkuat dengan *Sheet Pile* 7
2.3 Perbandingan Dengan Penelitian Sebelum 8
BAB III LANDASAN TEORI 12
3.1 Tanah 12
3.1.1 Komponen Tanah 12
3.1.2 Prinsip Tegangan Efektif dan Pengaruh Air Tanah 17
3.2 Penyelidikan Tanah 17

3.2.1 Pekerjaan Boring 17
3.2.2 Standard Penetration Test (SPT) 18
3.2.3 *Undisturbed Sample (UDS)* 19
3.3 Korelasi Nilai N-SPT Lapisan Tanah 20
3.3.1 Korelasi Sudut Geser 20
3.3.2 Korelasi Kohesi 20
3.4 Korelasi N-SPT Batuan 21
3.4.1 Kriteria Model Hoek-Brown 21
3.5 Klasifikasi Tanah 24
3.5.1 Kelas Situs 24
3.6 Lereng dan Kelongsoran 26
3.7 Stabilitas Lereng 29
3.7.1 Metode *Fellenius* 30
3.7.2 Analisis Beban Gempa (Pseudo-statik) 32
3.8 Tekanan Tanah Lateral 32
3.8.1 Tekanan Aktif dan Pasif Rankine 33
3.9 *Sheet Pile* 34
3.9.1 *Sheet Pile* Baja Kantilever 34
3.10 Perencanaan Turap Kantilever 36
3.10.1 Tegangan Vertikal dan Distribusi Tekanan Aktif pada Profil Tanah 36
3.10.2 Tekanan Aktif pada Tanah Bekohesi dan Retakan Tarik 37
3.10.3 Diagram tekanan tanah 38
3.10.4 Analisis kedalaman Penetrasi 39
3.10.5 Momen Lentur Maksimum dan Gaya Geser 42
3.10.6 Modulus Penampang dan Pemilihan profil 43
3.11 *Software* Geostudio 44
3.11.1 SLOPE/W 45
3.11.2 SIGMA/W 46
BAB IV METODE PENELITIAN 47
4.1 Lokasi Penelitian 47
4.2 Pengumpulan Data 47

4.3 Tahapan Penelitian 48
4.4 Tahapan Pemodelan Geostudio 48
4.4.1 *SLOPE/W* 48
4.4.2 SIGMA/W 54
4.5 Bagan Alir Penelitian 57
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN 60
5.1 Data Tanah 60
5.1.1 Data Hasil NSPT BH-9 60
5.1.2 Perhitungan Korelasi NSPT Lapisan Tanah 61
5.1.3 Perhitungan Korelasi Batuan Volkanik 61
5.1.4 Data Beban Gempa 62
5.1.5 Data Hasil Penyelidikan Tanah 63
5.2 Analisis Stabilitas Lereng 63
5.2.1 Kondisi asli lereng 64
5.2.2 Analisis Lereng Asli dengan *Software* Geostudio 66
5.2.3 Metode *Fellenius* 68
5.3 Perhitungan Perencanaan Perkuatan *Sheet Pile* Baja 73
5.3.1 Koefisien Tekanan Tanah Rankine 73
5.3.2 Analisis Kedalaman *Penetrasi Turap* 79
5.3.3 Menentukan kedalaman Tancap dan Panjang Tiang 81
5.3.4 Pemilihan Profil *Sheet Pile Baja* 84
5.4 Pemodelan Perkuatan Lereng Menggunakan *SLOPE/W* 86
5.5 Pemodelan Deformasi *SIGMA/W* 90
5.6 Pembahasan 92
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 95
6.1 Kesimpulan 95
6.2 Saran 96
DAFTAR PUSTAKA 98
LAMPIRAN 101

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	9
Tabel 3. 1	Nilai Permeabilitas Tanah (Mekanika Tanah, 2019)	14
Tabel 3. 2	Nilai Kohesi Berdasarkan Lapisan (Carter dan Bentley, 1991)	14
Tabel 3.3	Sudut Geser Dalam Tanah (Bowles JE, 1989**)**	15
Tabel 3.4	Korelasi *Poisson Ratio v* (AASHTO, 1998)	15
Tabel 3. 5	Korelasi Modulus Elastis Jenis Tanah (AASHTO, 1998)	16
Tabel 3. 6	Korelasi Modulus Elastis Jenis Batuan (Vagenas dkk, 2010)	16
Tabel 3. 7	Jumlah Pukulan dan Kepadatan Tanah (Budhu, 2011)	19
Tabel 3. 8	Korelasi Geoteknik (PUPR, AS 4678)	20
Tabel 3. 9	Klasifikasi Kekuatan Batuan Berdasarkan ISRM	21
Tabel 3. 10	Estimasi GSI (began GSI, Hoek & Marinos, 2000)	22
Tabel 3. 11	Nilai konstanta mi untuk batuan beku/vulkanik (Hoek & Brown, 1997; Hoek & Karzulovic, 2000)	23
Tabel 3. 12	Panduan Estimasi Disturbance Factor (D) Berdasarkan Kondisi Penggalian (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002)	23
Tabel 5.1	Data NSPT BH-9	60
Tabel 5.2	Parameter Batuan	62
Tabel 5.3	Data Parameter Tanah	63
Tabel 5.4	Rekapitulasi Perhitungan Fellenius	72
Tabel 5.5	Data Perencanaan	74
Tabel 5.6	Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah	75
Tabel 5.7	Rekapitulasi Nilai Gaya Tekanan Tanah Aktif	78
Tabel 5.8	Rekapitulasi Nilai Gaya Tekanan Tanah Pasif	79
Tabel 5.9	Iterasi Newton-Raphson	80
Tabel 5.10	Faktor Keamanan Kedalaman Tancap	80
Tabel 5. 11	Rekapitulasi Tiap Komponen	82
Tabel 5. 12	Data Profil Turap Baja Bentuk Z	84

Tabel 5.13	Data Material *SIGMA/W*	90
Tabel 5.14	Hasil Perhitungan Keamanan Lereng Eksisting	93
Tabel 5. 15	Hasil Perhitungan Kemanan Lereng dengan Perkuatan	94

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Skema Pengujian SPT (Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati, 2023)	18
Gambar 3.2	Skema Pengambilan *Undistrubed Sample* (Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati, 2023)	19
Gambar 3. 5	Kelongsoran ranslasi (Hardiyatmo, 2012)	27
Gambar 3.6	Kelongsoran Rotasi (Hardiyatmo, 2012)	27
Gambar 3.7	Runtuhan Batu (Hardiyatmo, 2012)	28
Gambar 3.8	Rayapan Tanah (Hardiyatmo, 2012)	28
Gambar 3. 9	Metode Fellenius (Hardiyatmo, 2012)	32
Gambar 3.10	Dinding Turap yang Menembus Lapisan Lempung (Das, 2011)	35
Gambar 3.11	Data Profil Z-*Sheet Pile* (Sunggono, 1995)	36
Gambar 4.1	Lokasi Penelitian (*Google earth pro)*	47
Gambar 4.2	*New Project*	48
Gambar 4.3	*Geometry 2D*	49
Gambar 4.4	Modul SLOPE/W	49
Gambar 4.5	*KeyIn Analyses*	50
Gambar 4.6	*Slip Surface*	50
Gambar 4.7	*Draw Regions*	51
Gambar 4.8	*Split Regions*	51
Gambar 4.9	Penggambaran Lereng	52
Gambar 4.10	*Materials*	52
Gambar 4.11	*Assign Materials*	53
Gambar 4.12	*Safety Factors*	53
Gambar 4.13	*Seismic Load*	54
Gambar 4.14	*New Project* Deformasi	54
Gambar 4.15	2D *Axisymmetric Geometry*	55

Gambar 4.16	Pemodelan lereng SIGMA/W	55
Gambar 4.17	Material SIGMA/W	56
Gambar 4.18	*Boundary Conditions*	56
Gambar 4.19	*Assign Boundary*	57
Gambar 4.20	Hasil Deformasi SIGMA/W	57
Gambar 4.21	Bagan Alir Penelitian	58
Gambar 4.22	Bagan Alir Pemodelan Geostudio	59
Gambar 5.1	Grafik N-SPT BH 9	61
Gambar 5.2	Desan Spektra Tanah Lunak DIY (Aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia ,2021)	62
Gambar 5.3	Potongan lereng asli pada STA 3+700 Proyek Pembangunan Jalan Baru Kretek Girijati	64
Gambar 5.4	*Shop Drawing* Potongan Lereng asli pada STA 2+820 (*shop drawing* Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati)	65
Gambar 5.5	Tampak Atas Lereng STA 2+700 Hingga 2+820	65
Gambar 5.6	Kondisi SF Lereng Asli tanpa Beban Dinamik	66
Gambar 5.7	Kondisi SF Lereng Asli dengan Beban Dinamik 0,27	67
Gambar 5.8	Hasil Stabilitas Lereng Asli Dengan Beban Jalan	67
Gambar 5.9	Kondisi SF Lereng Asli dengan Beban Jalan dan Beban Dinamik	68
Gambar 5.10	Metode Fellenius	69
Gambar 5.11	Detail Bidang Longsor Metode Fellenius	69
Gambar 5.12	Detail Luasan 1 dan Luasan 2	70
Gambar 5. 13	Lereng dengan Perkuatan *Sheet Pile* Baja	73
Gambar 5.14	Detail Perancangan Turap	74
Gambar 5.15	Diagram Tekanan Tanah	77
Gambar 5.16	Detail Perkuatan *Sheet Pile*	81
Gambar 5. 17	Profil *Sheet Pile* Baja Bentuk Z	85
Gambar 5. 18	Pemodelan Perkuatan Lereng Dengan Turap	86
Gambar 5.19	Hasil Analisis Dinding Turap Dengan Berat Sendiri	87
Gambar 5.20	Hasil Analisis Dinding Turap Dengan Beban Dinamik	88

Gambar 5.21	Pemodelan Lereng Dengan *Sheet Pile* Pada Beban Lalu Lintas	88
Gambar 5.22	Hasil Analisis Lereng Turap Pada Kondisi Beban Sendiri dan Beban Lalu Lintas	89
Gambar 5.23	Hasil Analisis Lereng Turap Dengan Beban dinamik Dan Beban Lalu Lintas	90
Gambar 5.24	Pemodelan Deformasi Lereng Perkuatan Turap	91
Gambar 5.25	Hasil Deformasi *Sheet Pile* Baja	91
Gambar 5.26	Detail Deformasi Terbesar	92
Gambar 5.27	Grafik Angka Keamanan Lereng Eksisting	93
Gambar 5.28	Grafik Angka Keamanan Lereng dengan Perkuatan	94

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Data N-SPT	101
Lampiran 2	Laboratoium Test	102
Lampiran 3	Cross Section	103
Lampiran 4	Klasifikasi Batuan Proyek Kretek-Girijati	104
Lampiran 5	Point Load Test Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati	105
Lampiran 6	Lereng yang Ditinjau	106

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

γd = Berat Volume Kering (kN/m^3)

Ws = Berat Butiran (kN)

V = Volume Total Tanah (m^3)

γ_{unsat} = Berat Volume Tanah Tak Jenuh (kN/m^3)

γ_w = Berat Volume Air (kN/m^3)

Gs = Berat Jenis Tanah

e = Angka Pori

R = Jari-jari lingkaran bidang longsor (m)

N = Jumlah irisan

Wi = Berat massa tanah irisan ke-*i* (kN)

θ_i = Sudut yang didefinisikan (º)

Ka = Koefisien tanah aktif

φ = Sudut geser dalam (º)

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

σ = tegangan normal kPa (kN/m^2)

σ’ = tegangan normal efektif kPa (kN/m^2)

ϕ = sudut geser dalam tanah (º)

N = nilai N-SPT

SF = Faktor aman

c = Kohesi (kN/m^2)

kh = koefisien gempa horizontal

PGA = Percepatan Batuan

σ_a = Tekanan aktif pada kedalaman yang ditinjau (kN/m^2)

σ_p = tekanan pasif pada kedalaman yang ditinjau (kN/m^2)

σv = tegangan vertikal pada kedalaman yang ditinjau (kN/m^3)

Zc = kedalaman retakan tarik dari permukaan tanah (m)

σv = tegangan vertikal tanah pada kedalaman yang ditinjau (kN/m^3)

D_{design} = kedalaman rencana

SF = asumsi angka keamanan yang dipakai

Dkritis = nilai kedalaman hasil iterasi (m)

H = tinggi tanah tertahan (m)

H1 = tinggi lapis timbunan (m)

H2 = tebal lapis tanah asli di atas dasar galian (H1-H2) (m)

σ_{Vt} = tegangan pada tanah timbunan Kpa (kN/m^2)

σ_{Vd} = tegangan pada tanah dasar galian Kpa (kN/m^2)

ya = lengan aktif (m)

yp = lengan pasif (m)

Ma = momen aktif (kNm)

Mp = momen pasif (kNm)

D_{kritis} = kedalaman kritis (m)

$D_{rencana}$ = kedalaman rencana (m)

Dpakai = angka kedalaman yang digunakan (m)

L = panjang tiang (m)

ΣMa = jumlah momen gaya aktif (kNm)

ΣMp = jumlah momen gaya pasif (kNm)

Pa = resultan gaya aktif (kN/m)

Pp = resultan gaya pasif (kN/m)

$\bar{z}$ = kedalaman Pa di atas dasar galian (m)

z' = kedalaman di bawah dasar galian (m)

$\bar{p}$ = tekanan neto di dasar galian kPa (kN/m^2)

k' = pertambahan tekanan neto tiap satuan kedalaman (kN/m^3)

Fs = faktor keamanan terhadap putaran

Mmax = momen lentur maksimum kNm

S = modulus penampang perlu (cm^3 atau mm^3)

σ_{izin} = tegangan lentur izin baja (Mpa)

W = modulus penampang (cm^3 atau mm^3)

I = momen inersia penampang (cm^4 atau mm^4)

c = jarak serat terluar sumbu netral (cm atau mm)

fy = tegangan leleh baja (Mpa

SF = faktor keamanan terhadap leleh

h = tebal tiap lapis di atas titik tinjau (m)

ABSTRAK

Pembangunan jalan di wilayah perbukitan sering berhadapan dengan potensi longsor yang mengancam keselamatan pengguna dan kelangsungan fungsi jalan. Kegagalan lereng pada ruas jalan dapat memutus akses dan menimbulkan kerugian, sehingga stabilitas lereng menjadi perhatian utama sejak tahap perencanaan. Pada Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati, lereng yang curam disertai pekerjaan galian dan timbunan yang dominan membuat lereng rawan bergerak, sehingga diperlukan sistem perkuatan yang memadai. Penelitian ini mengkaji penggunaan sheet pile sebagai alternatif perkuatan lereng, dengan tujuan menilai kemampuannya meningkatkan faktor keamanan lereng berdasarkan data penyelidikan geoteknik di lokasi.

Data yang digunakan berasal dari pekerjaan bor dan uji N-SPT pada titik BH-9, yang menjadi dasar penentuan parameter tanah. Analisis dilakukan secara bertahap. Tahap pertama meninjau stabilitas lereng eksisting dengan metode Fellenius secara manual dan pemodelan numerik SLOPE/W pada perangkat GeoStudio, agar hasil hitungan tangan dapat dibandingkan dengan hasil perangkat lunak. Tahap kedua merencanakan sheet pile dengan teori tekanan tanah Rankine untuk menghitung tekanan tanah aktif dan pasif serta menentukan kedalaman pemancangan. Tahap terakhir meninjau kembali lereng setelah diperkuat, dan deformasinya dianalisis dengan SIGMA/W pada kondisi beban statik dan dinamik.

Hasil analisis menunjukkan lereng eksisting memiliki faktor keamanan 1,115 pada kondisi statik dan 0,729 dengan beban dinamik serta pada perhitungan manual Fellenius sebesar 1,28, dan nilai ini menjadi dasar perlunya perkuatan. Alternatif sheet pile baja kantilever dengan kedalaman penetrasi 2 m dan panjang total 5 m memenuhi persyaratan desain. Setelah lereng diperkuat, faktor keamanan naik menjadi 4,003 pada kondisi statik dan 2,179 pada kondisi dinamik dengan percepatan 0,22 g, disertai deformasi lateral yang terbatas. Peningkatan faktor keamanan ini menunjukkan bahwa sheet pile baja kantilever efektif memperkuat lereng pada lokasi penelitian.

Kata kunci: stabilitas lereng, *sheet pile* baja, *GEOSLOPE*, faktor keamanan, deformasi.

ABSTRACT

Road construction in hilly areas often faces the potential for landslides, which threaten user safety and the continued functionality of the road. Slope failure on road sections can cut off access and cause losses, making slope stability a primary concern from the planning stage. In the New Kretek-Girijati Road Project, steep slopes, coupled with extensive excavation and embankment work, make the slopes vulnerable to movement, necessitating an adequate reinforcement system. This study examines the use of sheet piles as an alternative slope reinforcement, with the aim of assessing their ability to increase the slope safety factor based on on-site geotechnical investigation data.

The data used were derived from drilling and N-SPT tests at point BH-9, which served as the basis for determining soil parameters. The analysis was conducted in stages. The first stage reviewed the existing slope stability using the Fellenius method manually and SLOPE/W numerical modeling in GeoStudio to compare the manual calculations with the software results. The second stage designed the sheet piles using Rankine earth pressure theory to calculate active and passive earth pressures and determine pile driving depths. The final stage reviewed the reinforced slope and analyzed its deformation using SIGMA/W under static and dynamic load conditions.

The analysis results show that the existing slope has a safety factor of 1,115 in static conditions and 0,729 with dynamic loads as well as a manual Fellenius calculation of 1,28, and this value is the basis for the need for reinforcement. The alternative cantilever steel sheet pile with a penetration depth of 2 m and a total length of 5 m meets the design requirements. After the slope is reinforced, the safety factor increases to 4,003 in static conditions and 2,179 in dynamic conditions with an acceleration of 0.22 g, accompanied by limited lateral deformation. This increase in the safety factor indicates that the cantilever steel sheet pile is effective in strengthening the slope at the study site.

Keywords: *slope stability, steel sheet pile, GEOSTUDIO, factor of safety, deformation.*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang

Pembangunan infrastruktur jalan di Indonesia terus menghadapi tantangan signifikan akibat kondisi topografi yang kompleks, terutama di daerah perbukitan yang rawan longsor dan memerlukan pekerjaan galian maupun timbunan lereng dalam skala besar. Longsor sebagai fenomena geoteknik umum di Indonesia merupakan salah satu permasalahan utama geoteknik yang memiliki dampak terhadap penggunaan jalan serta keberlanjutan inftrastruktur, dengan data BNPB (2022) mencatat kejadian per tahun, terutama di wilayah dengan kemiringan lereng yang curam.

Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati di Daerah Istiewa Yogyakarta merupakan salah satu contoh proyek strategis nasional yang melintasi trase dengan kontur curam, pada proyek ini pekerjaan galian dan timbunan menjadi sangat dominan sehingga stabilitas lereng menjadi aspek yang sangat penting. Lereng yang mengalami kegagalan dapat menimbulkan potensi terjadinya kelongsoran yang tidak hanya mengancam keselamatan pengguna jalan, namun juga menimbulkan kerugian hingga mengganggu fungsi jalan.

Seiring dengan meningkatnya standar keselamatan hingga adanya keterbatasan lahan pada proyek pembangunan jalan di wilayah perbukitan, maka dibutuhkan penelitian terhadap *sheet pile* sebagai alternatif sistem perkuatan lereng yang memiliki potensi untuk diterapkan secara teknis dibandingkan sistem yang sudah ada. Dibutuhkan kajian terhadap alternatif sistem perkuatan lereng yang dapat berpotensi untuk diterapkan secara teknis. *Sheet pile* merupakan salah satu alternatif yang umum digunakan pada proyek infrastuktur jalan, yang bekerja dengan menahan tekanan lateral tanah melalui elemen struktur yang ditanam ke dalam tanah.

Sheet pile dipengaruhi oleh parameter tanah, tinggi dinding, kedalaman penanaman, hingga kondisi pembebanan. Sehingga diperlukan analisis yang mempresentasikan kondisi tanah dan mekanisme kelongsoran. interaksi tanah dengan struktur secara

realistis serta menggambarkan respons struktur perkuatan terhadap beban yang bekerja. Data penyelidikan geoteknik seperti hasil uji Standard Penetration Test (SPT), parameter kuat geser tanah, serta berat volume tanah menjadi dasar penting dalam analisis stabilitis lereng. Data-data tersebut menunjukkan bahwa macam-macam parameter tanah sangat mempengaruhi nilai faktor keamanan dan pola deformasi lereng, tanpa analisis yang memadai, pemilihan tipe dan dimensi struktur perkuatan berisiko menghasilkan desain yang tidak optimal.

Analisis stabilitas lereng dalam penelitian ini dilakukan dengan pendekatan numerik menggunakan perangkat lunak GeoStudio dengan metode Fellenius. Metode ini sering digunakan dalam analisis awal stabilitas lereng karena sederhana serta kemampuannya dalam memberikan gambaran kondisi kestabilan lereng terkhusus pada tanah kohesif ataupun tanah berbutir halus. Meskipun berbagai penelitian telah membahas analisis stabilitas lereng menggunakan pendekatan numerik, kajian yang secara khusus menjadikan *sheet pile* sebagai alternatif perkuatan lereng pada proyek jalan di wilayah perbukitandengan penerapan metode Fellenius berbasis data penyelidikan geoteknik masih terbatas.

Berdasarkan kondisi tersebut, maka diperlukan suatu penelitian yang mengkaji kinerja *sheet pile* sebagai alternatif perkuatan lereng pada Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati melalui pendekatan analisis numerik. Penelitian ini diharapkan memberikan gambaran teknis mengenai nilai faktor keamanan dan deformasi lereng jika sistem perkuatan *sheet pile* diterapkan, sehingga dapat menjadi bahan pertimbangan dan rekomendasi teknis dalam perencanaan perkuatan lereng pada proyek jalan dengan kondisi serupa.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dijabarkan, maka dapat disimpulkan beberapa rumusan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kondisi dan karakteristik tanah lereng eksisting berdasarkan data N-SPT BH-9 pada lokasi proyek Jalan Baru Kretek-Girijati ?
2. Bagaimana angka keamanan pada lereng eksisting di lokasi proyek Jalan Baru Kretek-Girijati berdasarkan analisis Geoslope dan analisis metode fellenius ?

3. Bagaimana nilai faktor keamanan perkuatan *sheet pile* pada kondisi lereng eksisting berdasarkan analisis numerik ?
4. Bagaimana pengaruh penggunaan *sheet pile* sebagai alternatif perkuatan terhadap nilai faktor keamanan lereng berdasarkan hasil analisis *software GeoStudio* modul *Slope/W* ?
5. Bagaimana perilaku deformasi lereng apabila sistem perkuatan *sheet pile* diterapkan berdasarkan hasil analisis *software GeoStudio* modul *SIGMA/W* ?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah dijabarkan, maka dapat disimpulkan beberapa tujuan penelitian sebagai berikut.

1. Mengetahui kondisi dan karakteristik tanah lereng eksisting berdasarkan data N-SPT pada lokasi proyek Jalan Baru Kretek-Girijati.
2. Mengetahui angka keamanan pada lereng eksisting di lokasi proyek Jalan Baru Kretek-Girijati berdasarkan analisis geoslope dan analisis metode fellenius.
3. Mengetahui nilai faktor keamanan perkuatan *sheet pile* pada kondisi lereng eksisting berdasarkan analisis numerik.
4. Mengetahui pengaruh penggunaan *sheet pile* sebagai alternatif perkuatan terhadap nilai faktor keamanan lereng berdasarkan hasil analisis *software GeoStudio* modul *Slope/W*.
5. Mengetahui perilaku deformasi lereng apabila sistem perkuatan *sheet pile* diterapkan berdasarkan hasil analisis *Software GeoStudio* modul *SIGMA/W*.

1.4 Manfaat Penelitian

Berdasarkan tujuan penelitian yang telah dijabarkan, maka dapat disimpulkan beberapa manfaat penelitian yang telah dijabarkan, maka disimpulkan beberapa manfaat penelitian sebagai berikut.

1. Manfaat Teoritis : Menambah pengetahuan ilmiah di bidang geoteknik, terutama mengenai stabilitas lereng dan penguatan lereng dengan sheet pile memalui metode numerik Fellenius dan Geostudio, serta menyediakan wawasan teoritis tentang dinamika interaksi antara tanah dan struktur terutama pada sistem

penguatan lereng dengan sheet pile dari segi faktor keamanan dan deformasi lateral.

2. Manfaat Praktis : penelitian ini menawarkan pandangan teknis tentang kinerja sheet pile sebagai solusi alternatif untuk penguatan lereng yang bia dijadikan pertimbangan dalam perencanaan proyek jalan dengan kondisi geoteknik sebanding, serta menyajikan output analisis numerik seperti nilai faktor keamanan dan deformasi lateral lereng. Dan sebagai materi bagi mahasiswa praktisi teknik sipil dala penggunaan software Geostudio untuk analisis penguatan lereng yang didasarkan pada data geoteknik.

1.5 Batasan Masalah

Batasan permasalahan yang telah ditentukan untuk penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Data tanah yang digunakan sebagai input material terbatas pada data sekunder dari laporan Penyelidikan Tanah Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati pada STA 2+820 BH-9.
2. Analisis stabilitas lereng menggunakan Geostudio SLOPE/W dan SIGMA/W.
3. Penelitian ini tidak membandingkan kinerja antar tipe perkuatan tanah eksisting pada lereng STA 2+820.
4. Sistem perkuatan yang dikaji hanya pada penggunaan *sheet pile* sebagai alternatif perkuatan lereng.
5. Muka Air Tanah desain ditetapkan berdasarkan data BH-9 yang tidak menjumpai muka air tanah sampai pengeboran, sehingga muka air tanah dianggap berada di bawah zona analisis dan tekanan pori tidak diperhitungkan.
6. Analisis tidak mencakup biaya konstruksi, maupun waktu pelaksanaan, hanya berfokus pada kestabilan lereng dan respons geoteknik.
7. Stratigrafi lapisan tanah diperoleh dari gambar *cross section 2-2'* BH-9.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dinding penahan tanah (*retaining wall* adalah struktur dinding yang digunakan untuk menahan tanah atau material dari kemiringan alaminya yang menyebabkan kelongsoran (Bowles, 1967). Tingginya timbunan tanah di belakang dinging penahan cenderung menimbulkan geser dan momen guling pada struktur dinding penahan tanah. Penguatan lereng dengan menggunakan struktur penahan seperti dinding turap (*sheet pile*) adalah salah satu solusi untuk mencegah terjadinya tanah longsor. Untuk menganalisis stabilitas pada dinding penahan tanah, besar nilai tekanan lateral yang perlu di perhatikan. Tanah dengan nilai kohesi rendah atau sudut geser dalam kecil umumnya menghasilkan tekanan lateral yang lebih besar, sehingga memerlukan desain penahanan yang lebih kuat untuk menghindari potensi keruntuhan seperti guling, geser, atau keruntuhan daya dukung. Oleh karena itu, perangkat lunak GeoSlope menawarkan pendekatan canggih dalam analisis stabilitas lereng.

2.2 Penelitian Terdahulu

Dalam proses penelitian ini mengkaji informasi dan penelitian sebelumnya sebagai bahan perbandingan. Melalui peninjauan ini, penulis mampu membandingkan objek penelitiannya serta memperluas dan memperdalam berbagai teori yang akan digunakan di dalam penelitian yang akan dilakukan dan meminimalisir pengulangan penelitian.

2.2.1 Perkuatan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah

Hilmansyah, dkk (2025) melakukan penelitian dalam membandingkan analisis lereng dengan perkuatan sheet pile menggunakan metode elemen hingga PLAXIS 2D dan keseimbangan batas (GEO5). Simulasi dilakukan pada dua titik kritis, S-02 dan S-03, dengan tiga kondisi hidrologi: air surut, normal, dan pasang. Hasil menunjukkan bahwa pada titik S-02, faktor keamanan meningkat dari 3,93 saat air surut menjadi 5,61 saat air pasang. Sementara itu, pada titik S-03, pemasangan sheet pile dengan kedalaman lebih optimal menghasilkan faktor keamanan tertinggi

sebesar 6,34 pada kondisi air pasang, dibandingkan dengan 4,38 saat air surut dan 4,91 saat air normal. Penelitian ini bertujuan mengisi gap tersebut dengan membandingkan hasil analisis antara PLAXIS 2D dan GEO5, sehingga dapat mengidentifikasi kelebihan dan keterbatasan masing-masing metode dalam variasi kondisi hidrologi dan parameter tanah. Pendekatan komparatif ini diharapkan dapat memberikan kontribusi penting dalam pengembangan standar desain perkuatan lereng yang lebih optimal dan adaptif terhadap kondisi lingkungan yang dinamis.

Wahyuningdiah, dkk (2025) melakukan penelitian pada wilayah pemukiman dengan situasi tanah yang berlainan ketinggian antara titik satu dengan yang lain. Analisis stabilitas lereng mempunyai kedudukan yang amat bernilai pada perancangan struktur konstruksi sipil. Pada penelitian ini penulis akan melakukan merencanakan perkuatan lereng menggunakan sheet pile dengan bantuan program plaxis serta menggunakan perhitungan manual metode fellenius untuk menentukan factor aman kestabilan lereng guna menaggulangi bencana tanah longsor.

RM Sihite, dkk (2025) melakukan penelitian untuk menganalisis stabilitas lereng pada wilayah longsor dengan dan tanpa perkuatan. Metode yang digunakan adalah simulasi elemen hingga (Finite Element Method) melalui Geostudio untuk menentukan nilai Faktor Keamanan. Hasil menunjukkan bahwa nilai SF pada kondisi awal yang masih rendah lalu diberi perkuatan sheet pile terjadi peningkatan nilai SF.tedapat beberapa method analisis lereng dengan menggunakan geostudio yaitu Morgenstern-Price Method, Ordinary Method Of Slice, Bishop Slice Method, Janbu Slice Method, dan Spencer Method

Ardika, dkk (2024) penelitian ini menggunakan data sekunder dan data primer dalam menganalisis stabilitas lereng. Penelitian ini memberikan salah satu alternatif yang dibutuhkan dalam mengatasi masalah tanah longsor. Pembahasan mencakup mekanisme kegagalan (longsoran rotasional), pengaruh muka air tanah dan curah hujan, serta efektivitas sheet pile sebagai solusi perkuatan.

Sari, dkk (2022) pada penelitian ini menyebutkan bahwa untuk mencegah keruntuhan lereng maka lakukan perkuatan dengan dinding penahan tanah. Dinding penahan tanah adalala bangunan yang berfungsi mehanan tekanan tanah lateral untuk mencegah keruntuhan tanah atau kelongsoran yang diakibatkan oleh beban

baik air hujan. Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah analisis manual dan metode elemen hingga. Dari analisis diperoleh nilai SFsliding, SFovertuning, SFsoil capacity.

2.2.2 Lereng tanah yang diperkuat dengan *Sheet Pile*

Hilmansyah, dkk (2025) menyebutkan dalam penelitiannya, kontribusi utama penelitian ini adalah penyediaan analisis kuantitatif terhadap efektivitas sheet pile dalam menngkatkan stabilitas lereng serta evaluasi mengenai kelebihan dan keterbatasan metode. Proses pemodelan dilakukan dengan mengubah kondisi penempatan sheet pile dan variasi kondisi air di lokasi studi, sehingga diperoleh gambaran mengenai respon lereng terhadap perubahan lingkungan.

Wahyuningdiah, dkk (2025) menilai dinding penahan tanah tipe sheet pile menjadi salah satu pemakaian yang hendak digunakan dalam studi ini. Pada penelitian ini penulis akan merencanakan perkuatan lereng menggunakan sheet pile dengan bantuan program plaxis serta perhitungan manual metode fellenius untuk menentukan faktor keamanan dari lereng. Penelitian ini melakukan analisis penentuan dimensi sheet pile yang digunakan yaitu sheet pile profil U WRU 23.

RM Sihite, dkk (2025) penguatan lereng dengan menggunakan struktur penahan seperti dinding turap (sheet pile) adalah salah satu solusi untuk mencegah terjadinya tanah longsor. Setelah perkuatan dengan sheet pile, hal ini menunjukkan bahwa penggunaan sheet pile mampu meningkatkan kestabilan lereng secara signifikan. Sheet pile berfungsi sebagai dinding penahan tanah yang efektif dalam menahan tekanan lateral dan mencegah pergerakan tanah.

Ardika, dkk (2024) Parameter input yang digunakan meliputi sifat tanah (berat isi, kohesi, sudut geser dalam/φ, modulus, dll.), geometri lereng, tinggi sheet pile, dan kondisi drainase/muka air tanah. Pemodelan Plaxis dilakukan untuk mendapatkan distribusi tegangan, deformasi, serta perhitungan faktor keamanan masing-masing skenario.

Sari, dkk (2022) sheet pile merupakan salah satu bangunan yang dapat digunakan untuk menahan timbunan tanah. Keunggulan dari bangunan turap ini adalah pemasangan yang mudah dan cepat serta biaya pembangunan yang relatif murah. Selain itu turap atau biasa disebut sheet pile adalah dinding vertikal relatif tipis yang

berfungsi kecuali untuk menahan tanah juga berfungsi untuk menahan masuknya air kedalam galian (hardiyatmo, 2008).

2.3 Perbandingan Dengan Penelitian Sebelum

Perbandingan penelitian atau tugas akhir ini dengan beberapa penelitian diatas disajikan dalam bentuk tabel, yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 Berikut ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahuli						Penelitian yang dilakukan
Penelitian	Hilmansyah, dkk (2025)	Wahyuningdiah, dkk (2025)	RM Sihite,dkk (2025)	Ardika, dkk (2024)	Sari, dkk (2022)	Sari (2026)
Judul Penelitian	Analisis Numerik Perkuatan Lereng Dengan Sheet Pile:Studi Kasus PLMTG Pontianak Peaker Menggunakan Plaxis 2D dan Geo5	Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Sheet Pile Pada Area Terminal Jembatan Kaca Kab.Probolinggo	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Sheet Pile Menggunakan Geostudio	Reinforcement of Piles in Landslides at KM. 619+900	Analisis Perilaku Gerakan Massa Tanah Pada Dinding Penahan Tanah Dan Turap Dengan Metode Elemen Hingga (Studi Kasus Lintasan Kereta Api Besintang-Langsa Sta.424+200)	Analisis Perkuatan Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Geostudio Berdasarkan Data Penyelidikan Geotek Pada Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati, Yogyakarta

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang dilakukan
Penelitian	Hilmansyah, dkk (2025)	Wahyuningdiah, dkk (2025)	RM Sihite, dkk (2025)	Ardika, dkk (2024)	Sari, dkk (2022)	Sari (2026)
Tujuan Penelitian	Membandingkan analisis stabilitas lereng dengan perkuatan sheet pile	Menentukan factor aman kestabilan lereng guna menaggulangi bencana tanah longsor pada jembatan kaca	Menganalisis stabilitas lereng pada wilayah rawan longsor dengandan tanpa perkuatan sheet pile menggunakan GeoStudio	Mengatasi masalah yang ada dengan memberikan solusi yang tepat dan efektif terhadap tanah longsor yang terjadi.	Menganalisis perilaku gerakan massa tanah pada dinding penahan tanah dan turap pada jalur kereta api BSL4	Menganalisis Perkuatan Lereng Dengan Alternatif Penggunaan *Sheet Pie* Dengan Geostudio
Metode Penelitian	Metode elemen hingga (PLAXIS 2D V8.2) dan keseimbangan batas (GEO5)	Metode Fellenius dan software plaxis	Simulasi elemen hingga (Finite Element Method) melalui GeoStudio	Bishop dan Plaxis 2D	Analisis manual dan metode elemen hingga	Analisis Numerik metode Fellenius dan Geostudio

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang dilakukan
Penelitian	Hilmansyah, dkk (2025)	Wahyuningdiah, dkk (2025)	RM Sihite, dkk (2025)	Ardika,dkk (2024)	Sari, dkk (2022)	Sari (2026)
Hasil Penelitian	Pada titik S-02, faktor keamanan meningkat dari 3,93 saat air surut menjadi 5,61 saat air pasang. Sementara itu, pada titik S-03, pemasangan sheet pile dengan kedalaman lebih optimal menghasilkan faktor keamanan tertinggi sebesar 6,34 air pasang	Didapatkan hasil perhitungan SF diperlukan perkuatan. Sedangkan, Hasil analisis perkuatan manual metode fellenius pada area terminal didapatkan nilai SF sudah dinyatakan aman	Nilai Safety faktor (SF) pada kondisi awal adalah 1,3726. Setelah diberi perkuatan sheet pile, nilai SF meningkat menjadi 1,5961.	Nilai faktor keamanan sebesar 1,104 pada kondisi yang ada, dan setelah diperkuat dengan turap, nilai faktor keamanan meningkat menjadi 1,502.	Perpindahan yang terjadi pada DPT juga lebih kecil daripada tiang pancang, sehingga DPT lebih cocok digunakan di lokasi jalur kereta api Besitang-Langsa.	Hasil analisis menunjukkan lereng eksisting memiliki faktor keamanan 1,115 pada kondisi statik dan 0,729 dengan beban dinamik serta pada perhitungan manual Fellenius sebesar 1,18. persyaratan desain. Setelah lereng diperkuat, faktor keamanan naik menjadi 4,003 pada kondisi statik dan 2,179 pada kondisi dinamik disertai deformasi lateral yang terbatas.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Menurut Dokuchaev (1870) dalam fauziek dkk (2018), Tanah adalah lapisan permukaan bumi yang berasal dari material induk yang telah mengalami proses lanjut, karena perubahan alami di bawah pengaruh air, udara, dan macam-macam organisme baik yang masih hidup maupun yang telah mati. Pada kondisi alam, tanah terdiri dari dari campuran butiran-butiran mineral dengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran tersebut dapat dengan mudah dipisahkan satu sama lain dengan kocokan air (Hardiyatmo, 2002). Air, udara, atau campuran keduanya dapat mengisi celah antar partikel. Selama pembentukan fisik tanah, batuan pecah menjadi partikel yang lebih kecil karena aksi erosi, angin, air, es, atau penghancuran partikel tanah yang disebabkan oleh perubahan suhu atau cuaca.

3.1.1 Komponen Tanah

Secara umum tanah tersusun dari tiga fase utama, yaitu fase padat berupa butiran mineral, fase cair berupa air pori, dan fase udara yang mengisi pori-pori di antara butiran (Das, 2011). Ketiga fase ini menentukan sifat fisik tanah seperti berat volume, kadar air, dan angka pori, yang semuanya berpengaruh langsung terhadap besarnya tegangan yang bekerja di dalam massa tanah.

Berdasarkan ukuran butirannya, tanah dapat diklasifikasikan menggunakan sistem *Unified Soil Classification System* atau USCS, yang membedakan tanah berbutir kasar seperti kerikil dan pasir dari tanah berbutir halus seperti lanau dan lempung (Das, 2011). Uji standard Penetration Test (SPT), parameter kuat geser tanah, serta berat volume tanah menjadi dasar penting dalam analisis stabilitas lereng. Persamaan perbandingan berat dan volume tanah dapat dilihat seperti berikut ini.

1. Berat Volume Kering

   Berat volume kering merupakan perbandingan antara berat butiran dengan volume total tanah. Persamaan dari berat volume kering dinyatakan dengan Persamaan 3.1 Berikut ini.

$$\gamma d = \frac{Ws}{V} \quad (3.1)$$

Keterangan :

γd = Berat Volume Kering (kN/m^3)

Ws = Berat Butiran

V = Volume Total Tanah

2. Berat Volume Tanah Kering Sempurna

Berat volume tanah kering sempurna (γ_{unsat}) merupakan berat volume tanah dalam keadaan ker ing sempurna yang dinyatakan dengan Persamaan 3.2 Berikut.

$$\gamma_{unsat} = \frac{\gamma w \,.\, Gs}{1+e} \quad (3.2)$$

Keterangan :

γ_{unsat} = Berat Volume Tanah Kering Sempurna

γ_w = Berat Volume Air

Gs = Berat Jenis Tanah

e = Angka Pori

3. Berat Volume Tanah Jenuh

Berat volume tanah jenuh (γ_{sat}) merupakan berat volume tanah dala keadaan jenuh yang dinyatakan dengan Persamaan 3.3 Berikut.

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma w \,.\, (Gs+e)}{1+e} \quad (3.3)$$

Keterangan :

γ_{sat} = Berat Volume Tanah Jenuh

γ_w = Berat Volume Air

Gs = Berat Jenis Tanah

e = Angka Pori

4. Permeabilitas

Permeabilitas tanah merupakan salah satu sifat fisik tanah yang berperan dalam proses aliran air melalui tanah. Nilai permeabilitas untuk beberapa jenis tanah disajikan pada Tabel 3.1 Berikut.

Tabel 3. 1 Nilai Permeabilitas Tanah (Mekanika Tanah, 2019)

Jenis Tanah	**Permeabilitas tanah, k (mm/detik)**
Butiran kasar	$10 - 10^3$
Kerikil halus, butiran kasar bercampur dengan butiran sedang	$10^{-2} – 10$
Pasir halus, lanau longsor,	$10^{-4} – 10$
Lanau padat, lanau berlempung	$10^{-4} – 10^{-4}$
Lempung berlanau, lempung	$10^{-8} – 10^{-4}$

5. Kohesi

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dan tanah yang dinyatakan dalam satuan berat per satuan luas. Kohesi tanah akan semakin besar jika kekuatan gesernya makin besar (Haris Dkk, 2018). Menurut Carter dan Bentley (1991) nilai kohesi berdasarkan lapisan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.2 sebagai Berikut.

Tabel 3. 2 Nilai Kohesi Berdasarkan Lapisan (Carter dan Bentley, 1991)

No	**Description**	**Cohesion (kPa)**
1	Silty gravels, silty sandy gravels	0
2	Clayey gravels, clayey sandy gravels	20
3	Silty sands	22
4	Silty sands Compacted	20
5	Clayey sands	5
6	Clayey sands compacted	74

Lanjutan Tabel 3.2 Korelasi Nilai Kohesi Berdasarkan Lapisan

(Carter dan Bentley 1991)

No	Description	Cohesion (kPa)
7	Inogranic silt, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	7
8	Inorganic clays	11
9	Peat and other highl organic soils	-

6. Sudut Geser Gaya Dalam

Sudut geser gaya dalam merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah atau batuan. Besaran sudut geser dalam tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Sudut Geser Dalam Tanah (Bowles JE, 1989)

Tingkat Kepadatan	Sudut Geser Dalam (Ø)
Sangat lepas	< 30
Lepas	30 – 35
Agak padat	35 – 40
Padat	40 – 45
Sangat padat	> 45

7. *Paisson Ratio*

Adapun koreksi *paisson ratio* berdasarkan konsistensi tanah dapat dilihat pada Tabel 3.4 Berikut.

Tabel 3.4 Korelasi *Poisson Ratio v* (AASHTO, 1998)

Jenis Tanah	***Poisson Ratio v***
Pasir Lepas	0,2 – 0,4
Pasir Medium	0,25 – 0,4
Pasir Padat	0,3 – 0,45
Pasir Kelanauan	0,2 – 0,4

Lanjutan Tabel 3.4 Korelasi *Poisson Ratio v* (AASHTO, 1998)

Jenis Tanah	***Poisson Ratio v***
Pasir dan Kerikil	0,15 – 0,35
Lempung Lunak	0,2 – 0,5
Lempung Sedang	0,2 – 0.5
Lempung Kaku	

8. Modulus Elastis

Modulus elastis jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.5 Berikut.

Tabel 3. 5 Korelasi Modulus Elastis Jenis Tanah (AASHTO, 1998)

Jenis Tanah	**Modulus Elastis E (kN/m3)**
Pasir Lepas	10500-24000
Pasir Medium	17250-27600
Pasir Padat	34500-55200
Pasir Kelanauan	10350-17250
Pasir dan Kerikil	69000-172500
Lempung Lunak	4100-20700
Lempung Sedang	20700-41400
Lempung Kaku	41400-96600

Kemudian terdapat juga nilai modulus elastis tanah untuk berbagai jenis batuan yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 Berikut.

Tabel 3. 6 Korelasi Modulus Elastis Jenis Batuan (Vagenas dkk, 2010)

Jenis Batuan	**Modulus Elastis E (Mpa)**
Schist	2000-44000
Peridotite	2050-66600
Conglomerate	1700-41800
Sandstone	3420-71750
Limestone	4700-254470
Granite-Gneiss	2590-88790

3.1.2 Prinsip Tegangan Efektif dan Pengaruh Air Tanah

Perilaku tanah dikendalikan oleh tegangan efektif. Yaitu tegangan yang benar-benar dipikul oleh kerangka butiran tanah. Terzaghi 1923 menyatakan bahwa pada tanah jenuh air, tegangan total merupakan penjumlahan tegangan efektif dengan tekanan air pori, sebagaimana dinyatakan pada Persamaan 3.4 Berikut.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.4)$$

keterangan :

σ = tegangan normal

σ' = tegangan normal efektif

u = tekanan air pori

ketika muka air tanah tidak dijumpai, tekanan air pori bernilai nol sehingga tegngan efektif menjadi sama dengan tegangan total, kondisi seperti ini yang menjadi dasar penyederhanaan dalam penelitian ini. Berdasarkan data BH-9, muka air tanah tidak dijumpai sampai kedalaman pengeboran sehingga, sehingga tekanan air pori tidak diperhitungkan dalam penelitian ini.

3.2 Penyelidikan Tanah

Tanah memiliki formasi profil tanah sangat bervariasi. langkah paling awal dalam suatu kegiatan proyek yaitu penyelidikan tanah (*soil investigation*), yang berkaitan dengan perencanaan suatu bangunan struktur bawah. Bertujuan memberi informasi tentang kondisi tanah, jenis tanah, muka air lapis tanah, lapisan struktur tanah dan sifat-sifat tanah, serta menemukan masalah khusus yang mungkin terjadi di lapangan. Penyelidikan terbagi menjadi pengujian lapangan dan pengujian laboratorium. Salah satu pengujian lapangan yang paling umum dipakai untuk memperhitungkan kepadatan dan kuat geser tanah adalah uji penetrasi standar atau *Standar Penetration Test* (Das, 2011).

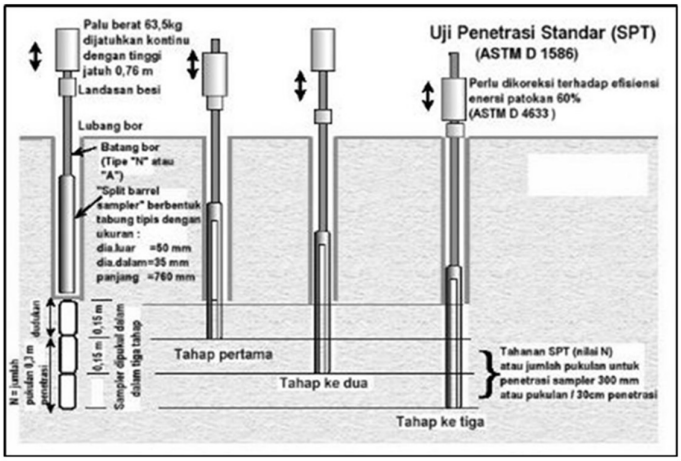
3.2.1 Pekerjaan Boring

Metode boring yang digunakan pada proyek tersebut adalah metode pemboran Putar (*Rotary Drilling).* Pemboran putar merupakan metode pemboran yang menggunakan aksi putaran untuk melakukan penetrasi terhadap batuan. Prinsip

kerja dari teknik pemboran ini yaitu memanfaatkan momen putar yang berasal dari stang bor yang dihubungkan dengan *prime over* melalui *gear reduction system.* Dengan menggunakan metode ini maka jenis tanah atau batuan dapat diamati dengan baik termasuk klasifikasi dan pengambilan contoh tanah. Pemboran dengan cara putar ini dapat digunakan untuk pengambilan contoh tanah inti (*Core Sample*), pengujian SPT (*Standard Penetration Test)* dan contoh tanah tidak terganggu atau UDS (*Undisturbed Sample*).

3.2.2 Standard Penetration Test (SPT)

Standar penetration atau lebih sering dikenal sebagai SPT merupakan pengujian yang dilakukan di lapangan dengan tujuan untuk mengetahui atau mendapatkan daya dukung tanah serta mengetahui estimasi nilai kerapatan relatif secara langsung dengan cara penumbukan. Pengujian yang dilakukan pada proyek tersebut menggunakan peralatan tabung belah dua (*Split Barrel Sampler*) dimana kedua ujung tabung dipegang dengan mur dan dipasang di ujung pipa bor. Pada pelaksanaan pengujian SPT dilakukan penumbukkan hamer otomatis dengan berat 63,5 kg dan jarak ketinggihan jatuh bebas hammer yaitu 76 cm (sesuai standard ASTM D1586) dan pengujian SPT dilakukan setiap interval 2m menyesuaikan dengan kebutuhan. Semakin besar nilai N, semakin padat dan kuat tanah yang diuji (Das, 2011). Skema perngujian SPT dapat dilihat pada Gambar 3.1 Berikut.



Gambar 3.1 Skema Pengujian SPT (P.T. Sofoco, 2023)

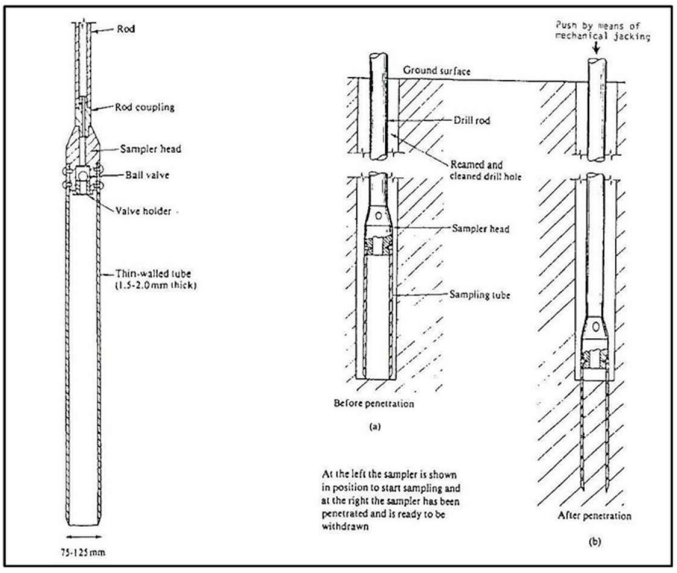
Ketentuan angka jumlah pukulan yang menunjukkan kepadatan jenis tanahnya dapat dilihat pada Tabel 3.7 Berikut.

Tabel 3. 7 Jumlah Pukulan dan Kepadatan Tanah (Budhu, 2011)

N	**Kepadatan**
0-4	Sangat lepas
4-10	Lepas
10-30	Sedang
30-50	Padat
>50	Sangat padat

3.2.3 *Undisturbed Sample (UDS)*

Undisturbed Sample merupakan sampel tanah yang diambil dengan tetap menjaga struktur aslinya seperti segi kepadatan, distribusi partikel, maupun kandungan airnya karena untuk memberikan kondisi tanah asli yang ada di lapangan. Tabung berdinding tipis (*Shelby tube sample*) merupakan alat yang digunakan pada proyek ini dalam pengambilan contoh tanah tidak terganggu dengan 2 macam diameter dan panjang tabung. Skema pengambilan *undistrubed sample (UDS)* dapat dilihat pada Gambar 3.2 Berikut.



Gambar 3.2 Skema Pengambilan *Undistrubed Sample* (P.T. Sofoco, 2023)

3.3 Korelasi Nilai N-SPT Lapisan Tanah

Nilai N-SPT yang diperoleh dari hasil penyelidikan tanah digunakan untuk menentukan parameter tanah yang belum dapat dilakukan pengujian pada korelasi laboratorium. Korelasi ini bersifat pendekatan dan setiap korelasi dikalibrasi untuk jenis tanah tertentu. Parameter tanah yang dikorelasikan meliputi sudut geser dan kohesi, kemudian digunakan sebagai parameter dalam analisis stabilitas lereng dan perencanaan perkuatan.

3.3.1 Korelasi Sudut Geser

Sudut geser dalam tanah dapat diperkirakan dari niai N-SPT melalui sejumlah korelasi empiris. Hal ini menjadi dasar penetapan sudut geser dalam pada penelitian ini. Pada tanah Granular digunakan korelasi N dan sudut geser menurut Wolff (1989) pada Persamaan 3.5 Berikut.

$$\varphi = 27{,}1 + 0{,}3 \times N_{60} - 0{,}00054 \times N_{60}^2 \quad (3.5)$$

Pada tanah kohesif menurut Sorensen dan Okkel (2013) dibagi dalam dua hal, yaitu *Lower bound* yang dapat dilihat pada Persamaan 3.6 dan *Best Estimate* pada Persamaan 3.7 Berikut.

$$\varphi = 39 - 11 \text{ Log } PI \quad (3.6)$$

$$\varphi = 43 - 10 \text{ Log } PI \quad (3.7)$$

3.3.2 Korelasi Kohesi

Berdasarkan *Australian Standard for Retaining Walls* (AS 4678) yang menyatakan hubungan empiris antara nilai N dengan parameter kuat geser tanah yaitu kohesi dan sudut geser. Korelasi nilai N-SPT terhadap parameter kohesi yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 3.8 Berikut.

Tabel 3. 8 Korelasi Geoteknik (PUPR, AS 4678)

Kelompok tanah	Tipikal Tanah	Parameter Tanah	
		c' (kPa)	φ (°)
Buruk	Tanah lempung lunak dan teguh dengan plastisitas sedang ke tinggi; lempung berlanau; isian lempung; bervariasi lepas; lanau berpasir lepas.	0-5	17-25

Lanjutan Tabel 3.8 Korelasi Geoteknik (PUPR, AS 4678)

Sedang	Lempung berpasir kaku; lempung berkerikil; pasir berlempung padat; lanau berpasir; isian lempung padat	0-10	26-32
Bagus	Pasir berkerikil; pasir padat; isian kerikil dan batu pasir pecah; pasir padat bergradasi baik.	0-5	32-37
Sangat Bagus	Batu terlapukan lemah; isian lapis dasar jalan terkontrol; kerikil dan beton daur ulang	0-25	36-43

3.4 Korelasi N-SPT Batuan

Perilaku material batuan umunya lebih kaku dan lebih kuat berbeda dengan perilaku tanah. Pendekatan pertama adalah untuk memodelkan kekuatan geser batuan dengan menggunakan kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb dengan pendekatan non liner. Bersama dengan hukum Hooke tentang linear isotropik.

3.4.1 Kriteria Model Hoek-Brown

Kriteria keruntuhan Hoek-Brown yang digeneralisasi dapat diformulasikan sebagai hubungan non-linear antara mayor dan tegangan utama efektif. Seperti yang dapat dilihat pada Persamaan 3.8 Berikut.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 - |\sigma_{ci}| \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s\right)^a \quad (3.8)$$

keterangan :

σ'_1, σ'_3 = tegangan efektif utama maksimum dan minimum kondisi keruntuhan

σ'_{ci} = kekuatan tekan bebas batuan utuh

mb,s,a = konstanta rock mass yang bergantung pada kualita dan tingkat gangguan massa batuan.

3.4.2 Klasifikasi Kekuatan Batuan

Klasifikasi batuan berdasarkan nilai UCS menurut *International society for rock mehanics* ISRM dapat dilihat pada Tabel 3.9 Berikut.

Tabel 3. 9 Klasifikasi Kekuatan Batuan Berdasarkan ISRM

Grade	Deskripsi	UCS (Mpa)	Contoh Batuan
R6	Extremely Strong	>250	Basalt segar, kuarsit
R5	Very Strong	100 - 250	Basalt, gabro, riolit

Lanjutan Tabel 3.9 Klasifikasi Kekuatan Batuan Berdasarkan ISRM

Grade	Deskripsi	UCS (Mpa)	Contoh Batuan
R4	Strong	50 – 100	Batu gamping, batu pasir
R3	Medium Strong	25 – 50	Batu lanau, serpih
R2	Weak	5 – 25	Batu gamping, lunak
R1	Very Weak	1 - 5	Batuan sangat lapuk

3.4.3 *Geological Strenght Index* (GSI)

Hoek (1994) mengatakan *geological strenght index* (GSI) merupakan suatu metode yang digunakan untuk mempperkirakan penurunan kekuatan massa batuan berdasarkan kondisi geologi di lapangan. Penilaian GSI mempertimbangkan karakteristik struktur massa batuan, seperti *blocky-ness,* serta kondisi permukaan diskontinuitas. Ringkasan penentuan nilai GSI tersebut dapat dilihat pada Tabel 3. Berikut.

Tabel 3. 10 Estimasi GSI (began GSI, Hoek & Marinos, 2000)

Struktur Massa Batuan	Kondisi Permukaan Diskontinuitas	Kisaran GSI
Intact/Massive (utuh, sedikit diskontinuitas)	Sangat baik (sangat kasar, segar, tidak lapuk)	85 – 95
Blocky (well-interlocked, 3 set kekar)	Baik (kasar, sedikit lapuk)	60 – 80
Very Blocky (interlocked, sebagian terganggu)	Sedang (halus, agak lapuk)	40 – 60
Blocky/Disturbed/Seamy (terlipat, banyak set kekar)	Buruk (slickensided, sangat lapuk)	25 – 40
Disintegrated (poorly interlocked, hancur)	Sangat buruk (slickensided, terisi lempung lapuk)	10 – 25

3.4.4 Konstanta Material Mi

Parameter yang menentukan sifat friksional batuan utuh dan bergantung pada jenis litologi disebut konstanta mi. Nilai ini dapat diestimasi menggunakan tabel referensi yang disusun oleh Hoek dan Brown (1997). Pada batuan vulkanik dapat

dilihat dalam Hoek dan Karzulovic (2000). Nilai mi dapat dilihat pada tabel 3. Berikut.

Tabel 3. 11 Nilai konstanta mi untuk batuan beku/vulkanik (Hoek & Brown, 1997; Hoek & Karzulovic, 2000)

Jenis Batuan	mi (Hoek & Brown, 1997)	mi (Hoek & Karzulovic, 2000)
Andesit	19	25 ± 5
Basalt	17	25 ± 5
Riolit	16	25 ± 5
Dasit	17	25 ± 3
Obsidian	-	19 ± 3
Agglomerate	20	19 ± 5
Breksi vulkanik (piroklastik)	18	19 ± 3
Tuff	15	13 ± 5

3.4.5 *Disturbance Factor* (D)

Penentuan nilai D berdasarkan kondisi penggalian di lapangan disusun oleh Hoek, Carranza-Torres, dan Corkum (2022) seperti yang dapat dilihat pada Tabel 3. Berikut.

Tabel 3. 12 Panduan Estimasi Disturbance Factor (D) Berdasarkan Kondisi Penggalian (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002)

Deskripsi Kondisi Penggalian/Peledakan	Nilai D yang Disarankan
Peledakan kualitas sangat buruk pada terowongan batuan keras; kerusakan lokal signifikan (2-3 m)	0,8
Peledakan skala kecil pada lereng rekayasa sipil dengan kontrol baik; gangguan sedang akibat stress relief	0,7
Peledakan skala kecil pada lereng dengan kontrol buruk	1,0
Peledakan produksi skala besar pada lereng tambang terbuka; gangguan signifikan	1,0

Lanjutan Tabel 3.12 Panduan Estimasi Disturbance Factor (D) Berdasarkan Kondisi Penggalian (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002)

Penggalian mekanis (ripping/dozing) pada lereng tambang batuan lunak; gangguan lebih kecil	0,7

3.5 Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah bertujuan mempermudah identifikasi dan pengelolaan tanah dengan cara mengelompokkan tanah berdasarkan sifat dan karakteristik. Dalam kegiatan perancangan, keberadaan sistem klasifikassi tanah sangat membantu karena mampu mmeberikan arahan secara empiris yang berdasarkan dari hasil maupun pengalaman yang dilakukan sebelumnya. Secara umum terdapat dua sistem klasifikasi tanah yang sering diterapkan dalam bidang rekaya geoteknik yaitu sebagai berikut.

1. Sistem Klasifikasi Tanah *Unifed Soil Classification System* (USCS)

   Pada prinsipnya menurut metode ini, ada 2 pembagian jenis tanah yaitu tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) dan tanah berbutir halus (lanau dan lempung). Tanah digolongkan dalam butiran kasar jika lebih dari 50% tertahan di atas saringan no. 200. Sementara itu tanah digolongkan berbutir halus jika lebih dari 50% lolos dari saringan no. 200.

2. Sistem Klasifikasi Tanah *American Association Of State Highway and Transportation Official (*AASHTO)

   Sistem klasifikasi AASHTO berguna untuk menentukan kualitas tanah untuk perencanaan timbunan jalan. Tanah-tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan rumus-rumus empiris (Hardiyatmo, 2002).

3.5.1 Kelas Situs

Kelas sistus tanah diklasifikasikan sebagai tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak dengan cara melakukan perhitungan kelas situs dengan uraian perhitungan yang dapat dilihat pada Persamaan 3.9 Berikut.

$$N = \frac{\Sigma di}{\Sigma(\frac{di}{Ni})} \qquad (3.9)$$

Ketereangan :

di = kedalaman tiap lapisan (m)

Ni = nilai N-SPT tiap lapisan

Setelah mendapatkan hasil dari perhitungan tersebut, kemudian di sesuaikan pada Tabel klasifikasi kelas situs yang dapat dilihat pada Tabel 3.9 Berikut.

Tabel 3.9 Klasifikasi Kelas Situs (SNI 2833:2016)

Kelas Situs	$\bar{V}s$ **(m/s)**	$\bar{N}$	$\bar{S}u$ **(kPa)**
Batuan Keras	$\bar{V}s \geq 1500$	N/A	N/A
Batuan	$750 < \bar{V}s \leq 1500$	N/A	N/A
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 < \bar{V}s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}u \leq 100$
Tanah Lunak	$\bar{V}s < 175$	$\bar{N} \leq 15$	$\bar{S}u \leq 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20 2. Kadar air (w) ≥ 20, 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}u \leq 25$ kPa		
Lokasi yang membuthkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi tanah lempung sangat sensitif tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan PI > 75) - Lapisan lempung tanah/medium kaku dengan ketebalan H > 35 mm		

3.6 Lereng dan Kelongsoran

Salah satu kondisi topograsi yang sering dijumpai pada berbagai pekerjaan konstruksi sipil adalah lereng. Lereng dapat terjadi secara alami maupun sengaja dibuat oleh manusia dengan tujuan tertentu. Ketidakstabilan lereng sangatlah berbahaya terhadap lingkungan sekitar, sehingga perlu analisis stabilitas lereng. Analisis kestabilan lereng dilakukan untuk menentukan faktor aman dari bidang longsor yang potensial, yaitu dengan menghitung kekuatan geser yang menyebabkan kelongsoran kemudian keduanya dibandingkan. Terdapat 3 macam lereng yang disebutkan menurut *Wesley* (1977) yaitu :

1. Lereng alami yang terbentuk akibat peristiwa alam seperti gerakan geoteknik.
2. Lereng yang terjadi secara sengaja dari tanah asli, seperti tanah yang digali untuk pembentukan jalan ataupun pemotongan untuk saluran irigasi.
3. Lereng dari tanah yang terbentuk karena timbunan, sebagai badan jalan.

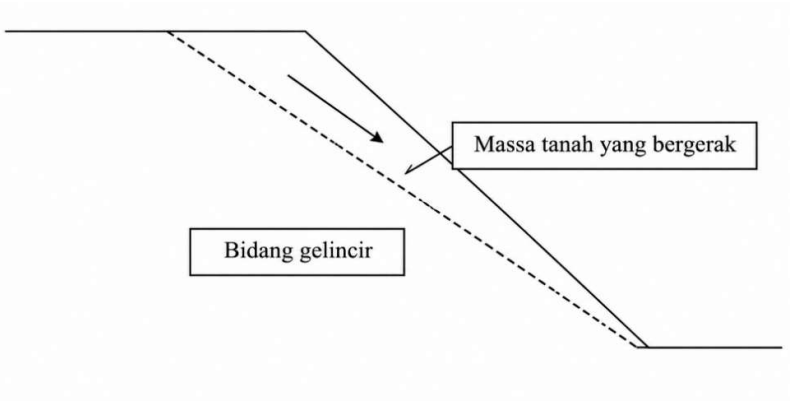
Pada suatu lereng biasanya terdapat gaya-gaya yang akan mendorong menyebabkan permukaan lereng cenderung bergerak ke arah bawah dari permukaan yang lebih tinggi. Dalam Hardiyatmo (2002) jika komponen gravitasi sedemikian besar sehingga perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah bidang longsornya terlampaui, maka akan terjadi kelongsoran lereng. Kelongsoran lereng alam dapat terjadi dari hal-hal sebagai berikut :

1. Adanya penambahan beban pada lereng dan beban dinamis.
2. Penggalian atau pemotongan tanah pada kaki lereng.
3. Penggalian untuk mempertajam kemiringan lereng.
4. Terdapat perubahan posisi muka air yang signifikan.
5. Naiknya tekanan lateral oleh air.
6. Gempa bumi atau getaran berlebihan.
7. Terdapat penurunan tahanan geser tanah pembentuk lereng akibat naiknya kadar air, tekanan air pori, dan tekanan rembesan oleh genangan air yang terdapat di dalam tanah, tanah pada lereng mengandung lempung yang mudah kembang susut dan lain-lain.

Dalam hardiyatmo (2012), kelongsoran yang terjadi dibagi menjadi beberapa jenis kelongsoran seperti berikut ini.

1. Kelongsoran Transisi

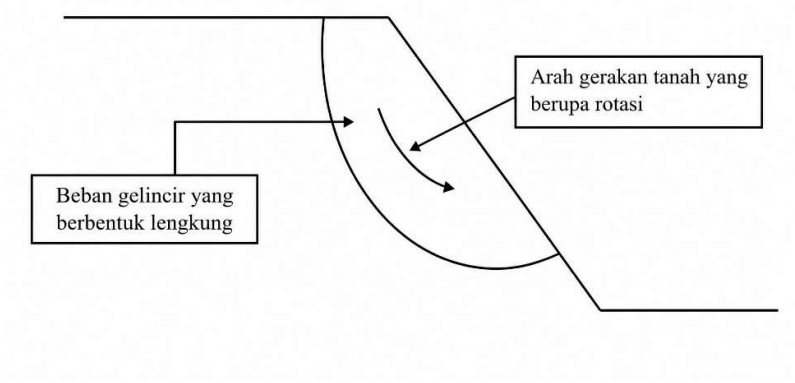
   Kelongsoran ini merupakan gerakan di dikontinuitas atau bidang lemah yang secara pendekatan sejajar dengan permukaan lereng, sehingga terjadi gerakan translasi tanah yang disebabkan pergerakan massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk rata atau mengelombang landai. Kelongsoran translasi dapat dilihat pada Gambar 3.3 Berikut.



Gambar 3.3 Kelongsoran Transisi (Hardiyatmo, 2012)

2. Kelongsoran Rotasi

   Kelongsoran rotasi biasanya terjadi pada massa tanah yang bergerak dalam satu kesatuan dan pada material yang relative homogen seperti tanggul. Longsoran ini terjadi ketika adanya pergerakan tanah dan batuan pada bidang tergelincir berbentuk cekung, seperti yang dpaat dilihat pada Gambar 3.4 Berikut.



Gambar 3.4 Kelongsoran Rotasi (Hardiyatmo, 2012)

3. Runtuhan batu

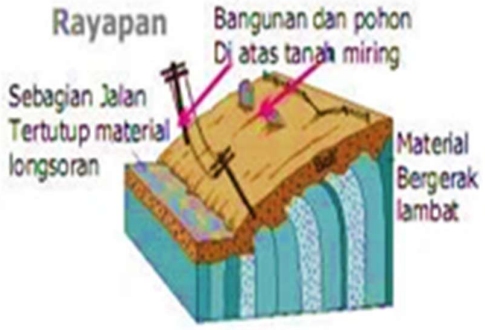
   Longsoran ini terjadi ketika batuan atau material dalam jumlah yang besar bergerak ke bawah dengan cara jatuh atau terjun beban. Umumnya terjadi pada lereng yang terjel hingga menggantung seperti yang dapat dilihat pada Gambar 3.5 Berikut ini.



Gambar 3.5 Runtuhan Batu (Hardiyatmo, 2012)

4. Rayapan tanah

   Rayapan dibedakan menjadi tiga jenis, yaitu rayapan musiman yang dipengaruhi iklim, rayapan bersinambungan yang dipengatuhi kuat geser dan material, dan rayapan melaju yang berhubungan dengan keruntuhan lereng atau perpindahan massa lainnya. Jenis longsoran rayapan tanah dapat dilihat pada Gambar 3.6 Berikut ini.



Gambar 3.6 Rayapan Tanah (Hardiyatmo, 2012)

3.7 Stabilitas Lereng

Dalam setiap kasus, tanah yang tidak rata akan mengakibatkan komponen gravitasi dari beratakan cenderung untuk menggerakkan massa tanah dari elevasi yang lebih tinggi ke elevasi yang lebih rendah. Analisis stabilitas pada permukaan tanah yang miring disebut analisis stabilitas lereng. Umumnya, analisis stabilitas dilakukan untuk mengecek keamanan dari lereng alam, lereng galian, dan lereng urugan tanah (Hardiyatmo, 2018).

Suatu analisis stabilitas terdiri dari perkiraan dari model keruntuhan dan kuat geser nya. Terdapat banyak faktor yang sangat mempengaruhi hasil hitungan. Faktor-faktor tersebut seperti kondisi tanah yang berlapis-lapis, kuat geser tanah yang anisotropis, aliran rembesan air dalam tanah dan lainnya. Analisis stabilitas lereng didasarkan pada konsep keseimbangan batas (*limit equilibrium*) dengan tujuan untuk menentukan faktor aman dari bidang longsor yang potensial, sehingga kestabilan lereng ditentukan dari besarnya faktor aman (*safety factor, F*). Stabiltas lereng dinyatakan melalui faktor keamanan, yaitu perbandingan antara kuat geser tanah yang tersedia terhadap tegangan geser yang dibutuhkan untuk menjaga keseimbangan. Menurut Lazarte (2003) nilai faktor keamanan berdasarkan intensitas kelongsoroannya ditunjukan seperti pada Tabel 3.10 Berikut.

Tabel 3.10 Nilai Faktor Keamanan Berdasarkan Intensitas Kelongsoroan (Lazarte, 2003)

Resisting Component	***Minimum Safety Factor (SF)***	
	Static Load	***Seismic Load***
Global stability (long term condition)	1,5	1,1
Global stabaility (excavation lift)	1,2	N/A
Bearing capacity	3,0	2,3
Sliding capacity	1,5	1,1
Pullout resistance	2,0	1,5
Nail bar tensile strenght	1,8	1,35

Lanjutan Tabel 3.10 Nilai Faktor Keamanan Berdasarkan Intensitas Kelongsoran (Lazarte, 2003)

Facing flexure	1,5	1,1
Facing puncing shear failure	1,5	1,1
Headed stud tensile failure	2,0	1,5

Berdasarkan Ray & De Smedt (2009) angka kemanan lereng dapat dilihat pada Tabel 3.11 Berikut.

Tabel 3.11 Angka Keamanan Lereng (Ray & De Smedt 2009)

Angka Keamanan	Status Lereng	Keterangan
SF > 1,5	Lereng Stabil	Hanya gangguan besar dapat membuat kestabilan.
1,25 > SF > 1,5	Kestabilan sedang	Gangguan ketidakstabilan sedang dapat membuat ketidakstabilan.
1 < SF < 1,25	Agak Stabil	Gangguan ketidakstabilan minor dapat menganggu kestabilan
SF < 1	Tidak Stabil	Memerlukan perbaikan stabilitas lereng.

3.7.1 Metode *Fellenius*

Metode fellenius yang disebut juga sebagai metode irisan biasa, menganalisis stabilitas lereng sebagai massa tanah di atas bidang gelincir menajadi sejumlah irisan vertikal. Pada metode ini gaya antar urusan diabaikan, sehingga perhitungan menjadi lebih sederhana. Menururt Hardiyatmo (2018) analisis stabilitas lereng cara *Fellenius* (1936) mengganggap gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan mempunyai resultan nol pada arah gerak lurus bidang longsor. Dengan anggapan ini, keseimbangan arah vertikal dan gaya-gaya yang bekerja dengan memperhatikan Persamaan 3.10 hingga 3.13 Berikut :

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i \tag{3.10}$$

Atau

$$N_i = W_i \cos \theta_i - U_i \tag{3.11}$$

$= W_i \cos \theta_i - u_i a_i$

Faktor aman didefinisikan sebagai,

$$F = \frac{Jumla \quad momen\ dari\ tahana \quad geser\ sepanjang\ bidang\ longsor}{Juml \quad momen\ dari\ berat\ massa\ tanah\ yang\ longsor}$$

$$= \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Md} \tag{3.12}$$

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

$$\Sigma M_d = R \sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i \tag{3.13}$$

Keterangan :

R = Jari-jari lingkaran bidang longsor

n = Jumlah irisan

Wi = Berat massa tanah irisan ke-i

θ_i = Sudut yang didefinisikan

Bila terdapat air pada lereng, tekanan air pori pada bidang longsor tidak menambah momen akibat tanah yang akan longsor (M_d), karena resultan gaya akibat tekanan air pori lewat titik pusat lingkaran dalam persamaa 3.14 (lengan momen) diperoleh

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c.Li + (Wi \cos \alpha - uiL) tg\ \varphi}{\sum_{i=1}^{i=n} Wi \sin \alpha} \tag{3.14}$$

Keterangan :

SF = Faktor aman

c = Kohesi (kN/m^2

φ = Sudut gesek dalam tanah (derajat)

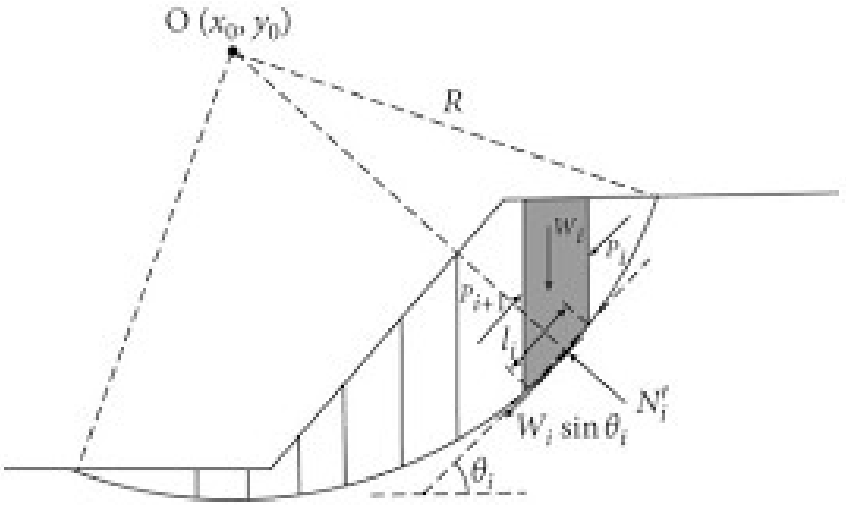
L = Panjang lengkung lingkaran pada irisan ke-i (m)

Wi = berat irisan tanah ke-i (kN)

u_i = Tekanan air pori pada irisan ke-i (kN/m^2)

α = sudut yang didefinisikan (derajat)

Metode Fellenius dapat dilihat pada Gambar 3.7 Berikut.



Gambar 3.7 Metode Fellenius (Hardiyatmo, 2012)

3.7.2 Analisis Beban Gempa (Pseudo-statik)

Pengaruh beban gempa perlu diperhitungkan karena lereng yang diteliti berdasarkan lokasi Proyek Jalan Baru Kretek Girijati di wilayah Bantul Yogyakarta yang termasuk dalam kawasan dengan gempa yang cukup tinggi. Metode pesudo-statik dapat menambahkan gaya inersia gempa yang bekerja secara horizontal pada massa tanah (Kramer, 1996) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.15 Berikut.

K_h = 50% x PGA (3.15)

Keterangan :

kh = koefisien gempa horizontal

PGA = Percepatan Batuan

Faktor keamanan minimum yang disyaratkan untuk analisis menggunakan model pseudo-statik adalah FK > 1,1 (SNI 8460:2017).

3.8 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral merupakan tekanan arah horizontal yang bekerja pada dinding penahan akibat massa tanah di belakangnya. Besar tekanan ini bergantung pada arah dan besarnya pergerakan dinding relatif terhadap tanah. Menurut teori rankine, terdapat tiga kondisi tekanan tanah, yaitu kondisi diam ketika dinding tidak

bebergerak, kondisi aktif ketika dinding bergerak menjadi tanah, dan kondisi pasif ketika dinding menekan tanah. Pada perencanaan turap, tekanan aktif bekerja di belakang dinding sebagai gaya pendorong, sedangkan tekanan pasif bekerrja di depan dinding sebagai gaya penahan (Das, 2011). Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif menurut Rankine untuk kondisi permukaan tanah datar dinyatakan sebagai berikut ini.

3.8.1 Tekanan Aktif dan Pasif Rankine

Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif menurut Rankine untuk kondisi permukaan tanah datar dinyatakan sebagai berikut ini.

1. Tekanan aktif (Pa)

   Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah lateral minimum, yang mengakibatkan keruntuhan geser tanah akibat gerakan dinding menjauhi tanah di belakangnya. Koefisien tanah aktif dan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Persamaan 3.16 dan Persamaan 3.17 Sebagai berikut ini.

   $$Ka = \tan^2 (45^o - \frac{\varphi}{2}) \quad (3.16)$$

   $$Pa = \gamma . H^2 . Ka \quad (3.17)$$

   Keterangan :

   Ka = Koefisien tanah aktif

   φ = Sudut geser dalam

   γ = Berat volume tanah

   H = Kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah

2. Tekanan Pasif (Pp)

   Tekanan tanah lateral maksimum yang mengakibatkan keruntuhan geser tanah akibat gerakan dinding menekan tanah urug disebut dengan tekanan tanah pasif (*passive earth pressure*). Koefisien tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19 Sebagai berikut ini.

   $$Kp = \tan^2 (45^o + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.18)$$

   $$Pp = \gamma . H^2 . Kp \quad (3.19)$$

   Keterangan :

Ka = Koefisien tanah aktif

φ = Sudut geser dalam

γ = Berat volume tanah

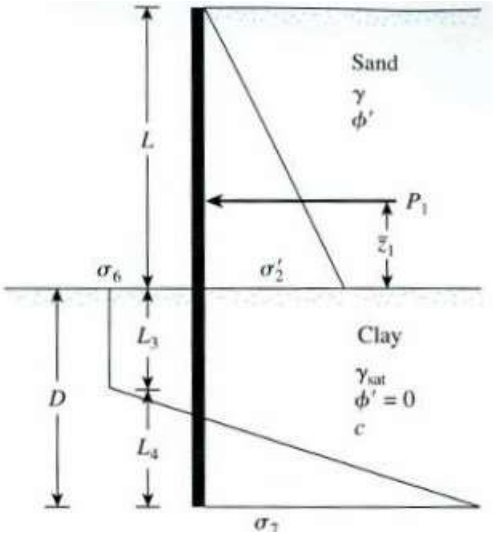
H = Kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah

3.9 *Sheet Pile*

Menurut SNI 8460:2017, turap dikategorikan sebagai *embedded walls. Embedded walls* merupakan struktur yang menahan tanah dan stabilitasnya sebagian atau seluruhnya bergantung pada ketahanan tanah pasif yang terletak di dasar galian. Pemakaian turap atau *sheet pile* bertujuan untuk mencegah longsoran tanah di sekitar galian. Berdasarkan cara kerjanya, turap dibedakan menjadi beberapa jenis, salah satunya yaitu turap baja kantilever. Pemilihan jenis turap ditentukan oleh kedalaman tanah yang perlu ditahan. Jika kedalaman tanah yang ditahan relatif dangkal, turap kantilever sudah memadai untuk menjaga kestabilan, sedangkan jika tanah yang ditahan cukup dalam diperlukan turap berangkur (Hardiyatmo, 2010).

3.9.1 *Sheet Pile* Baja Kantilever

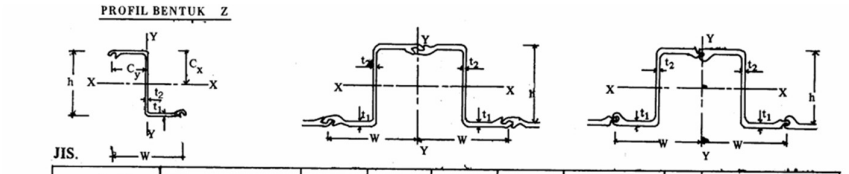
Dinding turap kantilever merupakan turap yang dalam menahan beban lateral mengandalkan tahanan tanah di depan dinding. Pada turap jenis ini, lendutan ke arah samping yang terjadi relatif besar pada pemakaian turap kantilever. Karena luas tampang bahan turap yang dibutuhkan bertambah besar dengan ketinggian tanah yang ditahan akibat momen lentur yang timbul. Turap kantilever umumnya digunakan untuk kondisi dengan kedalaman tanah yang ditahan relatif sedang karena peningkatan kedalaman galian akan meningkatkan tekanan lateral yang bekerja serta kebutuhan kedalaman penetrasi turap. Hanya cocok untuk menahan tanah dengan kedalaman yang sedang (Hardiyatmo, 2010). Pada kondisi turap kantilever yang menembus lapisan lanau, distribusi tekanan tanah pada kedua sisi turap dipengaruhi oleh karakteristik kuat geser tanah lanau dan kedalaman penetrasi turap seperti yang dapat dilihat pada gambar 3.8 Berikut.



Gambar 3.8 Dinding Turap yang Menembus Lapisan Lempung (Das, 2011)

Berdasarkam gambar tersebut, turap memiliki kedalaman penetrasi sebesar *D* di bawah garis galian (*dredge line*). Pada bagian di dasar galian, turap menerima tekanan lateral tanah yang menhasilkan gaya P_1, sedangkan pada bagian yang tertanam di dalam laoisan lanau berkembang tekanan tanah pada sisi depan dan belakang turap. Perbedaan tersebut menghasilkan tahanan lateral yang berfungsi menjaga keseimbangan turap.

Dalam penelitian ini menggunakan profil z, karena bentuk penampangnya efisien dalam memikul momen lentur. Profil ini memiliki badan yang menerus dan dua sayap, dengan bagian pengunci yang terletak di kedua tepi terluar sayap. Karena pengunci berada jauh dari sumbu netral, seluruh tinggi penampang bekerja penul dalam menahan lentur sehingga mnghasilkan modulus penampang yang besar untuk setiap meter panjang dinding (Arcelor, 2020). Keunggulan tersebut dengan modulus penampang yang lebih efisien, mampu memberikan kekuatan lentur yang memadai dengan berat baja yang lebih ringan sehingga desain menjadi ekonomis. Tabel dimensi dan modulus penampang masing-masing profil turap bentuk Z yang dipakai sebagai acuan pemilihan profil pada penelitian ini diambil dari Buku Teknik Sipil Sunggono 1995. Berikut merupakan gambar profil dan data profil Z-*sheet pile* Gambar 3.9 Berikut.



Profil	Ukuran				Luas penampang		Berat		Luas permukaan		titik berat		Momen inersia		Jari2 iners.	Momen lawan	
	W	h	t_1	t_2	per-profil	per-lebar dinding	per-profil	per-lebar dinding	per-profil	per-lebar dinding	C_x	C_y	per-profil	per-lebar dinding	per-profil	per-profil	per-lebar dinding
	mm in	mm in	mm in	mm in	cm2 in2	cm2/m in2/ft	kg/m lbs/ft	kg/m2 lbs/ft2	m2/m ft2/ft	m2/m2 ft2/ft2	cm in	cm in	cm4 in4	cm4/m in4/ft	cm in	cm3 in3	cm3/m in3/ft
YSP–Z14	400 15,7	235 9,25	9,4 0,370	8,2 0,323	66,06 10,24	165,2 7,797	51,9 34,9	130 26,6	1,42 4,66	1,77 1,77	11,7 4,61	20,0 7,87	6,480 156	16,200 119	9,90 3,90	552 33,7	1,380 25,7
YSP–Z25 FSP–Z25	400 15,7	305 12,0	13,0 0,512	9,6 0,378	94,32 14,62	235,8 11,13	74,0 49,7	185 37,9	1,61 5,28	2,01 2,01	15,3 6,02	20,0 7,87	15,300 367	38,300 280	12,74 5,02	1,000 61,0	2,510 46,7
YSP–Z32 FSP–Z32	400 15,7	344 13,5	14,2 0,559	10,4 0,409	107,7 16,69	269,2 12,71	84,5 56,8	211 43,3	1,70 5,58	2,13 2,13	17,2 6,77	19,5 7,68	22,000 528	55,000 403	14,26 5,61	1,280 78,1	3,200 59,5
YSP–Z38 FSP–Z38	400 15,7	364 14,3	17,2 0,677	11,4 0,449	122,2 18,94	305,5 14,42	96,0 64,5	240 49,2	1,72 5,64	2,16 2,16	18,2 7,17	19,5 7,68	27,700 665	69,200 507	15,05 5,93	1,520 92,7	3,800 70,7
YSP–Z45	400 15,7	360 14,2	21,5 0,846	12,5 0,492	148,2 22,97	370,5 17,49	116 78,0	290 59,4	1,68 5,51	2,10 2,10	18,0 7,09	20,9 8,23	32,900 790	82,200 602	14,89 5,86	1,820 111	4,550 84,6
FSP–Z45	400 15,7	367 14,4	21,9 0,862	13,2 0,520	148,2 22,97	370,5 17,49	116 78,0	290 59,4	1,76 5,77	2,20 2,20	18,4 7,24	20,0 7,87	33,400 802	83,500 611	15,00 5,91	1,820 111	4,550 84,6

Gambar 3.9 Data Profil Z-*Sheet Pile* (Sunggono, 1984)

Perencanaan turap pada penelitian ini menggunakan metode tegangan ijin. Pada metode ini tegangan yang terjadi akibat beban kerja dibatasi agar tidak melampaui tegangan ijin bahan. Tegangan ijin lentur yang sudah di hitung hasilnya akan menjadi batas atas dalam pengecekan tegangan lentur profil turap.

3.10 Perencanaan Turap Kantilever

Perancangan turap dalam tanah kohesif termasuk kompleks karena kuat geser tanah tersebut berubah seiring berjalannya waktu (Hardiyatmo, 2010). Tinjauan stabilitas jangka panjang juga harus diperhatikan akibat kuat geser tanah lempung yang berubah dengan waktunya. Hardiyatmo (2010) menyebutkan bahwa data yang terbatas menunjukkan kohesi (c) pada waktu jangka panjang sangat ama bila kohesi dianggap sama dengan nol. Nilai akhir pada waktu jangka panjang dari sudut geser dalam tanah (φ) akan mendekati 20º-30º. Tekanan tanah lateral tanah lempung ppsds waktu jangka panjang ini mendekati sama dengan tekanan tanah granular. Sehingga pada penelitian ini analisisnya sama dengan turap pada tanah granuler. Analisis didasarkan parameter tegangan efektif φ dan c.

3.10.1 Tegangan Vertikal dan Distribusi Tekanan Aktif pada Profil Tanah

Tegangan vertikal pada kedalaman yang ditinjau dihitung dari berat volme tanah. Karena berdasarkan dara BH-9 muka air tanah tidak dijumpai, seluruh analisis

menggunakan berat volume tanah kondisi kering sehingga tegangan vertikal dinyatakan pada Persamaan 3.20 Berikut.

$$\sigma v = \Sigma (\Upsilon h) \quad (3.20)$$

persamaan ini digunakan karena tegangan vertikal adalah besaran dasar yang menentukan besar tekanan lateral. Pada tanah berlapis, berat volume tiap lapis berbeda, sehingga penjumlahan per lapis memberi nilai yang lebih tepat daripada memakai satu nilai rata-rata. Tegangan vertikal diubah menjadi tekanan tanah lateral melalui koefisien tekanan tanah menurut teori Rankine. Pada sisi tanah tertahan bekerja tekanan aktif, dan pada sisi galian bekerja tekanan pasif. Untuk tanah berkohesi, kedua tekanan dinyatakan pada Persamaan 3.21 dan 3.22 Berikut.

$$\sigma a = \sigma_v \text{ x } Ka - 2c\sqrt{Ka} \quad (3.21)$$

$$\sigma p = \sigma_v \text{ x } Kp + 2c\sqrt{Kp} \quad (3.22)$$

keterangan :

σv = tegangan vertikal tefektif (kN/m^3)

Υ = berat volume tiap lapisan (kN/m^3)

h = tebal tiap lapis di atas titik tinjau (m)

σa = tekanan tanah pasif (kN/m^2)

σp = tekanan tanah pasif (kN/m^2)

Ka = koefisien tekanan tanah aktif

Kp = koefisien tekanan tanah pasif

c = kohesi tanah (kN/m^2)

3.10.2 Tekanan Aktif pada Tanah Bekohesi dan Retakan Tarik

Ketika tegangan vertikal masih kecil, teksnan aktif bernilai negatuf. Nilai negatif ini menunjukkan adanya tegangan tarik pada tanah. Karena tanah tidak mampu menahan tegangan tarik, pada zona tersebut terbentuk retakan yang disebut retakan tarik (*tension crack*).

Kedalaman retakan tarik diperoleh dengan menetapkan tekanan aktif sama, muka air tanah tidak dijumpai dengan nol pada kedalaman tersebrut. Berdasarkan data

BH-9, muka air tanah tidak dijumpai sehingga analisis dilakukan pada kondisi kering dan tegangan vertikal dengan Persamaan 3.23 Berikut.

$$zc = \frac{2c\sqrt{Ka}}{Ka\ x\ \Upsilon} \quad (3.23)$$

Keterangan :

zc = kedalaman retakan tarik dari permukaan tanah (m)

Υ = berat volume tanah (kN/m^3)

c = kohesi tanah (kN/m^2)

Apabila retakan tarik diabaikan, gaya aktif pada lapisan atas akan terhitung lebih besar daripada kondisi sebenarnya (Das, 2011).

3.10.3 Diagram tekanan tanah

Di bawah dasar galian, dinding ditekan oleh tanah aktif di sisi belakang dan ditahan oleh tanah pasif di sisi depan. Perancangan meninjau selisih kedua tekanan tersebut, yaitu tekanan tanah neto (Das, 2011). Pada kedalaman z' yang diukur dari dasar galian ke bawah. Tegangan pasif di depan dinding, dengan *overburden* pasif dimulai dari nol di dasar galian sehingga diperoleh persamaan 3.24 Berikut.

$$\sigma_p\ (z') = 2c\ \sqrt{Kp} + Kp\ x\ \Upsilon a\ x\ z' \quad (3.24)$$

Tegangan aktif di belakang dinding merupakan lanjutan tekanan aktif dari atas dasar galian dengan *overburden* bertambah sehingga diperoleh menjadi Persamaan 3.25 Beirkut.

$$\sigma_a\ (z') = \sigma a + Ka\ x\ \Upsilon a\ x\ z' \quad (3.25)$$

dengan tegangan aktif aktif di dasar galian dapat dilihat pada Persamaan 3.26 Berikut.

$$\sigma_a d = \sigma vH - 2c\sqrt{Ka} \quad (3.26)$$

Tekanan tanah neto adalah selisih tegangan pasif terhadap tegangan aktif, yang menghasilkan diagram berbentuk linear pada Persamaan 3.27 hingga 3.29 Brikut.

$\bar{p}$ = $2c\sqrt{Kp}$ - $\sigma_a d$ (3.27)

k' = (Kp-Ka) x Υa (3.28)

σneto(z') = $\bar{p}$ + k' z' (3.29)

keterangan :

σa = Tegangan tanah aktif (kN/m^2)

σp = Teganga tanah pasif (kN/m^2)

σneto = tekanan tanah neto di bawah dasar galain kN/m^2

z' = kedalaman diukur dari dasar galian ke bawah (m)

p = tekana ntanah neto di dasar galian sumbangan kohesi (kN/m^2)

k' = Gradien tekanan tanah neto sumbangan gesekan (kN/m^2)

Penurunan ini didapatkan dari pengurangan tekanan pasif terhadap tekanan aktif. Suku $\bar{p}$ berasal dari kohesi karena kohesi memberi tekanan pasif walaupun *overburden* masih nol di dasar galian, sedangkan suku k' berasal dari gesekan karena selisih kp dan Ka membuat tekanan neto bertambah seiring kedalaman (Das, 2011).

3.10.4 Analisis kedalaman Penetrasi

Kedalaman penetrasi adalah panjang turap adalah panjang yang tertanam di bawah dasar galian, yang menganggap ujung bawah turap bebas berputar dan tahanan pasif pada bagian tertanam (Bowles,1996). Das (2011) dan Hardiyatmo (2010) menyatakan bahwa kedalaman penetrasi turap kantilever ditentukan dari kesetimbangan, yaitu momen yang ditimbulkan tekanan aktif diimbangi momen yang ditimbulkan tekanan pasif. Karena gaya di zona tancap dan lengannya terhadap ujung bawah turap sama-sama bergantung pada kedalaman D, hasil kali gaya dan lengan meghasilkan momen terhadap D. Momen tekanan aktif dan pasif terhadap ujung bawah turap disusun pada Persamaan 3.30 hingga Persamaan 3.32 Berikut.

M_0 = Pa_1 x $(\frac{H2 + H1}{3})$ + Pa_2 x $(\frac{H-z}{3})$ (3.30)

$$\Sigma Ma = \left(\frac{Ka \; x \; \Upsilon a}{6}\right) x \; D^3 + \left(\frac{\sigma a}{2}\right) x \; D^2 + Pa \; x \; D + M_0 \quad (3.31)$$

$$\Sigma Mp = \left(\frac{Kp \; x \; \Upsilon a}{6}\right) x \; D^3 + \left(c \sqrt{Kp}\right) x \; D^2 \quad (3.32)$$

Kedalaman penetrasi D_{kritis} diperoleh dari syarat ΣMp(D) sama dengan ΣMa(D). Selisih keduanya membentuk persamaan pangkat tiga. Dengan koefisien pada Persamaan 3.33 hingga Persamaan 3.36 Berikut.

$$A3 = \frac{(Kp - Ka) \; x \; \Upsilon a}{6} \quad (3.33)$$

$$A2 = c \sqrt{Kp} - \frac{\sigma a,d}{2} \quad (3.34)$$

$$A1 = - Pa \quad (3.35)$$

$$A0 = - \left[Pa1 \; x \; \left(\frac{H_{2+} \; H_1}{3}\right) + Pa2 \; x \; \left(\frac{H - z}{3}\right)\right] \quad (3.36)$$

Selisih ΣMp(D) dan ΣMa(D) membentuk persamaan pangkat tiga yang dapat dilihat pada Persamaan 3.37 Berikut.

$$A3 \; x \; D^3 + A2 \; x \; D^2 + A1 \; x \; D + A0 = 0 \quad (3.37)$$

Persamaan pangkat tiga tersebut diselesaikan secara numerik dengan iterasi Newton-Raphson yaitu metode pencarian akar baku, dapat dilihat pada Persamaan 3.38 Berikut.

$$D(i+1) = \frac{D(i) - f(D(i)}{f\prime D(i)} \quad (3.38)$$

Nilai Dkritis ini merupakan kedalaman minimum secara teoritis yang membuat sistem berada pada kondisi kesetimbangan yang tepat batas. Das (2011) menyarankan penambahan faktor keamanan mulai dari 1,3-1,5 pada kedalaman kritis teoritis untuk keperluan ini, dan pada penelitian ini dipakai nilai SF sebesar 1,3. Sehingga dimasukkan kedalam persamaan 3.39 berikut.

$$D_{rencana} = SF \; x \; D_{kritis} \quad (3.39)$$

Das (2011) menyarankan SF sebesar 1,2 hingga 1,3 untuk tanah berbutir dan 1,4 sampai 1,6 untuk tanah lempung. Faktor ini memperbesar bagian tertanam sehingga tahanan pasif cadangan tersedia ketika kndisi lapangan ternyata lebih buruk dari asumsi. Momen diambil terhadap ujung bawah turap karena titik itu didekati sebagai pusat putaran, sehingga keseimbangan momen di titik tersebut menyatakan batas turap tepat sebelum berputar (Das, 2011).

Kestabilan turap terhadap putaran diperiksa dengan faktor keamanan, yaitu perbandingan momen tahan pasif terhadap momen dorong aktif pada kedalaman yang dipakai, seperti pada Persamaan 3.40 Berikut.

$$FS = \Sigma Mp / \Sigma Ma \quad (3.40)$$

Nilai FS dibandingkan terhadap syarat pada SNI 8460:2017. Perhitungan ini menyerupai kontrol guling pada dinding penahan tanah karena sama-sama menyeimbangi momen. Mekanisme keruntuhan turap adalah putaran di dalam tanah, sehingga tinjauan ini disebut kontrol terhadap rotasi (Das, 2011).

Keterangan :

ΣMp = jumlah momen gaya pasif terhadap ujung bawah turap (kNm/m)

ΣMa = jumlah momen gaya aktif terhadap ujung bawah turap (kNm/m)

A3, A2, A1, A0 = koefisien persamaan pangkat tiga penetrasi D

D = kedalaman penetrasi turap

Di = nilai kedalaman penetrasi pada iterasi ke (m)

f(Di) = nilai fungsi pada iterasi ke i

f'(Di) = turunan pertama fungsi f(D) terhadap D pada iterasi ke i

D(i+1) = nilai kedalaman penetrasi hasil perbaikan pada iterasi ke i+1

σ = tekanan pada dasar diagram (kN/m^2)

H = lengan diagram tekanan (m)

$D_{rencana}$ = kedalaman rencana

SF = asumsi angka keamanan yang dipakai

Dkritis = nilai kedalaman hasil iterasi

FS = faktor keamanan terhadap putaran

3.10.5 Momen Lentur Maksimum dan Gaya Geser

Das (2011) menyatakan bahwa momen lentur maksimum pada turap terjadi pada kedalaman ketika gaya geser pada dinding sama dengan nol. Momen lentur diperlukan untuk memilih penampang pada turap. Dari teori balok, gaya geser sama dengan turunan pertama momen terhadap posisi, sehingga momen mencapai nilai maksimum pada titik dengan gaya geser sama dengan nol (Hibbeler, 2011). Tekanan neto dibawah dasar galian adalah selisih tekanan pasif dan aktif, yang bertambah liner terhadap kedalaman, sehingga dinyayakan sebagai p dan ditambah k' dikali z. Gaya geser pada kedalaman z' dibawah dasar galian dapat dilihat pada Persamaan 3.41 Berikut.

$$V(z') = Pa - (\bar{p} \text{ x } z' + ½ \text{ x } k' \text{ x } z'^2) \quad (3.41)$$

Syarat gaya geser sama dengan nol diperoleh persamaan kuadrat terhadap z' yang dapat dilihat pada Persamaan 3.42 Beirkut.

$$½ \text{ x } k' \text{ x } z'^2 + \bar{p} \text{ x } z' - Pa = 0 \quad (3.42)$$

Persamaan kuadrat ini diselesaikan dengan rumus akar persamaan kuadrat, dengan mengambil akar positif karena z' adalah kedalaman. Hasilnya dinyatakan dalam Persamaan 3.43 dan Persamaan 3.44 Berikut.

$$z' = (-B + \sqrt{(B2 - 4AC)})/ (2A) \quad (3.43)$$

$$z' = (-\bar{p} + \sqrt{(\bar{p}2 + 2 \text{ x } k' x\ Pa)}) / k' \quad (3.44)$$

Momen maksimum dihitung sebagai momen seluruh gaya di atas titik z' terhadap titik tersebut, yaitu momen resultan aktif dikurangi momen luas diagram tekanan neto. Integral luas diagram neto terhadap titik z' sama dengan $\bar{p}$ ditambah k' x $z'^3/6$, sehingga diperoleh Persamaan 3.45 Berikut.

$$Mmaks = Pa \text{ x } (\bar{z} + z') - \left[\bar{p}\, x \frac{z'^2}{2} + k'\, x \frac{z'^3}{6}\right] \quad (3.45)$$

suku $\bar{p}$ dikali z' kuadrat per dua berasal dari momen bagian tekanan neto yang berbentuk persegi, sedangkan suku k' dikali z' pangkat tiga per enam berasal dari bagia berbentuk segitiga. Selain momen, gaya geser maksimal juga ditinjau, baik sebagai beban pada penampang maupun sebagai masukan pada pemodelan numerik. Gaya geser maksimum terjadi di dasar galian dan besarnya sama dengan resultan gaya tekanan aktif di atas dasar galian, karena pada titik itu belum ditemukan ketahanan neto yang menguranginya.

Keterangan :

Pa = resultan gaya aktif di atass dasar kalian (kN/m)

z' = kedalaman di bawah dasar galian (m)

$\bar{p}$ = tekanan neto di dasar galian (kN/m2)

k' = pertambahan tekanan neto tiap satuan kedalaman (kN/m2/m)

V = gaya geser pada dinding turap

A = 1/2k'

B = $\bar{p}$

C = -Pa

Mmaks = momen lentur maksimum (kN/m)

$\bar{z}$ = lengan Pa di atas dasar galian (m)

3.10.6 Modulus Penampang dan Pemilihan profil

Profil turap dipilih agar mampu memikul momen lentur maksimum tanpa melampaui tegangan ijin. Hubungan antara momen, modulus penampang, dan tegangan lentur. Tegangan lentur izin diperoleh dengan membagi tegangan leleh baja dengan faktor keamanan terhadap leleh, seperti pada Persamaan 3.46 Berikut

$$\sigma izin = fy / SF \quad (3.46)$$

Kemudian modulus penampang minimum yang harus dimiliki profil, yaitu momen lentur maksimum dibagi tegangan izin lentur yang dapat dilihat pada Persamaann 3.47 Berikut.

$$S = \frac{|Mmaks|}{\sigma izi} \quad (3.47)$$

Profil yang dipilih adalah profil dengan modulus penampang terkecil yang masih memenuhi syarat modulus minimum. Nilai modulus penampang profil diambil diambil dari tabel profil bentuk Z (Sunggono, 1984).

Keterangan :

S = modulus penampang minimum (cm^3/m)

Mmaks = momen lentur maksimum (kNm/m)

σ_{izin} = tegangan izin lentur (Mpa)

S = modulus penampang minimum dari *sheet pile* (cm^3 atau mm^3)

I = momen inersia penampang

c = jarak serat terluar ke sumbu netral

fy = tegangan leleh baja (Mpa)

SF = faktor keamanan terhadap leleh

3.11 *Software* Geostudio

Geostudio merupakan perangkat lunak pemodelan untuk menganalisis secara akurat dan mengintegrasikan alat-alat khusus dan terapan di bidang rekayasa geofisika dan ilmu bumi. Analisis stabiltas lereng menggunakan GeoStudio 2018 dilakukan untuk mengevaluasi kondisi keamana lereng pada berbagai skenario, termasuk kondisi asli dan setelah diberi perkuatan. Salah satu keunggulan utama dari GeoSlope dalam analisis stabilitas lereng adalah kemampuannya untuk menangani kompleksitas geometri lereng yang berubah-ubah dan lapisan tanah yang bervariasi. Melalui antarmuka grafis yang intuitif, pengguna dapat dengan mudah menggambar lereng, menetapkan parater tanah, dan menjalankan simulai untuk melihat bagaimana eperubahan kondisi dapat mempengaruhi faktor keamanan. Modul aplikasi ini mencakup *SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W* dan *CTRAN/W* yang saling terintegrasi sehingga memungkinkan untuk menggunakan hasil dari satu produk ke dalam produk lainnya. Modul aplikasi GeoStudio 2018 yang akan digunakan dalam penelitian ini yaitu *SLOPE/*W dan *SIGMA/W*. Pada umumnya langkah-langkah dalam menggunakan modul ini yaitu seperti berikut :

1. Membuat geometri lereng berdasarkan data lapangan yang telah dikumpulkan seperti data dimensi lereng, kemiringan, dan kondisi tanah.
2. Melakukan input parameter tanah seperti kohesi, sudut geser gaya dalam, dan berat jenis tanah dimasukkan ke dalam perangkat lunak Geostudio untuk simulasi.
3. Setelah melakukan pemodelan, langkah selanjutnya yaitu verifikasi dan *solve analysis* dengan metode yang dipilih yaitu *fellenius*
4. Hasil utama dari analisis ini yaitu nilai Faktor Keamanan (*Safety factor*). Kemudian dilakukan perbandingan nilai SF dengan kriteria keamanan yang disyaratkan standar.

3.11.1 SLOPE/W

Modul SLOPE/W merupakan bagian dari geostudio yang berfungsi dalam menganalisis stabilitas lereng, baik tanah maupun batuan, termasuk galian dan timbunan, berbasis metode kesetimbangan (*Limit Equilibrium*), khususnya metode irisan untuk berbagai kondisi, seperti hal permukaan yang miring, tekanan pori-air, sifat tanah dan beban terkonsentrasi. Selain itu juga, digunakan elemen tegangan statis atau tegangan dinamik pada analisis kestabilan leeng serta dapat dikombinasikan dengan analisis probabilistik. pada penelitian ini digunakan metode Fellenius/*Ordinary* atau metode irisan biasa. SLOPE/W mampu memodelkan kondisi-kondisi seperti berikut :

1. Lapisan tanah yang kompleks
2. Kondisi tekanan air proi yang tidak beraturan
3. Beberapa model kuat geser tanah seperti *Mohr Coloumb*
4. Parameter kuat geser tanah pada kondisi tak jenuh
5. Pendekatan bentuk bidang gelincir dengan atau tanpa *tension crack*
6. Beban merata dan beban gempa
7. Jenis perkuatan seperti *Anchor, Geosynthetic, Nail, Pile, Maccaferi,* atau bahan-bahan penguat lereng lainnya.

Modul seequent mengatakan SLOPE/W dirancang untuk selalu menggunakan kedua parameter utamanya yaitu kohesi dan sudut geser. Nilai input Mohr-Coulomb untuk kohesi dan sudut geser dapat merepresentasikan parameter tegangan efektif

maupun tegangan total, bergantung pada definisi kondisi tekanan air pori. Jika tekanan air pori tidak didefinisikan, maka kohesi dan sudut geser merupakan parameter tegangan total.

3.11.2 SIGMA/W

Modul SIGMA/W digunakan untuk memodelkan deformasi dan perubahan tegangan di dalam tanah akibat beban struktural atau beban lainnya. Menganalisis tegangan tanah dalam kondisi statis dan dinamis, tegangan tanah yang berlebihan dapat menyebabkan perubahan deformasi dan keruntuhan pada struktur tanah, yang akhirnya dapat memberikan bahaya terhadap kestabilan lereng. SIGMA/W juga menyediakan beberapa tipe kategori material salah satunya model *linear-elastic* yang merupakan model material sederhana dimana nilai tegangan sebanding dengan nilai regangan. Data material utama yang digunakan adalah *modulus young*, angka *poisson,* kohesi, dan sudut geser dalam.

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian Proyek Pembangunan Jalan Baru Kretek Girijati berada di daerah Kabupaten Bantul, Yogyakarta. Penelitian akan dilakukan pada lereng dengan koordinat x = 425668.00, y = 9115104.00 yang berada di sta 2+820. Lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 Berikut ini.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian (*Google earth pro)*

4.2 Pengumpulan Data

Data yang akan dianalisis berupa data sekunder yang didapatkan dari laporan penyelidikan geoteknik proyek Jalan Baru Kretek Girijati, Yogyakarta. Adapun data yang diperlukan dalam penelitian ini di antaranya sebagai berikut.

1. Data hasil penyelidikan geoteknik.
2. Data uji laboratorium
3. Gambar teknik atau *shopdrawing* dinding penahan tanah dan potongan jalan.
4. Laporan geotek trase Kretek-Girijati, Yogyakarta.
5. SNI 8460:2017 tentang persyaratan perancangan geoteknik
6. SNI 6371:2015 tentang sistem klasifikasi tanah

4.3 Tahapan Penelitian

Dalam proses penelitian ini, dibagi dalam beberapa tahapan diantaranya adalah sebagai berikut ini.

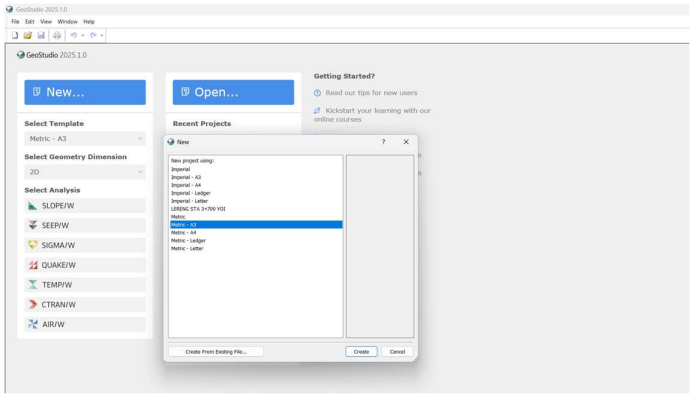
1. Tahapan studi literatur yaitu mencari dan mempelajari literatur yang berhubungan dengan topik penelitian.
2. Tahap pengumpulan data, pada tahapan ini dilakukan pengumpulan data-data tanah di titik BH-9 (STA. 2+820) pada pembangunan proyek Jalan Baru Kretek-Girijati, Yogyakarta
3. Tahap analisis dan pengolahan data, pada tahapan ini dilakukan dengan menganalisis data hasil pengujian menggunakan program M*icrosoft Excel*.
4. Tahap penulisan dan penarikan kesimpulan, pada tahapan ini dilakukan penulisan Laporan Tugas Akhir kemudian dilakukan kesimpulan mengenai alternatif penggunaan *sheet pile* pada proyek ini.

4.4 Tahapan Pemodelan Geostudio

Dalam proses penelitian ini, aplikasi Geostudio yang akan digunakan yaitu SLOPE/W dan SIGMA/W. Analisis stabilitas lereng menggunakan GeoStudio dilakukan untuk mengetahui kondisi aman lereng dalam kondisi asli dan setelah diberi perkuatan, diantaranya adalah sebagai berikut.

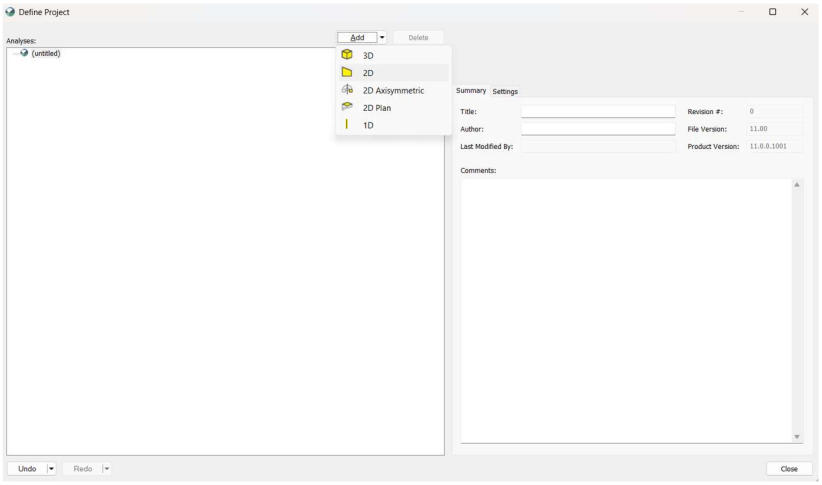
4.4.1 *SLOPE/W*

1. Pemodelan awal *Geostudio,* dilakukan dengan memilih *new project,* kemudian pilih ‘Metric A3” dan *Geometry Dimension* 2D, lalu pilih “*create*” seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.2 Berikut.



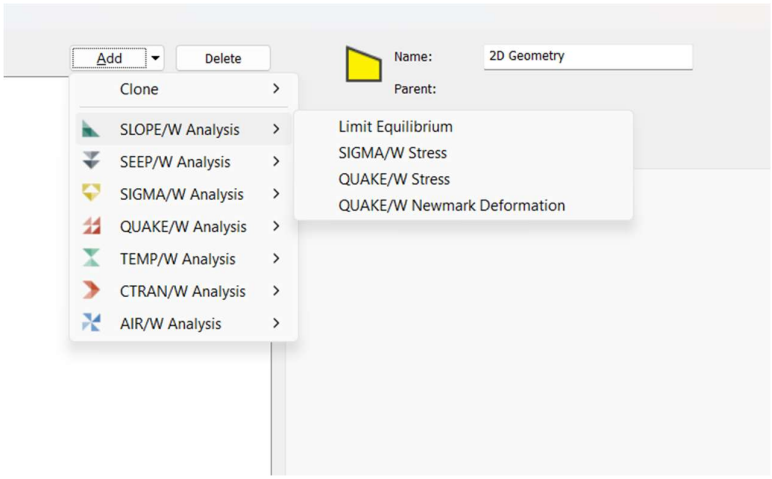
Gambar 4.2 *New Project*

2. Memilih geometri yang akan digunakan, yaitu 2D seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.3 Beirkut.



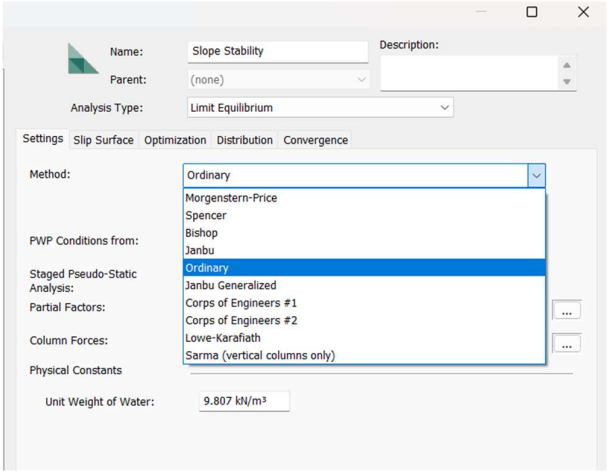
Gambar 4.3 *Geometry 2D*

3. Mengatur jenis modul yang ingin digunakan, sesuai dengan kebutuhan yang akan digunakan yaitu modul jenis *SLOPE/W* kemudian memilih *Limit equilibrium* yang dapat dilihat pada Gambar 4.4 Berikut.



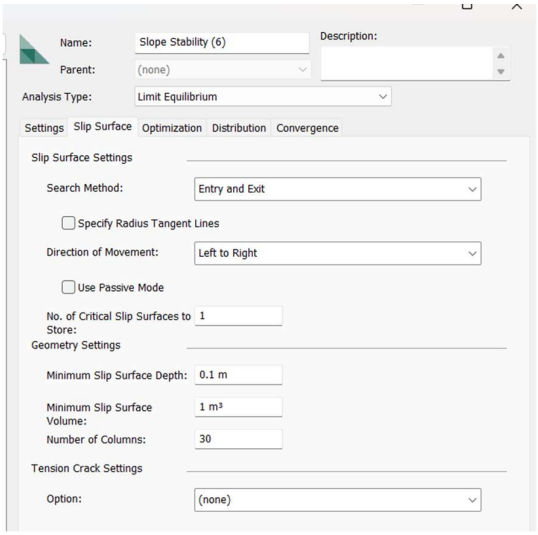
Gambar 4.4 Modul SLOPE/W

4. Mengatur jenis analisis pada *KeyIn Analyses,* karena akan menggunakan metode fellenius maka memilih metode Ordinary seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.5 Berikut.



Gambar 4. 5 *KeyIn Analyses*

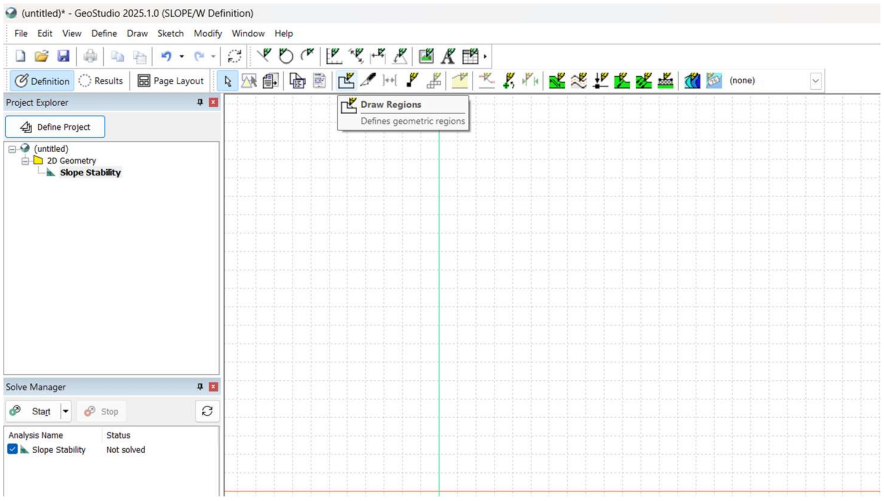
5. Memilih analisa *slip surface*. Pada *direction of movement,* dipilih *left to right* karena analisa dilakukan untuk lereng sisi hilir seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.6 Berikut.



Gambar 4.6 *Slip Surface*

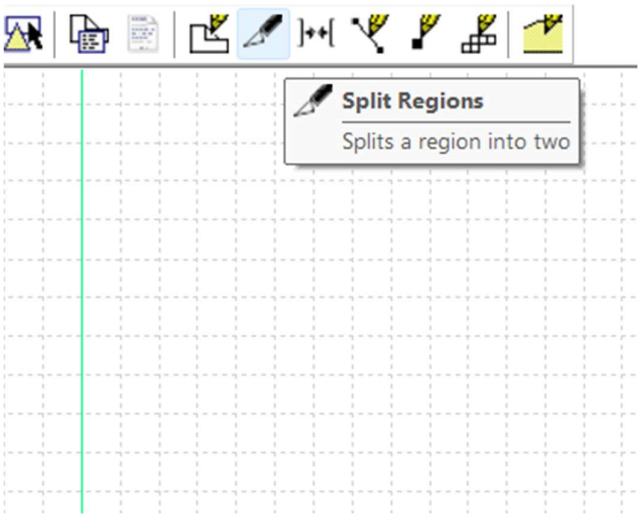
6. Pada tahap ini, pilih fitur *Draw Regions* untuk membuat geometri lereng yang akan digunakan dalam proses analisis. Setelah itu, pilih opsi Polygonal untuk menggambar geometri lereng berdaarkan bentuk dan dimensi yang telah

ditentukan pada tahap perencanaan seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.7 Berikut.



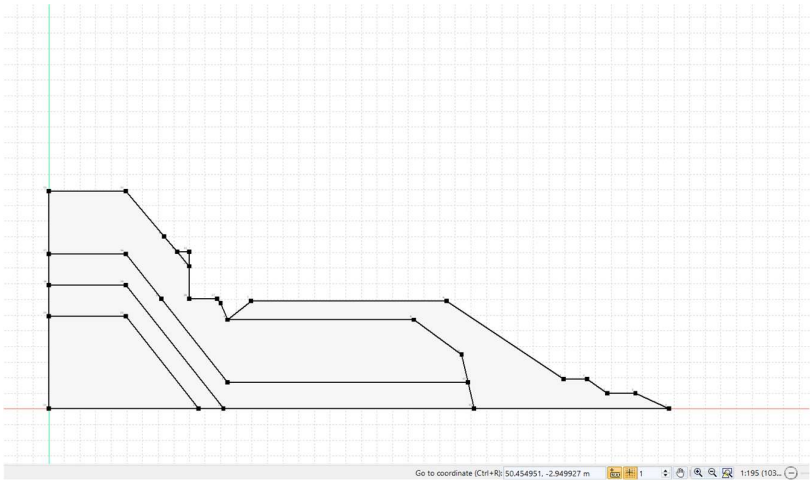
Gambar 4.7 *Draw Regions*

7. Kemudian digunakan *split regions* sebagai pemotong gambar geometr sehingga terbentuk lapisan tanah, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.8 Berikut.



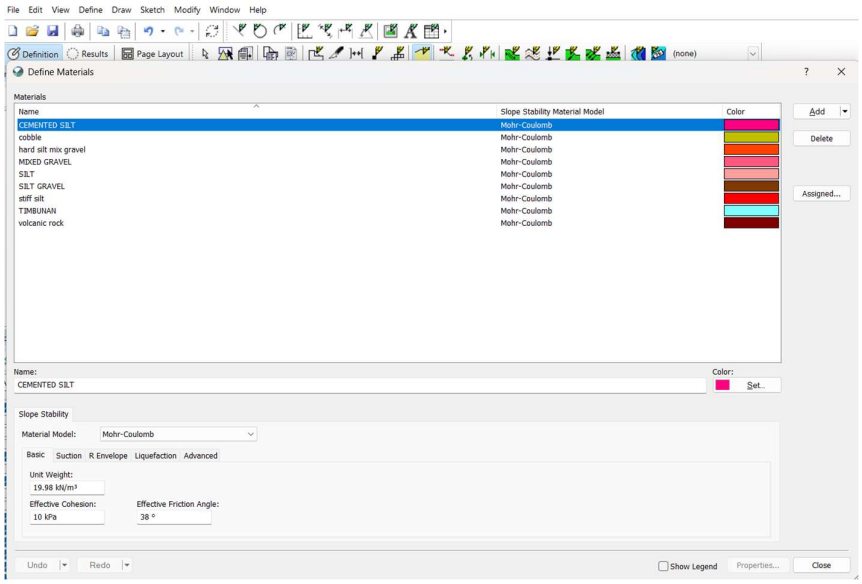
Gambar 4.8 *Split Regions*

8. Penggambaran dilakukan dengan cara setiap ingin ditarik garis hingga mencapai ukuran yang sesuai, perlu di tambahkan setiap ukurannya hingga mencapai ukuran lereng yang sesuai seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.9 Berikut.



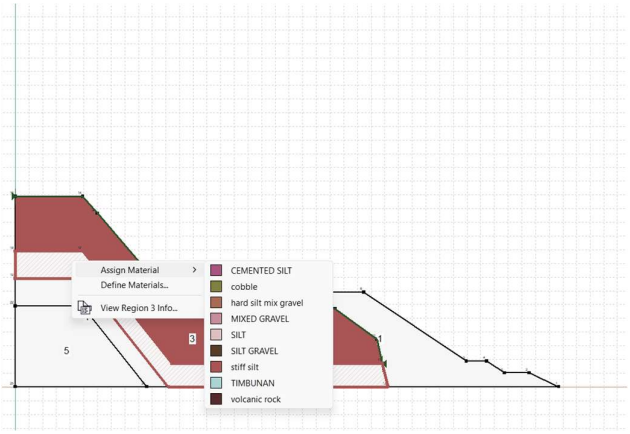
Gambar 4.9 Penggambaran Lereng

9. Melakukan input material pada ”*Define”* lalu pilih ”*Material*” untuk memasukkan data tiap lapisan tanah seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.10 Berikut.



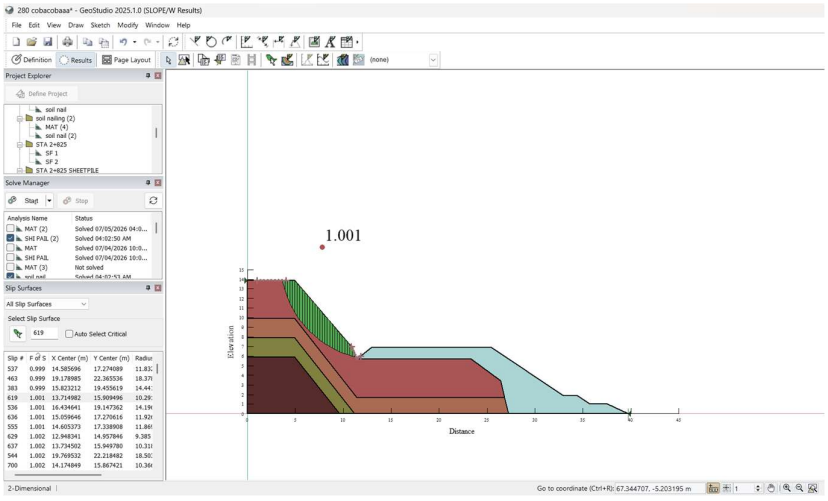
Gambar 4. 10 *Materials*

10. Input material yang sudah dimasukkan ke gambar dengan cara klik kanan pada lapisan tanah yang ingin di input material, kemudian sesuaikan dan pilih jenis tanahnya. Seperti yang dapat dilihat pda Gambar 4.11 Berikut.



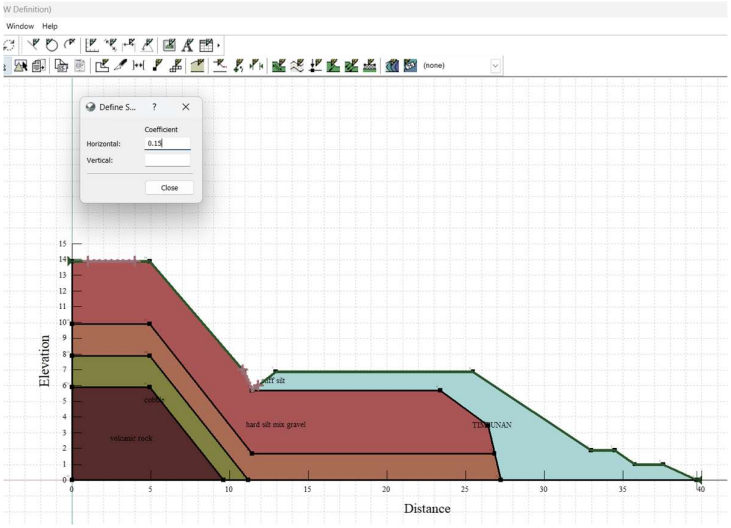
Gambar 4. 11 *Assign Materials*

11. Melakukan *running* menggunakan menu ”Solve Manager” dan klik tombol ”*Start”* terlebih dahulu. Kemudian memilih nilai SF pada ”*Slip Surface”* Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.12 Berikut.



Gambar 4.12 *Safety Factors*

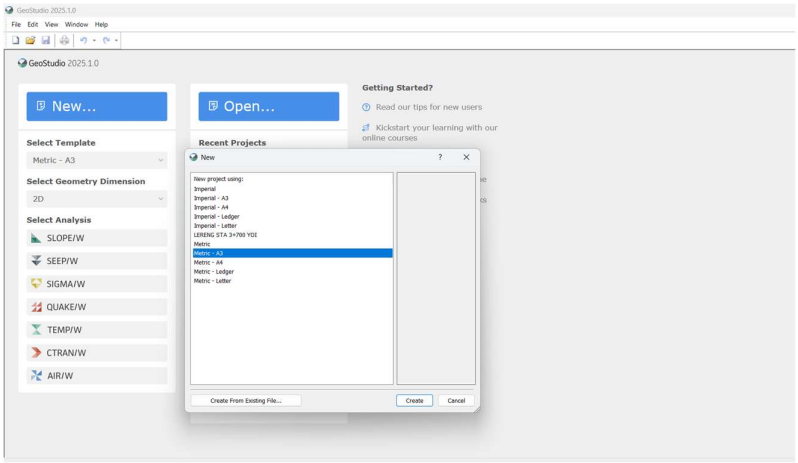
12. Untuk mempertimbangkan pengaruh beban gempa terhadap stabilitas lereng, pilih menu ”*Define”* kemudian ”*Seicmic Load”*. Masukkan nilai koefisien gempa horizontal (kh) sebesar 0,15 sesuai dengan parameter analisis yang digunakan. Setelah nilai koefisien gempa dimasukkan, klik *start* untuk melihat angka keamanan pada setiap *slip surface.* Hasil analisis nilai faktor keamanan dapat dilihat Seperti yang pada Gambar 4.13 Berikut.



Gambar 4.13 *Seismic Load*

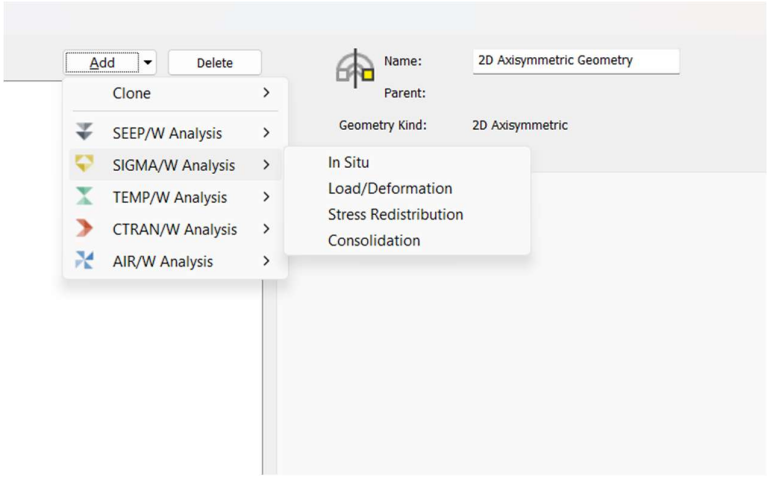
4.4.2 SIGMA/W

1. Membuat *new project* dengan standar yang sama saat giunakan pada SLOPE/w. seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.14 Berikut ini.



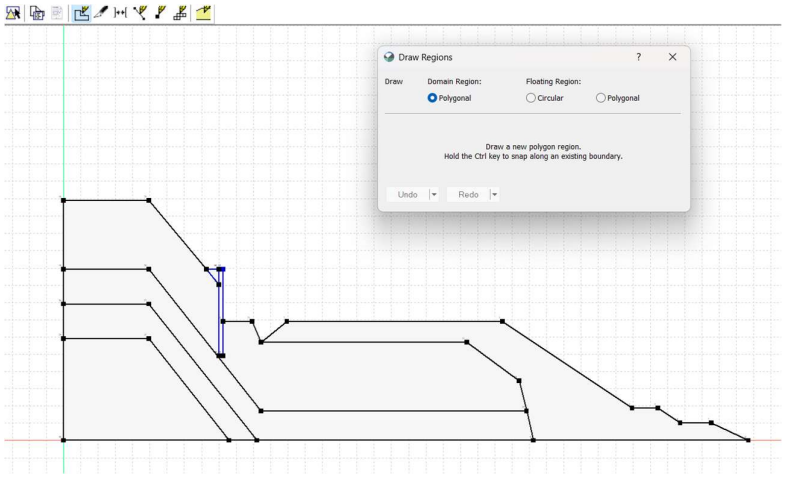
Gambar 4.14 *New Project* Deformasi

2. Pilih 2D *Axisymmetric Geometry* lalu klik *add* dan pilih modul SIGMA/W deengan pilihan *Load Deformation.* Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.15 Berikut.



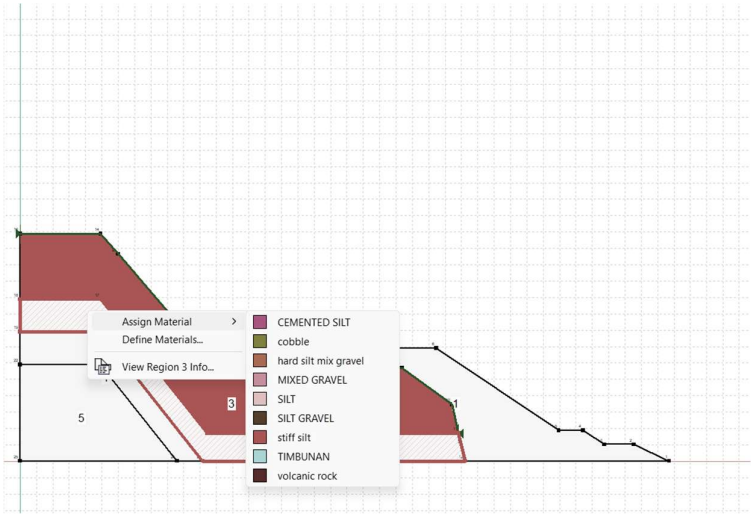
Gambar 4.15 2D *Axisymmetric Geometry*

3. Gambarkan lereng sesuai ukuran rencana dengan perkuatan menggunakan draw regions kemudian pilih polygon seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.16 Berikut.



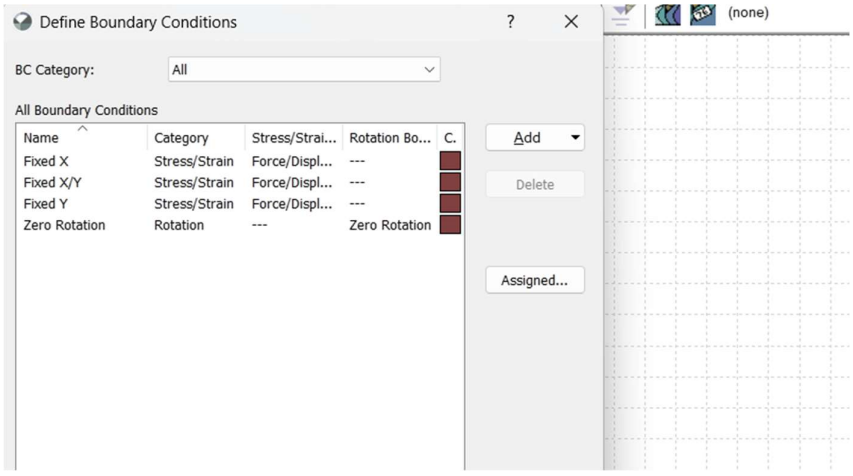
Gambar 4. 16 Pemodelan lereng SIGMA/W

4. Langkah selanjutnya melakukan *Assign material* pada setiap lapisan tanah yang telah dibuat. Pilih menu *Assign Material,* kemduian tetapkan jenis material masing-masing sesuai dengan parameter tanah yang didefisinikan sebelumnya. Pastikan setiap lapisan memperoleh material yang sesuai sesuai, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.17 Berikut.



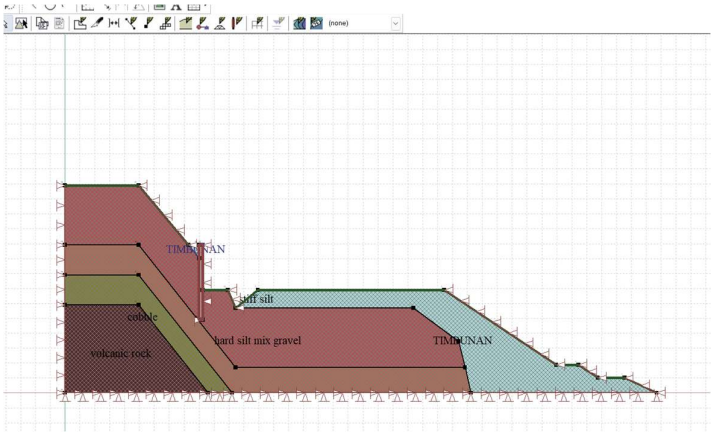
Gambar 4.17 Material SIGMA/W

5. klik *define* kemudian *Boundary Condition* untuk *input* nilai X-stress dan Y-Stress. Karena menggunakan perkuatan, maka ditambahkan nilai seperti nilai X-stress dan Y-Stress yang dapat dilihat pada Gambar 4.18 Berikut.



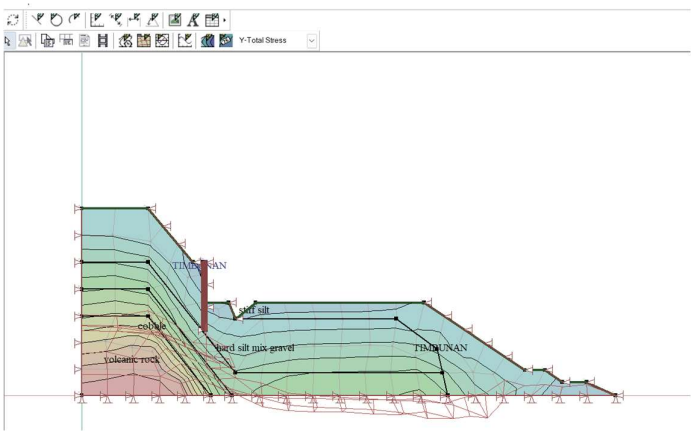
Gambar 4.18 *Boundary Conditions*

6. Langkah selanjutnya, memberikan *Assign Boundary Conditions* pada model analisis. Kondisi batas digunakan untuk mendefinisikan Batasan pergerakan. Pemberian kondisi batas dilakukan pada sisi da dasar model sesuai dengan arah perpindahan yang dibatasi. Hasil *Assign boundary conditions* dapat dilihat seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.19 Berikut.



Gambar 4. 19 *Assign Boundary*

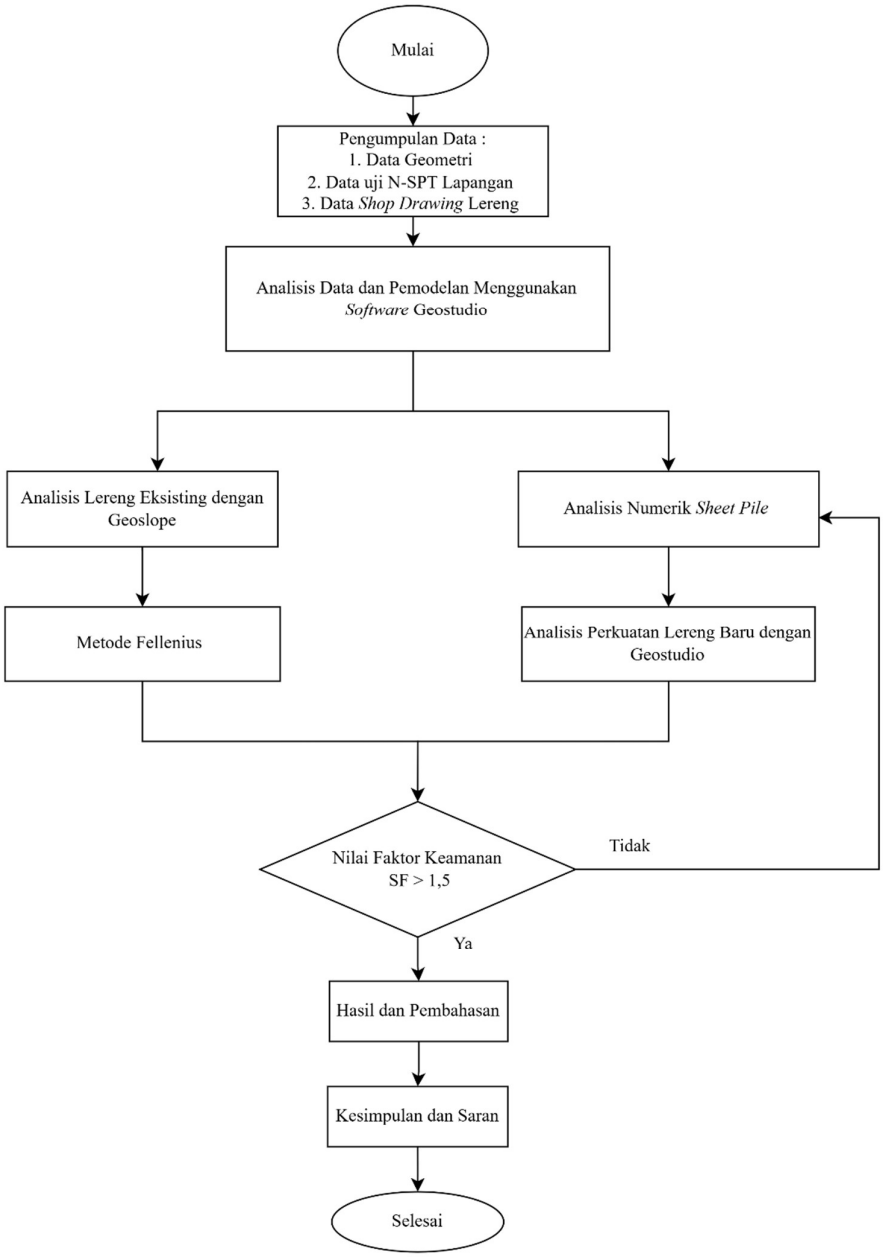
7. Selanjutnya klik *start* pada *solve manager* dan kemudian akan muncul hasil deformasi seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.20 Berikut.



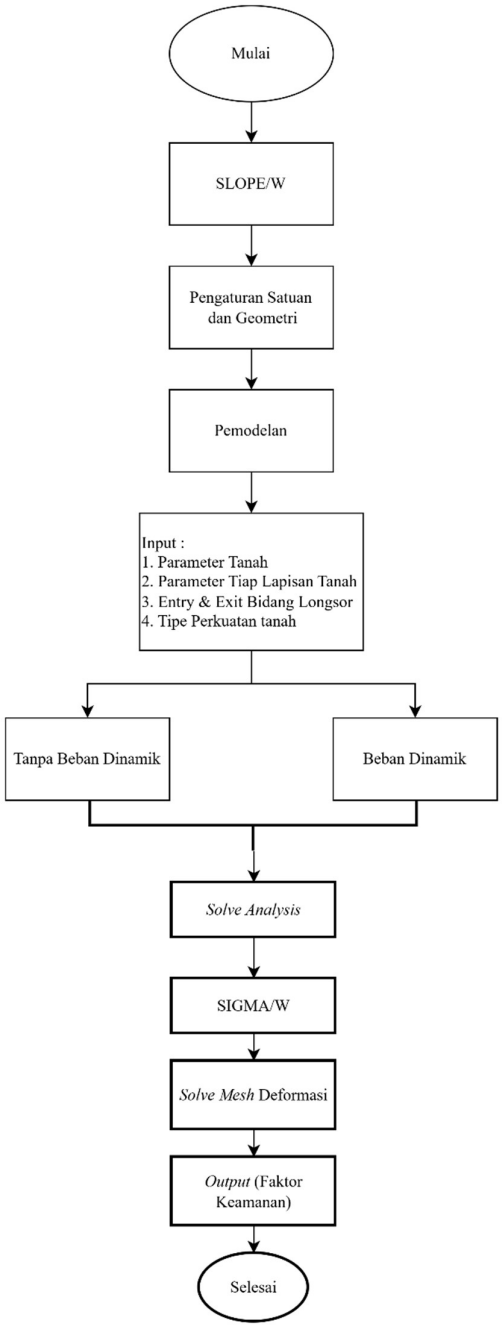
Gambar 4. 20 Hasil Deformasi SIGMA/W

4.5 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir penelitian dan bagan alir pemodelan GeoStudio dapat dilihat pada Gambar 4.21 dan Gambar 4.22 Sebagai berikut.



Gambar 4.21 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.22 Bagan Alir Pemodelan Geostudio

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam penelitian ini merupakan data sekunder yang diperoleh dari laporan hasil penyelidikan mekanika tanah proyek Pembangunan Jalan Baru Kretek-Girijiati, Yogyakarta. Data tersebut digunakan sebagai dasar dalam menentukan karakteristik tanah kondisi lapisan tanah pada lokasi penelitian.

5.1.1 Data Hasil NSPT BH-9

Berdasarkan hasil data penyelidikan tanah yang dillakukan pada lokasi penelitian, diperoleh hasil pengeboran di titik BH-9. Hasil pengujian menunjukkan kondisi tanah pada titik BH-9 tersusun atas beberapa lapisan tanah dengan karakteristik jenis tanah yang berbeda, seperti yang dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Data NSPT BH-9

Deskripsi	Kedalaman	N
Lanau Kaku	0,00 - 4,00	9
Lanau Keras + Kerikil	4,00 – 6,00	43
Bebatuan	6,00 – 8,00	60
Batuan Vulkanik	8,00 – 17,52	60

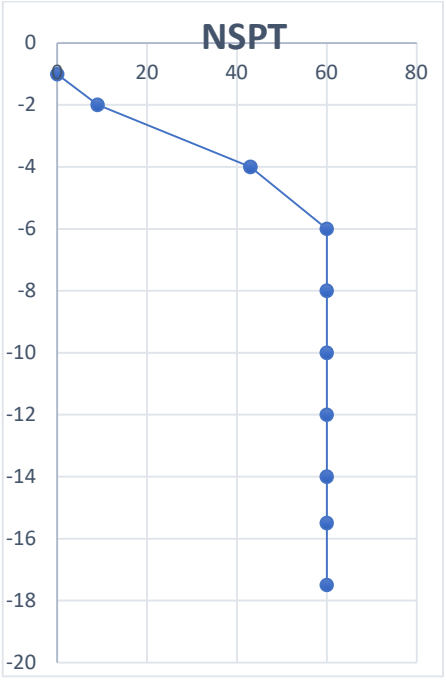
Data N-SPT tersebut selanjutnya digunakan untuk menentukan klasifikasi kelas situs pada lokasi penelitian. Perhitungan klasifikasi kelas situs berdasarkan nilai kedalaman serta N-SPT dapat dilihat sebagai berikut.

$$N = \frac{\Sigma di}{\Sigma(\frac{di}{Ni})}$$

$$N = \frac{17,5}{\left(\frac{4}{9}\right)+\left(\frac{2}{43}\right)+\left(\frac{2}{60}\right)+(\frac{9,5}{60})}$$

$$N = 25,636$$

Berdasarkan hasil perhitungan klasifikasi kelas situs, diperoleh nilai N-SPT sebesar 25,636. Kemudian dinyatakan berdasarkan nilai NSPT tersebut termasuk dalam kelas situs D. kelas situs D tergolong dalam kelas situs tanah sedang. Untuk grafik N-SPT BH-9 dapat dilihat pada Gambar 5.1 Berikut.



Gambar 5.1 Grafik N-SPT BH 9

5.1.2 Perhitungan Korelasi NSPT Lapisan Tanah

Berdasarkan Sorensen dan Okkei (2013) didapatkan hasil perhitungan *Best Estimate* pada tanah lanau kaku menggunakan Indeks Plastisitas dari data Laboratorium yaitu 22,16% berikut :

φ = 43 – 10 log PI

= 43 – 10 log (22,16)

= 29,6

Berdasarkan Wolff didapatkan perhitungan lapisan lanau keras campur granular dengan hasil berikut.

φ = 27,1 + 0,3 N – 0,00054 N2

= 27,1 + 0,3 (43) – 0,00054 (43)2

= 39

5.1.3 Perhitungan Korelasi Batuan Volkanik

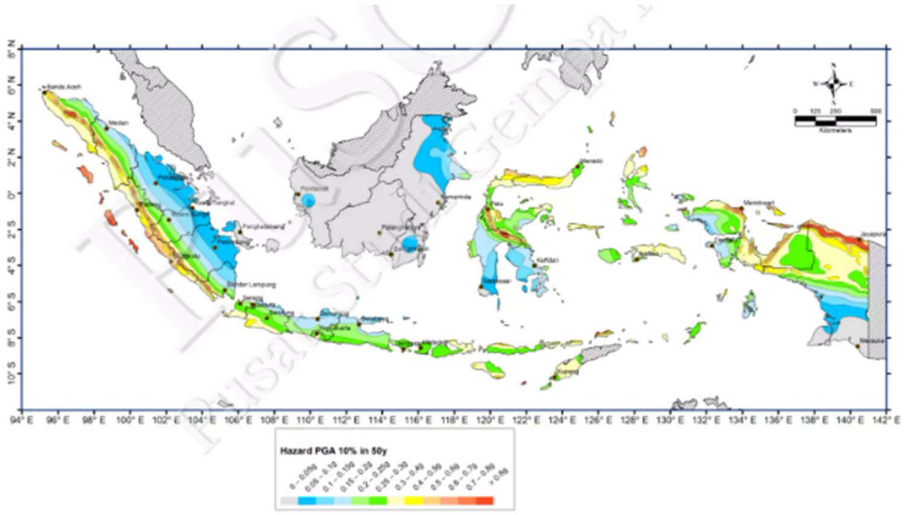
Berdasarkan Hoek Brown diperoleh parameter batuan pada lapisan batuan vulkanik yang dapat dilihat ada Tabel 5.2 Berikut.

Tabel 5.2 Parameter Batuan

Parameter	Nilai	Satuan
UCS batuan	71,34	Mpa
Konstanta jenis batuan (m)	17	
Geological Strength Indeks (GSI)	35	
Disturbamce Factor (D)	0,7	M
Berat Isi Batuan	25	kN/m^3

5.1.4 Data Beban Gempa

Pengaruh beban gempa wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta yang didapatkan dari aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia oleh Ditjen Cipta Karya, Kementrian PUPR *Requirement* tahun 2021 seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.2 Berikut.



Gambar 5.2 Peta Gempa Kala Ulang 500 Tahun (Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia, 2017)

Selanjutnya, pengaruh beban gempa diperhitungkan jika lereng dan galian atau timbunan ditetapkan dengan periode ulang 500 tahun. Pada wilayah Yogyakarta koefisien horizontal gempa yang digunakan berdasarkan penelitian analisis lereng pada Proyek Kretek Girijati yaitu sebesar 0,22 g Perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut.

Diketahui

PGA = 0,4

FPGA = 1,1 (dari tabel pada SNI 1726:2019)

PGAM = PGA x FPGA

= 0,4 x 1,1

= 0,44

Koefisien horizontal = 0,5 x PGAM

= 0,5 x 0,44

= 0,22

5.1.5 Data Hasil Penyelidikan Tanah

Data parameter tanah yang digunakan dalam penelitian ini diperoleh dari hasil pengujian laboratoium yang terlampir dalam dokumen data penyelidikan tanah proyek Jalan Baru Kretek Girijati. Pada proyek tersebut tidak dilakukan pengujian *Triaxial* pada setiap titik bor, sehingga diperlukan dalam analisis melalui korelasi berdasarkan pendekatan *Sorensen dan okkel,* serta *Bowles.* Pengujian laboratorium yang dilakukan pada sampel BH-9 meliputi Unconfined Compression Test (UC), Index Properties Test (*Atterberg Limits, Grain Size*), dan pengukuran berat volume. Berikut merupakan Data Parameter tanah yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 Berikut.

Tabel 5.3 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah			
		Timbunan	Lanau kaku	Lanau keras + kerikil	Bebatuan
Berat Satuan, γ	kN/m^3	17,5	19,02	20	21
Sudut Geser, φ	^{o}	36	29,6	39	40
Kohesi, c	kN/m^2	0	7,5	10	0

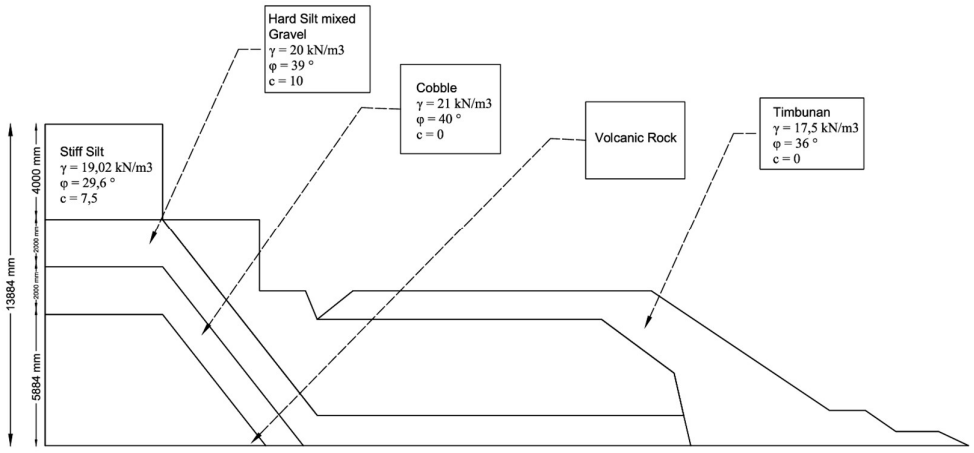
5.2 Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng dilakukan untuk mengetahui kondisi kestabilan lereng pada kondisi awal serta perubahan kestabilan setelah diberikan perkuatan. Analisis dilakukan perhitungan menggunakan metode fellenius untuk memperoleh nilai faktor keamanan lereng. Metode ini digunakan dengan mempertimbangkan keseimbangan gaya dan momen pada bidang longsor yang terbentuk. Selanjutnya,

hasil analisis kondisi asli dan kondisi setelah diberi perkuatan kemudian dibandingkan berdasarkan nilai faktor keamanan.

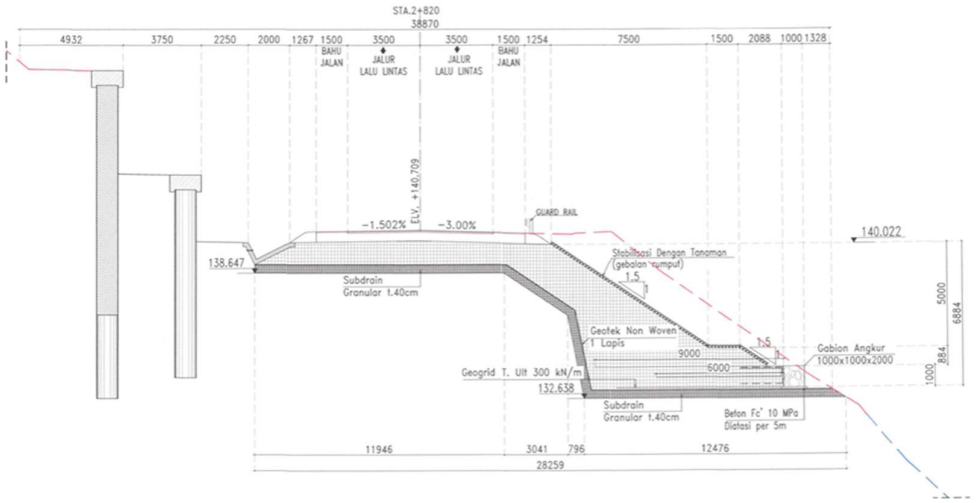
5.2.1 Kondisi asli lereng

Pemodelan kondisi asli lereng pada STA 2+820 Proyek Pembangunan Jalan Baru Kretek Girijati dilakukan berdasarkan data stratigrafi tanah dari hasil penyelidikan pada titik BH-9 dan juga gambar *shop drawing* STA 2+820. Data tersebut digunakan untuk menggambarkan susunan dan kondisi lapisan tanah pada lokasi penelitian. Pemodelan lapisan tanah mengacu pada data *cross-section* BH-9, dengan mempertahankan urutan lapisan tanah sesuai dengan hasil penyelidikan yang tersedia. Sehingga gambaran pemodelan lapisan tanahnya dapat dilihat pada Gambar 5.3 Berikut.



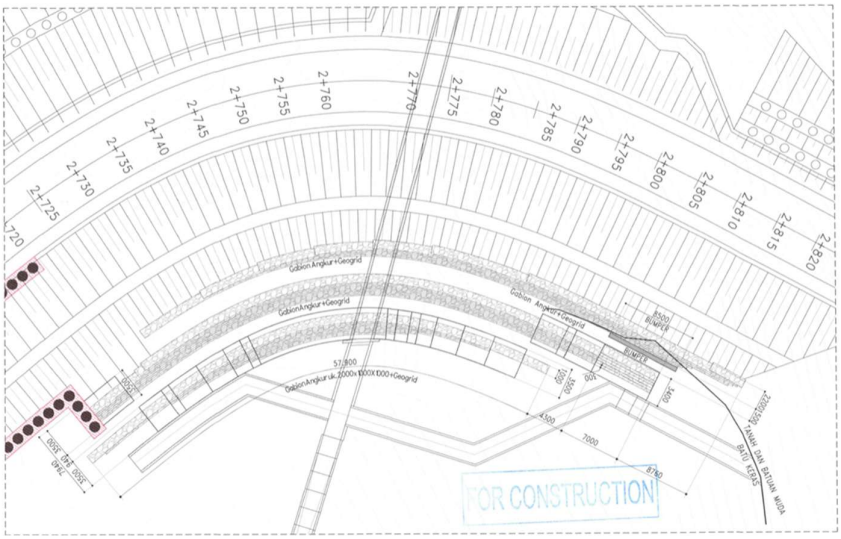
Gambar 5.3 Potongan lereng asli pada STA 2+820 Proyek Pembangunan Jalan Baru Kretek Girijati

Berdasarkan *shop drawing* pada STA 2+820, kondisi geometri lereng pada lokasi penelitian dapat dilihat melalui penampang melintang potongan lereng asli pada Gambar 5.4 Berikut.



Gambar 5.4 *Shop Drawing* Potongan Lereng asli pada STA 2+820 (*shop drawing* Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati)

Selanjutnya, gambaran kondisi lereng secara menyeluruh dilakukan peninjauan terhadap tampak atas pada STA 2+820. Tampak atas digunakan untuk mengetahui konfigurasi lereng dalam arah horizontal serta posisi lereng terhadap trase jalan pada lokasi peneleitian. Tampak atas Lereng STA 2+820 dapat dilihat pada Gambar 5.5 Berikut.

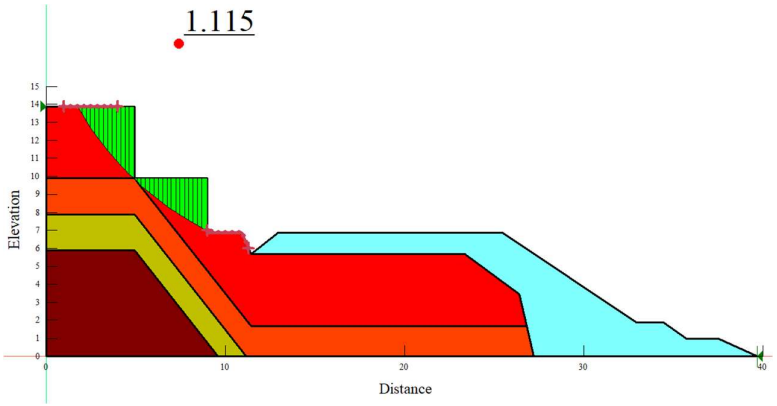


Gambar 5.5 Tampak Atas Lereng STA 2+700 Hingga 2+820

5.2.2 Analisis Lereng Asli dengan *Software* Geostudio

Pemodelan lereng pada penelitian ini menggunakan *software* geostudio khususnya modul analisis SLOPE/W, untuk menganalisis stabilitas lereng pada kondisi eksisting sebelum diberikan perkuatan. Analisis ini bertujuan mengetahui nilai awal *safety factor* berdasarkan kondisi geometri, parameter tanah hasil penyelidikan, serta pengaruh berat sendiri tanah. Hasil analisis awal ini digunakan sebagai acuan dalam meningkatkan kestabilan lereng.

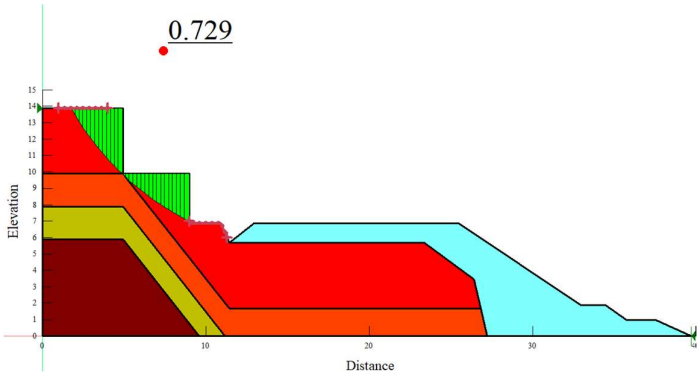
Proses analisis diawali dengan cara membuat penentuan bidang longsor yang dilakukan menggunakan fitur "*draw entry and exit slip surface"* pada *GEOSLOPE* Dari hasil perhitungan dengan *SLOPE/W* didapatkan bentuk bidang longsor pada lereng. Dengan Yang kemudian titik koordinat dari bidang longsor tersebut dijadikan acuan untuk menentukan *entry* dan *exit* pada perhitungan selanjutnya. Nilai faktor keamanan lereng dengan berat sendiri dan tanpa beban dinamik pada lereng menunjukkan angka keamanan tersebut yaitu SF = 1,115 > 1,5. Nilai SF pada lereng tanpa perkuatan tersebut masih di bawah angka kriteria SF yaitu lebih kecil dari 1,5 sehingga dibutuhkan adanya perkuatan pada lereng STA 2+820, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.6 Berikut.



Gambar 5.6 Kondisi SF Lereng Asli tanpa Beban Dinamik

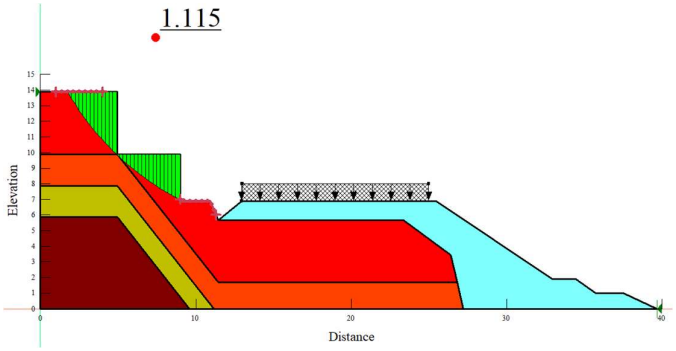
Selanjutnya, dilakukan analisis lereng tanpa perkuatan dengan mempertimbangkan beban dinamik. Pada analisis ini, Nilai koefisien gempa horizontal (kh) yang digunakan sebesar 0,22, sesuai dengan parameter analisis yang telah ditetapkan. Setelah nilai koefisien gempa dimasukkan, hasil yang diperoleh sebesar SF 0,729

> 1,5. Nilai tersebut masih berada di bawah dari ketentuan yang disyaratkan, yaitu SF > 1,5. Dengan demikian, keberadaan beban dinamik memberikan dampa yang signifikan terhadap penurunan stabilitas lereng dan meningkatkan potensi kelongsoran. Hasil analisis stabilitas lereng tanpa perkuatan dengan mempertimbangkan beban dinamik dapat dilihat pada Gambar 5.7 Berikut.



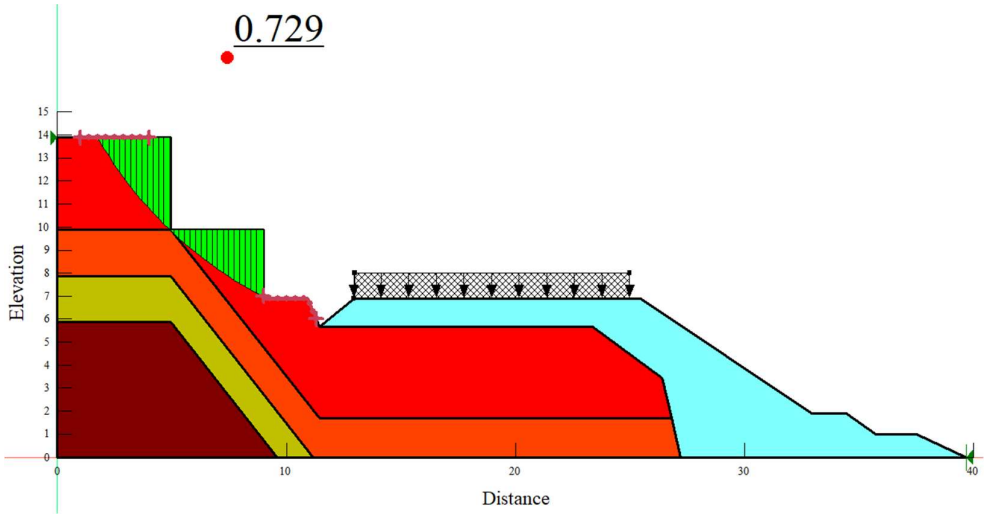
Gambar 5.7 Kondisi SF Lereng Asli dengan Beban Dinamik 0,29

Selanjutnya dilakukan analisis stabilitas lereng asli dengan berat sendiri kemudian diberikan beban jalan (*surchange*) sebesar 25 kN/m^2 pada permukaan lereng. Nilai tersebut didapatkan dari SNI 8460:2017 pada kriteria pembebanan.. pemberian beban ini bertujuan untuk melihat perbandingan pengaruh beban tambahan pada sisi bawah lereng. Berdasarkan hasil analisis diperoleh nilai SF sebesar 1,115 > 1,5. Hasil tersebut menunjukkan bahwa penambahan beban jalan sebesar 25 kN/m^2 tidak memberikan perubahan yang signifikan terhadap nilai faktor keamanan apabila dibandingkan dengan kondisi lereng asli tanpa beban jalan. Hasil analisis lereng asli tanpa perkuatan dengan beban jalan 25 kN/m^2 dapat dilihat pada Gambar 5.8 Berikut.



Gambar 5.8 Hasil Stabilitas Lereng Asli Dengan Beban Jalan

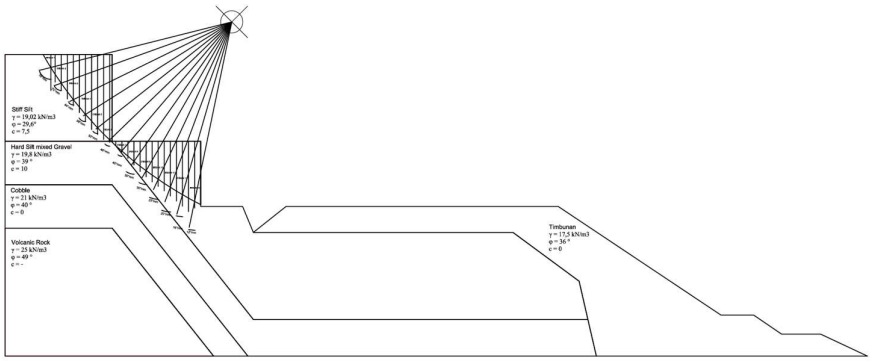
Selanjutnya, dilakukan analisis stabilitas lereng asli tanpa perkuatan dengan mempertimbangkan kombinasi beban dinamik dan beban jalan sebesar 25 kN/m^2 yang berada di sisi bawah lereng. Berdasarkan hasil analisis menggunakan perangkat lunak *Geostudio* SLOPE/W, diperoleh nilai SF sebesar 0,729 > 1,5. Nilai tersebut menunjukkan bahwa tidak ada perbedaan yang berpengaruh jika ditambahkan nilai beban lalu lintas sebesar 25 kN/m^2 di sisi bawah lereng, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.9 Berikut.



Gambar 5.9 Kondisi SF Lereng Asli dengan Beban Jalan dan Beban Dinamik

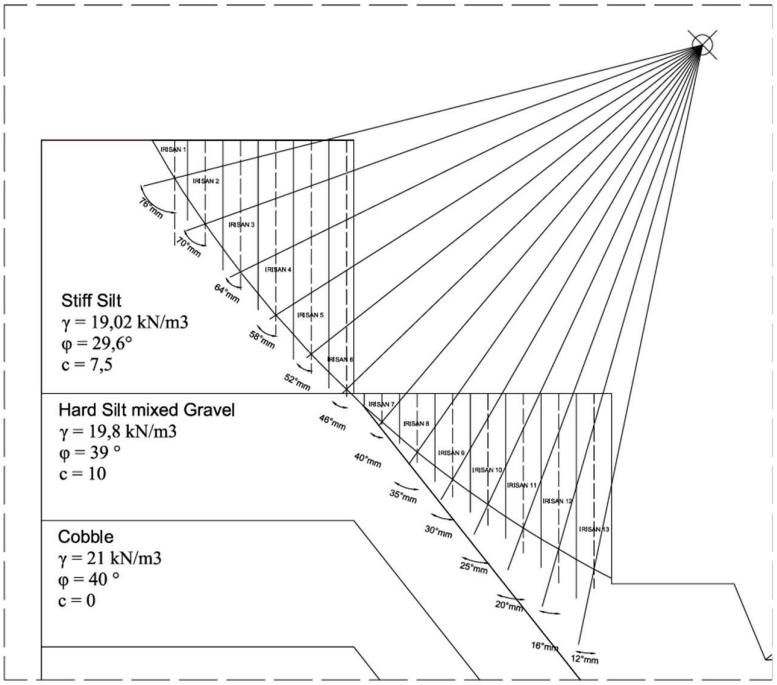
5.2.3 Metode *Fellenius*

Setelah diperoleh nilai keamanan pada *software geoslope* selanjutnya dilakukan analisis stabilitas lereng menggunakan metode Fellenius yang merupakan Salah satu metode keseimbangan batas (*Limit Equilibrium Method*). Pada tahap ini lereng dan bidang gelincir tersebut digambarkan kembali menggunakan *software AutoCAD* untuk memperoleh geometri yang lebih terukur dan memudahkan proses pembagian massa longsor menjadi beberapa irisan. Perhitungan dilakukan dengan mempertimangkan gaya dan momen yang bekerja pada masing-masing irisan hingga diperoleh nilai faktor keamanan lereng. seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.10 Berikut.



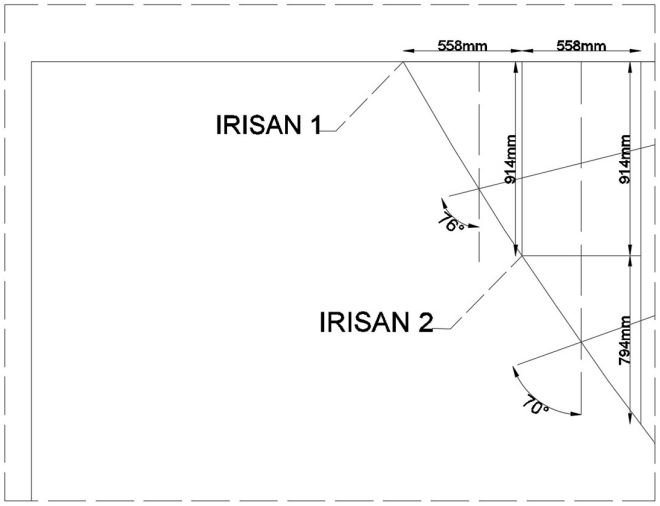
Gambar 5.10 Metode Fellenius

Secara detail, perhitungan membagi massa tanah menjadi beberapa irisan *ordinary* atau *slice* yang dapat dilihat pada Gambar 5.11 Berikut.



Gambar 5.11 Detail Bidang Longsor Metode Fellenius

Sebagai pembanding terhadap analisis menggunakan GeoStudio *SLOPE/W,* dilakukan perhitungan manual stabilitas lereng pada kondisi eksisting. Perhitungan dilakukan berdasarkan bidang longsor kritis yang telah diperoleh dari analisis pada *software.* Detail pembagian irisan dan tahapan perhitungan manual dapat dilihat pada Gambar 5.12 Berikut.



Gambar 5.12 Detail Luasan 1 dan Luasan 2

Perhitungan berikut merupakan penjabaran hitungan irisan pertama dan kedua.

1. Luasan 1 :
   a. Menghitung luasan irisan

      Luasan segitiga 1

      L1 $= \frac{1}{2}$ x a x b

      $= \frac{1}{2}$ x 558 x 914

      = 255006 m^2

   b. Menghitung berat irisan (W_n)

      W = γ x A

      = 19,02 kN/m^3 x 0,2550 m^2

      = 4,8502 kN/m

   c. Menghitung panjang bidang setiap irisan

      l $= \frac{b}{\cos(\alpha)}$

      $= \frac{0{,}558\ m}{\cos(76^o)}$

      = 2,3065 m

   d. Menghitung komponen gaya penggerak (*driving force*)

      Sin α = 76º

      W x sin α = 4,8502 x sin(76º)

W x sin α = 4,7061 kN/m

e. Menghitung gaya penahan (*resisting force*) dari kohesi

c x I_n = 7,50 x 2,3065

c x I_n = 17,2990 kN/m

f. Menghitung gaya penahan dari sudut gesek

W_n x cos α x tan φ = 4,8502x cos (76º) x tan (0,5704)

W_n x cos α x tan φ = 0,6693 kN/m

g. Gaya penahan total pada irisan 1

τ = c x I_n + W x cos α x tan φ

τ = (7,50 x 2,3065) + (4,8502 x cos 76º x tan (0,5704))

τ = 17,2990 + 0,6693

τ = 17,9683 kN/m

Untuk perhitungan irisan selanjutnya, dengan langkah pengerjaan yang sama maka diperoleh hasil seperti pada tabel 5.5 Berikut.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Perhitungan Fellenius

Irisan no	α_n	A	Wn	l	W x sin α	W x cos α	c x l	w x cosα x tanφ	gaya penahan total
	(º)	(m2)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
1	81	0.4224	8.0342	3.5670	7.9352	1.2568	26.7524	0.7169	27.4693
2	71	1.1383	21.6508	1.7139	20.4713	7.0488	12.8545	4.0206	16.8750
3	64	1.5128	28.7742	1.2729	25.8621	12.6138	9.5467	7.1948	16.7415
4	57	1.5632	29.7328	1.0245	24.9360	16.1936	7.6840	9.2367	16.9207
5	51	1.5429	29.3454	0.8867	22.8056	18.4677	6.6500	10.5338	17.1838
6	45	1.4706	27.9710	0.7891	19.7785	19.7785	5.9185	11.2814	17.1999
7	40	1.3576	25.8218	0.7284	16.5979	19.7807	5.4631	11.2827	16.7458
8	35	1.2103	23.0199	0.6812	13.2037	18.8568	5.1089	10.7557	15.8647
9	30	1.0354	19.6927	0.6443	9.8464	17.0544	4.8324	9.7277	14.5601
10	25	0.8490	16.1479	0.6157	6.8244	14.6350	4.6176	8.3476	12.9653
11	21	0.6495	12.3537	0.5977	4.4272	11.5332	4.4827	6.5784	11.0612
12	16	0.4283	8.1456	0.5805	2.2452	7.8301	4.3537	4.4662	8.8198
13	12	0.1565	2.9762	0.5705	0.6188	2.9111	4.2785	1.6605	5.9390
Σ					175.5523	167.9604	102.5431	95.8029	198.3460

Berdasarkan hasil perhitungan yang diperoleh dari Tabel 5.5, didapatkan nilai SF (*Safety Factor*) dengan persamaan seperti berikut :

$$SF = \frac{\Sigma(c' x\, l + (W x \cos\alpha - u x l) x \tan \varphi'}{\Sigma(W x \text{ si} \quad)}$$

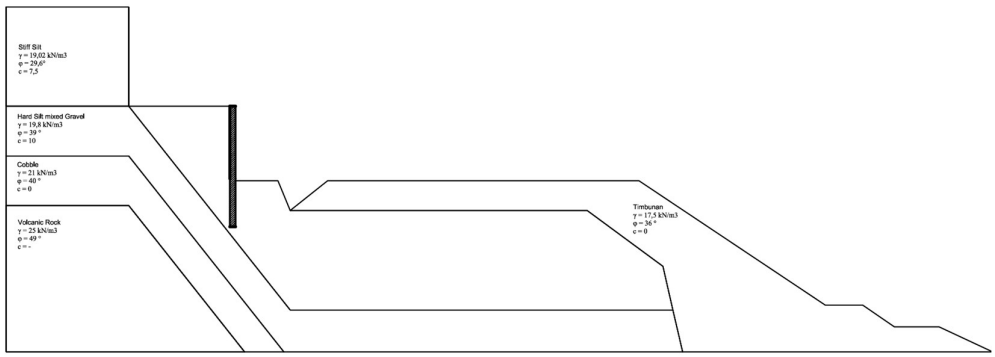
$$= \frac{(92{,}9092 + (200{,}54)\, x\, 0{,}5704)}{155{,}72}$$

$$= 1{,}28 < 1{,}5$$

Hasil perhitungan nilai keamanan (SF) pada *software* Geostudio berdasarkan metode Fellenius dengan pengaruh MAT tersebut diperoleh sebesar 1,28 < 1,5. Angka keamanan SF yang didapatkan menunjukkan bahwa lereng dalam kondisi tidak stabil karena tidak memenuhi angka standar keamanan (FS >1,5) sehingga diperlukan perkuatan untuk mencapai angka keamanan.

5.3 Perhitungan Perencanaan Perkuatan *Sheet Pile* Baja

Berdasarkan analisis lereng menggunakan metode perhitungan fellenius serta program *Geoslope,* didapatkan hasil nilai faktor keamanan lereng tanpa perkuatan yang terkategorikan tidak stabil sehingga masih rawan kelongsoran. Oleh karena itu diperlukan perencanaan terhadap suatu lereng untuk mengurangi bencan kelongsoran. Perencanaan perkuatan lereng dapat dilihat pada Gambar 5.13 Berikut.



Gambar 5.13 Lereng dengan Perkuatan *Sheet Pile* Baja

5.3.1 Koefisien Tekanan Tanah Rankine

Berdasarkan tanah hasil penyelidikan BH-9 pada STA 2+820 diperoleh parameter tanah berupa berat isi tanah, kohesi, dan sudut geser dalam. Parameter tersebut

digunakan untuk menghitung koefisien tekanan aktif dan pasif menggunakan teori Rankine. Data yang digunakan dalam perencanaan perkuatan dapat dilihat pada Tabel 5.5 Berikut.

Tabel 5.5 Data Perencanaan

Tanah Asli				**Baja**	
H	γ_a	φ_a	c	Fy	SF
3	19,02	29,6	7,5	270	1,5
m	kN/m^3	^{o}	kN/m^2	Mpa	

Keterangan :

H = tinggi tanah tertahan

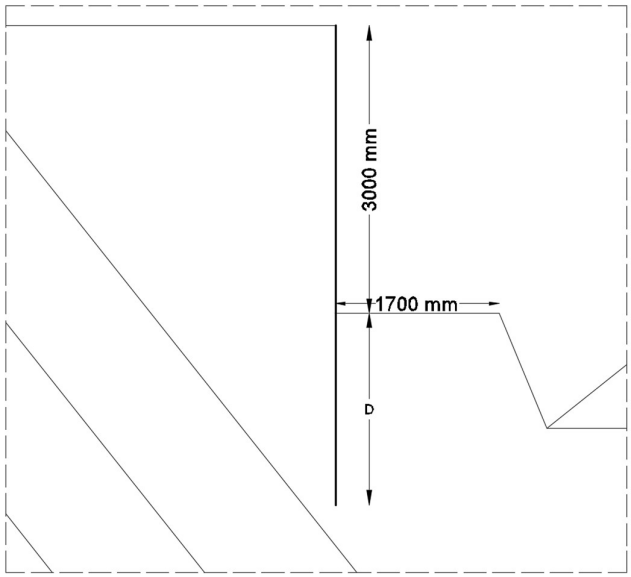
γ = berat isi tanah jenuh (kN/m^3)

c = kohesi tanah (kN/m^2)

φ = sudut geser dalam tanah (^{o})

1. Menghitung Tekanan Tanah

   Perhitungan tekanan tanah dilakukan berdasarkan kondisi geometrik dan dimensi turap yang telah direncanakan. Adapun detail dimensi turap yang menjadi dasar dalam perhitungan tekanan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.14 Berikut.



Gambar 5.14 Detail Perancangan Turap

Ka $= tg^2 (45^o - \frac{\varphi}{2})$

$= tg^2 (45^o - \frac{29,6}{2})$

$= 0,339$

K_p $= tg^2 (45^o + \frac{\varphi}{2})$

$= tg^2 (45^o + \frac{29,6}{2})$

$= 2,952$

Untuk mengetahui koreksi aktif dan koreksi pasif pada Tanah asli

$\sqrt{Ka}$ $=\sqrt{0,339}$

$= 0,582$

$\sqrt{Kp}$ $= \sqrt{2,952}$

$= 1,718$

Koreksi kohesi aktif $= 2 \times C_1 \times \sqrt{Ka}$

$= 2 \times 7,5 \times 0,582$

$= 8,730$ kN/m^2

Koreksi kohesi pasif $= 2 \times C_1 \times \sqrt{Kp}$

$= 2 \times 7,5 \times 1,7216$

$= 25,773$ kN/m^2

Hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah

Parameter	**Simbol**	**Nilai**
Koefisien tekanan aktif	Ka	0,339
Koefisien tekanan pasif	Kp	2,952
Akar koefisien aktif	√Ka	0,582
Akar koefisien pasif	√Kp	1,718
Koreksi kohesi aktif	$2C_1\sqrt{Ka}$	8,730 kN/m^2
Koreksi kohesi pasif	$2C_1\sqrt{Kp}$	25,773 kN/m^2

2. Distribusi Tekanan Aktif dan Gaya Resultan

   Tegangan vertkal efektif dihitung secara berlapis dari muka tanah hingga dasar galian sebagai berikut :

   σ_{Va} = γt x H_1 + γa x H_2

   = 20,30 + (19,02 x 1,84)

   = 55,30 kN/m^2

2. Tegangan Aktif dan Retak tarik

   Tekanan aktif pada tanah berkohesi dapat bernilai negatif di dekat permukaan. Nilai negatif ini menunjukkan zona tarik yang secara praktis tidak menahan, sehingga diambil sama dengan nol dan kedalaman retak tarik dihitiung (Hardiyatmo, 2010).

   Tanah Asli (H1)

   σ_{Va} = Ka x σ_V – 2c$\sqrt{Ka}$

   = 0,339 x 20,30 - 8,730

   = -1,86 kN/m^2 (tarik)

   Maka, kedalaman retak tarik

   zc = (2c$\sqrt{Ka}$ / Ka) / γa

   = (8,730/0,339 – 20,30) / 19,02

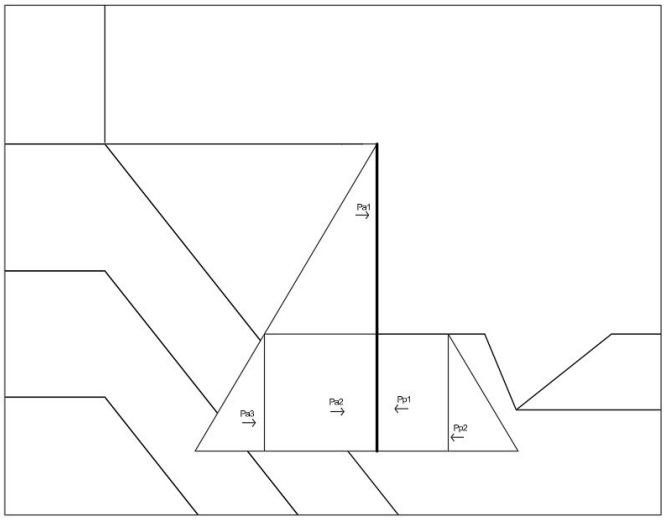
   = 1,35 m dari muka tanah

   H-zc = 3 – 1,35

   = 1,65 m

3. Gaya tekanan tanah aktif, pasif dan momen

   Berdasarkan distribusi tekanan tanah yang bekerja pada turap, selanjutnya dilakukan perhitungan gaya tekanan tanah aktif dan tanah pasif pada masing-masing bagian dinding. Jenis tekanan tanah aktif dan pasif digunakan untuk menentukan besarnya gaya lateral yang terjadi pada keseimbangan gaya lateral sistem penahan tanah, Diagram distribusi tekanan tanah yang digunakan sebagai dasar perhitungan dapat dilihat pada Gambar 5.15 Berikut.



Gambar 5.15 Diagram Tekanan Tanah

Dari gambar 5.15 dapat dilihat Gaya Pa1 merupakan diagram efektif tanah aktif, Pa2 merupakan tanah yang menahan beban merata di atas galian, Pa3 merupakan tambahan tekanan aktif khusus berat tanah sendiri. Kemudian dilakukan perhitungan terhadap gaya resultan tekanan aktif dan pasif.

Perhitungan Gaya Aktif (P_a) sebagai berikut :

Pa_1 $= \frac{1}{2}$ x σa x (H-zc)

$= \frac{1}{2}$ x 10 x 1,65

= 8,717 kN/m

Fa = Pa1

= 8,717 kN/m

Pa_2 $= \sigma a_d$ x D

= 10 D kN/m

Pa_3 $= \frac{1}{2}$ x Ka_a x γa x D^2

= 3,22 D^2 kN/m

Lengan setiap komponen dihitung terhadap :

ya_1 = D + (H-zc)/3

= D + 1,65 / 3

= D + 0,55 m

ya_2 = D/2

ya_3 = D/3

Momen aktif tiap komponen :

Ma_1 = Pa1 x ya1

= 7,762 x (D + 0,55)

= 7,762D + 4,628

Ma_2 = Pa2 x ya2

= 10D x (D/2)

= 5,299 D^2

Ma_3 = Pa3 x ya3

= 3,22D^2 x (D/3)

= 1,073D^3

Untuk hasil rekapitulasi nilai gaya tekanan tnah aktif dapat dilihatb pada Tabel 5.8 Berikut.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Nilai Gaya Tekanan Tanah Aktif

Simbol	**Gaya (kN/m)**	**Lengan (m)**	**Momen (kN.m/m)**
Tanah Aktif			
Pa_1	7,762	0,55 + D	4,628 + 7,76D
Pa_2	10,00D	D/2	5,299D^2
Pa_3	3,22D^2	D/3	1,073D^3
ΣMa			1,073D^3 + 5,299D^2 + 10,82D + 10,82

Perhitungan gaya pasif :

Pp1 $= 2c\sqrt{Kp}$ x D

= 25,773D kN/m

Pp2 $= \frac{1}{2}$ x Kp x γa x D^2

$= \frac{1}{2}$ x 2,952 x 19,02D^2

= 28,07D^2 kN/m

Lengan momen terhadap ujung bawah turap :

yp_1 = D/2

yp_2 = D/3

Momen pasif tiap komponen

Mp_1 = Pp1 x yp1

= 25,773D x (D/2)

= $12,887D^2$

Mp_2 = Pp2 x yp2

= $28,07D^2$ x (D/3)

= $9,357D^3$

Untuk hasil rekapitulasi nilai gaya tekanan tanah aktif dapat dilihatb pada Tabel 5.9 Berikut.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Nilai Gaya Tekanan Tanah Pasif

Simbol	Gaya (kN/m)	Lengan (m)	Momen (kN.m/m)
Tanah Aktif			
Pp1	25,773D	D/2	$12,887D^2$
Pp2	$28,07D^2$	D/3	$9,357D^3$
ΣMp			$9,357D^3 + 12,887D^2$

5.3.2 Analisis Kedalaman *Penetrasi Turap*

Kedalaman tancap ditentukan dari kesetimbangan momen terhadap ujung bawah turap. Rekapitulasi gaya, lengan, dan momen tanah aktif dan tanah pasif sebagai fungsi D dapat dilihat pada Tabel Berikut.

1. Persamaan kesetimbangan momen

   Pada perhitungan ini kedalaman kritis diperoleh dari keseimbangan momen ΣMp(D) sama dengan ΣMa (D). persamaan f9D) dibentuk dengan mengurangkan ΣMa(D) dari ΣMp(D) , menghasilkan persamaan pangkat tiga yang diselesaikan dengan trial error Newton-Raphson. Dengan contoh uraian perhitungannya sebagai berikut :

   Iterasi ke 0 (D_0 = 1,000 m)

   $f(D_0)$ = 8,284 x 1^3 + 7,587 x 1^2 -8,717 x 1 -4,779

   = -2,375

$f'(D_0)$ = 3 x 8,284 x 1^2 + 7,587 x 1 – 8,717

= 31,31

D1 = 1,000 – (-2,375) / 31,31

= 0,924 m

Selanjutnya, dapat dilihat rekapitulasi iterasi Newton Raphson pada Tabel 5.9 Berikut.

Tabel 5.9 Iterasi Newton-Raphson

Iterasi	Di (m)	f(Di) kNm/m	f'(Di) kN/m	D(i+1) (m)
0	1	2.374829442	31.31049715	0.924152292
1	0.924152292	0.183010339	26.53242469	0.917254681
2	0.917254681	0.001451011	26.11209035	0.917199113
3	0.917199113	9.38197E-08	26.10871365	0.917199109

Dari hasil perhitungan, didapatkan nilai konvergen pada iterasi ke-3 yaitu :

Dkritis = 0,917 m

2. Perhitungan kedalaman D_{kritis} dan kedalaman rencana

D_{kritis} = D (i + 1) iterasi ke-3

= 0,917 m (konvergensi iterasi)

Kedalaman kritis dilakuka dengan faktor keamanan penetrasi sebesar 1,2 untuk memperoleh kedalaman rencana (Das, 2011).

$D_{rencana}$ = SF x $D_{kriitis}$

= 1,2 x 0,917

= 1,1004 m

Pada kedalaman rencana, faktor keamanan rotasi FS = ΣMp/ΣMa belum memenuhi syarat SNI 8460:2017 (FS > 2,0). Oleh karena itu dilakukan *Trial error* faktor keamanan rotasi terhadap kedalaman D dapat dilihat pada Tabel 5.11 Berikut.

Tabel 5.10 Faktor Keamanan Kedalaman Tancap

D (m)	ΣMa (kNm/m)	ΣMp (kNm/m)	FS = ΣMp/ΣMa	keterangan
1	19,87	22,24	1,12	Belum memenuhi
1,2	24,72	34,72	1,41	Belum memenuhi
2,00	52	126,41	2,4	memenuhi

Kedalaman rencana 1,387 m hanya memberi FS = 1,45 belum memenuhi syarat.Kedalaman dinaikkan sampai FS > 2,0 tercapai, yaitu pada D = 2,00 m dengan FS= 2,07.

5.3.3 Menentukan kedalaman Tancap dan Panjang Tiang

Analisis ini dilakukan untuk menentukan kedalaman tancap dan panjang *sheet pile* yang diperlukan agar *sheet pile* menahan gaya lateral akibat tekanan tanah serta memeuhi persyaratan stabilitas.

1. Kedalaman Tancap dan Panjang Tiang

   Berdasarkan kondisi faktor keamanan kedalaman tancap digunakan dalam perencanaan adalah sebesar 2m. Sehingga tinggi tanah yang ditahan oleh *sheet pile* dapat dihitung sebagai berikut.

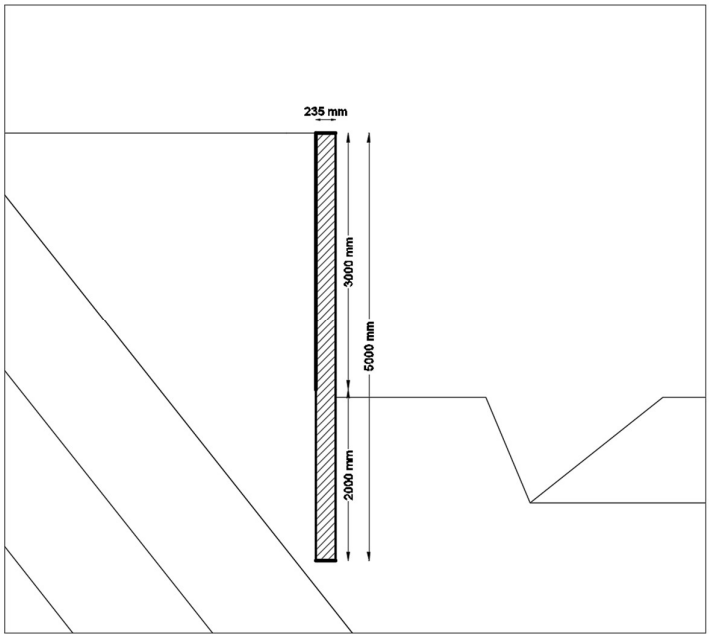
   D_{pakai} = 2 m

   L = H + D_{pakai}

   = 3 + 2

   = 5 m

   Detail perkuatan *sheet pile* dapat dilihat pada Gambar 5.16 Berikut.



Gambar 5.16 Detail Perkuatan *Sheet Pile*

2. Kontrol stabilitas rotasi

ΣMa = Pa_1 x y + Pa_2 x y + Pa_3 x y

= (8,717 x 2,548) + (21,19 x 1) + (12,89 x 0,667)

= 22,21 + 21,19 + 8,59

= 52,001 kNm/m

ΣMp = Pp1 x y + Pp2 x y

= (51,545 x 1,000) + (112,30 x 0,667)

= 51,55 + 74,87

= 126,41 kNm/m

FS rotasi = ΣMp/ΣMa

= 126,41 / 51,55

= 2,43 $\geq$ 2,0 (Aman)

Rekapitulasi tiap komponen gaya, lengan, dan momen yang menghasilkan kedua nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.11 Berikut.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Tiap Komponen

Simbol	**Gaya (kN/m)**	**Lengan (m)**	**Momen (kN.m/m)**
Tanah Aktif			
Pa_1	8,717	2,548	19,54
Pa_2	21,19	1,000	21,19
Pa_3	12,89	0,667	8,59
ΣMa			**61,05**
Tanah Pasif			
Pp_1	51,545	1,000	51,55
Pp_2	112,30	0,667	74,87
ΣMp			**126,41**

3. Menghitung momen maksimum

Diketahui :

Pa = 8,717 kN/m

$\bar{z}$ = 1 m

$\bar{p}$ = $2c\sqrt{Kp}$ - σa

= 15,77 kN/m^2

k' = (Kp – Ka) x Υa

= 49,71 kN/m^2/m

Letak titik gaya geser nol z' (persamaan kuadrat, rumus ABC) :

Keseimbangan Gaya, Pa = $\bar{p}$ x z' + $\frac{1}{2}$ x k' x z'^2

Persamaan ABC = $\frac{1}{2}$ x k' x z'^2 + $\bar{p}$ x z' – Pa = 0

A = $\frac{1}{2}$ x k'

= $\frac{1}{2}$ x 49,71

= 24,85

B = $\bar{p}$

= 15,77

C = -Pa

= -8,716

Diskriminan = B^2 – 4AC

= $15,77^2$ – 4 x 24,85 x (-8,716)

= 1324,3

z' = (-B + $\sqrt{(B^2 - 4AC))}$ / (2A)

= (-15,77 + 36,39) / 49,71

= 0,361 m

Mmax = Pa ($\bar{z}$ + z') - $\left[\bar{p}\, x \frac{z'^2}{2} + k'\, x \frac{z'^3}{6}\right]$

= 8,716 x (1,00 + 0,415) – (1,358 + 0,592)

= 6,548 kN/m

Berdasarkan perhitungan diperoleh tinggi *sheet pile* yang diperlukan sepanjang 5 m dengan nilai momen sebesar 6,548 kN/m.

5.3.4 Pemilihan Profil *Sheet Pile Baja*

Dalam perencaan ini, digunakan dengan baja bentuk z dengan profil JIS. Penentuan ukuran dan geometri baja didasarkan pada *winderstand moment* yang tersedia dan dapat dilihat pada Tabel 5.13 Berikut.

Tabel 5. 12 Data Profil Turap Baja Bentuk Z

Profil	Ukuran				Luas Penampang		Momen Inersia		Momen lawan	
	W	h	t_1	t_2	Per profil	Per lebar dinding	per profil	per lebar dinding	per profil	per lebar dinding
	mm	mm	mm	mm	cm2	cm2/m	cm4	cm4/m	cm3	cm3/m
YSP-Z14	400	235	9.4	8,2	66,06	165,2	6,48	16,200	552	1,380
YSP-Z25	400	305	13	9,6	94,32	235,8	15,3	38,300	1,000	2,510
FSP-Z25	400	305	13	9,7	94,33	235,9	15,4	38,300	1,000	2,510
YSP-Z32	400	344	14.2	10,4	107,7	269,2	22,000	55,000	1,280	3,200
FSP-Z32	400	344	14.2	10,5	107,8	269,3	22,000	55,000	1,280	3,200
YSP-Z38	400	364	17.2	11,4	122,2	305,5	27,700	69,200	1,520	3,800
FSP-Z38	400	364	18.2	11,5	122,3	305,6	27,700	69,200	1,520	3,800
YSP-Z45	400	360	21.5	12,5	148,2	370,5	32,900	82,200	1,820	4,550
FSP-Z45	400	367	21.9	13,2	148,2	370,5	33,400	83,500	1,820	4,550

Digunakan baja turap dengan fy = 270 Mpa dan tegangan izin = 180 Mpa. Berikut perhitungannya :

1. Modulus penampang

   σizin = fy / SF

   = 270 / 1,5

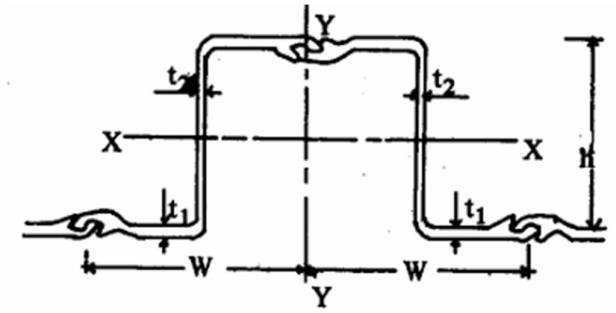
   = 180 Mpa

   $S = \frac{Mmax}{\sigma izin}$

   $= \frac{6{,}548\ x\ 10^3}{180}$

   = 36,37 cm^3/m

   Dari tabel profil turap JIS, digunakan profil YSP-Z14 dengan momen lawan tersedia 1,380 cm^3/m. Detail penggambaran *sheet pile* baja profil Z dapat dilihat pada Gambar 5.17 Berikut.



Gambar 5.17 Profil *Sheet Pile* Baja Bentuk Z

2. Kapasitas geser izin

   Pada pehritungan ini dilakukan untuk menentukan parameter *Shear Force* dalam parameter *GeoSlope* berdasarkan profil baja yang telah dipilih.

   Diketahui :

   Lebar profil, W = 400 mm

   Tinggi profil, h = 235 mm

   Tebal sayap, t1 = 9,4 mm

   Tebal, t2 = 8,2 mm

   Luas penampang profil, A = 66,06 cm2

   Momen inersia per profil, I = 6480 cm4

   Momen tahanan, Sx = 552 cm3

   Panjang tiang, L = 5 m

   SF = 1,5

   Perhitungan luas efektif geser :

   Aw = t_2 x h

   = 8,2 x 235

   = 1,927 mm^2

   = 19,27 cm^2

   Tegangan geser izin :

   $\tau_a = \frac{270}{SF\sqrt{3}}$

   $= \frac{270}{2,598}$

   = 103,92 Mpa

Kapasitas geser izin

Vn $= \tau_a$ x A_w

$= 103,92$ x $11,927$ mm^2

$= 200,26$ kN

3. Kontrol lentur

$V_{izin} = \frac{Vn}{SFbaja}$

$= \frac{200,26}{1,5}$

$= 133,51$ kN/m $\geq 6,548$ kN/m

Berdasarkan perhitungan tersebut, didapatkan parameter *Shear Force* untuk diinput dalam *Software GeoSlope* sebesar 200,26 kN.

5.4 Pemodelan Perkuatan Lereng Menggunakan *SLOPE/W*

Setelah dilakukan perhitungan untuk mengetahui panjang kedalaman penetrasi turap dan momen maksimal yang bekerja pada turap, langkah selanjutnya adalah melakukan pemodelan perkuatan lereng menggunakan *software geostudio slope/W*. Pemodelan ini dilakukan untuk melihat pengaruh pemasangan perkuatan dengan turap terhadap stabilitas lereng serta mengetahui peningkatan nilai faktor keamanan setelah diberikan perkuatan. Perkuatan turap dimodelkan pada titik yang telah ditentukan berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya, pemodelan turap pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.18 Berikut.

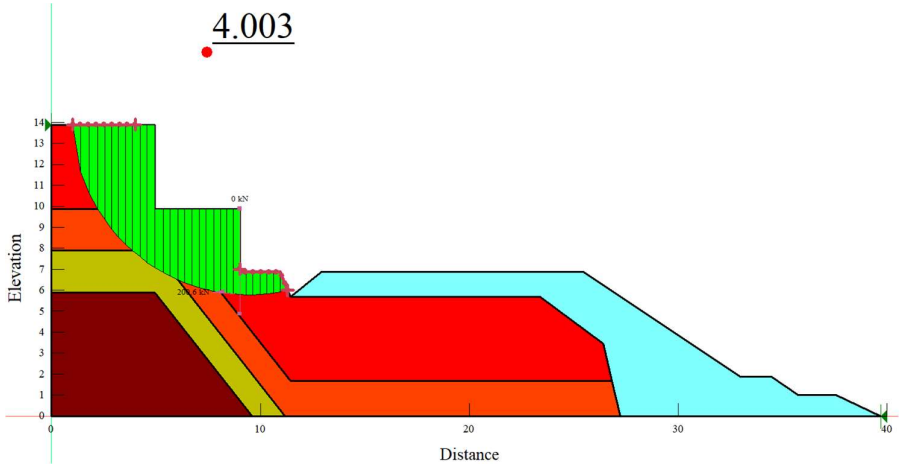


Gambar 5.18 Pemodelan Perkuatan Lereng Dengan Turap

Analisis perkuatan lereng dibagi menjadi beberapa kondisi, yaitu kondisi dengan berat sendiri tanah, kondisi dengan beban gempa, serta kondisi dengan penambahan beban jalan (q) 25 kN/m pada jalan yang berada di bawah lereng sebagai perbandingan. Kondisi tersebut dilakukan untuk mengetahui pengaruh masing-masing jenis pembebanan terhadap kestabilan lereng setelah diberikan perkuatan turap.

1. Beban Sendiri

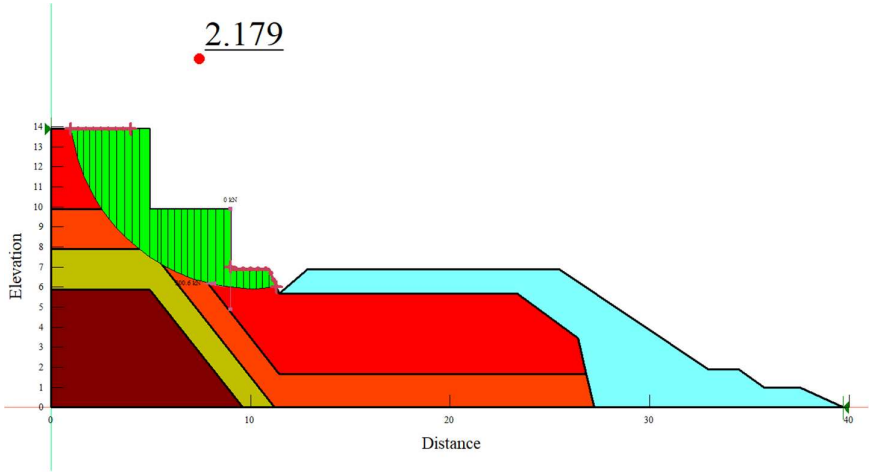
   Berdasarkan hasl analisis stabilitas lereng yang telah diberikan perkuatan turap dengan mempertimbangkan beban sendiri, diperoleh nilai faktor keamanan (SF) sebesar 4,003 ≥ 1,5. Angka keamanan tersebut menunjukkan bahwa lereng setelah diberikan perkuatan turap berada dalam kondisi stabil, karena nilai faktor kemanan yang diperoleh telah memenuhi batas minimum yang digunakan dalam analisis.kelongsoran yang terbentuk masih dapat ditahan oleh perkuatan yang diberikan sehingga kondisi lereng tetap memenuhi kriteria kestabilan. lereng mengalami peningkatan dibandingkan dengan kondisi sebelum Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.19 Berikut.



Gambar 5.19 Hasil Analisis Dinding Turap Dengan Berat Sendiri

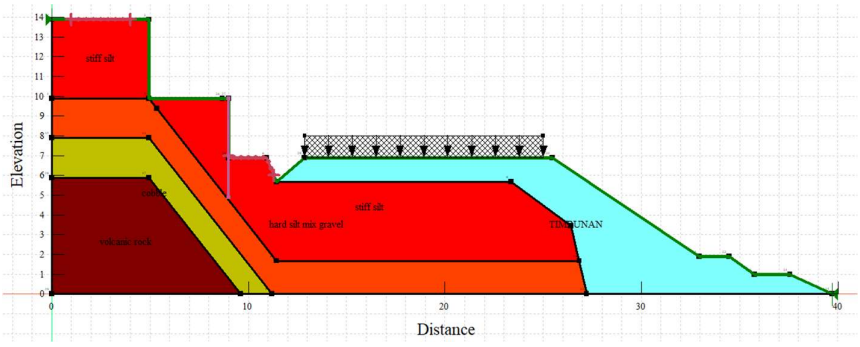
Selanjutnya, dilakukan analisis lereng dengan mempertimbangkan beban dinamik gempa sebesar 0,22 g pada lereng dengan beban asli. Berdasarkan hasil analisis diperoleh nilai faktor keamanan (SF) sebesar 2,179 ≥ 1,1. Penurunan tersebut menyebabkan penurunan nilai faktor keamanan dibandingkan dengan

kondisi tanpa beban gempa. Hal ini menunjukkan bahwa beban dinamik 0,22 g memberikan pengaruh terhadap kestabilan lereng melalui peningkatan gaya penggerak pada massa tanah yang berpotensi menyebabkan terjadinya kelongsoran. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.20 Berikut.



Gambar 5.20 Hasil Analisis Dinding Turap Dengan Beban Dinamik

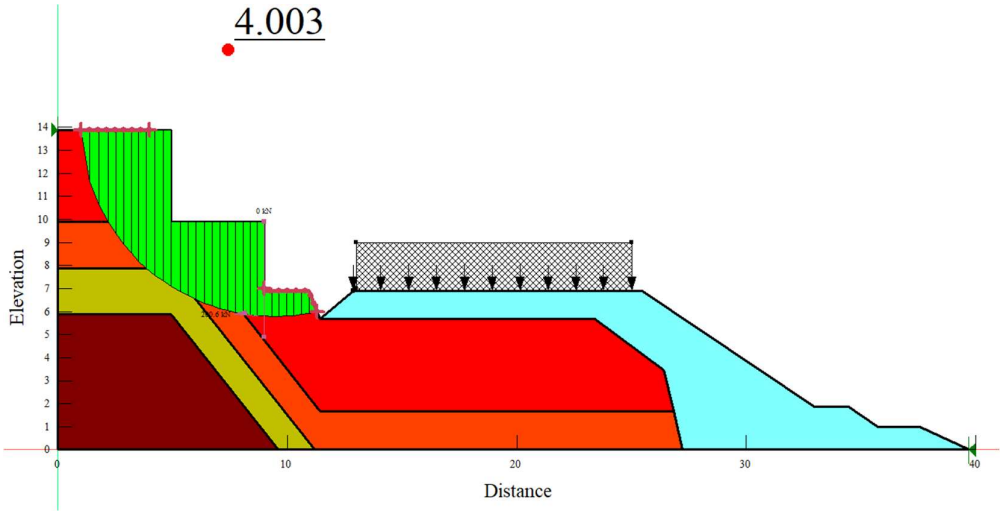
Selanjutnya, dilakukan perbandingan dengan menambahkan beban lalu lintas q = 25 kN/m^2 pada jalan yang berada di bawah lereng pada STA 2+820. Pemberian beban tersebut bertujuan untuk mengetahui pengaruh beban lalu lintas terhadap kestabilan lereng serta mengetahui perubahan nilai faktor keamanan dibandingkan dengan kondisi tanpa mempertimbangkan beban lalu lintas. Hasil selanjutnya dibandingkan dengan kondisi beban sendiri untuk mengetahui perubahan faktor keamanan akibat penambahan beban lalu lintas. Pemodelan lereng dengan Turap ditambahkan beban q dapat dilihat pada Gambar 5.21 Berikut.



Gambar 5.21 Pemodelan Lereng Dengan *Sheet Pile* Pada Beban Lalu Lintas

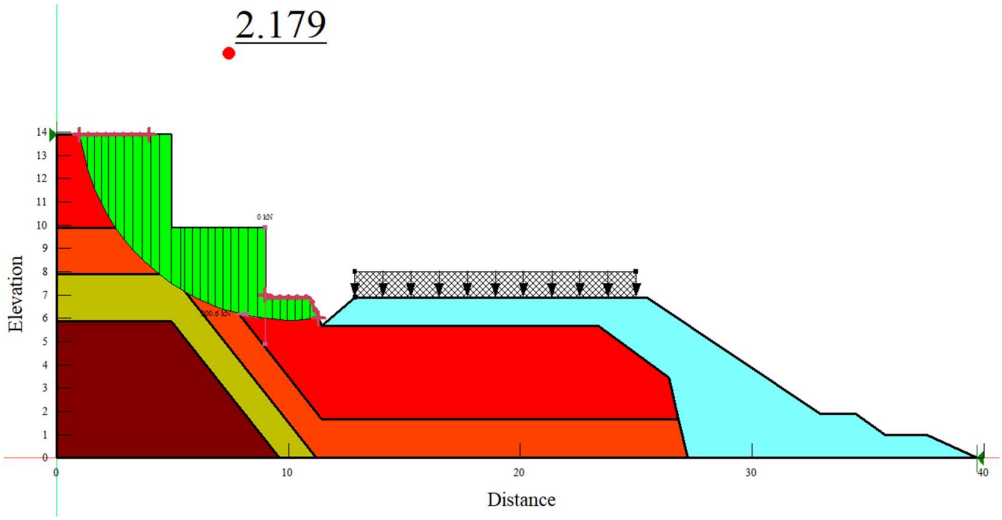
2. Beban Lalu Lintas

Analisis dilakukan pada kondisi beban sendiri dan beban lalu lintas, serta kondisi pembebanan yang mempertimbangkan pengaruh beban dinamik dan beban lalu lintas. Pembebanan tersebut diterapkan pada sisi bawah lereng yang merupakan bagian permukaan jalan. Berdasarkan hasil analisis pada kondisi beban sendiri dan beban lalu lintas, diperoleh nilai faktor keamanan (SF) sebesar 4,003 ≥ 1,5. Hasil tersebut menunjukkan bahwa penambahan beban lalu lintas pada sisi bawah lereng tidak memberikan perubahan terhadap kestabilan lereng dibaningkan dengan kondisi beban sendiri tanpa beban lalu lintas. Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.22 Berikut.



Gambar 5.22 Hasil Analisis Lereng Turap Pada Kondisi Beban Sendiri dan Beban Lalu Lintas

Pada kondisi beban dinamik dan beban lalu lintas, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar 2,179 ≥ 1,1. Nilai keamanan tersebut sama dengan hasil analisis pada kondisi beban dinamik tanpa beban lalu lintas. Hal ini menunjukkan penambahan beban lalu lintas tidak menyebabkan perubahan nilai faktor keamanan pada kondisi pembebanan dinamik. Dengan demikian, pada kondisi pembebanan dinamik sebesar 0,22 g yang diberikan beban lalu lintas, lereng masih memnuhi kriteria kestabilan. Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.23 Berikut.



Gambar 5.23 Hasil Analisis Lereng Turap Dengan Beban dinamik Dan Beban Lalu Lintas

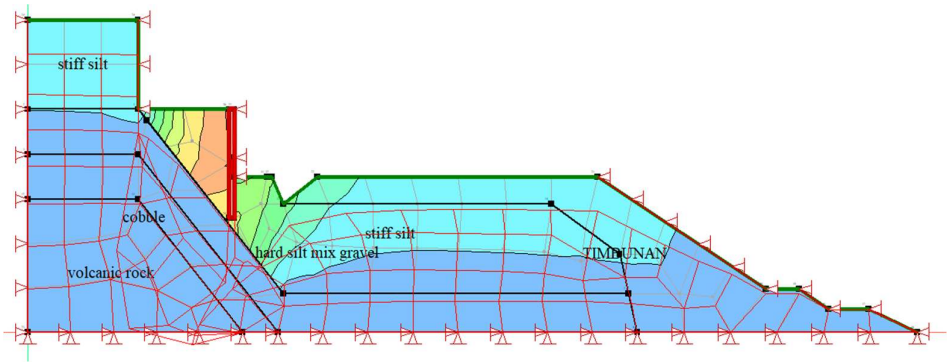
5.5 Pemodelan Deformasi *SIGMA/W*

Setelah analisis stabilitas lereng menggunakan modul SLOPE/W, tahapan selanjutnya yaitu menganalisis deformasi menggunakan modul SIGMA/W. analisis ini bertujuan untuk mencari deformasi tanah akibat pengaruh gaya-gaya yang mempengaruhi lereng seperti berat tanah sendiri, beban luar, maupun struktur perkuatan yang digunakan. Hasil analisis deformasi ini untuk mengetahui respon perilaku tanah setelah mencapai kondisi keseimbangan. Beberapa material yang digunakan pada SIGMA/W dapat dilihat pada Tabel 5.14 Berikut.

Tabel 5.13 Data Material *SIGMA/W*

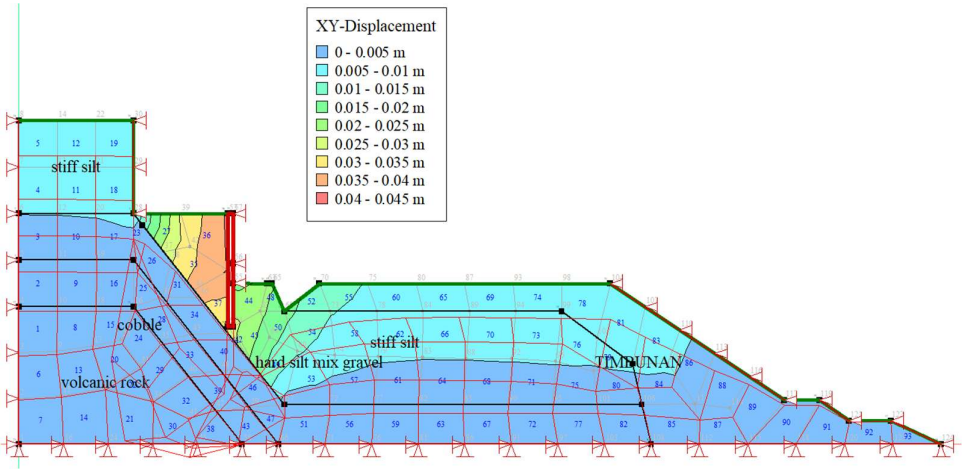
Material	**Material Mode**	**Berat Satuan**	***Poisson ratio***	**Modulus Elastis**
Timbunan	*Isotropic Elastic*	21 kN/m3	0,5	25000 kPa
Lanau Kaku	*Isotropic Elastic*	19 kN/m	0,5	35000 kPa
Lanau Keras Berkerikil	*Isotropic Elastic*	19,8 kN/m	0,5	75000 kPa
Bebatuan Besar	*Isotropic Elastic*	21 kN/m3	0,5	150000 kPa
Batuan Vulkanik	*Isotropic Elastic*	25 kN/m3	0,5	1000000 kPa

Untuk pemodelan deformasi lereng dapat dilihat pada Gambar 5.24 Berikut.



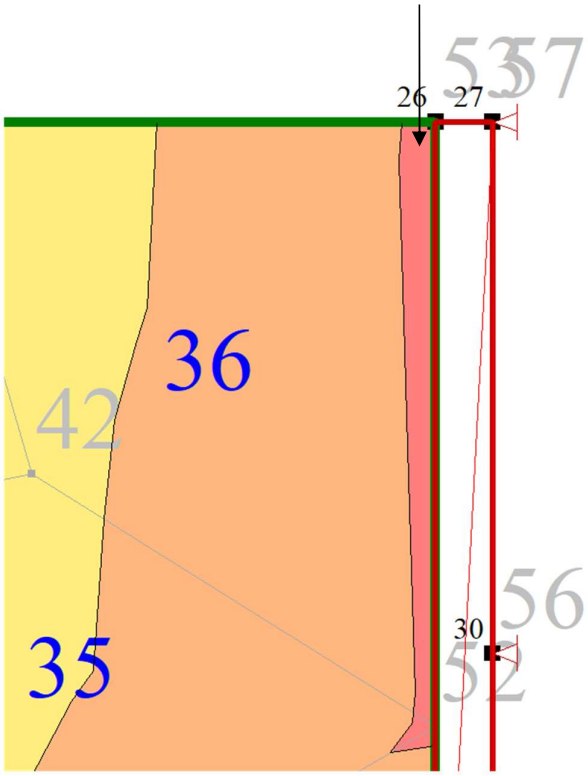
Gambar 5.24 Pemodelan Deformasi Lereng Perkuatan Turap

Berdasarkan hasil pemodelan deformasi *node or gauss point* *Sheet Pile* baja didapatkan angka *node* 53 dengan XY-*Displacement* 0,040706 mm. Jika dibandingkan dengan nilai 27,768 yang diperoleh dari tinggi asli lereng x 0,2%, hasilnya masih dinyatakan aman karena tidak melebihi angka ketetapan. Hasil deformasi *sheet pile* baja kantilever dapat dilihat pada Gambar 5.25 Berikut.



Gambar 5.25 Hasil Deformasi *Sheet Pile* Baja

Untuk detail titik lokasi terbesar deformasi pada lereng dapat dilihat pada Tabel 5.26 Berikut.



Gambar 5.26 Detail Deformasi Terbesar

5.6 Pembahasan

Analisis stabilitas lereng pada kondisi eksisting di STA 2+280 dilakukan berdasarkan hasil perhitungan manual metode fellenius dan anlisis pemodelan numerik menggunakan *Geostudio SLOPE/W* dan *SIGMA/W*. Analisis awal menggunakan *software Geostudio* stabilitas lereng tanpa perkuatan dengan berat sendiri menunjukkan nilai SF sebesar 1,115 dan analisis menggunakan metode Fellenius menunjukkan nilai SF sebesar 1,28.

Berdasarkan analisis di awal tersebut menunjukkan bahwa lereng dalam kondisi tidak stabil <1,5, sehingga dibutuhkan perkuatan. Perkuatan yang digunakan yaitu *Sheet Pile* Baja. Hasil analisis numerik pada *sheet pile* yang didapatkan yaitu Dkritis = 0,917 m, Drencana = 1,004 m, Dpakai = 2 m, Ltotal = 5 m, SF rotasi = 2,43, Mmax = 6,548 kN/m, modulus penampang (s) = 36,37 cm^3/m, sehingga profil Z yang digunakan yaitu YSP-Z14.

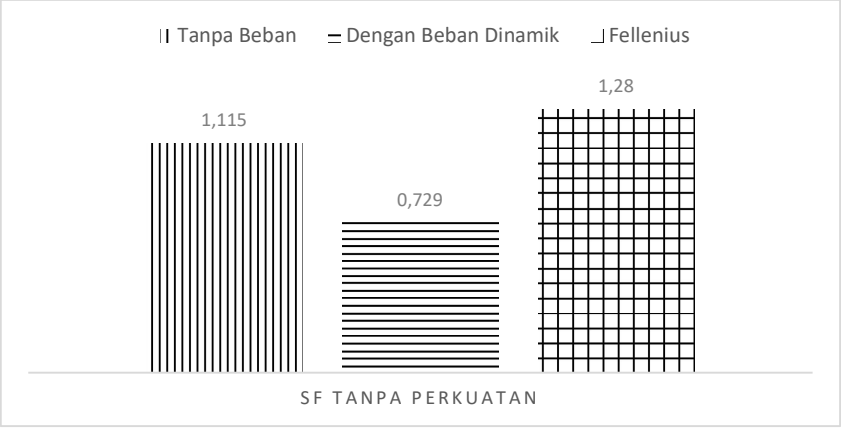
Hasil pemodelan *Geoslope* menggunakan perkuatan *sheet pile baja* menunjukkan nilai SF berat sendiri sebesar 4,003 > 1,5 dan dengan beban dinamik 1,853 > 1,5, dilakukan penambahan beban lalu lintas 25 kN/m pada sisi bawah lereng sebagai pemabandingan. Hasil menunjukkan tidak ada perbedaan yang terjadi, hal tersebut dikarenakan faktor pengaruh dari bidang longsor terdapat pada areasa yang tidak menyentuh permukaan jalan, sehingga beban lalu lintas tidak mempengaruhi faktor keamanan bidang longsor pada lereng tersebut.

Hasil deformasi dari pemodelan menggunakan modul *SIGMA/W* terhadap lereng dengan perkuatan *sheet pile* baja didapatkan hasil angka *node* 53 dengan XY-*Displacement* 0,040706 mm. Jika dibandingkan dengan nilai 27,768. Hasil nilai deformasi dapat dinyatakan aman untuk penggunaan *sheet pile* baja sebagai perkuatan lereng. Hasil rekapitulasi analisis nilai keamanan (SF) lereng tanpa perkuatan dapat dilihat pada Tabel 5.15 Berikut.

Tabel 5.14 Hasil Perhitungan Keamanan Lereng Eksisting

Metode	GeoStudio SLOPE/W		Fellenius
Kondisi pembebanan	Beban Sendiri	Beban Dinamik	Beban Sendiri
Safety Factor	1,115	0,729	1,28

Perbandingan nilai faktor keamanan hasil analisis pada masing-masing kondisi pembebanan selanjutnya dapat dilihat dalam grafik Gambar 5.27 Berikut.



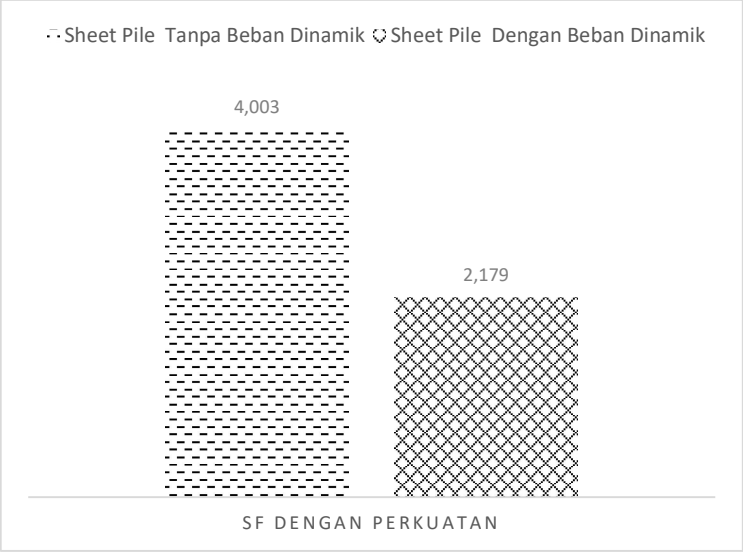
Gambar 5.27 Grafik Angka Keamanan Lereng Eksisting

Hasil rekapitulasi analisis nilai keamanan (SF) lereng tanpa perkuatan dapat dilihat pada Tabel 5.16 Berikut.

Tabel 5. 15 Hasil Perhitungan Kemanan Lereng dengan Perkuatan

Metode Perkuatan	**Kondisi Pembebanan**	***Safety Factor* (SF)**
Sheet pile baja	Tanpa Beban Dinamik	4,003
	Dengan Beban Dinamik	2,179

Perbandingan nilai faktor keamanan hasil analisis pada masing-masing kondisi pembebanan selanjutnya dapat dilihat dalam grafik Gambar 5.28 Berikut.



Gambar 5.28 Grafik Angka Keamanan Lereng dengan Perkuatan

Berdasarkan hasil analisis yang diperoleh dengan penelitian terdahulu, Sebagian besar kajian seperti Hilmansyah dkk (2025), RM Sihite dkk (2025), Sari dkk (2022), dan Wahyuningdiah dkk (2025) hanya pada nilai faktor keamanan sebagai indikator utama kestabilan lereng, sedangkan Ardika dkk (2024) meninjau distribusi tegangan dan deformasi. Sehingga celah pada penelitian ini, yaitu dengan menggabungkan analisis kestabilan melalui metode Fellenius dan modul SLOPE/W serta analisis deformasi melalui modul SIGMA/W, sekaligus menunjukkan bahwa penambahan beban lalu lintas tidak selalu menurunkan faktor keamanan apabila berada diluar bidang longsor kritis pada satu lokasi studi di Proyek Jalan Baru Kretek-girijati, Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarakan studi kasus dan pembahasan yang telah diuraikan pada bab sebelumnya, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut.

1. Kondisi tanah pada lereng eksisting ditinjau dari data penyelidikan geoteknik pada titik bor BH-9. Hasil pengeboran memperlihatkan profil tanah yang terbagi menjadi empat lapisan menurut kedalaman. Lapisan paling atas berupa lanau kaku sampai kedalaman 4 meter degan nilai N-SPT sebesar 9. Dibawahya terdapat lanau keras bercampur kerikil pada kedalaman 4 sampai 6 meter dengan nilai N-SPT 43. Lapisan berikutnya berupa bebatuan pada kedalaman 6 sampai 8 meter dengan nilai N-SPT 60, kemudian batuan vulkanik dari kedalaman 8 meter hingga 17,52 meter yang juga memniliki nilai N-SPT 60. Kenaikan nilai N-SPT yang tajam mulai kedalaman dangkal. Karena pada proyek tidak dilakukan uji triaksial, sehingga nilai sudut geser dalam ditetapkan melalui pendekatan korelasi mengikuti Kenny dan Bowles. Parameter yang dipakai untuk lapisan lanau kaku yaitu berat volume 19,02 kN/m3, kohesi 7,5 kN/m2, dan sudut geser dalam 29,6 derajat, sedangkan lapisan timbunan memiliki berat volume 17,5 kN/m3 dengan sudut geser dalam 36 derajat tanpa kohesi.
2. Nilai faktor keamanan lereng pada kondisi eksisting tanpa perkuatan menunjukkan bahwa lereng berada dalam keadaan tidak stabil. Pemodelan dengan program Geoslope modul SLOPE/W menghasilkan faktor keamanan 1,115 < 1,5 pada kondisi tanpa beban dinamik dan turun menjadi 0,729 < 1,1 ketika beban dinamik diperhitungkan. Perhitungan manual metode Fellenius menghasilkan faktor keamanan sebesar 1,28. Ketiga nilai tersebut masi berada di bawah batas minimum yang syaratakan sebesar 1,5, untuk statik jangka panjang.
3. Perencanaan perkuatan menggunakan turap baja profil Z tipe kantilever dengan tinggi tertahan 3 meter. Koefisien tekanan tanah dihitung memakai teori Rankine dan diperoleh koefisien tekanan aktif tanah asli 0,339, serta koefisien tekanan

pasif 2,952. Kedalaman kritis turap dari keseimbangan momen terhadap ujung bawah turap diperoleh sebesar 0,917 m melalui iterasi. Kedalaman tancap kemudian diperbesar menjadi 2 meter agar faktor keamanan rotasi memenuhi syarat. Pada kedalaman tancap 2 meter, faktor keamanan rotasi yang diperoleh sebesar 2,43 > 2 sehingga dinyatakan aman. Dengan demikian panjang total turap menjadi 5 meter dengan momen lentur maksimum yang bekerja sebesar 6,548 kNm/m.

4. Penggunaan turap baja profil Z tipe kantilever berpengaruh terhadap kenaikan faktor keamanan lereng. Berdasarkan pemodelan Geoslope, faktor keamanan pada kondisi statik naik dari 1,115 sebelum diberi perkuatan menjadi 4,003 > 1,5 setelah dipasang turap. Pada kondisi dengan beban dinamik atau seismik sebesar 0,22 g, faktor keamanan yang diperoleh sebesar 2,179 > 1,1 kedua nilai tersebut sudah memenuhi batas minimum 1,5 untuk kondisi statik jangka panjang dan kondisi dinamik 1,1. Pada pemilihan profil modulus penampang yang dibutuhkan sebesar 36,37 cm^3/m sedangkan profil YSP-Z14 memiliki modulus penampang 1,380 cm^3/m sehingga syarat kekuatan penampang terpenuhi dengan aman.
5. Deformasi lereng setelah dipasang turap ditinjau dengan modul SIGMA/W. hasil pemodelan pada titik *node* 53 memperlihatkan perpindahan arah XY sebesar 0,040706 mm. nilai perpindahan ini dibandingkan dengan batas izin berupa tinggi lereng dikali 0,2%. Karena perpindahan yang teradi jauhl lebih kecil dari batas izin, deformasi lereng dinyatakan masih aman.

6.2 Saran

1. Analisis lanjutan dapat memakai metode kesetimbangan batas lainnya seperti Bishop atau Morgenstern-Price, sebagai pembanding metode Fellenius.
2. Pemilihan profil pada *sheet pile* baja dapat dipertimbangkan menggunakan profil lainnya ataupun pemodelan jenis *sheet pile* lainnya.
3. Penelitian ini hanya meninjau aspek kestabilan dan respon geoteknik, sehingga untuk penelitian selanjutnya dapat menambahkan analisis kelayakan ekonomi

dan metode pelaksanaan agar alternatif *sheet pile* dapat dibandingkan secara menyeluruh.

DAFTAR PUSTAKA

Alhadis, I. H. (2022). *Analisis perkuatan tanah dengan menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan sheet pile baja*.

Ardika, dkk. (2024). *Reinforcement of Piles in Landslides at KM. 619+900*.

Badan Standardisasi Nasional. (2015). *SNI 6371:2015 Tata cara pengklasifikasian Tanah untuk Keperluan Teknik dengan Sistem Klasifikasi Unifikasi Tanah*. www.bsn.go.id

Badan Standardisasi Nasional. (2016). *SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan*. www.bsn.go.id

Badan Standarisasi Nasioanl. (2017). *SNI 8460:2017 Persyaratan Perancangan Geoteknik*. www.bsn.go.id

Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations* (Third Edition).

Carter., M. Bentley. S. P. (2016). *Soil properties and their correlations*.

Chalid, F., & Lubis, K. (2018). Analisa Perancangan Dinding Turap pada Proyek Pembangunan Dermaga di Belawan International Container Terminal Design Analysis of Sheet Piles at Project of Wharf Construction on Belawan International Container Terminal. *JCEBT*, *2*(2). http://ojs.uma.ac.id/index.php/jcebt

Darwis, H. (2018). *Dasar-dasar mekanika tanah*.

Das, B. M. . (2011). *Principles of Foundation Engineering* (seventh edition). Cengage Learning.

Febrijanto, R., Zhafirah, A., & Rohadatul Aisy A, A. (2024). Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever, Gravitasi, dan Sheet Pile. *Jurnal Konstruksi*, *22*(2), 15–22. https://doi.org/10.33364/konstruksi/v.22-2.1631

Gabriella, V., Pangemanan, M., Turangan, A. E., & Sompie, O. B. A. (2014a). Analisis Kestabilan Lereng dengan Metode Fellenius (Studi Kasus : Kawasan Citraland). *Jurnal Sipil Statik*, *2*(1), 37–46.

Gabriella, V., Pangemanan, M., Turangan, A. E., & Sompie, O. B. A. (2014b). ANALISIS KESTABILAN LERENG DENGAN METODE FELLENIUS (Studi Kasus: Kawasan Citraland). *Jurnal Sipil Statik*, *2*(1), 37–46.

Hardiyatmo. (1996). *Teknik Fondasi I*.

Hardiyatmo. (2002). *Mekanika Tanah I*.

Hardiyatmo. (2008). *Teknik Fondasi II* (Edisi keempat).

Hardiyatmo. (2010). *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Gadjah mada University Press.

Hardiyatmo. (2018). *Mekanika Tanah II*.

Konsultan Manajemen Proyek Provinsi Jawa Tengah & D.I. Yogyakarta. (2020). *Laporan Penyelidikan Geotek Trase Kretek-Girijati*.

mekanika-tanah-i hadiyatmo. (n.d.).

Murthy, V. N. S. (2002). *Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*.

P.T. Sofoco. (2023). *Laporan Final Penyelidikan Tanah*.

RM Sihite, dkk. (2025). *Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Sheet Pile Menggunakan Geostudio (Studi Kasus:Semarang, Jawa Tengah)*.

Ronald Marcush Sihite, A. S. P. N. F. H. T. D. T. (2025). *Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan sheet pile menggunakan geostudio (studi kasus: Semarang , Jawa Tengah)*.

Sari, C. M., & Abdurrozak, M. R. (2022). *Analisis perilaku gerakan massa tanah pada dinding penahan tanah dan turap dengan metode elemen hingga (studi kasus lintasan kereta api besintang-langsa sta. 424+200)*.

Seequent. (2022). *Stability Modeling with GeoStudio*.

Shop Drawing Plan, Profil, dan Potongan Melintang STA 2+705 - STA 2+820. (2023).

Sobala, D., & Rybak, J. (2017). Steel Sheet Piles - Applications and Elementary Design Issues. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, *245*(2). https://doi.org/10.1088/1757-899X/245/2/022072

Sunggono. (1984). *Teknik Sipil*.

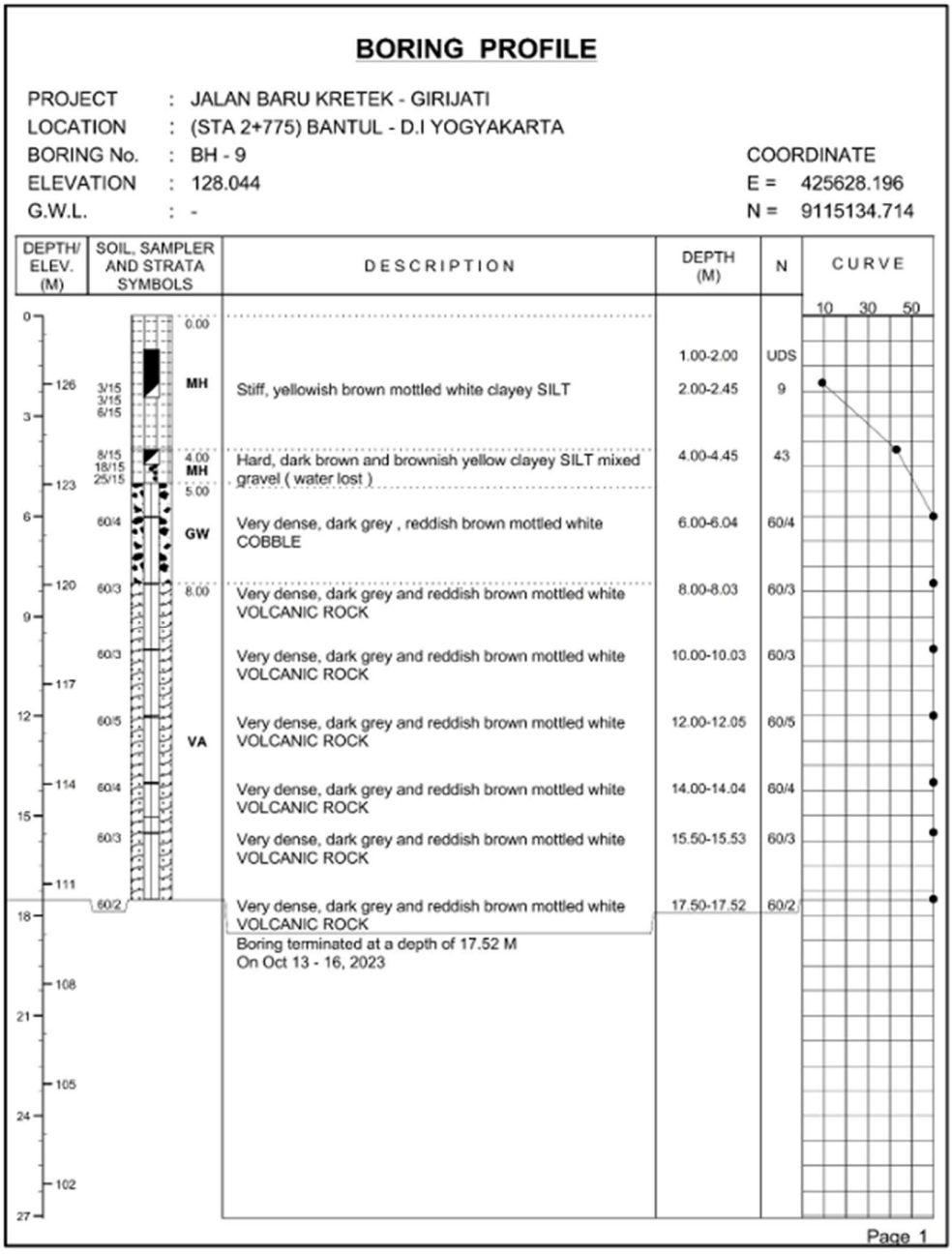
Vidayanti, D., Simatupang, P. T., & Silalahi, S. (2013). Korelasi Nilai N-SPT dengan Parameter Kuat Geser Tanah untuk Wilayah Jakarta dan Sekitarnya. *Universitas Sebelas Maret (UNS)-Surakarta*, *7*(7), 24–26.

Wahyuningdiah, D. S., Fatmawati, L. E., & Widhiarto, H. (2023). *Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Sheet Pile Pada Area Terminal Jemabatan Kaca Kab.Probolingo*.

Zufialdi Zakaria. (2009). *ANALISIS KESTABILAN LERENG*.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data N-SPT



BORING PROFILE

PROJECT : JALAN BARU KRETEK - GIRIJATI
LOCATION : (STA 2+775) BANTUL - D.I YOGYAKARTA
BORING No. : BH - 9
ELEVATION : 128.044
G.W.L. : -

COORDINATE
E = 425628.196
N = 9115134.714

DEPTH/ ELEV. (M)	SOIL, SAMPLER AND STRATA SYMBOLS	DESCRIPTION	DEPTH (M)	N	CURVE (10 30 50)
0 / 126	0.00		1.00-2.00	UDS	
3	3/15, 3/15, 6/15 MH	Stiff, yellowish brown mottled white clayey SILT	2.00-2.45	9	
123	8/15, 18/15, 25/15 MH 4.00	Hard, dark brown and brownish yellow clayey SILT mixed gravel (water lost) 5.00	4.00-4.45	43	
6	60/4 GW	Very dense, dark grey , reddish brown mottled white COBBLE	6.00-6.04	60/4	
120	60/3 8.00	Very dense, dark grey and reddish brown mottled white VOLCANIC ROCK	8.00-8.03	60/3	
9	60/3	Very dense, dark grey and reddish brown mottled white VOLCANIC ROCK	10.00-10.03	60/3	
117					
12	60/5 VA	Very dense, dark grey and reddish brown mottled white VOLCANIC ROCK	12.00-12.05	60/5	
114	60/4	Very dense, dark grey and reddish brown mottled white VOLCANIC ROCK	14.00-14.04	60/4	
15	60/3	Very dense, dark grey and reddish brown mottled white VOLCANIC ROCK	15.50-15.53	60/3	
111	60/2	Very dense, dark grey and reddish brown mottled white VOLCANIC ROCK	17.50-17.52	60/2	
18		Boring terminated at a depth of 17.52 M On Oct 13 - 16, 2023			
108					
21					
105					
24					
102					
27					

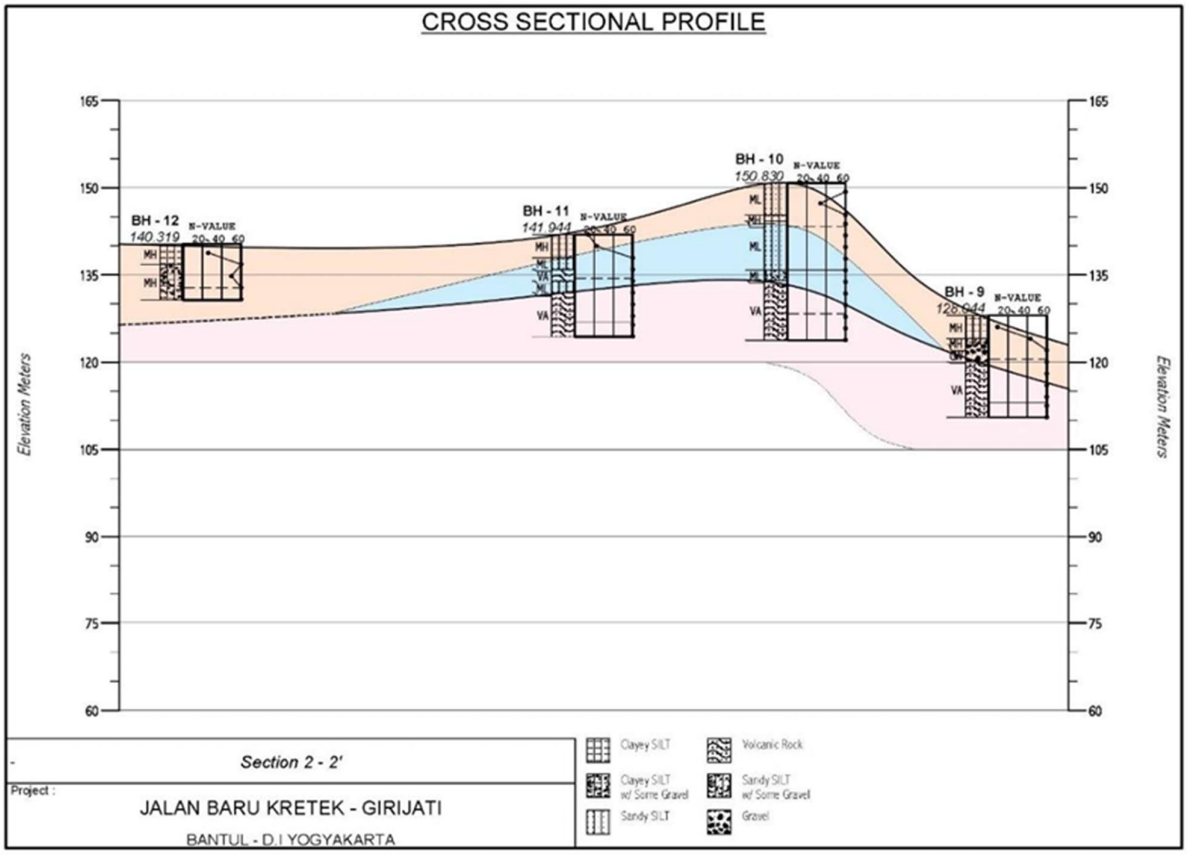
Page 1

Lampiran 2 Laboratoium *Test*

LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH
PROYEK JALAN BARU KRETEK – GIRIJATI, YOGYAKARTA

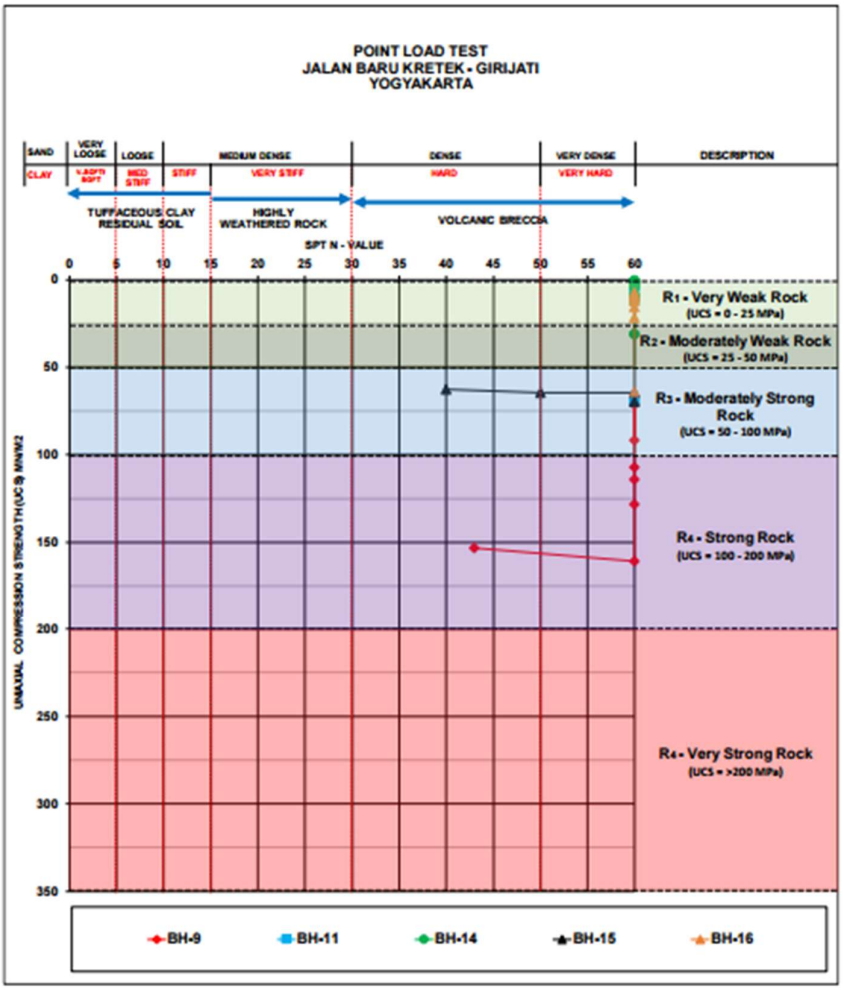
BOREHOLE	DEPTH	SAMPLE (UDS)	SAMPLE (SPT)	Specific Gravity, Grain Size Distribution , Density & Moisture						Atterberg Limits			Grain Size Fraction				Triaxial Compression: TX-UU / CU / CD						Consolidation			Vane Shear Test qv	N-SPT
																	Unconfined Compression: UC										
																	UC-UU		TX-UU		TX-CU						
				Moisture content, ω	Specific Gravity	Wet Density, γ t	Dry Density, γ d	Void Ratio, e0	Degree of Saturation	LL	PL	PI	Gravel Size Fraction	Sand Size Fraction	Silt Size Fraction	Clay Zize Fraction	Unconfined compressive strength, q_u	Strain at Failure	Cohesion, c	Angle of Internal Friction, Ø	Effective Cohesion, c'	Effective Angle of internal friction, Ø'	Compression Index, Cc	Recompression Index, Cr	Effective Preconsolidation Pressure, Pc		
No.	(M)	No.	No.	%	Gs	kN/m^3	kN/m^3	e	Sr %	%	%	%	%	%	%	%	kN/m^2	%	kN/m^2	(°)	kN/m^2	(°)			kN/m^2	kPa	
BH-9	0,00-0,45		Spt	26.61	2.64	18.85	14.888	0.773	90.86	53.0	30.1	22.9	3.0	47.0	34.0	16.0											
	1,00-2,00	Uds.		22.95	2.66	19.60	15.941	0.669	91.30	48.0	29.9	18.1	1.0	48.0	33.0	18.0											
	2,00-2,45		Spt	24.88	2.66	19.27	15.431	0.724	91.43	55.0	29.5	25.5	-	30.0	43.0	27.0											
	4,00-4,45		Spt	20.62	2.65	19.95	16.540	0.602	90.74	-	-	-	3.0	78.0	19.0	-											
BH-11	0,00-0,45		Spt	27.31	2.67	18.98	14.908	0.791	92.19	49.0	28.8	20.2	-	38.0	42.0	20.0											
	1,00-2,00	Uds.		24.87	2.67	19.25	15.416	0.732	90.72	51.0	28.9	22.1	-	41.0	38.0	21.0			34.0	45.0			0.30		210		
	2,00-2,45		Spt	26.65	2.65	18.83	14.868	0.782	90.27	51.0	29.7	21.3	-	46.0	34.0	20.0											
	4,00-4,13		Spt	21.54	2.66	19.80	16.291	0.633	90.54	-	-	-	3.0	74.0	23.0	-											
	8,00-8,10		Spt	20.97	2.63	19.75	16.326	0.611	90.28	-	-	-	6.0	77.0	17.0	-											
	15,50-15,68		Spt	18.66	2.65	20.32	17.125	0.547	90.32	-	-	-	23.0	62.0	15.0	-											
BH-12	0,50-1,00	Uds.		24.17	2.63	19.17	15.439	0.704	90.35	45.0	28.0	17.0	-	25.0	41.0	34.0	188.79	3.23									
	5,50-5,95		Spt	24.53	2.62	19.09	15.330	0.709	90.63	-	-	-	-	52.0	32.0	16.0											
BH-13	1,00-2,00	Uds.		29.38	2.65	18.50	14.299	0.853	91.24	51.0	28.6	22.4	-	15.0	52.0	33.0	45.95	3.21									
	8,00-8,45		Spt	27.26	2.65	18.72	14.710	0.801	90.13	-	-	-	2.0	38.0	46.0	14.0											
	10,00-10,45		Spt	25.24	2.63	18.99	15.163	0.734	90.38	-	-	-	13.0	31.0	41.0	15.0											
	16,00-16,45		Spt	26.17	2.67	19.10	15.138	0.764	91.49	-	-	-	-	34.0	46.0	20.0											

Lampiran 3 ***Cross Section***



Lampiran 4 Klasifikasi Batuan Proyek Kretek-Girijati

Klasifikasi Tanah / Batuan di jalur Jalan Baru Kretek – Girijati



Kesimpulan Klasifikasi batuan di jalur jalan baru ini :
Merupakan batuan beku (Igneous) yang ditentukan kekuatannya dengan UCS (Uniaxial Compression Strength) dari uji Point Load Test, yaitu R_1 = Very Weak Rock (0 – 25 MPa), hingga R_4 = Strong Rock (100 – 200) MPa. (Lihat Tabel dibawah ini)

Lampiran 5 ***Point Load Test*** **Proyek Jalan Baru Kretek-Girijati**

POINT LOAD TEST
JALAN BARU KRETEK - GIRIJATI
YOGYAKARTA

No.	BORING No.	DEPTH (M)	LOAD kN	DIAMETER CM	Is kN/m2	UNIAXIAL* MN/m2	N-SPT
1	BH. 9	5.00-6.00	23.00	6.00	6388.89	153.33	43
2		6.00-7.00	21.00	5.60	6696.43	160.71	60
3		9.00 - 10.00	18.00	5.80	5350.77	128.42	60
4		10.00 - 11.00	16.00	5.80	4756.24	114.15	60
5		11.00 - 12.00	15.00	5.80	4458.98	107.02	60
6		14.00 - 15.00	10.00	5.80	2972.65	71.34	60
7		16.00 - 17.00	12.00	5.60	3826.53	91.84	60
8	BH.11	11.00-12.00	10.00	5.90	2872.74	68.95	60
9		17.00-17.50	0.60	5.90	172.36	4.14	60
10	BH.14	12.00-13.00	1.60	5.60	510.20	12.24	60
11		13.00-14.00	0.20	5.50	66.12	1.59	60
12		14.00-15.00	0.30	5.50	99.17	2.38	60
13		15.00-16.00	0.10	6.20	26.01	0.62	60
14		16.00 -17.00	0.30	6.20	78.04	1.87	60
15		17.00 -18.00	1.20	5.70	369.34	8.86	60
16		18.00 - 19.00	1.20	5.60	382.65	9.18	60
17		20.00 - 21.00	0.10	5.70	30.78	0.74	60
18		22.00 - 23.00	0.20	5.40	68.59	1.65	60
19		23.00 - 24.00	0.30	5.50	99.17	2.38	60
20		26.00 -27.00	0.50	5.20	184.91	4.44	60
21		27.00 - 28.00	1.20	5.50	396.69	9.52	60
22		29.00 - 30.00	3.50	5.20	1294.38	31.07	60
24	BH.15	11.00 -12.00	9.40	6.00	2611.11	62.67	40
25		12.00 - 13.00	9.00	5.78	2693.93	64.65	50
26		13.00 - 14.00	9.00	5.78	2693.93	64.65	60
27		14.00 - 16.00	9.40	5.70	2893.20	69.44	60
14	BH.16	16.00 -17.00	9.00	5.81	2666.18	63.99	60
15		18.00 - 19.00	1.70	5.78	508.85	12.21	60
16		20.00 - 21.00	1.40	5.71	429.39	10.31	60
17		22.00 - 23.00	1.20	5.81	355.49	8.53	60
18		24.00 - 25.00	2.70	5.46	905.69	21.74	60
19		26.00 - 27.00	1.20	5.34	420.82	10.10	60
20		26.00 - 27.00	2.10	5.68	650.91	15.62	60
21		28.00 - 29.00	0.90	5.44	304.12	7.30	60

NOTE: * Uniaxial strength Uc= 24*Is for NX cores (After Bieniawski 1974)
Is = Point Load Index

Lampiran 6 Lereng yang ditinjau

