



UNIVERSITAS INDONESIA

**PERBAIKAN STABILITAS LERENG
DI POLITEKNIK PERTANIAN NEGERI SAMARINDA
DENGAN METODE
SOIL NAIL WALL**

SKRIPSI

**JOKO NOFYANTOKO
0404010406**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN GEOTEKNIK
DEPOK
JULI 2010**



UNIVERSITAS INDONESIA

**PERBAIKAN STABILITAS LERENG
DI POLITEKNIK PERTANIAN NEGERI SAMARINDA
DENGAN METODE
SOIL NAIL WALL**

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

**JOKO NOFYANTOKO
0404010406**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN GEOTEKNIK
DEPOK
JULI 2010**



UNIVERSITAS INDONESIA

**THE IMPROVEMENT OF SLOPE STABILITY AT
POLITEKNIK PERTANIAN NEGERI SAMARINDA USING
SOIL NAIL WALL METHOD**

FINAL REPORT

**Submitted as one of the requirements needed to obtain the
Engineer Bachelor Degree**

**JOKO NOFYANTOKO
0404010406**

**FACULTY OF ENGINEERING
CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM
GEOTECHNICAL SPECIALITY
DEPOK
JULI 2010**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar

Nama : Joko Nofyantoko

NPM : 0404010406

Tanda Tangan : 

Tanggal : 16 Juli 2010

STATEMENT OF ORIGINALITY

This final report is the result of my own work, .

and all sources which is quoted or referred

I have stated correctly.

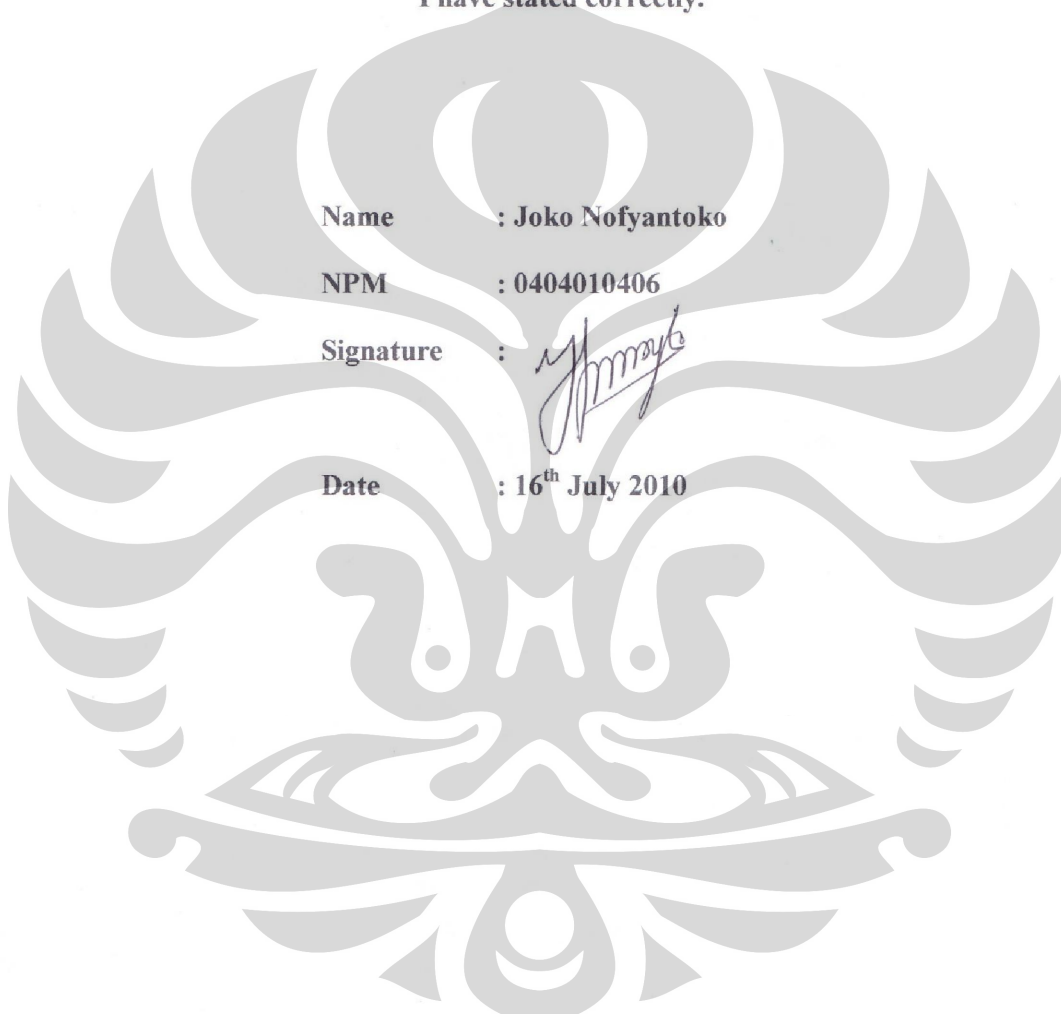
Name : Joko Nofyantoko

NPM : 0404010406

Signature :



Date : 16th July 2010



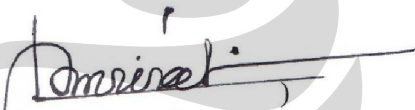
HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :
Nama : Joko Nofyantoko
NPM : 0404010406
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Perbaikan Stabilitas Lereng Di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda Dengan Metode Soil Nail Wall

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr. Ir. Damrizal Damoerin M.Sc

()

Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Tommy Ilyas, M.Sc.

()

Penguji : Dr. Ir. Wiwik Rahayu, M.T.

()

Penguji : Ir. Widjojo Adi Prakoso M.Sc. Ph.D

()

Ditetapkan di : Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia, Depok

Tanggal : 16 Juli 2010

v

Universitas Indonesia


STATEMENT OF LEGITIMATION

This final report is submitted by :
Name : Joko Nofyantoko
NPM : 0404010406
Study Program : Civil Engineering
Title of Final Report : The Improvement of Slope Stability at Politeknik
Pertanian Negeri Samarinda Using Soil Nail Wall
Method

Has been successfully defended in front of the Examiners and was accepted as part of necessary requirements to obtain Engineering Bachelor Degree in Civil Engineering Program, Faculty of Engineering, University of Indonesia.

COUNCIL EXAMINERS

Counselor : Dr. Ir. Damrizal Damoerin M.Sc

()

Counselor : Prof. Dr. Ir. Tommy Ilyas, M.Sc.

()

Examiner : Dr. Ir. Wiwik Rahayu, M.T.

()

Examiner : Ir. Widjojo Adi Prakoso M.Sc.,Ph.D

()

Approved at : Departement of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of
Indonesia, Depok.

Date : 16th July 2010

vi

Universitas Indonesia

KATA PENGANTAR

Puji syukur atas kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya hingga telah selesainya skripsi yang berjudul “*Perbaikan Stabilitas Lereng Di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda Dengan Metode Soil Nail Wall*” ini. terselesaikannya skripsi ini tidak lepas dari bantuan banyak pihak, sehingga pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Drs. Ir. Damrizal Damoerin, M.Sc. sebagai Dosen Pembimbing Utama, yang telah banyak memberikan pengetahuan tentang *soil nailing* berupa konsep dan sumber-sumber literatur, dan dengan sabar membimbing saya sampai terselesaikannya skripsi ini.
2. Prof. Dr. Ir. Tommy Ilyas, M.Sc. sebagai Dosen Pembimbing Utama, yang telah membimbing dan mengarahkan tentang konsep dan aplikasi *soil nailing*, dan memberikan waktu dan kepercayaannya sampai terselesaikannya skripsi ini.
3. Dandung Sri Harninto, M.Sc., PT. Geoforce Indonesia. Sebagai senior pembimbing yang telah banyak membantu dan membimbing berupa sumbangan ilmu, waktu, dan pemikiran sehingga skripsi ini dapat terselesaikan.
4. Ibuku, yang telah memberikan seluruh jiwa dan raganya demi keberhasilan anaknya. Terima kasih Ibu, maafkan jika Joko belum dapat membuktikan sesuatu pada Ibu. Tapi Joko janji akan berbuat yang terbaik sebagai anakmu.
5. Bapak dan Adik tercinta yang selalu memberikan dukungan, semangat, dan nasihat sampai terselesaikannya skripsi ini.
6. Mama' beserta keluarga besarku yang selalu mendukungku. Maafkan telah membuat kalian menunggu.
7. Teman-teman Fakultas Teknik maupun Departemen Teknik Sipil angkatan 2004 yang telah banyak mendukung dan memberi semangat hingga selesainya skripsi ini. Terimakasih kepada teman-temanku: Andi J.W., M.

Khadafi, Yanur Akhmadi, Fauzand H.V., M. Fauzan Amaly, Yustian H.S., Ricco Octriyana, Azmi Mulki, dan teman-teman Teknik Sipil angkatan 2004 lainnya yang tidak bisa saya sebutkan namanya satu persatu. Terima kasih karena telah memberi masukan dan mendengarkan keluh kesah saya.

8. Teman-teman fakultas lainnya dan teman-teman angkatan lainnya, yang selalu mendukung dan memberi tempat diskusi dan mencurahkan isi hati untuk membahas hal-hal yang berkaitan dengan skripsi saya ini. Terima kasih telah mendukung saya, bahkan sampai ketika saya keluar ruang siding.
9. Teman-teman kantor (PT. Geoforce Indonesia), Abdul Aziz Avicenna, S.T., Jaja Subagja, S.T., dan teman-teman kantor lainnya yang tidak dapat saya sebutkan namanya satu per-satu. Terima kasih atas dukungannya.
10. Bapak Sunarto, Bapak Maryunadi, Bapak Wardoyo, Bapak Acong, Mas Anto, dan Mbak Tri, sebagai laboran-laboran dan Sekretaris Laboratotium Mekanika Tanah yang dengan senang hati menjadi teman bertukar pikiran selama saya mengerjakan skripsi ini. Serta Bapak Hamid dan Bapak Yalih yang telah membantu dalam menyiapkan peralatan.
11. Dan pihak-pihak lainnya yang tidak bisa saya sebutkan namanya satu persatu.

Akhir kata, penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih memiliki banyak kekurangan dan jauh dari kata sempurna. Sehingga penulis dengan senang hati akan menerima masukan berupa kritik dan saran yang membangun demi penyempurnaan skripsi ini. Dan penulis berharap semoga skripsi ini dapat memberi manfaat kepada penulis secara pribadi dan kepada pihak-pihak lain yang berkepentingan.

Depok, Juli 2010



Joko Nofyantoko

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Joko Nofyantoko
NPM : 0404010406
Program Studi : SI Reguler
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Skripsi

Demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul :

“Perbaikan Stabilitas Lereng Di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda Dengan Metode Soil Nail Wall.”

Beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 16 Juli 2010

Yang menyatakan



(Joko Nofyantoko)

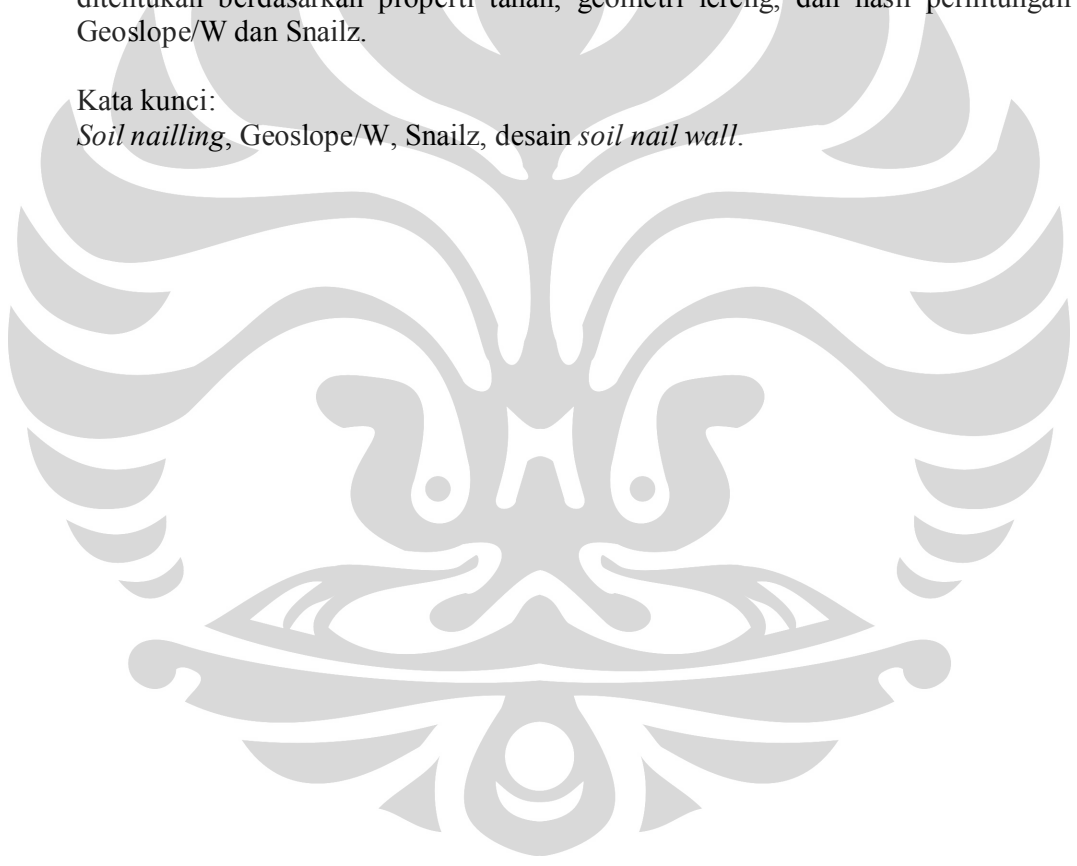
ABSTRAK

Nama : Joko Nofyantoko
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Perbaikan Stabilitas Lereng Di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda Dengan Metode Soil Nail Wall

Soil nailing merupakan teknik stabilisasi tanah yang paling efektif dan efisien dibanding teknik-teknik perkuatan tanah konvensional lain. Skripsi ini membahas *soil nailing* yang meliputi teori dasar yang berhubungan dengan *soil nail wall*, aplikasi *software* Geoslope/W dan Snailz dalam menyelesaikan permasalahan lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, analisis hasil yang didapat, serta kesimpulannya. Skripsi ini menggunakan metode iterasi dalam penentuan data-data masukan untuk Geoslope/W dan Snailz. Desain dan spesifikasi *soil nail wall* ditentukan berdasarkan properti tanah, geometri lereng, dan hasil perhitungan Geoslope/W dan Snailz.

Kata kunci:

Soil nailing, Geoslope/W, Snailz, desain *soil nail wall*.



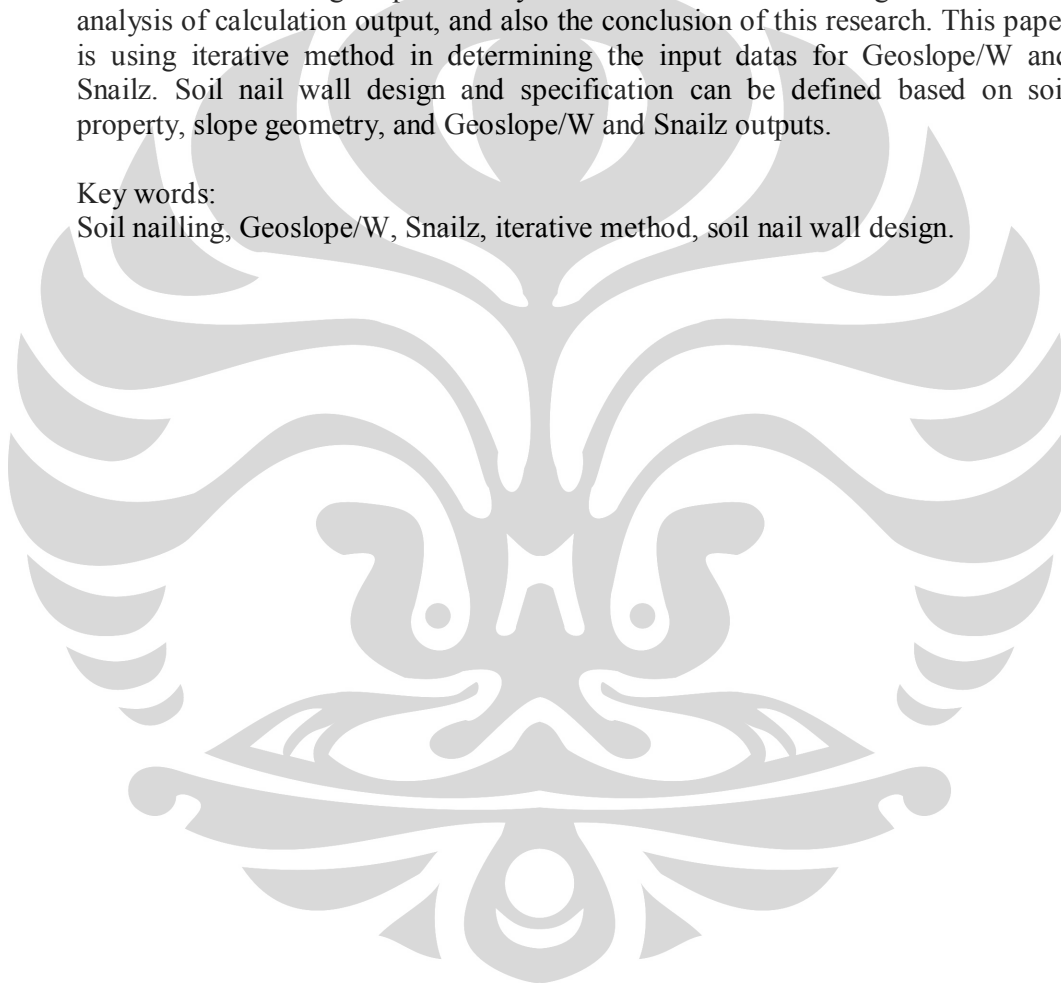
ABSTRACT

Name : Joko Nofyantoko
Study Program : Teknik Sipil
Title : The Improvement of Slope Stability at Politeknik Pertanian Negeri Samarinda Using Soil Nail Wall Method

Compared with other soil improvement techniques, soil nailing is the most effective and efficient technique of soil stabilization. This paper studies and investigates the basic theories related to soil nail wall, application of Geoslope/W and Snailz in solving slope stability at Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, analysis of calculation output, and also the conclusion of this research. This paper is using iterative method in determining the input datas for Geoslope/W and Snailz. Soil nail wall design and specification can be defined based on soil property, slope geometry, and Geoslope/W and Snailz outputs.

Key words:

Soil nailling, Geoslope/W, Snailz, iterative method, soil nail wall design.



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	iii
HALAMAN PENGESAHAN	v
KATA PENGANTAR	vii
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	ix
ABSTRAK	x
DAFTAR ISI	xii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xix
1. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Maksud dan Tujuan	3
1.3 Ruang Lingkup Penulisan	3
1.4 Sistematika Penulisan	4
2. LANDASAN TEORI	4
2.1 Kuat Geser	5
2.2 Tekanan Tanah Lateral Dan Tegangan Tanah	6
2.2.1 Teori Rankine Tentang Tekanan Tanah	8
2.2.2 Teori Coloumb Tentang Tekanan Tanah	13
2.2.2.1 Tekanan Tanah Aktif	14
2.2.2.2 Tekanan Tanah Pasif	15
2.3 Stabilitas Lereng	16
2.3.1 Perhitungan Menurut Fellenius	18
2.3.2 Perhitungan Menurut Bishop	18
2.4 Konsep Reinforced-Earth Dan Tanah-Bertulang	19
2.5 Pullout Resistance	22
2.6 Desain Untuk Nail Tensile Failure	25
2.7 Mode Keruntuhan Pada Koneksi Facing	27
2.7.1 Tensile Force Pada Facing Dinding	28
2.7.2 Flexure Failure	29
2.7.2.1 Kapasitas Flexural Facing	30
2.7.2.2 Batas Perkuatan Pada Facing	34
2.7.3 Kapasitas Punching Shear	34
2.8 Efek Gempa Pada Soil Nailing	37
2.9 Kelakuan Deformasi Pada Soil Nail Wall	40
2.10 Komponen-komponen Soil Nailing Dan Metode Konstruksinya	42
2.10.1 Komponen Utama Soil Nailing	42
2.10.1.1 Nail Bars	43
2.10.1.2 Nail Head	43
2.10.1.3 Grout	44
2.10.1.4 Centralizer	44
2.10.1.5 Elemen Proteksi Korosi	45
2.10.1.6 Facing Dinding	45
2.10.1.7 Sistem Drainase	46

2.10.2	Metode Konstruksi Soil Nail Wall	47
2.10.2.1	Penggalian	48
2.10.2.2	Pengeboran Lubang Nail	48
2.10.2.3	Instalasi Tulangan Nail.....	49
2.10.2.4	Instalasi Drainase	50
2.10.2.5	Konstruksi Facing Sementara	50
2.10.2.6	Konstruksi Facing Permanen	51
2.11	Metode Perhitungan Soil Nail Wall	53
2.11.1	Metode Soil Nail Wall CLOUTERRE	53
2.11.2	Metode Soil Nail Wall FHWA.....	57
2.12	Program Geoslope/W dan Snail.....	59
2.12.1	Program Geoslope/W.....	59
2.12.1.1	General Limit Equilibrium Method	59
2.12.1.2	Langkah-langkah Memasukkan Input.....	62
2.12.2	Program Snail.....	65
2.12.2.1	Bi_Linear Wedge Analysis.....	65
2.12.2.2	Input Dan Proses Perhitungan.....	68
2.12.2.3	Output Snail	69
3.	METODOLOGI PENELITIAN	69
3.1	Tahap Awal.....	73
3.2	Tahap Iterasi	73
3.3	Tahap Perhitungan Soil Nail Wall	74
3.4	Tahap Perhitungan Sistem Counterweight	74
3.5	Tahap Analisis Dan Kesimpulan	75
4.	PENGOLAHAN DATA	76
4.1	Perhitungan Nilai FS Data Hasil Uji Laboratorium.....	77
4.1.1	Perhitungan Nilai FS Untuk Lereng DB2.....	77
4.1.2	Perhitungan Nilai FS Untuk Lereng DB3.....	78
4.2	Iterasi Shallow Failure.....	80
4.2.1	Iterasi Shallow Failure DB2.....	81
4.2.2	Iterasi Shallow Failure DB3.....	82
4.3	Iterasi Deep Failure	83
4.3.1	Iterasi Deep Failure DB2	83
4.3.2	Iterasi Deep Failure DB3	84
4.4	Iterasi Kenaikan Muka Air Tanah (MAT)	84
4.4.1	Iterasi Kenaikan Muka Air Tanah DB2	84
4.4.2	Iterasi Kenaikan Muka Air Tanah DB3	85
4.5	Perhitungan Soil Nail Wall Metode CLOUTERRE	86
4.5.1	Perhitungan CLOUTERRE Pada Lereng DB2	86
4.5.2	Perhitungan CLOUTERRE Pada Lereng DB3	89
4.6	Perhitungan Soil Nail Wall Metode FHWA.....	92
4.6.1	Perhitungan Desain Soil Nail Wall DB2	92
4.6.1.1	Pertimbangan Awal.....	93
4.6.1.2	Perhitungan Struktur	93
4.6.2	Perhitungan Desain Soil Nail Wall DB3	96
4.6.2.1	Pertimbangan Awal.....	96
4.6.2.2	Perhitungan Struktur	97
4.6.3	Perhitungan Koefisien Gempa	99

4.6.4	Desain Akhir Soil Nail Wall DB2	99
4.6.4.1	Perhitungan Menggunakan Snail	99
4.6.4.2	Perhitungan Flexural Resistance Soil Nail Wall DB2	101
4.6.4.3	Perhitungan Punching Shear Resistance Soil Nail Wall DB2	103
4.6.4.4	Perhitungan Headed-Stud Tensile Resistance Soil Nail Wall DB 2.....	103
4.6.4.5	Perhitungan Estimasi Deformasi Soil Nail Wall DB 2...	103
4.6.5	Desain Akhir Soil Nail Wall DB3	104
4.6.5.1	Perhitungan Menggunakan Snail	104
4.6.5.2	Perhitungan Flexural Resistance Soil Nail Wall DB3	106
4.6.5.3	Perhitungan Punching Shear Resistance Soil Nail Wall DB3	108
4.6.5.4	Perhitungan Headed-Stud Tensile Resistance Soil Nail Wall DB 3.....	108
4.6.5.5	Perhitungan Estimasi Deformasi Soil Nail Wall DB 3...	108
4.7	Perhitungan Stabilitas Lereng Dengan Counterweight	109
4.7.1	Perhitungan Counterweight Lereng DB2.....	110
4.7.2	Perhitungan Counterweight Lereng DB3.....	111
5.	ANALISIS.....	112
5.1	Analisis Data Awal	112
5.2	Analisis Desain Awal.....	117
5.3	Analisis Akhir	121
6.	KESIMPULAN.....	126
	DAFTAR REFERENSI	128

DAFTAR TABEL

		Halaman
Tabel 2.1	Kuat Ikat (<i>Bond Strength</i>) Terestimasi Untuk <i>Soil Nail Wall</i>	24
Tabel 2.2	Faktor C_F	32
Tabel 2.3	Percepatan Dasar Puncak Dan Percepatan Tanah Puncak Berdasarkan Wilayah Gempa Di Indonesia.....	37
Tabel 2.4	Nilai Rasio Displacemen Dan Faktor C Berdasarkan Fungsi Dari Kondisi Tanah.....	41
Tabel 4.1	Perhitungan FS Lereng DB2 Berdasarkan Data Hasil Uji Laboratorium.....	77
Tabel 4.2	Perhitungan FS Lereng DB2 Berdasarkan Data Hasil Uji Laboratorium.....	79
Tabel 4.3	Iterasi Shallow Failure Pada Range c Silty Sand = 1 – 10 kN/m ²	80
Tabel 4.4	Iterasi Shallow Failure Pada Range c Silty Sand = 1 – 15 kN/m ²	81
Tabel 4.5	Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB2.....	83
Tabel 4.6	Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB3.....	84
Tabel 4.7	Gaya Nail Desain Maksimum Pada Lereng DB2.....	98
Tabel 4.8	Syarat Kapasitas Pada Facing.....	99
Tabel 4.9	Komponen Utama Desain Facing DB2.....	100
Tabel 4.10	Nailing Lereng DB2.....	103
Tabel 4.11	Gaya Nail Desain Maksimum Pada Lereng DB3.....	103
Tabel 4.12	Syarat Kapasitas Pada Facing.....	104
Tabel 4.13	Komponen Utama Desain Facing DB3.....	105
Tabel 4.14	Nailing Lereng DB3.....	107
Tabel 4.15	Perhitungan Momen Akibat Beban Surcharge Pada Lereng DB2	109
Tabel 4.16	Perhitungan Momen Akibat Beban Surcharge Pada Lereng DB3	110
Tabel 5.1	Hasil Perhitungan Panjang Nailing dan Diameter Grout Metode CLOUTERRE.....	119
Tabel 5.2	Perbedaan Metode CLOUTERRE Dengan Metode FHWA.....	120
Tabel 5.3	Desain <i>Soil Nail Wall</i> Lereng DB2.....	122

Tabel 5.4	Desain <i>Soil Nail Wall</i> Lereng DB3	123
Tabel 5.5	Perbedaan Antara Perhitungan Manual Dengan Perhitungan Geoslope/W Metode Counterweight Pada Lereng DB2.....	125
Tabel 5.6	Tabel 5.6. Perbedaan Antara Perhitungan Manual Dengan Perhitungan Geoslope/W Metode Counterweight Pada Lereng DB3	125



DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 2.1 Gaya-gaya Pada Lereng	6
Gambar 2.2 Hubungan Tegangan-Regangan	7
Gambar 2.3 Kondisi Tegangan Plastis.....	8
Gambar 2.4 Kondisi Rankine	10
Gambar 2.5 Distribusi Tekanan Aktif Dan Pasif.....	12
Gambar 2.6 Teori Coloumb: Tekanan Aktif, $c = 0$	14
Gambar 2.7 Distribusi Gaya-gaya Tekanan Tanah Pasif.....	15
Gambar 2.8 Metode Irisan.....	17
Gambar 2.9 Konsep Dasar Reinforced-Earth.....	20
Gambar 2.10 Perbandingan Antara Elemen TanahTanpa Tulangan, Dengan Elemen Tanah Bertulang.....	21
Gambar 2.11 Single Nail Stress-Transfer Mode	22
Gambar 2.12 Mode Keruntuhan Pada Koneksi Facing	27
Gambar 2.13 Flexural Failure Pada Facing.....	29
Gambar 2.14 Geometri Yang Digunakan Pada Mode Keruntuhan Flexural	31
Gambar 2.15 Distribusi Tekanan Tanah Di Belakang Facing	32
Gambar 2.16 Mode Keruntuhan Punching Shear.....	34
Gambar 2.17 Geometri Sebuah Headed-Stud	35
Gambar 2.18 Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Dasar Puncak Dengan Periode Ulang 500 Tahun.....	38
Gambar 2.19 Deformasi Pada Dinding Soil Nailing	40
Gambar 2.20 Komponen Utama Soil Nail Yang Umum Digunakan	41
Gambar 2.21 Grouting Menggunakan Pipa Tremi.....	43
Gambar 2.22 Centralizer Dari PVC.....	44
Gambar 2.23 Perlindungan Dari Korosi Dengan Encapsulation Menggunakan PVC.....	45
Gambar 2.24 Metode Konstruksi Soil Nail Wall	46
Gambar 2.25 Penggalan Awal Dan Pemasangan	47

Gambar 2.26	Metode Pengeboran Rotary.....	48
Gambar 2.27	Headed-Stud Yang Di-Las Pada Pelat Bearing.....	50
Gambar 2.28	Facing Cast-In-Place.....	51
Gambar 2.29	Facing Precast.....	52
Gambar 2.30	Grafik Stabilitas Untuk Desain Awal Soil Nail Wall.....	55
Gambar 2.31	L/H Ternormalisasi Dan Gaya Rentang.....	57
Gambar 2.32	Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Permukaan Runtuh Lereng...	59
Gambar 2.33	Menu SET Pada Geoslope/W.....	61
Gambar 2.34	Menu SKETCH Pada Geoslope/W.....	62
Gambar 2.35	Menu DRAW Pada Geoslope/W.....	63
Gambar 2.36	Menu TOOLS Pada Geoslope/W SOLVE dan CONTOUR...	63
Gambar 4.1	Denah Lokasi Politeknik Pertanian Negeri Samarinda.....	75
Gambar 4.2	Profil Lereng DB2 Hasil Uji Laboratorium	77
Gambar 4.3	Profil Lereng DB3 Hasil Uji Laboratorium	78
Gambar 4.4	Distribusi Tebal Lapisan Tanah DB2 Yang Berpengaruh pada Perkuatan Soil Nailing	86
Gambar 4.5	Distribusi Tebal Lapisan Tanah DB3 Yang Berpengaruh pada Perkuatan Soil Nailing	89
Gambar 4.6	Potongan Melintang Desain Soil Nail Wall DB2.....	91
Gambar 4.7	Potongan Melintang Desain Soil Nail Wall DB3.....	95
Gambar 4.8	Sistem Counterweight.....	109

DAFTAR LAMPIRAN

1. Hasil Uji Sondir Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda
2. Hasil Uji Penetrasi Standar Untuk DB1, DB2, DB3, Dan DB4
3. Hasil Pengamatan Piezometer Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda
4. Hasil Uji Laboratorium Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda
5. Perhitungan FS Lereng DB2 Hasil Uji Laboratorium Dengan Menggunakan Geoslope/W
6. Perhitungan FS Lereng DB3 Hasil Uji Laboratorium Dengan Menggunakan Geoslope/W
7. Tabel Iterasi Shallow Failure Lereng DB2
8. Tabel Iterasi Shallow Failure Lereng DB3
9. Tabel Iterasi Deep Failure Lereng DB2
10. Tabel Iterasi Deep Failure Lereng DB3
11. Perhitungan FS Hasil Iterasi Deep Failure Lereng DB2 Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W
12. Perhitungan FS Hasil Iterasi Deep Failure Lereng DB3 Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W
13. Perhitungan FS Hasil Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB2 Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W
14. Perhitungan FS Hasil Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB3 Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W
15. Grafik Desain CLOUTERRE Untuk Lereng DB2
16. Grafik Desain CLOUTERRE Untuk Lereng DB3
17. Grafik Desain FHWA Untuk Lereng DB2
18. Grafik Desain FHWA Untuk Lereng DB3
19. Grafik FHWA - Koreksi Diameter Lubang
20. Tabel Profil Tulangan
21. Perhitungan FS Soil Nail Wall DB2 Dengan Menggunakan Snail
22. Perhitungan FS Soil Nail Wall DB3 Dengan Menggunakan Snail
23. Irisan Lereng DB2 Hasil Perhitungan Iterasi
24. Irisan Lereng DB3 Hasil Perhitungan Iterasi
25. Momen Pada Irisan Lereng DB2
26. Momen Pada Irisan Lereng DB3
27. Perhitungan FS Perhitungan Counterweight Lereng DB2 Dengan Menggunakan Geoslope/W
28. Perhitungan FS Perhitungan Counterweight Lereng DB3 Dengan Menggunakan Geoslope/W
29. Perhitungan Soil Nailing DB2 Metode CLOUTERRE Dengan Menggunakan Snail
30. Perhitungan Soil Nailing DB2 Metode CLOUTERRE Dengan Menggunakan Snail
31. Perhitungan Soil Nail Wall DB2 Metode FHWA Pembebanan Statis
32. Perhitungan Soil Nail Wall DB2 Metode FHWA Pembebanan Gempa
33. Perhitungan Soil Nail Wall DB3 Metode FHWA Pembebanan Statis
34. Perhitungan Soil Nail Wall DB3 Metode FHWA Pembebanan Gempa

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada masa pembangunan yang kian berkembang dan maju seperti sekarang ini tentunya tidak lepas dari segi efektivitas dan ekonomis yang dapat dicapai dalam sebuah pelaksanaan pembangunan. Hal itulah yang mendorong *engineers* di seluruh dunia untuk mencari terobosan-terobosan dan penemuan-penemuan baru untuk meningkatkan kualitas dari suatu proyek konstruksi. Metode perkuatan tanah merupakan suatu hal yang fundamental dalam pelaksanaan pembangunan, yang terus dikaji-ulang oleh para insinyur di seluruh dunia.

Kita ketahui bahwa tanah bersifat kuat menahan tekan tetapi lemah terhadap tarik sehingga untuk tanah berlereng dibutuhkan sudut kemiringan lereng yang kecil agar stabilitasnya dapat dipertahankan. Namun solusi tersebut tidak selalu dapat diterapkan pada berbagai kondisi, dimana faktor ketinggian juga berpengaruh terhadap kestabilan lereng tersebut. Adapun metode-metode perkuatan konvensional yang telah ada, seperti *deep piles* dan *sheet piles* yang dianggap mampu memberikan perkuatan rigid, ternyata kurang mampu memberikan kriteria efektif dan efisien dalam menyelesaikan masalah tersebut. Metode-metode “kuno” tersebut juga memiliki kekurangan, dimana cara tersebut disesuaikan atau terbentur dalam hal penyesuaian lahan.

Hal tersebut mendorong para insinyur untuk mencari metode-metode baru yang dapat meningkatkan sifat-sifat mekanis tanah. Salah satu metode yang memenuhi keinginan para insinyur tersebut, adalah metode tanah-bertulang (*nailed-soil*) yang ditemukan oleh Henri Vidal (Perancis) pada tahun 1963, yang sekarang lazim dikenal dengan *soil nailing*. *Soil Nailing* memberikan solusi yang ekonomis dan efisien dalam memecahkan masalah perkuatan tanah. Seperti halnya tulangan pada beton, tulangan pada tanah ini pun bersifat kuat menahan tarik sehingga sebagai suatu material yang komposit terjadi peningkatan kemampuannya untuk memikul beban. Dalam 25 tahun terakhir, metode *soil nailing* banyak dipakai pada pekerjaan stabilitas lereng serta pekerjaan-pekerjaan perkuatan tanah lainnya.

Soil nailing memiliki konsep dasar memperkuat tanah dengan tulangan-tulangan linear yang mampu menahan gaya tarik yang tinggi, dimana teknik ini umumnya dipakai untuk menahan tanah akibat galian, menstabilkan lereng yang tidak stabil dan untuk membentuk struktur penahan tanah asli (*in-situ*). Interaksi tulangan dan tanah ini diwujudkan dalam friksi yang terjadi pada bidang pertemuan tanah dengan tulangan.

Metode inilah yang akan digunakan dalam perbaikan stabilitas lereng yang berada di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda. Dimana lereng tersebut berpotensi runtuh akibat naiknya muka air di bawah tanah yang mempengaruhi kekuatan tanah. Pengaplikasian metode *soil nailing* dapat juga didukung oleh kinerja program komputer (*software*).

Salah satu *software* yang digunakan dalam men-simulasi-kan proses kerja metode *soil nailing* adalah Snail, yang menggambarkan langkah-langkah dan perhitungan dalam metode *soil nailing*. Selain Snail, skripsi ini juga menggunakan program Geoslope/W yang memudahkan penulis untuk mengetahui nilai *Factor of Safety* (FS) serta menentukan *general failure* dari suatu lereng. Dimana selanjutnya data-data tersebut akan disesuaikan dan dimasukkan ke dalam program Snail.

Dari langkah-langkah tersebut diatas, maka akan dihasilkan desain dari teknik *soil nailing* berupa *soil nail wall* (dinding *soil nailing*). Yang didasarkan pada dua metode, yaitu metode CLOUTERRE (1991) dan metode FHWA (2003). Dimana CLOUTERRE adalah proyek nasional Negara Perancis dalam meneliti dan mengembangkan metode perkuatan *soil nailing*, yang dilakukan selama periode 1986-1991. Sedangkan FHWA (*Federal High Way Administration*) adalah sebuah departemen transportasi Negara Amerika Serikat. Dimana metode perkuatan *soil nailing* yang dikembangkan oleh FHWA, merupakan metode pengembangan dari metode CLOUTERRE. Selain itu, pada skripsi ini juga akan dibandingkan antara metode *soil nail wall* dengan metode stabilitas *counterweight*.

1.2 Maksud dan Tujuan

Penulisan skripsi ini bertujuan untuk memenuhi tugas akhir perkuliahan sebagai mahasiswa Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia (FTUI). Seminar ini bertujuan untuk membahas dan memberikan alternatif dan solusi tentang stabilitas lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda. Dimana perbaikan stabilitas lereng di lokasi tersebut menggunakan *soil nail wall* sebagai metode perkuatan lereng tersebut dan juga didukung dengan bantuan program Geoslope/W dan Snail sebagai piranti lunak yang memudahkan dalam pengerjaan skripsi ini.

Tujuan dari penyusunan skripsi ini ialah sebagai berikut:

1. Menggunakan teknik *soil nailing* untuk perkuatan dan stabilisasi lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda
2. Mengetahui *factor of safety* (FS) dan *general failure* lereng dengan menggunakan program Geoslope/W, sebagai data acuan untuk program Snail .
3. Merancang *soil nail wall* menggunakan program Snail, berdasarkan metode CLOUTERRE (1991) dan metode FHWA (2003).
4. Menentukan desain *soil nail wall* yang dapat diaplikasikan pada lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda.

1.3 Ruang Lingkup Penulisan

Seperti yang telah disebutkan pada judul skripsi, maka pembahasan masalah dibatasi pada hal-hal yang berkaitan dengan analisis metode *soil nail wall* untuk stabilitas lereng dengan menggunakan program Geoslope/W dan Snail, yang disesuaikan/ didasarkan pada metode CLOUTERRE dan metode FHWA tentang *soil nail wall*.

Hal-hal yang digunakan dan dibahas dalam penyusunan skripsi ini diantaranya tekanan dan tegangan tanah dan tulangan berkaitan dengan friksi *interface* tanah-tulangan, konsep stabilitas tanah, dasar dari tanah-bertulang (*nailed-soil*), serta dasar teori dan penggunaan *software* Geoslope/W dan Snail dalam proses perhitungan. Skripsi ini juga akan memaparkan metode rencana yang digunakan dalam stabilitas tanah *soil nail wall*. Metode-metode yang akan dipaparkan dalam

skripsi ini berdasarkan konsep keseimbangan gaya batas pada program Geoslope/W dan analisis baji bi-linear pada program Snail. Program Geoslope/W berperan pada perhitungan FS lereng, penentuan profil lereng, perhitungan counterweight, sedangkan program Snail berperan pada perhitungan desain *soil nail wall*.

1.4 Sistematika Penulisan

Metode penulisan dalam seminar ini dibagi dalam enam bab, yaitu sebagai berikut:

- BAB I : Berisikan pendahuluan yang memuat latar belakang permasalahan, tujuan penulisan, ruang lingkup penulisan dan sistematika penulisan.
- BAB II : Menjelaskan tentang teori dasar yang berkaitan dengan tanah bertulang, *soil nailing*, penjelasan Geoslope/W dan Snail, dan teori-teori lain yang mendukung penyelesaian kasus lereng Politeknik Pertanian Negeri Samarinda.
- BAB III : Menjelaskan mengenai metodologi tahapan pengerjaan skripsi.
- BAB IV : Berisikan perhitungan data-data menggunakan *software* Geoslope/W dan Snail. Yaitu perhitungan *general failure* dengan Geoslope/W dan *capability* dari perkuatan *soil nailing* pada lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda dengan program Snail. Serta perhitungan stabilitas dengan metode *counterweight*, sebagai pembandingan.
- BAB V : Analisis data awal, desain *soil nail wall* dan perhitungan dari data-data hasil perhitungan dengan Geoslope/W dan Snail, juga analisis perbandingan dengan sistem *counterweight*.
- BAB VI : Kesimpulan dari serangkaian penelitian yang dilakukan selama menyelesaikan skripsi tentang Perbaikan Stabilitas Lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda dengan Metode Soil Nailing.

BAB 2 LANDASAN TEORI

2.1 Kuat Geser

Kuat geser perlu dipelajari dan dipahami untuk menyelesaikan permasalahan yang berkaitan dengan stabilitas massa tanah. Suatu titik akan mengalami keruntuhan jika pada titik tersebut memiliki tegangan geser yang sama dengan kekuatannya gesernya. Coloumb menyatakan bahwa kekuatan geser tanah (τ_f) di suatu titik pada suatu bidang tertentu merupakan suatu fungsi linear terhadap tegangan normal (σ_f) pada bidang tersebut pada titik yang sama (R. F. Craig, 1994, hal 91):

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad (2.1)$$

dimana:

c : kohesi (*cohesion, intercept, atau apparent cohesion*)

ϕ : sudut tahanan geser (*angle of shearing resistance*)

Kekuatan geser tanah dapat juga dinyatakan sebagai fungsi dari tegangan normal efektif, yaitu:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (2.2)$$

dimana:

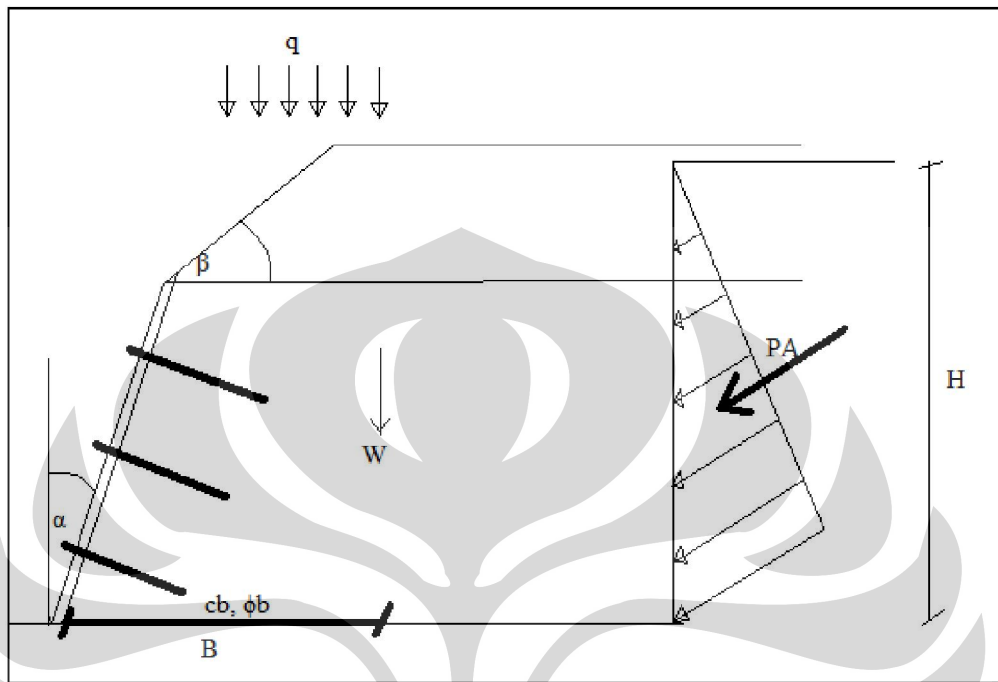
c' : kohesi efektif (*efektif cohesion*)

ϕ' : sudut tahanan geser efektif (*efektif angle of shearing resistance*)

Dengan demikian keruntuhan akan terjadi pada titik yang mengalami keadaan kritis, dimana keadaan kritis tersebut merupakan kombinasi antara tegangan geser dan tegangan normal efektif. Dimana tegangan efektif adalah selisih antara tegangan total (σ) dikurangi dengan tekanan pori (u), yaitu:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.3)$$

Lazarte, Elias, Espnoza, dan Sabatini (2003) menyatakan bahwa metode *soil nailing* mengandalkan friksi dalam menentukan nilai faktor keamanan (FS), dimana nilai FS adalah perbandingan jumlah gaya tahanan (ΣR) dengan jumlah gaya runtuh (ΣD), $FS = \frac{\Sigma R}{\Sigma D}$. Dimana nilai gaya-gaya tersebut dipengaruhi oleh gaya friksi. Friksi yang bekerja pada *nailing* dipengaruhi oleh berat dan *density* tanah, beban *surchage* pada tanah (q), dan tekanan aktif tanah (P_A).



Gambar 2.1. Gaya-gaya Pada Lereng

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

(catatan: telah diolah kembali)

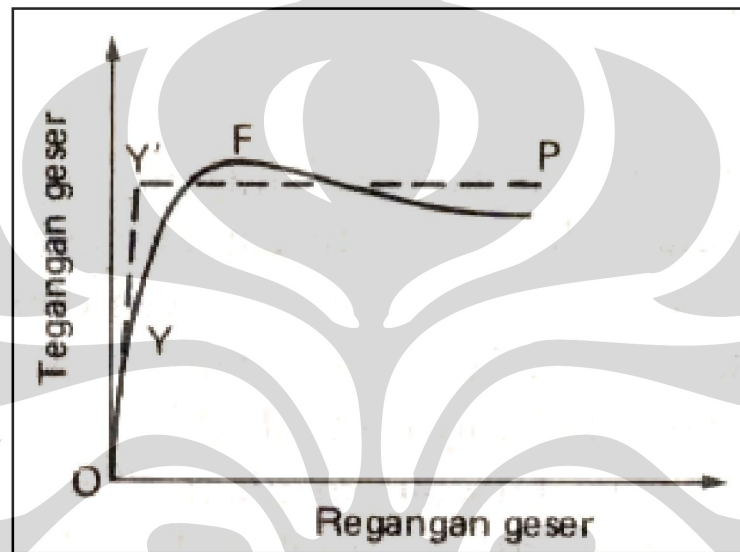
dimana:

2.2 Tekanan Tanah Lateral Dan Tegangan Tanah

Pada 2007, Muni Budhu menyatakan bahwa tanah bersifat non-homogen, elastic, kaku, sehingga penentuan tegangan dan regangan di dalam tanah merupakan tugas yang cukup sulit. Sebuah analisis elastis dari suatu materi isotropik meliputi hanya dua konstanta - Modulus Young dan Rasio Poisson – jadi jika kita mengasumsikan tanah merupakan materi isotropik elastik, maka kita dapat dengan mudah melakukan analisis dalam memprediksi respon tanah ketika pembebanan. Dimana kita hanya akan menetapkan dua konstanta elastis selama kita melakukan uji laboratorium dan uji lapangan (hal 103).

Universitas Indonesia

Tanah diasumsikan bersifat sebagai material elastis-plastis sempurna. Sifat elastis dan plastis tanah dapat digambarkan dalam suatu hubungan tegangan-regangan. Tegangan pada tanah adalah perbandingan antara jumlah tekanan pada tanah dibagi dengan jumlah luasan tanah yang ditentukan ($\sigma = W/A$). Hubungan tegangan-regangan secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.2,



Gambar 2.2. Hubungan Tegangan-Regangan

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

dimana garis O-Y' menunjukkan keadaan elastis tanah dan titik-titik atau garis Y'-P menunjukkan keadaan plastis tanah.

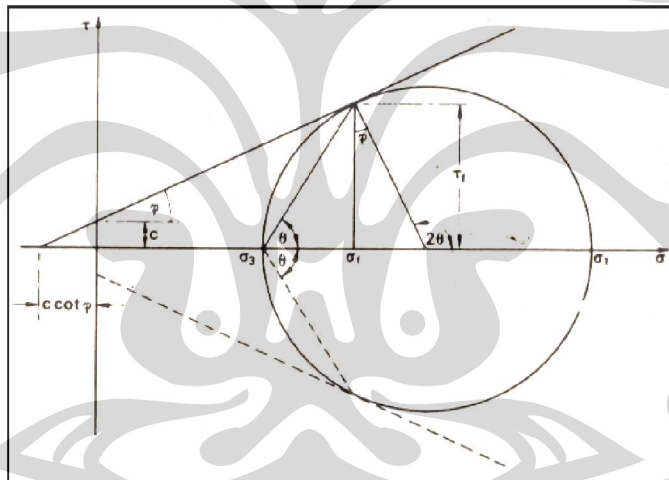
Terlihat pada gambar di atas, titik Y disebut sebagai titik leleh, dan kekuatan geser puncak dicapai pada titik F, sedangkan titik-titik yang melewati titik F ini akan mengalami pengerasan regangan (*strain hardening*). Keadaan ketika *strain hardening* yaitu keadaan tanah ketika terjadi kenaikan tegangan yang kecil dapat mengakibatkan kenaikan regangan tanah yang besar.

Berdasarkan R. F. Craig (1994), "Pada dasarnya tekanan tanah timbul selama pergeseran tanah (*soil displacement*) atau selama peregangan, tetapi sebelum tanah tersebut mengalami keruntuhan, seperti yang didefinisikan oleh selubung

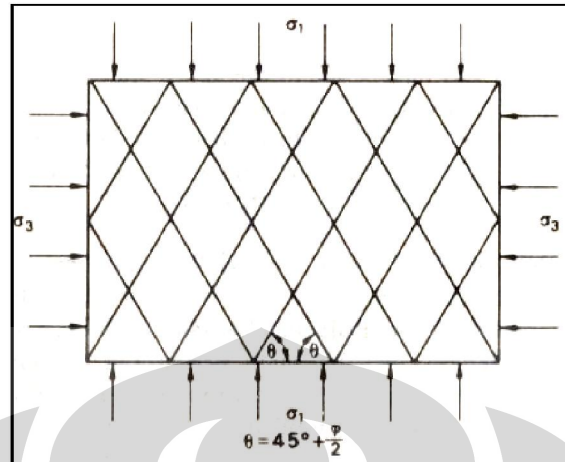
keruntuhan Mohr, maka tegangan-regangan tersebut tidak mempunyai harga tertentu (*indeterminate*)” (hal. 160).

2.2.1 Teori Rankine Tentang Tekanan Tanah

Teori Rankine (1857) mempertimbangkan keadaan tegangan pada massa tanah terjadi ketika kondisi kesetimbangan plastisnya telah tercapai, yaitu ketika keruntuhan gesernya pada suatu titik terjadi pada seluruh tanah, seperti pada Gambar 2.2 (titik Y’). Lingkaran Mohr yang menunjukkan kondisi tegangan pada saat keruntuhan dari elemen dua-dimensi dapat dilihat dalam Gambar 2.3a, dimana parameter-parameter kekuatan geser dinyatakan dengan c dan ϕ (R.F. Craig, 1994).



(a) Lingkaran Mohr



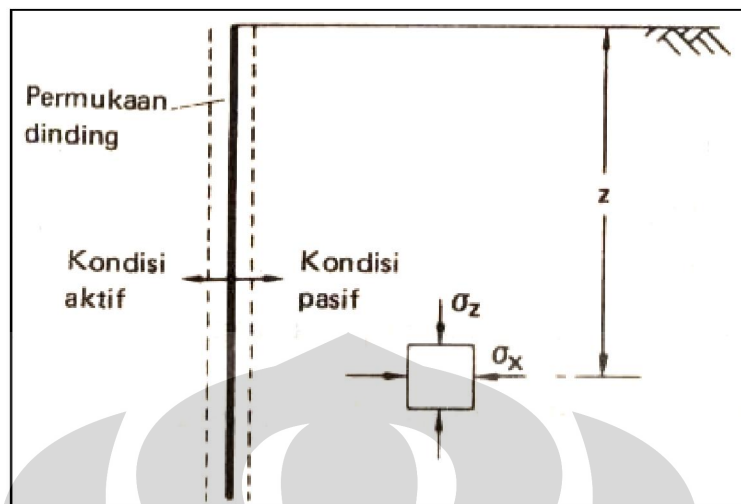
(b) Kondisi Tegangan Pada Saat Keruntuhan, Dua-Dimensi

Gambar 2.3. Kondisi Tegangan Plastis

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

Keruntuhan geser terjadi sepanjang suatu bidang yang membentuk sudut sebesar $(45^\circ + \phi/2)$ terhadap bidang utama besar. Jika seluruh massa tanah diberi tegangan sedemikian rupa (σ_1 dan σ_3), sehingga tegangan-tegangan utama pada setiap titik memiliki bentuk potongan bidang tanah yang sama, maka secara teoritis akan terdapat suatu jaringan bidang keruntuhan yang memiliki kemiripan yang sama terhadap bidang-bidang utama tersebut (Gambar 2.3b), (R.F. Craig, 1994, hal 161-162).

Sebagai bahan tinjauan, terdapat suatu struktur dinding penahan tanah seperti Gambar 2.4, dimana kemiringan tanah adalah 0° dengan kedalaman semi-tak terbatas (tertentu), dan dinding permukaan halus dengan kedalaman semi-tak terbatas (tertentu). Suatu elemen tanah pada kedalaman z akan menerima tegangan vertikal σ_z dan tegangan horizontal σ_x .



Gambar 2.4. Kondisi Rankine

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

Permukaan tanah yang horizontal, menyebabkan tidak terjadinya rambatan lateral dari berat tanah. Karena itu tegangan-tegangan vertikal dan horizontal merupakan tegangan-tegangan utama. Tegangan vertikal merupakan tegangan *overburden* tanah akibat berat sendiri tanah. Apabila dinding tersebut bergerak ke arah luar (menjauhi dinding), maka nilai σ_x akan berkurang akibat tanah mengembang ke arah luar (berdilatasi). Jika pengembangan tanah tersebut terjadi cukup besar, nilai σ_x ini terus berkurang sampai pada suatu nilai minimum sedemikian rupa sehingga terbentuk kondisi kesetimbangan plastis. Karena kondisi ini terjadi akibat penurunan tegangan horizontal σ_x , maka σ_x merupakan tegangan utama kecil (σ_3) dan tegangan vertikal σ_z adalah tegangan utama besar (σ_1), (R. F. Craig, 1994, hal 163). Hubungan antara σ_1 dan σ_3 pada saat tanah mencapai kondisi kesetimbangan plastis dapat diturunkan dari lingkaran Mohr sebagai berikut:

σ_1 adalah tekanan overburden pada kedalaman z , yaitu:

Pada kondisi aktif Rankine yaitu nilai tegangan horizontal menjadi sama dengan tekanan aktif ($\sigma_x = P_A$).

$$P_A = K_A \cdot \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_A} \quad (2.8)$$

Pada kondisi lain dimana dinding bergerak ke arah massa tanah, maka akan terjadi kompresi lateral pada tanah dan nilai σ_x akan bertambah sampai kondisi kesetimbangan plastis tercapai. Untuk kondisi ini, σ_x mencapai nilai maksimum dan merupakan tegangan utama besar σ_1 , sedangkan σ_z sama dengan tekanan overburden, yaitu merupakan tegangan utama kecil (R. F. Craig, 1994, hal 164).

$$\sigma_3 = \gamma z \quad (2.9)$$

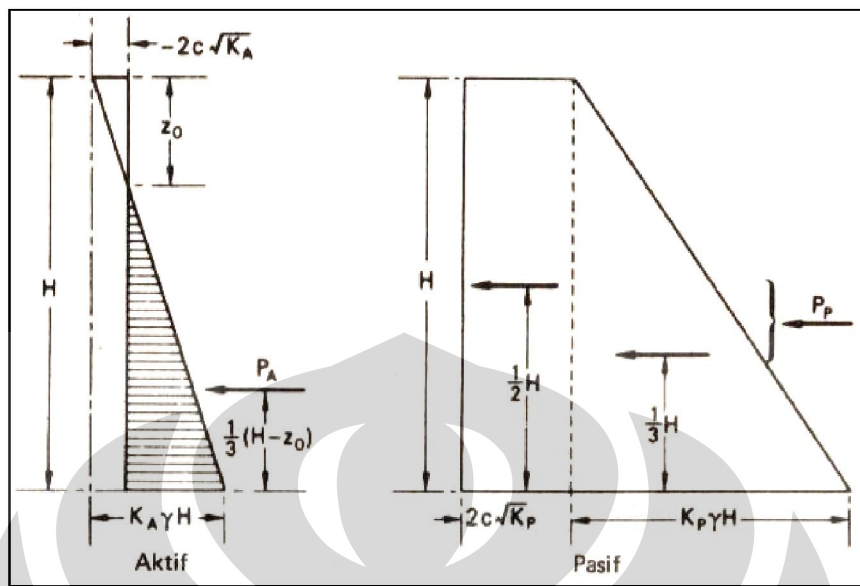
Nilai maksimum σ_1 dicapai apabila lingkaran Mohr yang melalui titik yang menyatakan nilai σ_3 menyinggung selubung keruntuhan tanah (R. F. Craig, 1994, hal 164). Pada kasus ini, tegangan horizontal didefinisikan sebagai tekanan pasif (P_p) yang menyatakan tekanan maksimum tanah terhadap kompresi lateral. Persamaan (2.8) menjadi:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (2.10)$$

dan

$$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.11)$$

Apabila tegangan horizontal menjadi sama dengan tekanan pasif, tanah tersebut dikatakan berada dalam kondisi pasif Rankine ($\sigma_x = P_p$).



Gambar 2.5. Distribusi Tekanan Aktif Dan Pasif

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

Peninjauan persamaan-persamaan (2.6) dan (2.10) menunjukkan bahwa tekanan aktif dan tekanan pasif bertambah secara linier terhadap kedalaman seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.5. Pada tanah non-koheusif, dimana $c = 0$, didapat distribusi tegangan berbentuk segitiga pada setiap kasus.

Pada tanah koheusif, dimana c lebih besar dari nol dan nilai P_A sama dengan nol pada kedalaman tertentu z_0 . Dari persamaan (2.6), dengan $P_A = 0$, diperoleh

Gaya tiap satuan panjang dinding akibat distribusi tekanan aktif disebut gaya dorong aktif total (P_A). Untuk dinding vertikal dengan ketinggian H :

Sedangkan nilai gaya akibat distribusi tekanan pasif disebut *tahanan pasif total* (P_p). untuk dinding vertikal dengan ketinggian H , maka nilai P_p adalah:

Berdasarkan uraian dapat disimpulkan bahwa tekanan aktif berkaitan dengan ekspansi lateral tanah dan merupakan tekanan maksimum, sedangkan tekanan

pasif berkaitan dengan kompresi lateral tanah dan merupakan nilai tekanan maksimum. Dan Craig (1994) menyimpulkan bahwa regangan lateral pada tanah sama dengan nol maka tekanan lateral yang ditimbulkannya disebut tekanan tanah diam (pressure at-rest) yang dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$P_0 = K_0 \gamma' z \quad (2.15)$$

Dengan K_0 = koefisien tekanan tanah diam dalam tegangan efektif.

2.2.2 Teori Coloumb Tentang Tekanan Tanah

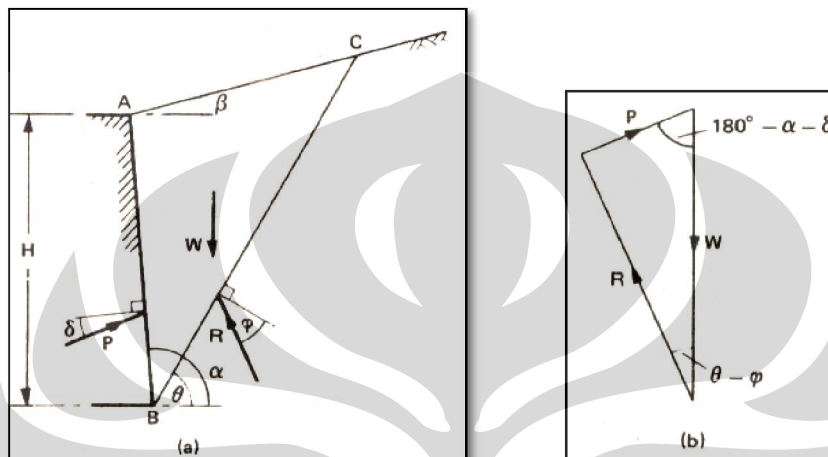
Teori Coloumb (1776) yang mempertimbangkan kestabilan tanah secara keseluruhan pada bagian tanah di antara dinding penahan tanah dan suatu *trial failure plane*. Teori Coloumb mempertimbangkan gaya antara tanah dan permukaan dinding ketika tanah tersebut akan mengalami gelincir. Dimana keadaan tergelincir tersebut berada dalam kondisi keseimbangan batas (*limiting equilibrium*), (R. F. Craig, 1994, hal 175).

Muni Budhu (2007) menyatakan bahwa Teori Coloumb memerlukan keberadaan ataupun perkembangan/ perubahan dari bidang gelincir kritis, yang biasa disebut *Slip Plane*. Sebagai contoh kasus sebuah balok kayu di atas meja, bidang gelincirnya adalah bidang horizontal di *interface* antara balok kayu dan meja. Tetapi tidak seperti kasus tersebut, pada tanah kita tidak mengetahui secara pasti di mana letak dari bidang gelincir tersebut. Teori/ model Coloumb diaplikasikan secara seksama pada keruntuhan tanah yang muncul sepanjang bidang gelincir misalnya seperti sebuah sambungan ataupun *interface* dari dua (lapisan) tanah ataupun *interface* antara struktur dan tanah (hal 228).

Dalam perhitungan Coloumb, friksi yang terjadi antara tanah dan dinding diperhitungkan, dan sudut antara tanah dan titik pada dinding tersebut diperhitungkan, dinyatakan dengan δ . Sehingga didapatkan nilai tahanan geser sebesar $P_n \tan \delta$, dimana P_n adalah tekanan normal pada dinding di titik yang dihitung. Pada teori ini diasumsikan deformasi dinding, baik yang menjauhi maupun yang mendekati tanah, dianggap minimum (seperti teori Rankine). Pada teori ini tekanan aktif total (P_A) terlalu kecil karena nilai δ mendekati 0 (nol), dan sebaliknya tahanan pasif total (P_P) terlalu besar karena nilai δ yang besar. Teori Coloumb akan memberikan hasil yang sama dengan teori Rankine jika tidak

memiliki sudut friksi ($\delta = 0$) pada kasus dinding vertikal dengan permukaan tanah horizontal. Jadi teori Coulomb bersifat *general* sedangkan teori Rankine bersifat *specific*.

2.2.2.1. Tekanan Tanah Aktif



Gambar 2.6. Teori Coloumb: Tekanan Aktif, $c = 0$

(a) Gaya-gaya Yang Bekerja Pada Tanah, Yang Terletak Di Antara Permukaan Dinding AB

(b) Simplifikasi Gaya-gaya Yang Bekerja Pada Tanah, Teori Coloumb Tekanan Aktif

Sumber: Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

Gambar 2.6a di atas memperlihatkan gaya-gaya (P , W , dan R) yang bekerja pada bagian tanah dengan permukaan dinding vertikal. Dimana permukaan dinding AB membentuk sudut α terhadap bidang horizontal, bidang runtuh BC yang membentuk sudut θ terhadap bidang horizontal (dapat diketahui dengan uji triaxial), dan permukaan tanah AC membentuk sudut β terhadap horizontal. Pada kondisi runtuh, bagian tanah tersebut berada dalam kesetimbangan akibat berat sendiri tanah ABC, yaitu gaya W , gaya P yang bekerja di antara tanah dan dinding, dan reaksi R pada bidang runtuh BC. Karena pada saat runtuh bidang BC cenderung turun, maka gaya P membentuk sudut δ di bawah bidang normal dinding. Gaya R juga bekerja karena penyaluran/ perpindahan kekuatan geser, dimana gaya R bekerja membentuk sudut ϕ di bawah bidang normal bidang BC. R

Universitas Indonesia

adalah gaya resultan dari gaya-gaya normal dan geser yang bekerja pada bidang runtuh BC. Karena arah ketiga gaya (P , W , dan R) tersebut diketahui, maka segitiga gaya dapat digambarkan seperti pada Gambar 2.6b, (R. F. Craig, 1994, hal 176-177).

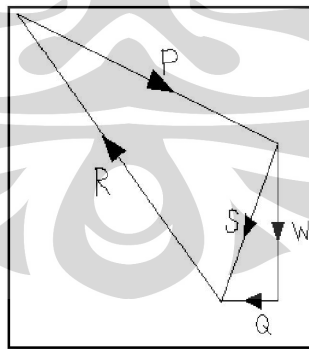
Sehingga perhitungan tekanan aktif P_A dapat dimasukkan ke dalam persamaan 2.13, dimana nilai K_A sama dengan:



titik tangkap gaya dorong aktif diasumsikan bekerja pada $H/3$ di atas dasar dinding, atau sepertiga dari bawah panjang AB .

2.2.2.2 Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif diturunkan dengan cara yang sama seperti pada tekanan tanah aktif, hanya pada kasus tekanan tanah pasif nilai gaya W terkombinasikan dengan gaya horizontal bidang runtuh (Q), sehingga menjadi resultan gaya S , seperti terlihat pada Gambar 2.7 dibawah ini.



Gambar 2.7. Distribusi Gaya-gaya Tekanan Tanah Pasif

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

(Catatan: telah diolah kembali)

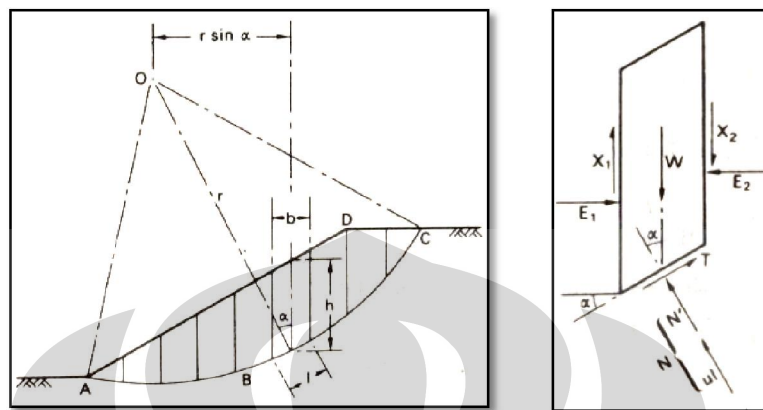
2.3 Stabilitas Lereng

Stabilitas lereng dipengaruhi oleh gaya-gaya bekerja pada lereng tersebut, baik gaya-gaya dalam maupun gaya-gaya luar dari lereng tersebut, seperti gaya gravitasi, tahanan geser tanah, kuat ikat butir tanah, dan lain sebagainya. Kemiringan lereng, ketinggian antar satu bagian tanah dengan bagian tanah lainnya, dan perbedaan elevasi suatu bagian tanah cenderung akan mendorong/menggerakkan massa tanah dari elevasi yang lebih tinggi ke elevasi yang lebih rendah. Selain itu faktor tanah yang mengandung air dan rembesan (*seepage*) menjadi pertimbangan penting dalam pergerakan massa tanah tersebut. Juga gaya gempa yang menjadi faktor penting yang harus diperhatikan dalam analisis stabilitas lereng tersebut.

Gaya-gaya tersebut akan menimbulkan gaya geser yang menyebabkan terjadi pergerakan massa tanah, kecuali jika pada lereng tersebut mempunyai tahanan geser dari setiap permukaan runtuh yang cukup atau lebih besar daripada gaya geser tersebut. Tahanan geser ini tergantung pada kekuatan geser tanah dan faktor-faktor alam lainnya, seperti adanya infiltrasi air hujan, akar-akaran, batu-batuan, dan lain sebagainya.

Dalam metode keseimbangan batas (*limiting equilibrium method*), yang digunakan dalam menganalisis stabilitas lereng. Dianggap bahwa keruntuhan terjadi pada titik di sepanjang permukaan runtuh yang diasumsikan maupun yang diketahui (R. F. Craig, 1994, hal 322). Dari berbagai metode yang dipakai dalam menganalisis kestabilan lereng, di bawah ini akan diuraikan analisis kestabilan dengan menggunakan **metode irisan**. Metode irisan diuraikan ke dalam analisis dua dimensi, dengan mengasumsikan regangan bidang. Metode ini akan menghasilkan nilai *Factor of Safety* (FS), dimana FS merupakan perbandingan antara tahanan geser yang dimiliki tanah dengan tegangan geser yang meruntuhkan.

Dalam metode ini, permukaan runtuh potensial pada potongan diasumsikan berbentuk busur lingkaran dengan pusat O dan jari-jari r. Massa tanah (ABCD) di atas **permukaan runtuh coba-coba** AC dibagi oleh sejumlah bidang-bidang vertikal menjadi sebuah irisan dengan lebar b, seperti diperlihatkan pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8. Metode Irisan

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1994.

Dasar dari setiap irisan diasumsikan sebagai suatu garis lurus. Untuk setiap irisan, sudut yang dibentuk oleh dasar irisan dan sumbu horizontal adalah α , dan tingginya yang diukur pada garis sumbu adalah h . FS didefinisikan sebagai rasio kekuatan geser yang diinginkan (τ_f) terhadap tegangan geser tanah (τ_m), yang harus dikendalikan untuk mempertahankan syarat batas keseimbangan (R. F. Craig, 1994, hal 325), nilai FS adalah:

Gaya-gaya yang bekerja pada irisan adalah sebagai berikut:

- Berat total irisan, $W = \gamma b h$ (γ_{sat} bila diperlukan);
- Gaya normal total pada dasar, N (sama dengan σ). Umumnya gaya ini memiliki 2 buah komponen, yaitu gaya normal efektif N' (sama dengan $\sigma' l$) dan gaya air batas, U (*boundary water force*) (sama dengan ul), dimana u adalah tekanan air pori pada pusat dasar dan l adalah panjang dasar;
- Gaya geser pada dasar, $T = \tau_m l$;
- Gaya normal total pada sisi-sisi, E_1 dan E_2 ;
- Gaya geser pada sisi-sisi, X_1 dan X_2 ;
- Gaya-gaya luar yang diperhitungkan dalam analisis.

Dengan meninjau momen terhadap O, maka jumlah momen akibat gaya-gaya geser T pada busur keruntuhan AC harus sama dengan momen akibat berat massa tanah ABCD. Untuk setiap irisan, lengan momen W adalah $r \sin \alpha$, sehingga didapat:

$$F = \frac{\sum(c' + \sigma' \tan \phi')l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.18)$$

atau

$$F = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.19)$$

Dimana L_a adalah panjang busur AC dan walaupun persamaan ini cukup tepat, tetapi tetap ada pendekatan dalam menentukan gaya N' . Untuk busur keruntuhan yang diberikan, nilai F akan tergantung pada bagaimana gaya N' tersebut diperkirakan. Berikut ini terdapat penyesuaian dalam penentuan nilai FS, yang dibagi menjadi dua metode penyelesaian, menurut Fellenius dan menurut Bishop.

2.3.1 Perhitungan Menurut Fellenius

Craig (1994), dalam menjelaskan tentang metode perhitungan fellenius, mengasumsikan bahwa setiap irisan, resultan gaya-gaya antar irisan adalah nol. Penyelesaian tersebut meliputi penyelesaian ulang untuk gaya-gaya pada setiap irisan yang tegak lurus terhadap dasar, yaitu:

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (2.20)$$

Dan faktor keamanan yang dinyatakan dalam tegangan efektif adalah:

$$F = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.21)$$

Untuk suatu analisis yang menggunakan tegangan total, digunakan parameter-parameter c_u dan ϕ_u (Rasyidati, 2004), dan nilai u pada persamaan di atas adalah nol. Bila $\phi_u = 0$, faktor keamanannya adalah:

$$F = \frac{c_u L_a}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.22)$$

2.3.2 Perhitungan Menurut Bishop

Craig (1994), menjelaskan metode perhitungan Bishop, yaitu mengasumsikan bahwa resultan gaya pada sisi irisan adalah horizontal, yaitu:

$$X_1 - X_2 = 0 \quad (2.23)$$

Untuk keseimbangan gaya geser pada dasar setiap irisan adalah:

$$T = \frac{1}{F}(c'l + N' \tan \phi') \quad (2.24)$$

dimana:

$$N' = \frac{(W - \frac{c'l}{F} \sin \alpha - ul \cos \alpha)}{(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F})} \quad (2.25)$$

maka didapat persamaan:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\{c'b + (W - ul) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right] \quad (2.26)$$

atau

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\{c'b + W(1 - r_u) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right] \quad (2.27)$$

dengan:

$$r_u = \frac{u}{W/b} \quad (2.28)$$

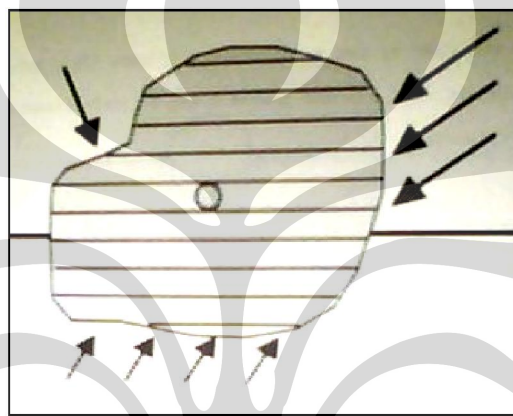
dimana r_u adalah rasio tekanan pori.

Metode Bishop menggunakan cara iterasi dalam menghitung nilai FS dikarenakan terdapat dua besaran F pada kedua ruas persamaan, sedemikian rupa sehingga menemukan suatu nilai FS yang dianggap konstan. Metode Bishop merupakan metode analisis computer yang lebih rumit daripada metode Fellenius.

2.4 Konsep Reinforced-Earth Dan Tanah-Bertulang

Pada tahun 1965 seorang insinyur Perancis bernama Henri Vidal pertama kali menyatakan bahwa massa suatu komposit yang terdiri dari tanah dan tulangan dapat digabungkan (*assembled*) menjadi suatu material (mendekati) homogen yang memiliki daya tahan lebih dan deformasi yang lebih kecil, dibandingkan jika material itu hanya terdiri dari material tanah saja.

Gambar 2.9 menggambarkan tentang konsep dasar dari *reinforced-earth*. Perlu dicatat bahwa garis eksternal dari gambar tersebut dapat berbentuk apapun. Seperti halnya pada suatu beton ataupun struktur beton yang diperkuat, gambaran dari suatu bentuk struktur tergantung dari adanya keseimbangan gaya-gaya luar (*external forces*) yang menyebabkan struktur itu sendiri menjadi stabil. Itulah yang kita sebut sebagai *external stability*, atau yang biasa kita sebut sebagai kestabilan struktur (Henri Vidal, 1978, hal 11-15).



Gambar 2.9. Konsep Dasar Reinforced-Earth

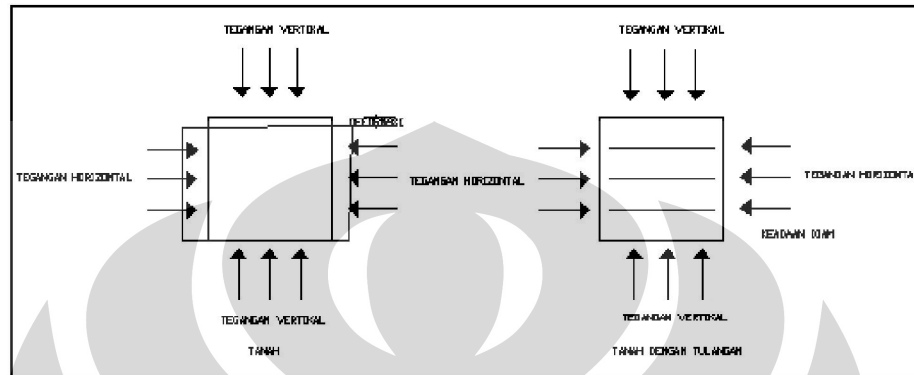
Sumber: Symposium On Earth Reinforcement, Henri Vidal, 27 April 1978.

Telah disebutkan sebelumnya bahwa deformasi suatu bagian tanah akan menyebabkan ketidak-stabilan di sepanjang permukaan runtuh tanah. Adanya deformasi geser pada tanah menyebabkan timbulnya tegangan dan regangan. Bila nilai suatu tahanan geser tanah yang diperoleh dari friksi antar partikel tanah lebih besar daripada deformasi geser tersebut maka tanah berada dalam keadaan stabil. Jadi, untuk membuat suatu permukaan runtuh, maka tegangan runtuh harus lebih besar dari tahanan geser (Henri Vidal, 1978).

Sama halnya pada beton, tulangan pada tanah akan meningkatkan kemampuan tanah itu sendiri. Deformasi antara tanah dengan tulangan akan menimbulkan gaya perkuatan ‘tambahan’ pada gabungan keduanya. Tulangan ditempatkan pada titik-titik bagian tanah yang mengalami tegangan tarik, yang kemudian ditransfer menjadi tegangan tarik pada tulangan itu sendiri. Dengan demikian sistem

Universitas Indonesia

gabungan tersebut akan meningkatkan kestabilan dari tanah itu sendiri, seperti pada gambar di bawah ini:



Gambar 2.10. Perbandingan Antara Elemen Tanah Tanpa Tulangan, Dengan Elemen Tanah Bertulang

Pada Gambar 2.10. terlihat bahwa jika tanah diberikan suatu beban vertikal, maka elemen tanah tersebut akan meregang secara lateral Δ_h , dan tertekan secara aksial Δ_v . Jika pada material tanah tersebut diberikan tulangan dalam sumbu horizontalnya, maka akan terjadi interaksi antara tulangan dan tanah yang disebabkan oleh friksi keduanya. Tulangan tersebut akan “membantu” tanah dalam menahan gaya tarik yang diakibatkan oleh gaya lateral beban vertikal tersebut.

Cara kerja tulangan dalam meningkatkan kestabilan tanah adalah dengan mengurangi tegangan yang bekerja pada tanah yang menyebabkan keruntuhan, dan meningkatkan tahanan dalam tanah yang mencegah keruntuhan (meningkatkan tahanan geser). *Soil nailing* merupakan teknik perkuatan tanah pasif yang bekerja dengan mengandalkan tahanan tarik (*pullout resistance*), dimana tahanan tarik tersebut dapat ditentukan dengan menghitung *side resistance* (kuat geser perimeter) pada interface antara nail dengan tanah. *Pullout resistance* adalah jumlah dari tahanan geser (τ_u) yang bekerja pada area interface nail dan tanah, dimana α , dengan ϕ adalah sudut geser interface nail-tanah. Nilai τ_u dalam hal ini merupakan *product* dari tegangan *overburden* (σ_1 dan σ_3) dengan kedalaman $z = h$ (persamaan (2.7) dan (2.11)).

2.5 Pullout Resistance

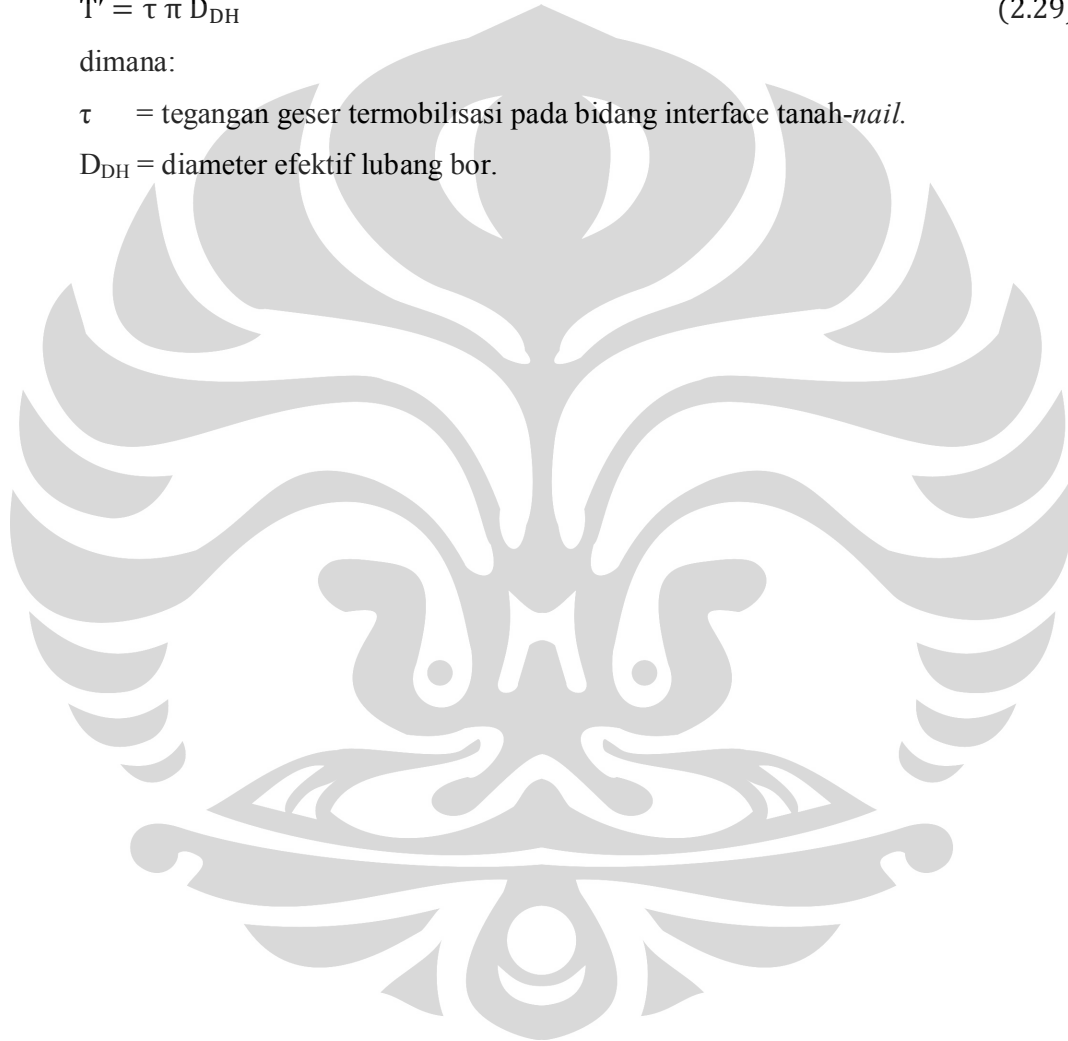
Secara umum kita ketahui bahwa *soil nailing*, merupakan metode perkuatan pasif, yang mengandalkan tahanan geser interface tanah-nail, yang berhubungan erat dengan *pullout resistance*. Panjang dan diameter *nail* sangat berhubungan dengan *pullout capacity* (R_p) pada sistem *soil nailing*, dimana nilai dari *pullout* termobilisasi per unit panjang, T' , adalah:

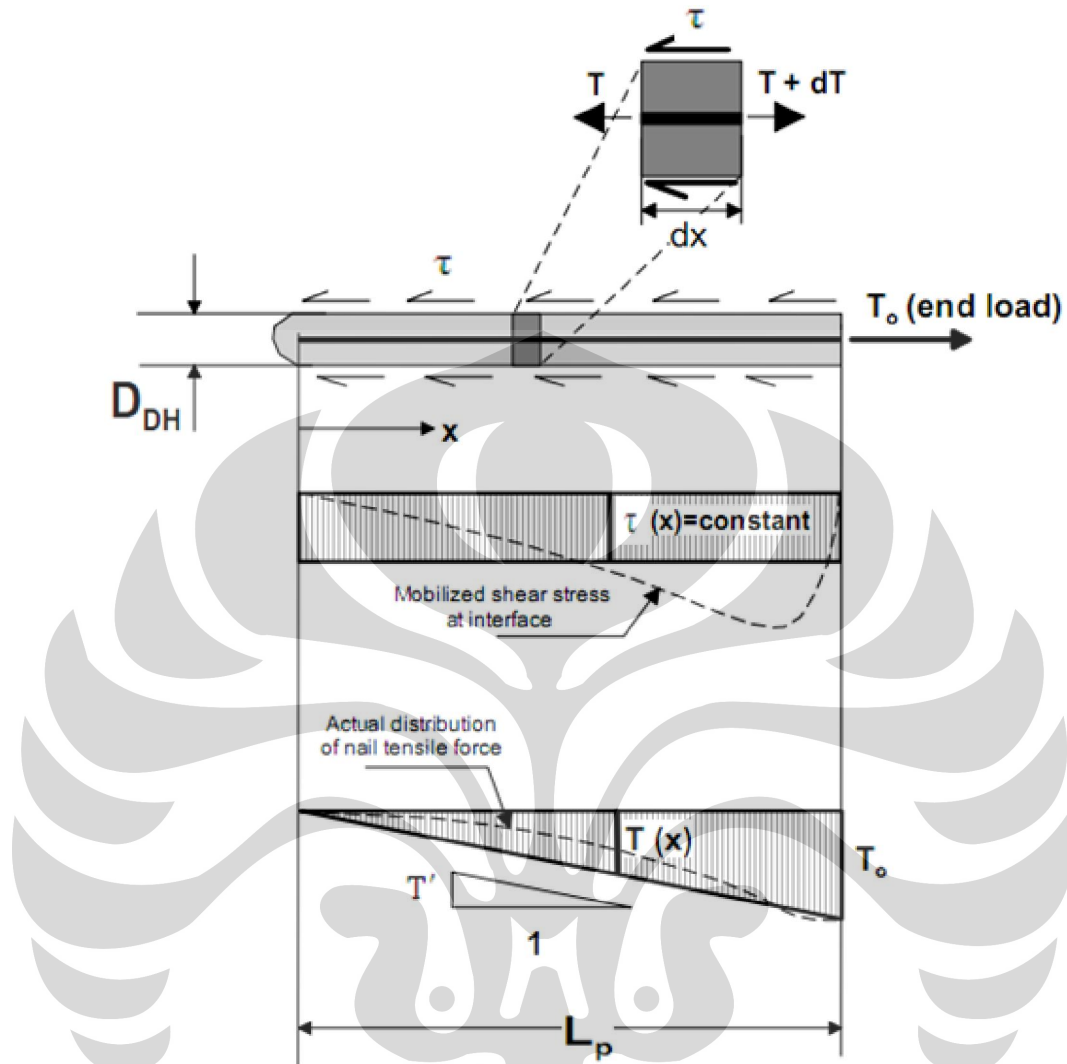
$$T' = \tau \pi D_{DH} \quad (2.29)$$

dimana:

τ = tegangan geser termobilisasi pada bidang interface tanah-*nail*.

D_{DH} = diameter efektif lubang bor.





Gambar 2.11. Single Nail Stress-Transfer Mode

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

(catatan: telah diolah kembali)

FHWA (2003) memberikan pertimbangan sebuah ruas *nail* diberlakukan sebuah *tensile force*, T_0 , pada satu ujung, lalu terapkan keseimbangan gaya sepanjang *differential length* dari *nail* seperti Gambar 2.11, *tensile force* dapat dihubungkan dengan tegangan geser *interface* sebagai berikut:

$$dT = \tau \pi D_{DH} dx \quad (3.30)$$

persamaan di atas mewakili mekanisme transfer antara tegangan-tegangan yang ada pada *nail-soil interface* ke gaya-gaya rentang (*tensile forces*) di dalam batang *nail*. Secara umum, *tensile force* (T) pada jarak “x” sepanjang batang adalah:

$$T(x) = \int_0^x \tau \pi D_{DH} dx = \int_0^x T' dx \quad (2.31)$$

Lazarte, Elias, Espnoza, dan Sabatini (2003) memberikan penyederhanaan, kuat ikat termobilisasi sering diasumsikan bernilai konstan sepanjang *nail*, yang menghasilkan sebuah ratio transfer beban yang konstan, T' . Sebagai hasil dari penyederhanaan tersebut, gaya *nail* pada ujung dari panjang *pullout*, L_p , adalah:

$$T(L_p) = T_o = T' L_p \quad (2.32)$$

Pullout capacity (R_p), termobilisasi ketika kuat ikat ultimate tercapai dan dirumuskan sebagai:

$$R_p = T_{max} = T_u L_p \quad (2.33)$$

dengan:

$$T_u = \tau_u \pi D_{DH} \quad (2.34)$$

dimana:

T_u = *pullout capacity* per satuan panjang (biasa disebut juga dengan *load transfer rate capacity*);

τ_u = kuat ikat ultimate.

Nilai kuat ikat ultimate yang sering dipakai untuk berbagai macam tanah dan metode pengeboran dituangkan dalam Tabel 2.1 di bawah ini:

Tabel 2.1. Kuat Ikat (*Bond Strength*) Terestimasi
Untuk *Soil Nail Wall*

Material	Construction Method	Soil/Rock Type	Ultimate Bond Strength, q_u (kPa)
Rock	Rotary Drilled	Marl/limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
		Slate/Hard shale	300 - 400
Cohesionless Soils	Rotary Drilled	Sand/gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven Casing	Sand/gravel low overburden	190 - 240
		high overburden	280 - 430
		Dense Moraine Colluvium	380 - 480 100 - 180
	Augered	Silty sand fill	20 - 40
		Silty fine sand	55 - 90
Jet Grouted	Silty clayey sand	60 - 140	
	Sand	380	
		Sand/gravel	700
Fine-Grained Soils	Rotary Drilled	Silty clay	35 - 50
	Driven Casing	Clayey silt	90 - 140
	Augered	Loess	25 - 75
		Soft clay	20 - 30
		Stiff clay	40 - 60
		Stiff clayey silt	40 - 100
	Calcareous sandy clay	90 - 140	

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Pada penggunaan metode FHWA dalam penentuan kuat ikat dan interaksi tanah-grout, pada perhitungan desain *soil nail wall*, nilai/ formula yang layak digunakan pada desain adalah:

$$\tau_a = \frac{\tau_u}{FS_p} \quad (2.35)$$

2.6 Desain Untuk Keruntuhan Rentang Nail (Nail Tensile Failure)

Untuk mendapatkan desain yang seimbang pada semua mode keruntuhan, kekuatan tanah harus benar-benar termobilisasi secara utuh dan konsisten sebanding dengan mobilisasi utuh dari kuat rentang *nail* (*nail tensile strength*), pada saat yang sama. Dengan kata lain, ketika $FS_G = 1.0$ (mobilisasi tanah secara utuh), nilai faktor keamanan untuk kuat rentang (*tensile strength*), $FS_T = 1.0$

(mobilisasi rentang *nail* secara utuh). Gaya rentang *nail* pada kondisi ini adalah gaya desain maksimum di dalam (pada) *nail*, T_{maks-s} . Secara intuisi, bahwa ketika beban dijaga tetap konstan, gaya desain T_{maks-s} akan meningkat ketika/ sejalan pada $FS_G > 1.0$. Hal ini terjadi, karena untuk nilai $FS_G > 1.0$, kekuatan tanah tidak seutuhnya termobilisasi dan gaya rentang bekerja mengimbangi kondisi tersebut untuk mencapai keseimbangan. Oleh sebab itu, menghitung T_{maks-s} secara langsung dengan analisis stabilitas global dengan nilai/ acuan $FS_G > 1.0$, lebih mudah dan sering dipakai. Dan digunakan pula dalam menyelesaikan perhitungan *soil nailing* berdasarkan output program Snail, (Soil Nail Walls, FHWA, 2003, hal 90).

Program Snail secara otomatis memberikan nilai gaya rentang rata-rata, tetapi tidak memberikan nilai gaya rentang maksimum pada $FS_G = 1.0$. Karena itu, untuk mengestimasi gaya rentang nail maksimum untuk nilai $FS_G = 1.0$ tanpa perlu/ harus melakukan analisis stabilitas tambahan, metode berikut ini dapat digunakan. Perhitungan ini dapat digunakan dalam perhitungan *facing* agar lebih efisien dalam hal konstruksi. Prosedur ini berdasarkan fakta bahwa **rasio antara beban nail maksimum (T_{maks}) dengan beban nail rata-rata (T_{avg}) pada saat $FS_G > 1.0$, sebanding/ sama dengan rasio antara beban nail maksimum (T_{maks-s}) dengan beban nail rata-rata (T_{avg-s}) pada saat $FS_G = 1.0$** , (Soil Nail Walls, FHWA, 2003, hal 90). Sehingga dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$(\text{Rasio beban nail saat } FS_G > 1.0) = (\text{Rasio beban nail saat } FS_G = 1.0) \quad (2.36)$$

sehingga dapat disederhanakan menjadi:

$$\frac{T_{maks}}{T_{avg}} = \frac{T_{maks-s}}{T_{avg-s}} \quad (2.37)$$

FHWA (2003) menyatakan bahwa nilai keruntuhan rentang pada perkuatan tanah-*nail* terjadi ketika gaya longitudinal sepanjang tanah-*nail*, T_{maks-s} , lebih besar dari pada kapasitas rentang *nail*-tulangan, R_T , yang didefinisikan sebagai:

$$R_T = A_t f_y \quad (2.38)$$

dimana A_t adalah luas potongan melintang tulangan baja dan f_y adalah kuat leleh tulangan baja. Kapasitas rentang pada/ akibat grout diabaikan karena adanya perbedaan kekakuan (misalnya, modulus elastisitas) antara grout dan *nail*. Dalam perhitungan untuk ketidak-pastian terhadap kekuatan material dan beban aplikasi,

nilai yang diizinkan untuk kapasitas rentang *nail* yang digunakan dalam desain adalah:

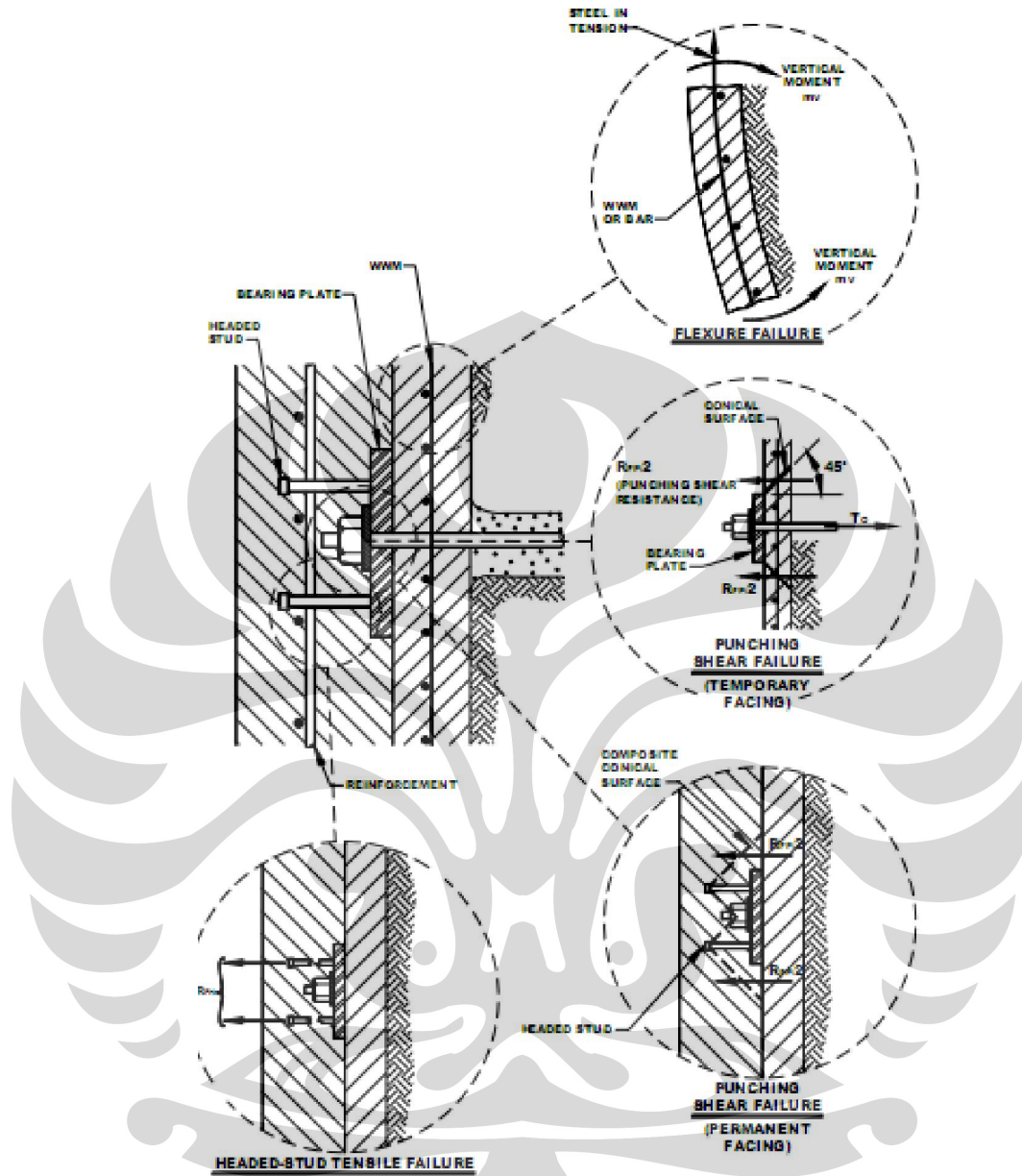
$$R_{T-All} = \frac{R_T}{FS_T} \quad (2.39)$$

dimana FS_T adalah faktor keamanan terhadap keruntuhan rentang tanah-*nail*, yang secara umum nilai FS_T diambil sebesar 1.8 untuk beban statis.

2.7 Mode Keruntuhan Pada Koneksi Facing

Berdasarkan FHWA (2003) tentang *soil nail wall*, bahwa mode keruntuhan (*failure*) potensial yang umum terjadi pada koneksi *facing-nail head* ditunjukkan pada Gambar 2.12 sebagai:

- *Flexure Failure*: merupakan mode keruntuhan yang terjadi pada *facing* yang mengalami pembengkokan besar (*excessive bending*). Mode keruntuhan ini sebaiknya dipertimbangkan secara terpisah untuk kedua *facing*, baik *temporary facing* maupun *permanent facing*.
- *Punching Shear Failure*: mode keruntuhan ini pada *facing* di sekitar *nail* dan sebaiknya dievaluasi untuk *facing* sementara dan *facing* permanen.
- *Headed-Stud Tensile Failure*: merupakan keruntuhan yang terjadi pada Headed-Stud ketika merentang. Mode keruntuhan ini diperhatikan hanya pada *facing* permanen saja.



Gambar 2.12. Mode Keruntuhan Pada Koneksi Facing

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

2.7.1 Tensile Force pada Facing Dinding

Pedoman desain CLOUTERRE (1991) merekomendasikan mengadopsi nilai-layan dari *head nail tensile force* adalah sebagai berikut:

- 60% dari beban-layan *nail* maksimum untuk spasi vertical *nail* sebesar 1 m atau kurang;

Universitas Indonesia

- 100% dari beban-layan *nail* maksimum untuk spasi vertical *nail* sebesar 3 m atau lebih;
- Digunakan interpolasi linear selain dari dua poin di atas.

Sehingga dapat dituliskan menjadi:

$$T_o = T_{\text{maks-s}} [0.6 + 0.2(S_{\text{maks}}[\text{m}] - 1)] \quad (2.40)$$

dimana:

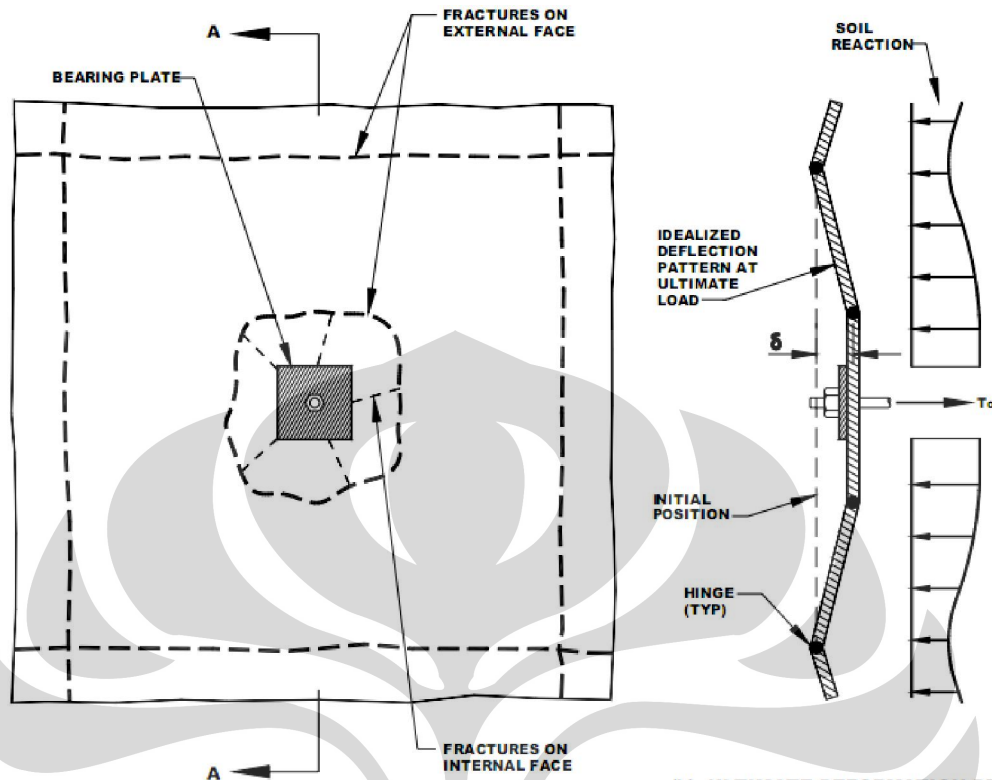
T_o = gaya rentang kepala *nail* desain.

$T_{\text{maks-s}}$ = gaya rentang *nail* maksimum, yang didapatkan dari perhitungan Snail.

S_{maks} = spasi *nail* maksimum, menggunakan S_V atau S_H .

2.7.2 Flexural Failure

Berdasarkan FHWA (2003) tentang *soil nail wall*, menjelaskan bahwa setelah *yield* pertama dari bagian *facing* (Gambar 2.13), retakan progresif mengambil alih tempat di kedua sisi dari *facing* sebanding dengan meningkatnya tekanan tanah lateral. Bersamaan dengan tekanan tanah lateral yang meningkat, patahan bertambah dan defleksi (δ) serta gaya rentang *nail* meningkat. Patahan tunggal mengindikasikan dimana kapasitas melentur (*flexural capacity*) tercapai. Pada saatnya, tahap akhir ketika semua patahan-patahan tunggal tersebut saling berhubungan, berlaku sebagai engsel, dan kemudian membentuk mekanisme yang disebut sebagai pola garis leleh kritis (*critical yield line pattern*). Pola garis leleh tergantung dari berbagai macam faktor meliputi tekanan tanah lateral, spasi vertical dan horizontal *nail*, ukuran *bearing plate*, ketebalan *facing*, posisi perkuatan, dan kekuatan beton (Seible, 1996) dan diasosiasikan dengan tekanan tanah maksimum.



Gambar 2.13. Flexural Failure Pada Facing

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

2.7.2.1 Kapasitas Flexural Facing

Berdasarkan teori dan metode yang dikembangkan oleh FHWA (2003), tekanan tanah yang menyebabkan keruntuhan *facing* (misalnya, pola garis leleh kritis) dapat diaplikasikan pada area pengaruh di sekitar kepala *nail*, dan sebuah gaya rentang *nail* dihasilkan/ didapatkan. Gaya ini didesain sebagai kapasitas melentur *facing* (*facing flexural capacity*), R_{FF} , dan berkaitan dengan kapasitas melentur per unit panjang dari *facing*. Kapasitas melentur per unit panjang dari *facing* adalah moment penahan maksimum per unit panjang yang dapat dimobilisasi pada bagian *facing*. Berdasarkan konsep teori garis leleh, R_{FF} dapat diestimasi sebagai minimum dari:

$$R_{FF} \text{ [kN]} = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \times \left(\frac{S_H h[\text{m}]}{S_V} \right) \times f_y \text{ [MPa]} \quad (2.41)$$

atau

$$R_{FF} \text{ [kN]} = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{hm}) \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right] \times \left(\frac{S_V h[\text{m}]}{S_H} \right) \times f_y \text{ [MPa]} \quad (2.42)$$

dimana:

C_F = Faktor yang mempertimbangkan tekanan tanah non-uniform di belakang *facing* (Byrne et al., 1998);

h = keebalan *facing* (Gambar 2.14);

d = setengah dari ketebalan *facing*;

a_{vn} = area potongan melintang perkuatan per unit lebar pada arah vertikal di kepala *nail*;

a_{vm} = area potongan melintang perkuatan per unit lebar pada arah vertikal di setengah jangkauan;

a_{hn} = area potongan melintang perkuatan per unit lebar pada arah horizontal di kepala *nail*;

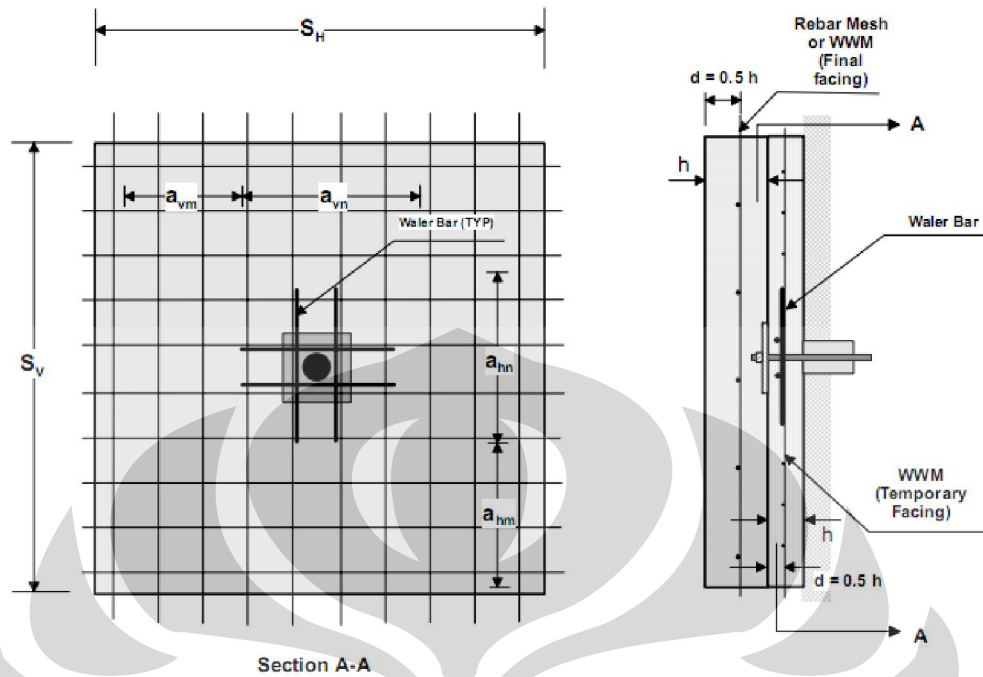
a_{hm} = area potongan melintang perkuatan per unit lebar pada arah horizontal di setengah jangkauan;

S_H = spasi horizontal *nail*;

S_V = spasi vertikal *nail*;

f_y = *reinforcement tensile yield strength*; dan

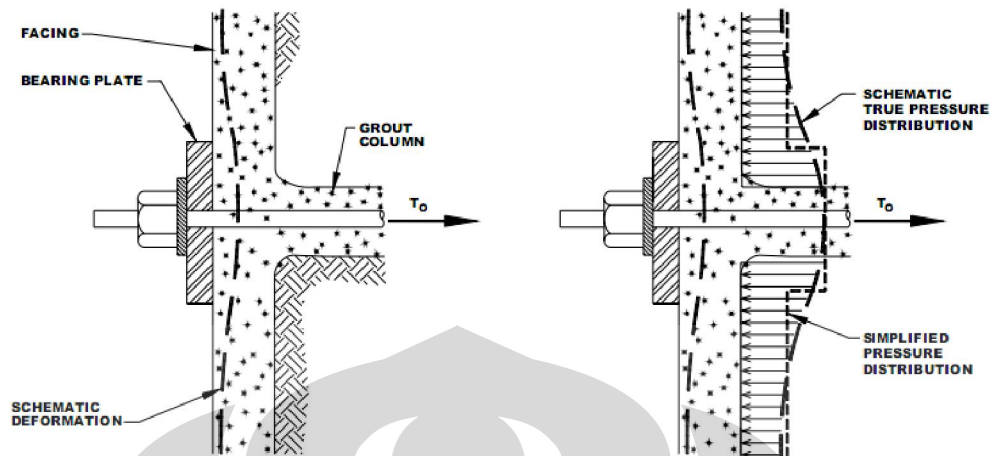
f'_c = kuat tekan beton



Gambar 2.14. Geometri Yang Digunakan Pada Mode Keruntuhan Flexural

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Faktor C_F digunakan sebagai konstanta kondisi tekanan tanah non-uniform di belakang *facing* (Byrne et al., 1998) dan mewakili rasio (berupa nominal), dari tekanan tanah di belakang *nail* terhadap tekanan tanah di setengah jangkauan antara *nail*. Tekanan tanah dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekakuan *facing*, dimana kemudian mempengaruhi juga *displacement* pada dinding. Gambar 2.15 menunjukkan distribusi tekanan tanah skematis di sekitar tanah dan *nail*.



Gambar 2.15. Distribusi Tekanan Tanah Di Belakang Facing

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.)

Distribusi tekanan pada *facing* juga tergantung dari kekakuan *facing*. Pada saat *facing* relatif tipis, kekakuan *facing* relatif rendah, menyebabkan *facing* mengalami deformasi pada bagian tengah. Hasilnya, tekanan tanah cenderung menjadi relative rendah pada bagian tengah. Pada saat *facing* relative tebal, kekakuan *facing* meningkat dan deformasi yang disebabkan, lebih kecil daripada *facing* yang relatif tipis. Sebagai hasil dari kekakuan dinding yang meningkat, tekanan tanah menjadi lebih uniform secara keseluruhan (FHWA, 2003, hal 97-98). Tabel 2.2 menunjukkan faktor C_F untuk ketebalan *facing* yang sering dipakai.

Tabel 2.2. Faktor C_F

Tipe Facing	Ketebalan Facing (mm)	Faktor C_F
Sementara	100	2.0
	150	1.5
	200	1.0
Permanen	Semua tipe	1.0

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Nilai dari *Factor of Safety* (FS) terhadap keruntuhan flexural *facing* dapat ditentukan dengan, ratio antara kapasitas melentur *facing* (R_{FF}) dengan gaya rentang pada kepala *nail* (T_o), adalah sebagai berikut:

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_o} \quad (2.43)$$

dimana secara umum, nilai FS_{minimum} untuk beban statis pada *facing* sementara adalah 1.35, dan nilai FS_{minimum} untuk beban statis pada *facing* permanen adalah 1.50.

2.7.2.2 Batas Perkuatan Pada Facing

Rasio perkuatan minimum, biasanya muncul pada bagian setengah jangkauan (*midspan*), (FHWA, 2003), yang didefinisikan sebagai:

$$\rho_{\text{min}}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c[\text{MPa}]}}{f_y[\text{MPa}]} \quad (2.44)$$

dan rasio perkuatan maksimum direkomendasikan sesuai dengan formula:

$$\rho_{\text{maks}}[\%] = 50 \frac{f'_c[\text{MPa}]}{f_y[\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y[\text{MPa}]} \right) \quad (2.45)$$

untuk itu perkuatan harus memenuhi syarat:

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho \leq \rho_{\text{maks}} \quad (2.46)$$

2.7.3 Kapasitas Punching Shear

Kapasitas *punching shear* (R_{FP}), dapat ditunjukkan sebagai:

$$R_{FP} = C_P V_F \quad (2.47)$$

dimana V_F adalah gaya *punching shear* yang berlaku pada potongan *facing*, dan C_P adalah faktor koreksi yang mempertimbangkan kontribusi kapasitas pendukung dari tanah (FHWA, 2003). Gaya *punching shear* dapat dihitung berdasarkan persamaan:

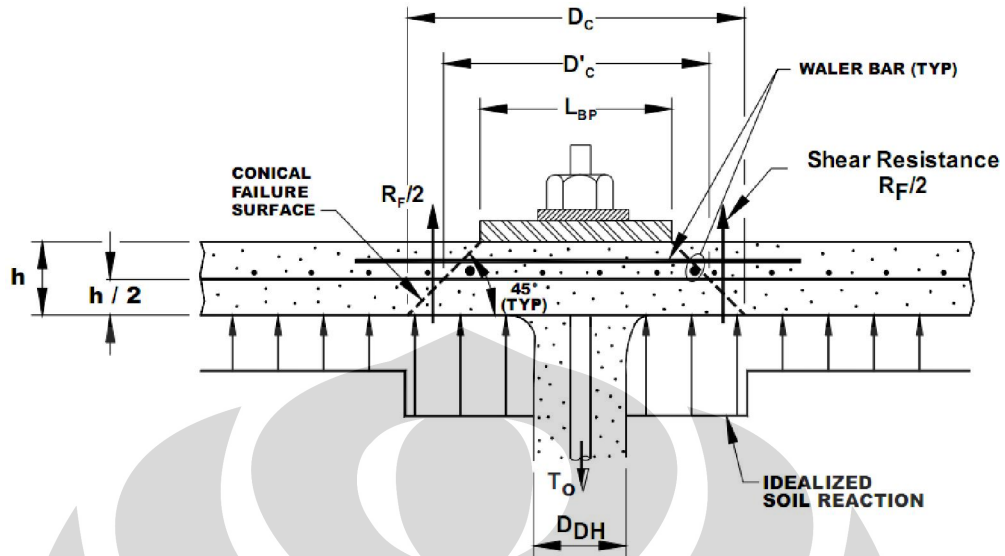
$$V_F[\text{kN}] = 330 \sqrt{f'_c[\text{MPa}]} \pi D'_c[\text{m}] h[\text{m}] \quad (2.48)$$

dimana:

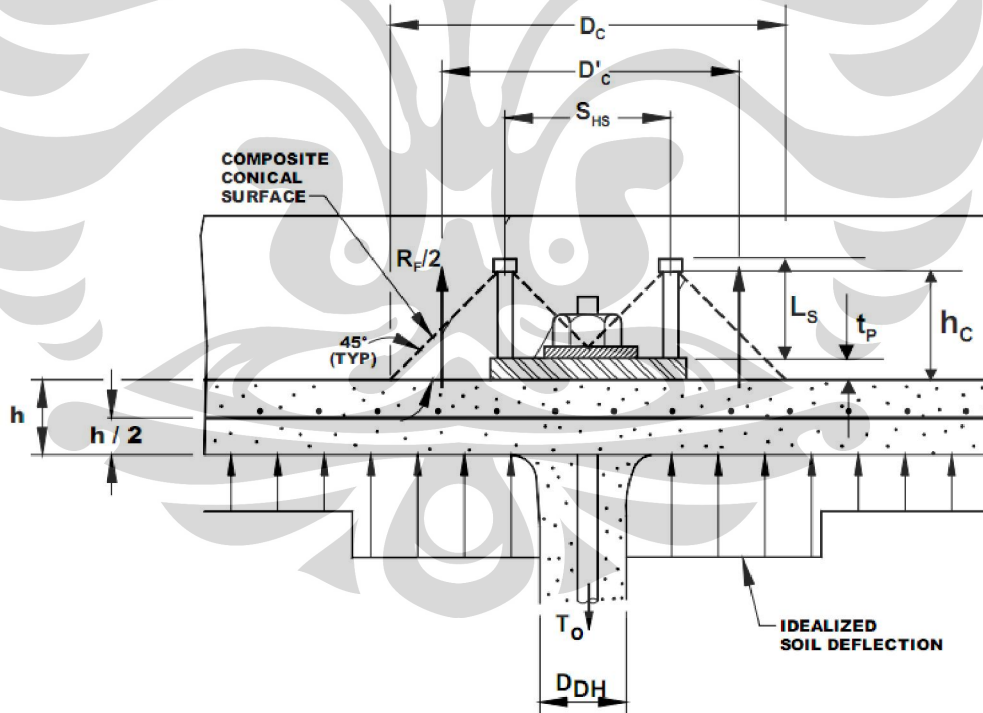
D'_c = diameter efektif dari permukaan runtuh konikal pada bagian tengah

Potongan (Gambar 2.16); dan

h_c = kedalaman efektif dari permukaan konikal (Gambar 2.16).



(a) Hubungan Facing Sementara-Bearing Plate

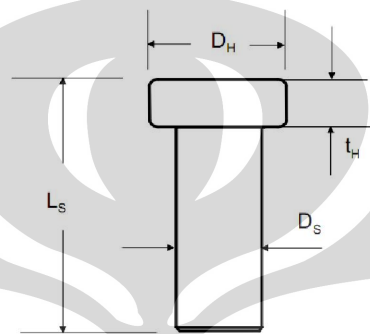


(b) Hubungan Facing Permanen – Headed-Stud

Gambar 2.16. Mode Keruntuhan Punching Shear

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Ukuran dari permukaan konikal, ditentukan berdasarkan tipe facing. Untuk *facing* sementara, dimensi dari *bearing plate* dan ketebalan *facing* harus diperhitungkan. Sedangkan untuk *facing* permanen, dimensi dari *headed-stud* yang harus diperhitungkan. Berikut Gambar 2.17 yang menunjukkan geometri konektor *headed-stud*.



Gambar 2.17. Geometri Sebuah Headed-Stud

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Ukuran efektif dari permukaan konikal harus diperhiungkan sebagai berikut:

- Pada *facing* sementara (Gambar 2.16a)

$$D'_C = L_{BP} + h \quad (2.49)$$

$$h_C = h \quad (2.50)$$

dimana L_{BP} = panjang *bearing plate*, h = ketebalan *facing* sementara

- Pada *facing* permanen (Gambar 2.16b)

$$D'_C = \text{nilai i minimum dari } (S_{HS} + h_C \text{ dan } 2h_C) \quad (2.51)$$

$$h_C = L_S - t_S + t_P \quad (2.52)$$

dimana S_{HS} = jarak *headed-stud*, L_S = panjang *headed-stud*, t_H = ketebalan kepala *headed-stud*, dan t_P = ketebalan *bearing plate*.

Diketahui gaya rentang di kepala *nail* (T_o) dan kapasitas *punching shear* (R_{FP}), maka nilai faktor keamanan *punching shear* pada *facing* (FS_{FP}) dapat diketahui melalui persamaan:

$$FS_{FP} = \frac{R_{FP}}{T_o} \quad (2.53)$$

Pada umumnya, nilai FS_{FP} minimum diambil sebesar 1.35 untuk *facing* sementara, dan 1.5 untuk *facing* permanen, untuk beban statis, (Soil Nail Walls, FHWA, 2003, hal 101-103).

2.7.4 Kapasitas Rentang Headed-Stud Untuk Facing Permanen

Seperti yang terlihat pada Gambar 2.12, kapasitas rentang dari sambungan *headed-stud* memberikan sambungan ikat *nail* kepada *facing* permanen. Kapasitas rentang *headed-stud* (R_{HT}), (FHWA, 2003), dapat dihitung berdasarkan:

$$R_{HT} = N_H A_{SH} f_y \quad (2.54)$$

$$\frac{R_{HT}}{T_o} = FS_{HT} \quad (2.55)$$

dimana:

N_H = jumlah *headed-stud* pada sambungan;

A_{SH} = luas potongan melintang batang *headed-stud*;

f_y = kuat leleh rentang dari *headed-stud*;

T_o = gaya rentang pada kepala *nail*; dan

FS_{HT} = faktor keamanan keruntuhan rentang dari *headed-stud*, biasanya nilai FS_{HT} diambil sebesar 1.8 untuk dinding sementara, dan 2.0 untuk dinding permanen.

2.8 Efek Gempa Pada Soil Nailing

Metode pseudo-statis sering digunakan dalam analisis soil nailing. Dalam hal ini, komponen horizontal dan vertical diberikan sebagai:

$$F_h = k_h W \quad (2.56)$$

$$F_v = k_v W \quad (2.57)$$

dimana:

W = berat tanah,

k_h = koefisien gempa horizontal non-dimensi,

k_v = koefisien gempa vertikal non-dimensi.

Koefisien k_h dan k_v berkaitan dengan percepatan tanah horizontal dan vertikal puncak. Koefisien k_h dan k_v merupakan parameter input Snail dalam analisis *soil nailing*. Nilai k_h ditetapkan bernilai positif dengan arah menjauhi lereng yang diperkuat atau dinding. Nilai k_v bernilai positif dengan arah ke atas, dimana nilai k_v (biasanya) dapat diabaikan dalam prakteknya, (Soil Nail Walls, FHWA, 2003, hal 78).

Koefisien k_h adalah fraksi dari percepatan horizontal ternormalisasi (A_m), yang berlaku pada centroid dari massa dinding-tanah (AASHTO, 1996). Dimana A_m adalah fungsi dari koefisien percepatan tanah puncak ternormalisasi (A), dimana merupakan percepatan tanah puncak yang sebenarnya (aktual) yang ternormalisasi oleh percepatan gravitasi (g), terlihat pada persamaan (2.58). Percepatan Tanah Puncak Ternormalisasi (A) ditentukan berdasarkan pada tabel 2.3 dibawah ini:

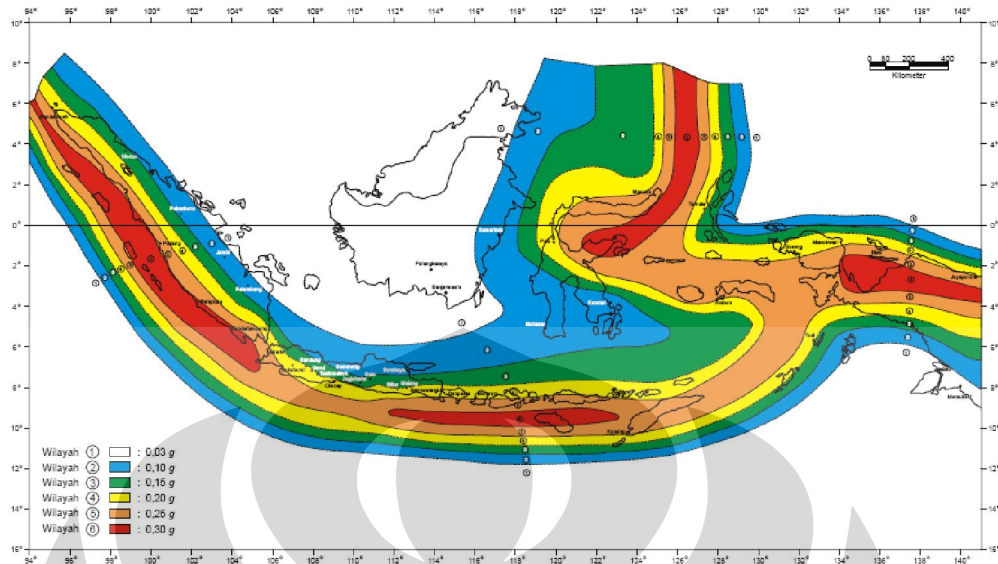
Tabel 2.3. Percepatan Dasar Puncak Dan Percepatan Tanah Puncak Berdasarkan Wilayah Gempa Di Indonesia

Zone	Peak Base Accel. ('g')	Peak Ground Acceleration ('g')			
		Hard Soil	Medium Soil	Soft Soil	Special Soils
1	0.025	0.030	0.045	0.075	Site specific evaluation required
2	0.100	0.120	0.180	0.250	
3	0.175	0.220	0.270	0.367	
4	0.225	0.280	0.350	0.420	
5	0.275	0.340	0.391	0.442	
6	0.325	0.400	0.440	0.480	

(sumber: www.scribd.com/images/capdesign)

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (2.58)$$

Dimana nilai A tergantung dari wilayah gempa menurut Peta Zona Gempa Indonesia, seperti terlihat pada Gambar 2.18 dibawah ini.



Gambar 2.18. Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Dasar Puncak Dengan Periode Ulang 500 Tahun

(Sumber: Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2002)

Pada struktur fleksibel seperti *soil nail wall*, beralasan dalam menggunakan koefisien gempa yang berkaitan dengan displacement dinding akibat-gempa (*seismically-induced wall displacement*), d_e . Nilai d_e dapat digunakan untuk mendapatkan nilai koefisien gempa horizontal. d_e (*tolerable seismically induced displacement*) tergantung dari jenis dinding dan waktu-layan yang terpenuhi oleh dinding tersebut. Nilai d_e biasanya berkisar antara 50 – 100 mm. Sehingga dapat ditentukan nilai k_h adalah (FHWA, 2003):

$$k_h = 1.66 A_m \left(\frac{A_m}{d_e} \right)^{1/4} \quad (2.59)$$

Dimana d_e dalam satuan mm. Persamaan (2.30) digunakan hanya pada saat $25 \leq d_e \leq 200$ mm. Secara umum FHWA (2003) memberikan persamaan dalam penentuan nilai koefisien gempa (k_h) yang dapat diterima untuk *soil nail wall* sebesar:

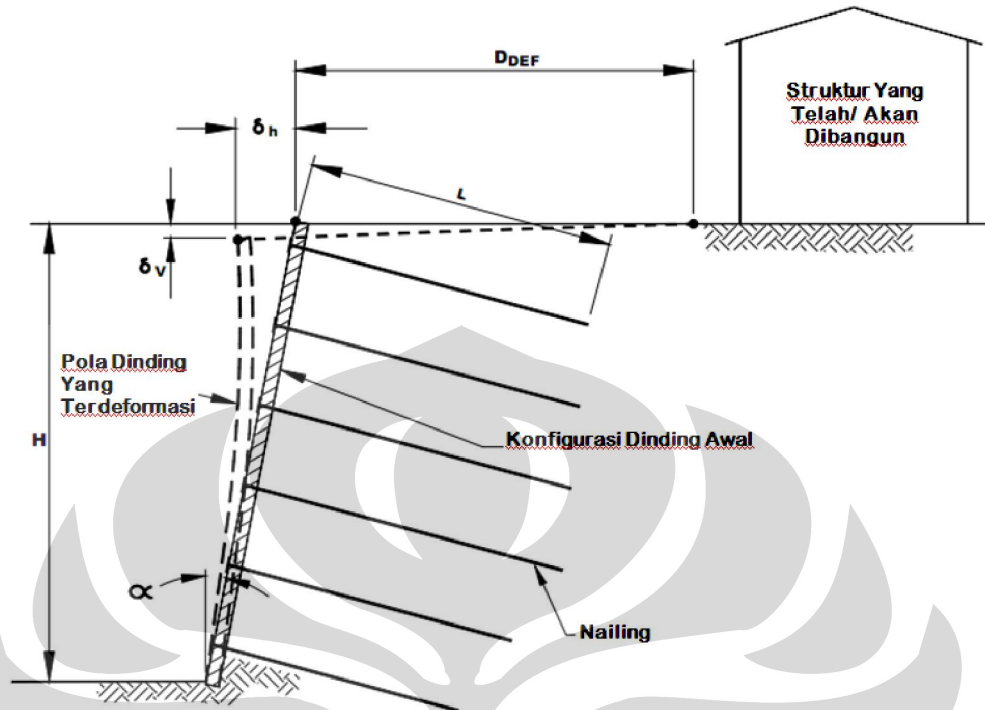
$$k_h = 0.5 A_m \text{ sampai } k_h = 0.67 A_m \quad (2.60)$$

Persamaan (2.60) di atas, memberikan desain dinding yang dapat mengalami *tolerable yielding* ataupun deformasi, yang berlaku pada fasilitas jalan (Kavazanjian et al., 1997).

2.9 Kelakuan Deformasi Pada Soil Nail Wall

Biasanya selama dan setelah konstruksi dari *soil nail wall*, tanah di belakang dinding cenderung bergerak ke arah luar dinding. Kebanyakan pergerakan terjadi selama ataupun sesaat setelah penggalian tanah di depan dinding. FHWA (2003) menyatakan, “deformasi setelah-konstruksi berhubungan dengan relaksasi tegangan dan pergerakan *creep*, yang menyebabkan peningkatan gaya rentang secara moderat pada saat setelah-konstruksi.” *Displacement* perpindahan horizontal maksimum muncul pada bagian atas dinding dan secara progresif berkurang menuju kaki dinding yang telah diperkuat. Secara umum, *displacement* horizontal dan vertikal pada *facing* tergantung pada faktor-faktor di bawah ini:

- Tinggi dinding (H). Deformasi kurang lebih meningkat secara linear sebanding dengan ketinggian;
- Geometri dinding. Vertikal dinding lebih berpotensi menghasilkan deformasi dibandingkan dengan dinding miring/ *battered wall*;
- Jenis tanah di sekitar *nail*. Tanah yang lebih lunak akan lebih memungkinkan terjadi deformasi;
- Jarak antar-*nail* dan tinggi pengangkatan penggalian. Jarak *nail* yang lebih besar dan pengangkatan galian inkremental yang lebih tebal, lebih menyebabkan deformasi;
- Faktor keamanan global. (FS_G) yang lebih kecil menyebabkan deformasi;
- Rasio panjang *nail* perspektif horizontal (L) terhadap tinggi dinding (H). Panjang *nail* yang lebih pendek terhadap tinggi dinding menyebabkan deformasi horizontal berlebih;
- Inklinasi *nail*; dan
- Beban *surcharge*.



Gambar 2.19. Deformasi Pada Dinding Soil Nailing

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Berikut adalah persamaan displacemen yang sering digunakan dengan kondisi-kondisi: rasio L/H antara 0.7 – 1.0 (Grafik CLOUTERRE, 1991); beban surcharge diacuhkan; dan nilai $FS_G = 1.50$, maka persamaan displacemen horizontal dan vertikal, δ_H dan δ_V , adalah:

$$\delta_H = \left(\frac{\delta_H}{H} \right)_i \times H \quad (2.61)$$

$$\delta_V = \left(\frac{\delta_V}{H} \right)_i \times H \quad (2.62)$$

dimana:

$\left(\frac{\delta_H}{H} \right)_i$ dan $\left(\frac{\delta_V}{H} \right)_i$: rasio yang bergantung pada jenis tanah "i" pada Tabel 2.4 di

bawah ini.

H : tinggi dinding

Tabel 2.4. Nilai Rasio Displacemen Dan Faktor C
Berdasarkan Fungsi Dari Kondisi Tanah

Variabel	Tanah Kaku, Batuan	Tanah Berpasir	Tanah Fine-Grained
$\left(\frac{\delta_H}{H}\right)$ dan $\left(\frac{\delta_V}{H}\right)$	1/1000	2/1000	3/1000
C	1.25	0.8	0.7

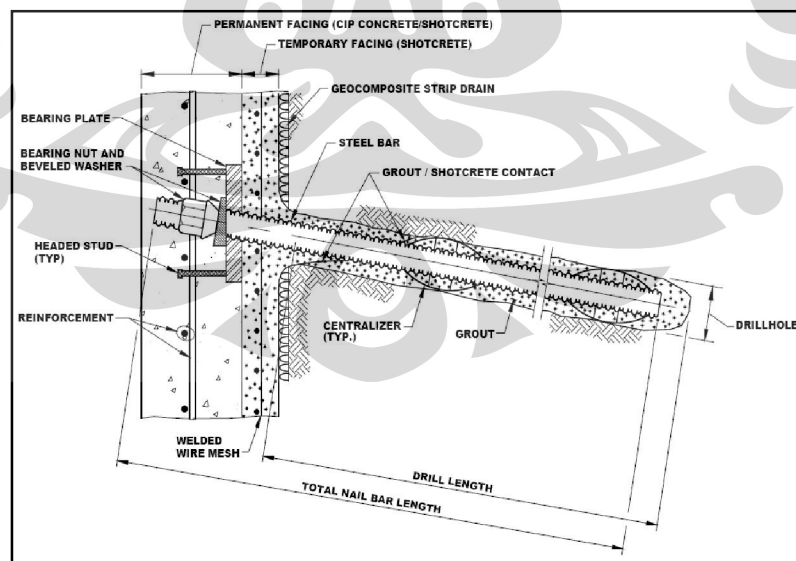
Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

2.10 Komponen-komponen Soil Nailing Dan Metode Konstruksinya

Berikut ini adalah penjelasan tentang komponen utama teknik perkuatan *soil nailing* dan juga penjelasan tentang langkah-langkah dalam metode konstruksi teknik perkuatan *soil nailing*.

2.10.1 Komponen Utama Soil Nailing

Sebelum kita membahas tentang metode konstruksi dari *soil nail wall* ada baiknya untuk kita mengetahui komponen-komponen utama dari instalasi *soil nail wall*. Gambar 2.20 menggambarkan komponen-komponen dari instalasi dinding *soil nailing*.



Gambar 2.20. Komponen Utama Soil Nail Yang Umum Digunakan

Sumber: Porterfield et al., 1994.

2.10.1.1 Nail Bars (Tulangan)

Merupakan komponen utama dari soil nailing, ditempatkan di lubang pre-drilled dan digROUT di tempat. Tegangan tarik diterapkan secara pasif terhadap tulangan dalam merespon deformasi dari material penahan selama aktivitas penggalian berkelanjutan (sesudahnya).

Ada beberapa jenis tulangan yang digunakan dalam teknik perkuatan *soil nailing*, yaitu (Soil Nail Walls, FHWA, 2003):

- Grade 60, memiliki kuat tarik sebesar 60 ksi atau 420 Mpa;
- Grade 75, memiliki kuat tarik sebesar 75 ksi atau 520 Mpa;
- Grade 95, memiliki kuat tarik sebesar 95 ksi atau 665 Mpa;
- Grade 150, memiliki kuat tarik sebesar 150 ksi atau 1035 Mpa.

Semakin kecil grade yang dimiliki suatu tulangan berarti semakin tulangan itu bersifat daktil dan tahan korosi, selain itu tulangan dengan grade yang lebih rendah juga biasanya siap digunakan dan mudah didapat. Sehingga dalam metode *soil nailing*, lebih banyak menggunakan atau lazimnya menggunakan tulangan dengan grade yang lebih kecil. Hal tersebut karena tulangan dengan grade besar cenderung lebih bersifat getas, dipengaruhi geser, dan lebih rentan terhadap korosi. Dalam skripsi ini digunakan tulangan grade 60 dan 75.

2.10.1.2 Nail Head (Kepala Batang)

Nail head terdiri dari dua komponen utama, yaitu: pelat bearing, mur pengunci, dan ring; dan tiang kepala nail (*headed-stud*). Fungsi dari pelat bearing adalah mendistribusikan gaya dari ujung nail ke facing sementara dan ke tanah di belakang facing. Pelat bearing memiliki lubang yang akan dikaitkan/ dimasukkan dengan ujung nail kemudian dikencangkan dengan ring (*washer*) dan mur pengunci (*hex nut*). Ring dan mur pengunci biasanya memiliki grade yang sama dengan tulangan *nailing*. Pada nail head ini terdapat 4 buah *headed-stud*, yang berfungsi sebagai pengangkur antara nail head dan facing permanen. Selain menggunakan *headed-stud*, dapat digunakan juga tiang pengganti, asalkan fungsinya sama seperti *headed-stud*, yaitu nantinya dapat mengangkur kepala tulangan dengan facing permanen (FHWA, 2003).

Universitas Indonesia

2.10.1.3 Grout

Grout berkaitan langsung dengan centralizer sebagai penanda lubang bor minimum. Karakteristik grout memiliki pengaruh yang kuat pada kuat ikat ultimate pada interface bidang grout. Biasanya dalam proses peng-grouting-an, digunakan pipa tremi untuk mengalirkan cairan grout. Grouting dilakukan perlahan-lahan dalam mengusahakan tidak ada celah yang terbentuk selama proses grouting, seperti Gambar 2.21 dibawah ini.

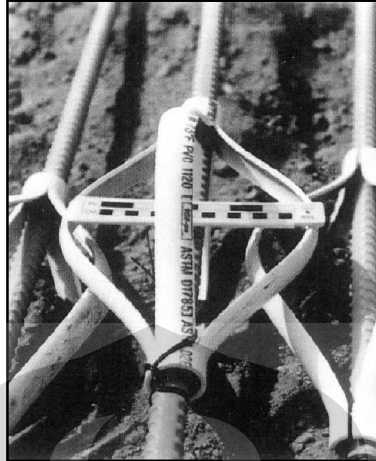


Gambar 2.21. Grouting Menggunakan Pipa Tremi

Sumber: Porterfield et al., 1994.

2.10.1.4 Centralizer

Yaitu alat yang dibuat dari Poly Vinyl Chloride (PVC) atau material sintesis lain yang dipasang di tempat yang berbeda sepanjang tulangan nail untuk memastikan ketebalan minimum grout telah benar-benar menutupi tulangan nail (Soil Nail Walls, FHWA, 2003). Biasanya pemasangan centralizer dimulai pada jarak 0,5 m dari ujung nail. Gambar centralizer diperlihatkan pada Gambar 2.22 di bawah ini.



Gambar 2.22. Centralizer Dari PVC

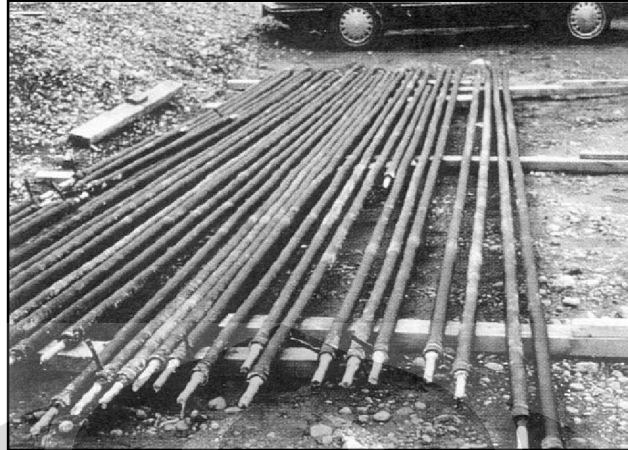
Sumber: Porterfield et al., 1994.

2.10.1.5 Elemen Proteksi Korosi

Grouting selain sebagai medium pengisi dan medium transfer gaya pada teknik perkuatan *soil nailing*, juga memberikan proteksi baik secara fisik maupun secara kimiawi terhadap tulangan. Ada dua cara yang paling sering digunakan dalam melindungi tulangan dari korosi, (FHWA, 2003), yaitu:

- Menggunakan material HDPE (High Density Poly Ethylene);
- Menggunakan material PVC (Poly Vinyl Chloride);

Kedua cara ini disebut encapsulation, tebal minimum dalam selimut pelindung minimal 1 mm (Gambar 2.23).



Gambar 2.23. Perlindungan Dari Korosi Dengan Encapsulation Menggunakan PVC

.Sumber: Porterfield et al., 1994.

2.10.1.6 Facing Dinding

Tulangan nail terhubung antara permukaan gali dengan sistem facing. Ada 2 macam *facing*, *facing* sementara dan *facing* permanen. Fungsi dari *facing* sementara adalah untuk mendukung tanah yang terekspos antara nail selama penggalian, memberikan sambungan awal antar nail, dan memberikan perlindungan terhadap korosi dan “perlunakan” tanah pada muka galian. Sedangkan tujuan dari *facing* permanen adalah memberikan sambungan antar-*nail*, proteksi erosi tahanan, dan sentuhan estetika akhir pada bangunan (dinding), (FHWA, 2003).

Facing sementara terdiri dari shortcrete dan *welded wire mesh* (WWM) dan batangan tambahan pada nail head. *Facing* permanen terdiri dari beton perkuatan *Cast-in-Place* dan WWM. Selain itu juga dapat digunakan panel khusus untuk *facing* permanen, yang *prefabricated*, demi tujuan keindahan dan estika bangunan (dinding).

2.10.1.7 Sistem Drainase

Dan komponen instalasi *soil nailing* yang fundamental/ cukup penting adalah sistem drainase. Untuk mencegah tekanan air berkembang/ aktif bergerak di belakang *facing* dinding, *geocomposit vertical drain* biasa dipasang antara *facing*

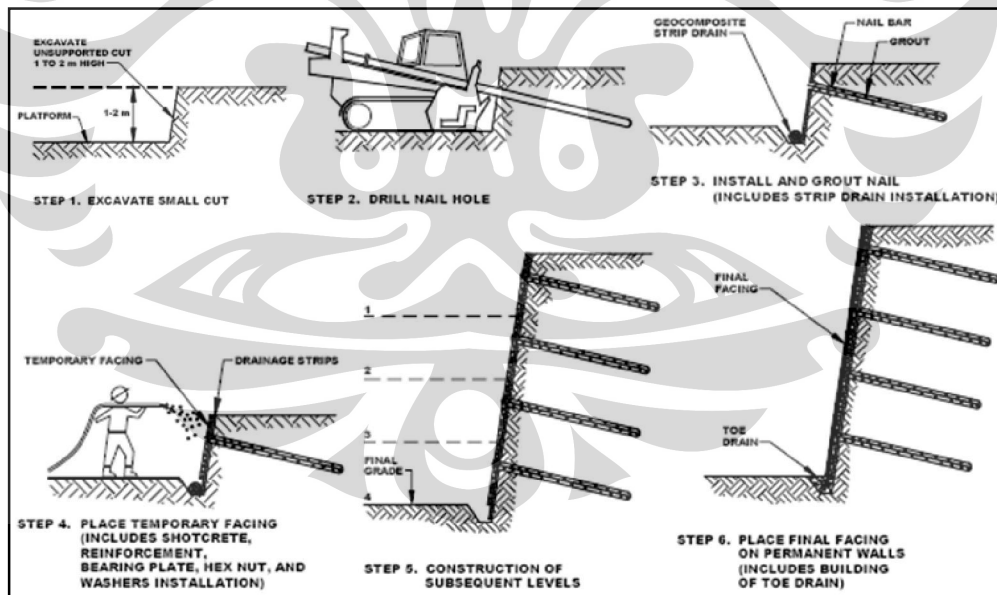
Universitas Indonesia

sementara dan galian. Sistem drainase terdiri dari saluran kaki (*footing drain*) dan *weep hole* untuk menggiring semua aliran air menjauhi muka dinding. Selain saluran vertikal geokomposit, saluran horizontal biasanya juga diberikan sebagai pendukung dari saluran vertikal, (FHWA 2003).

2.10.2 Metode Konstruksi Soil Nail Wall

Berikut ini adalah rangkaian konstruksi teknik perkuatan *soil nailing* yang biasa dilakukan (Soil Nail Walls, FHWA, 2003), meliputi:

- Penggalian;
- Pengeboran lubang nail;
- Instalasi tulangan nail;
- Instalasi drainase;
- Konstruksi facing sementara;
- Konstruksi facing permanen.

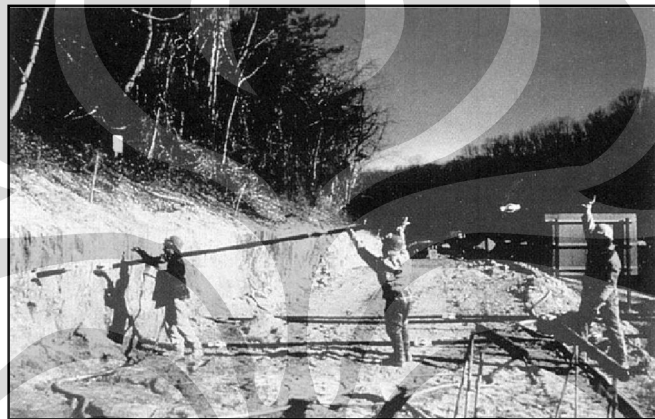


Gambar 2.24. Metode Konstruksi Soil Nail Wall

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

2.10.2.1 Penggalian

Langkah pertama dalam proses penggalian adalah kontrol terhadap air permukaan, karena kalau tidak diperhatikan akan berdampak buruk pada kelangsungan konstruksi, dan kemungkinan dapat menyebabkan ketidak-stabilan muka galian (FHWA, 2003). Perlunya membuat parit pengumpul untuk mencegah dan mengalihkan air. Gambar penggalian diperlihatkan seperti pada Gambar 2.25 di bawah ini.



Gambar 2.25. Penggalian Awal Dan Pemasangan Nail

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

2.10.2.2 Pengeboran Lubang Nail

Lubang *nail* dibor menggunakan beberapa metode pengeboran, seperti putaran (*rotary*), perkusi, dan auger. Metode yang paling banyak digunakan adalah metode pengeboran auger, selain karena tidak memerlukan *casing* untuk *drillhole* juga biayanya relatif murah (FHWA, 2003). Biasanya kontraktor akan menggunakan tulangan dengan diameter yang besar untuk mengakomodasi **kuat ikat** yang dibutuhkan.



Gambar 2.26. Metode Pengeboran Rotary

Sumber: Porterfield et al., 1994.

Penentuan metode pengeboran yang akan dilakukan tergantung dari kemudahan mendapat peralatan di daerah setempat dan kondisi tanah spesifik yang dijumpai. Bagaimana pun juga banyak faktor yang mempengaruhi dalam hal menentukan metode pengeboran, antara lain kondisi bawah-permukaan, faktor ekonomi, kebutuhan proyek, dan lain sebagainya.

2.10.2.3 Instalasi Tulangan Nail

Langkah-langkahnya adalah memasukkan tulangan ke dalam lubang bor predilled yang di bor lurus (linier) dengan diameter 10 – 30 m, kemudian tutup bagian antara tulangan dengan lubang bor tadi dengan semen murni/ grout, cara ini disebut sebagai instalasi lubang-terbuka. Untuk mendapatkan kuat ikat yang besar, dapat dilakukan grouting ataupun peng-grouting-an ulang pada tanah granular dan batuan pecah dengan menggunakan tekanan.

Lazarte, Elias, Espnoza, dan Sabatini (2003) menjelaskan bahwa penggunaan tekanan meningkatkan *resistance* (tahanan) untuk menarik, dimana sejalan dengan beberapa langkah, yaitu: (1) peningkatan dalam tekanan pembatas di sekitar tonjolan grout, (2) pemadatan material lebih di sekitar tonjolan, (3) mekanisme tonjolan, dan (4) peningkatan diameter efektif tonjolan grout.

2.10.2.4 Instalasi Drainase

Pergerakan air tanah menuju permukaan galian harus dicegah. Untuk itu metode konvensional kontrol air permukaan dan drainase dibutuhkan selama konstruksi. Metode ini mencakup pencegahan parit di atas penggalian. Kemudian pemasangan saluran geocomposite strip vertikal di belakang facing dinding untuk mencegah tekanan air tanah meningkat. Bidang saluran terlindung dari muka galian dan diletakkan bersama geotekstil di samping tanah.

Air yang tertangkap kemudian seluruhnya dapat disalurkan melalui saluran kaki. Dalam keadaan khusus, jika muka air tanah tinggi, maka perencana dapat membuat saluran horizontal yang membuang air berlebih tadi.

2.10.2.5 Konstruksi Facing Sementara

Dalam pembuatan facing sementara biasanya dibutuhkan 2 komponen penting, yaitu beton shotcrete dan perkuatan shotcrete (Sol Nail Wall, FHWA, 2003).

- Aplikasi Shotcrete

Untuk campuran shotcrete, terdapat dua kebutuhan yang berlawanan, yaitu **shootabilitas** dan **pumpabilitas**. Shootabilitas adalah kemampuan campuran untuk menyatu pada sebuah permukaan, membentuk ketebalan, dan mencegah/melawan *roughing*. Pumpabilitas adalah kemampuan campuran untuk mengalir layaknya seperti fluida kental. Untuk shooting, keadaan yang ideal adalah resistan alir tinggi (*high flow resistance*) dan kekentalan tinggi (*high viscosity*), dimana untuk pumping keadaan yang ideal adalah resistan alir rendah dan kekentalan rendah.

Ada 2 macam campuran shotcrete, yaitu dry mix dan wet mix. Dalam dry mix, agregat dan semen dicampur dalam keadaan kering dimasukkan ke dalam pistol shotcrete, sedangkan air dimasukkan ke dalam nozzle. Sedangkan kalau wet mix, semua dijadikan satu dalam wadah pengumpul dan kemudian ditembakkan melalui nozzle. Kalau ingin memberikan admixture, pada dry mix diberikan pada campuran agregat-semen atau pada air di nozzle. Pada wet mix, admixture cukup dicampur pada batching plant.

- Perkuatan pada Shotcrete

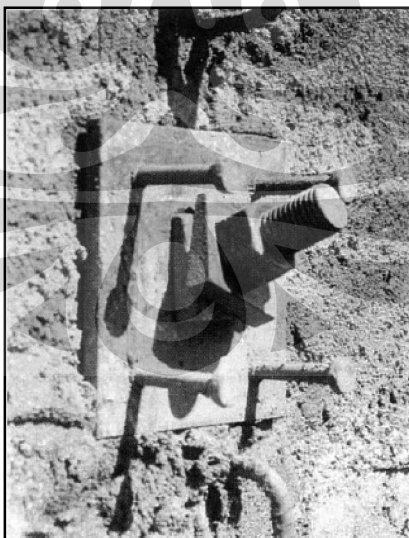
Untuk perkuatan fasing sementara biasanya menggunakan *welded wire mesh* (WWM), ukuran WWM disesuaikan dengan area yang akan di shotcrete/facing. WWM dibuat secara segmen, dan WWM dapat dibentuk sampai dengan 12 m.

2.10.2.6 Konstruksi Facing Permanen

Berdasarkan FHWA (2003), terdapat 3 macam pembetonan yang biasa dilakukan dalam konstruksi *facing* permanen, yaitu: (1) shotcrete perkuatan, (2) beton perkuatan CIP, dan (3) beton precast.

- Shotcrete

Biasanya memiliki ketebalan antara 15 – 30 cm (tidak termasuk *facing* sementara). Facing ini diperkuat dengan WWM. Untuk mendapatkan sambungan yang baik antara *facing* permanen dan tulangan nail, nail head harus ter-encapsulasi penuh dalam *facing* shotcrete permanen. *Headed-stud* dilas pada pelat bearing untuk menghasilkan sambungan ini (Gambar 2.27).



Gambar 2.27. Headed-Stud Yang Di-Las Pada Pelat Bearing

Sumber: Porterfield et al., 1994.

- Facing Cast-in-Place

Terdiri dari sebuah mesh dan waler bar yang diletakkan di atas nail head. Keuntungan dari metode ini adalah lebih bersifat estetika dan cenderung semua sama (*homogenous*), juga efisiensi biaya dan waktu. Kekurangannya adalah keseragaman yang dihasilkan akan berdampak pada kurang menariknya penampilan dinding penahan yang cenderung monoton (Gambar 2.28).



Gambar 2.28. Facing Cast-In-Place

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

- Facing Precast

Facing dengan cara ini lebih memperhatikan nilai estetika, aspek lingkungan, dan kriteria ke-tahan-lama-an. Sebagai contoh adalah proyek seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.29.



Gambar 2.29. Facing Precast

.Sumber: Elias et al., 2001.

Pada metode ini diperlukan presisi yang tinggi karena mencakup panel, template, dan elemen yang kompleks. Juga dibutuhkan peralatan arsitektural dalam metode ini, selain tukang batu, tukang bata, tukang panel, dan elemen-elemen yang lain. Ruang antara panel dengan facing diisi dengan beton kekuatan lemah (*low strength concrete*) untuk membentuk sambungan di antara keduanya.

2.11 Metode Perhitungan Soil Nail Wall

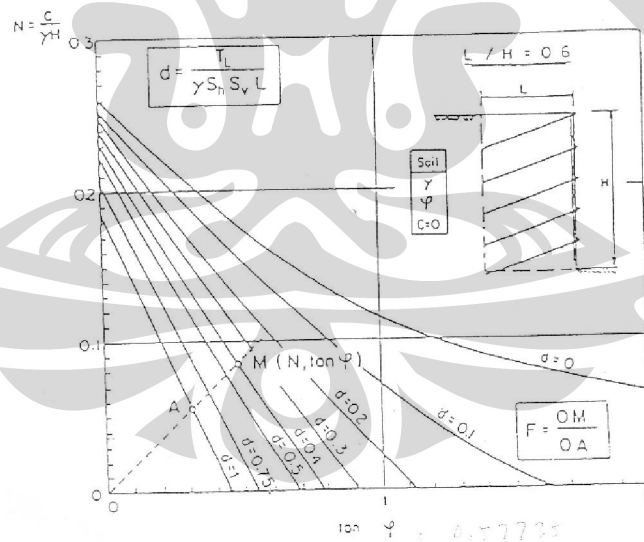
Dalam perhitungan *soil nail wall* untuk skripsi ini, penulis menggunakan 2 buah metode yang saling menunjang satu sama lain, yaitu metode yang digunakan oleh proyek nasional Perancis, yaitu CLOUTERRE, dan metode yang dikembangkan oleh Federal High Way Administration (FHWA), Amerika Serikat. Karya tulis ini menggunakan perhitungan CLOUTERRE sebagai perhitungan awal dan batasan desain, yang kemudian nilai yang didapatkan dari perhitungan metode CLOUTERRE tadi akan dimasukkan ke dalam perhitungan FHWA.

2.11.1 Metode Soil Nail Wall CLOUTERRE (1991)

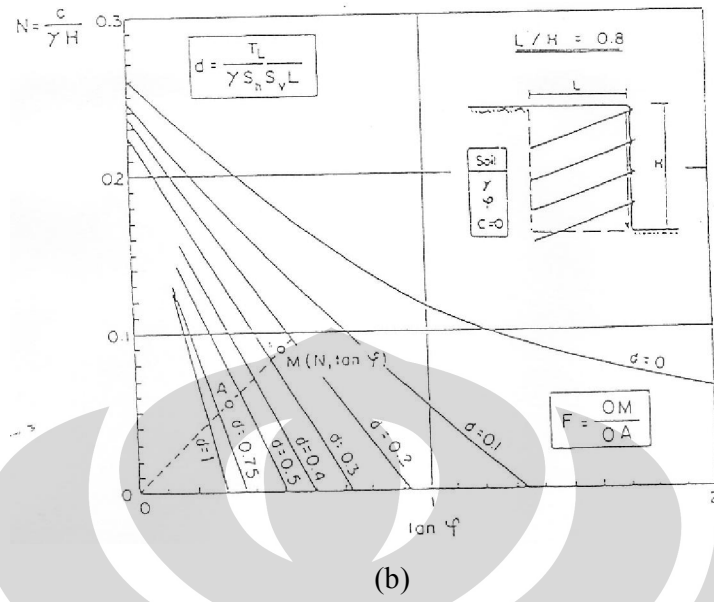
Teknik perkuatan *soil nailing* atau *soil nail wall* adalah teknik perkuatan yang pertama kali dikembangkan oleh Negara Perancis. Perancis adalah Negara yang pertama kali dan paling menguasai teknik perkuatan yang menggunakan

nail, (sebelum dikenal istilah “*soil nailing*”). Namun pada waktu itu, pembangunan perkuatan menggunakan *nail* masih digunakan hanya untuk struktur-struktur jangka waktu pendek, dan permintaan akan penggunaan perkuatan berbasis *nail* semakin kencang. Maka dari itu direkomendasikan dan dibuat regulasi yang pada akhirnya berujung pada teretusnya proyek CLOUTERRE, yang berlangsung dari tahun 1986 – 1991. Berikut di bawah ini adalah metode perhitungan CLOUTERRE yang diberikan.

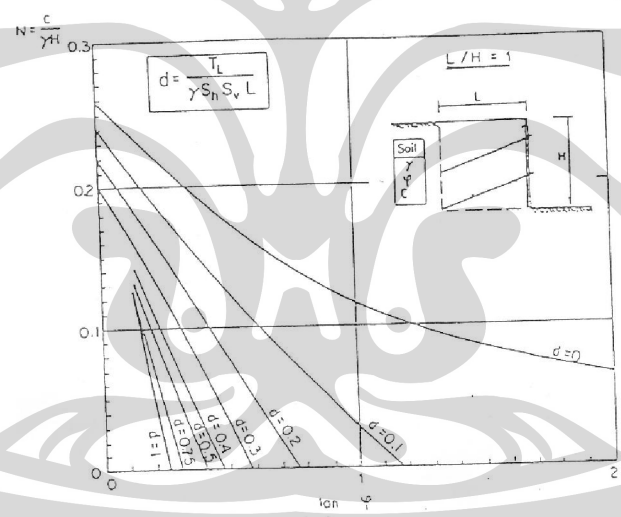
Metode Clouterre adalah teknik perkuatan *soil nailing* yang pertama kali ada, dalam metode CLOUETERRE, susunan atau konfigurasi *nailing* hanya uniform/ seragam panjang *nail*-nya. Perhitungan CLOUTERRE secara sederhana menggunakan grafik desain stabilitas untuk *soil nailing*. Dimana grafik tersebut ditentukan oleh nilai kepadatan *nailing* (d), nilai kohesi ternormalisasi, dan nilai dari tangensial sudut geser. Berikut ini adalah grafik-grafik desain stabilitas yang digunakan dalam perhitungan *soil nailing* CLOUTERRE.



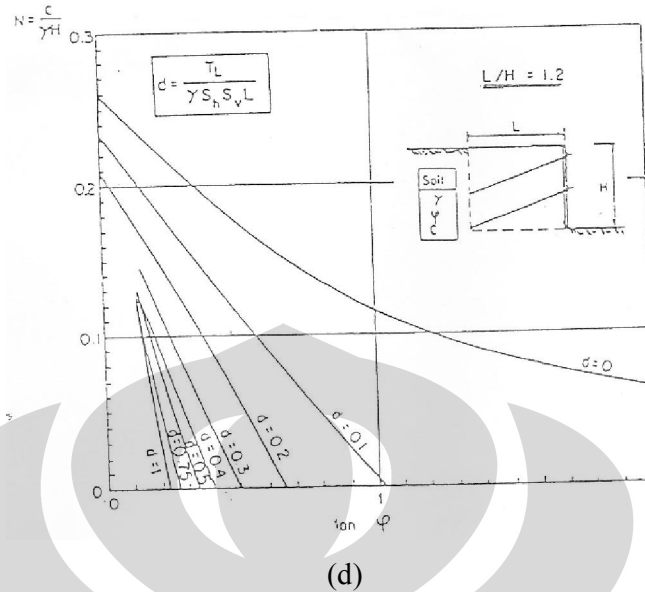
(a)



(b)



(c)



Gambar 2.30. Grafik Stabilitas Untuk Desain Awal Soil Nail Wall, Dengan $L/H = 0.6; 0.8; 1.0; \text{ dan } 1.2, \alpha = 20^\circ$

Sumber: Soil Nailing Recommendations, 1991.

Dimana nilai kepadatan *nailing* (d), kohesi ternormalisasi (c^*), dan tangensial sudut geser interface (θ) diberikan sebagai berikut:

$$d = \frac{T'}{\gamma S_V S_H} \quad (2.63)$$

$$c^* = \frac{c}{\gamma H} \quad (2.64)$$

hubungan garis linear antara parameter-parameter tadi akan membentuk garis OM dan OA yang akan menghasilkan nilai FS_G , dimana:

$$FS_G = \frac{OM}{OA} \quad (2.65)$$

Ada beberapa langkah/ cara yang dilakukan dalam perhitungan grafis sederhana berdasarkan CLOUTERRE, antara lain:

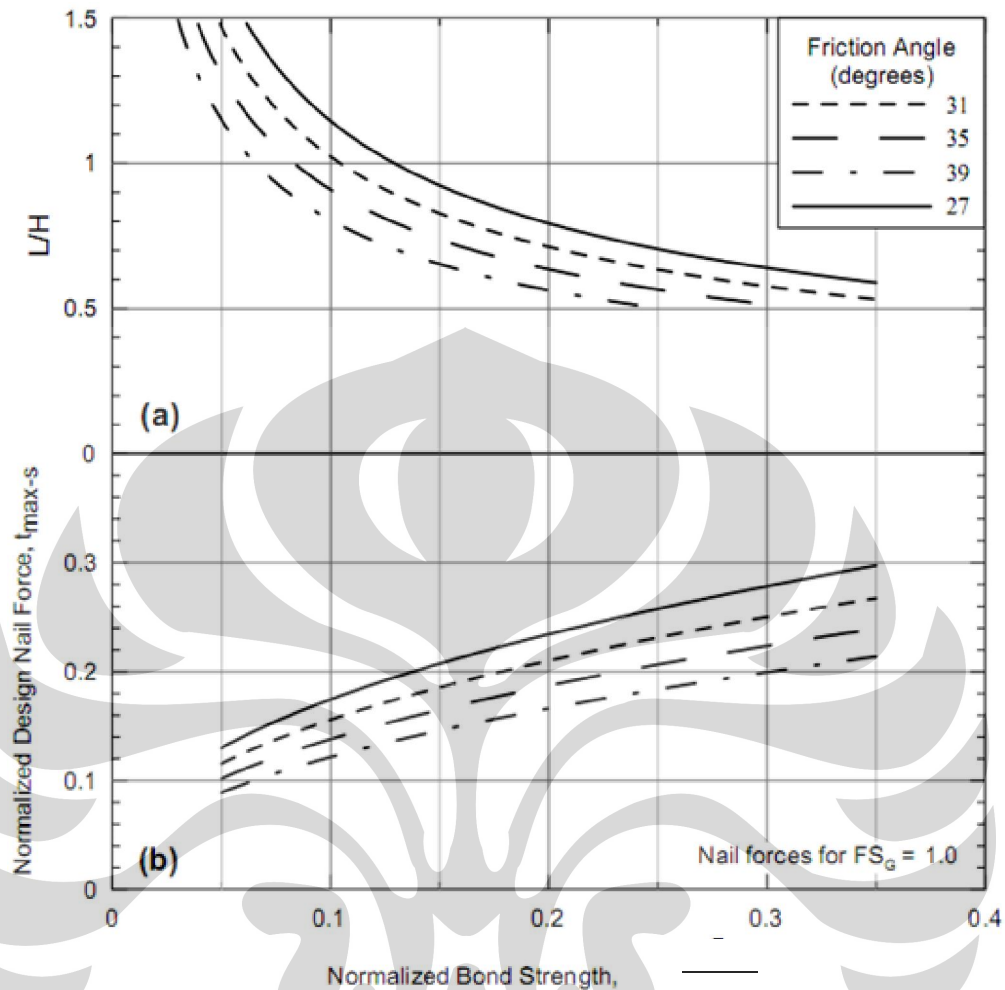
- Menentukan L/H , kemudian mendapatkan nilai L , menentukan S_V dan S_H , menentukan FS_G , lalu hasil akhir didapatkan berupa besaran diameter grout (D_{DH}).

- Menentukan L/H , kemudian mendapatkan nilai L , menentukan diameter grout (D_{DH}), menentukan FS_G , lalu hasil akhir didapatkan berupa jarak antar-*nail* (S_V dan S_H).

Dari kedua cara sederhana tersebut di atas, dipakai perhitungan point pertama, dikarenakan nilai S_V dan S_H disesuaikan dengan literatur syarat FHWA, yang biasanya jarak spasi antar-*nail* baik S_V maupun S_H diambil sebesar 1.5 m, dan juga, dalam perhitungan FHWA hasil akhir akan menghasilkan L menurut perhitungan FHWA sendiri.

2.11.2 Metode Soil Nail Wall FHWA (2003)

Metode perhitungan FHWA yang dilakukan dalam karya tulis ini dilakukan berdasarkan hasil perhitungan CLOUTERRE sebagai batasan awal. Dari perhitungan metode CLOUTERRE sederhana, kita akan mendapatkan besaran panjang nail dengan sudut kemiringan (α) 20° dan diameter grout (D_{DH}). Dalam karya tulis ini penulis mengambil besaran D_{DH} , yang kemudian dimasukkan ke dalam perhitungan dan grafik FHWA. Ada beberapa grafik dan formula perhitungan dalam FHWA, yaitu:



Gambar 2.31. L/H Ternormalisasi Dan Gaya Rentang,

Untuk $\alpha_s = 0^\circ$ dan $\beta_s = 0^\circ$

Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

dimana:

α_s = sudut kemiringan dinding terhadap vertikal; dan

β_s = kemiringan tanah di atas dinding.

dengan:

—

—

2.12 Program Geoslope/W Dan Snail

Dalam penyelesaian skripsi ini penulis menggunakan dua buah *software*, yaitu Geoslope/W dan Snail. Geoslope/W menggunakan *General Limit Equilibrium Method*, sedangkan Snail menggunakan *Bi-Linear Wedge*. Di bawah ini akan dibahas mengenai kedua program tersebut, berdasarkan metode/ teori dasar dan langkah-langkah perhitungan (pemasukan data) sampai hasil inputnya.

2.12.1 Program Geoslope/W

Dalam penulisan skripsi ini penulis menggunakan program Geoslope/W untuk menentukan *general failure* yang didapatkan dengan nilai FS terkecil/ minimal, yang nantinya hasil dari gambaran *general failure* tersebut akan digunakan dalam perhitungan dengan menggunakan program Snail.

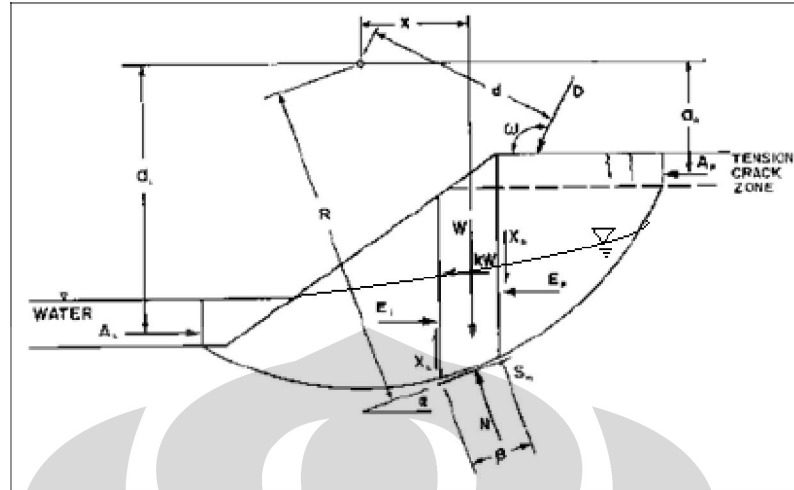
2.12.1.1 General Limit Equilibrium Method

Geoslope/W menggunakan metode keseimbangan batas (*limit equilibrium method*) dari gaya-gaya dan moment-moment untuk menghitung FS terhadap *failure*. Metode atau teori ini digunakan untuk merelasikan semua FS yang ada pada setiap irisan pada lereng. FS dalam Geoslope/W didefinisikan sebagai suatu faktor dimana *shear strength* tanah harus berkurang dengan tujuan agar dapat membawa massa tanah ke kondisi keseimbangan batas sepanjang permukaan runtuh yang diinginkan. Dimana *shear strength* adalah:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad \text{persamaan (2.2) dan (2.3)}$$

metode keseimbangan batas mengasumsikan bahwa:

- FS dari komponen kohesi dan friksi dari *strength* adalah sama pada setiap titik pada tanah.
- FS adalah sama pada semua irisan.



Gambar 2.32. Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Permukaan Runtuh Lereng

Sumber: Geoslope/W User's Guide

Dimana:

W = berat total irisan dengan tebal b dan tinggi h

N = gaya normal total pada dasar irisan

τ atau S = gaya geser termobilisasi pada dasar irisan

E = gaya normal interslice horizontal, indeks R = kanan dan L = kiri.

X = gaya normal interslice vertikal, indeks R = kanan dan L = kiri.

D = beban lineare luar (surcharge)

kW = beban gempa horizontal

R = jari-jari permukaan runtuh

ω = sudut dari beban linear terhadap horizontal

α = sudut antara tangent terhadap pusat setiap irisan, terhadap horizontal.

Besaran dari gaya geser termobilisasi (τ_m atau S_m) untuk memenuhi kondisi keseimbangan batas adalah:

$$\tau_m = \frac{\tau \cdot \beta}{FS} = \frac{\beta(c' + (\sigma_n - u) \tan \phi')}{FS} \quad (2.68)$$

dimana

$$\sigma_n = \frac{N}{FS} \quad (2.69)$$

dengan:

σ_n = tegangan normal rata-rata di setiap irisan

$FS = F_m = F_f$ = faktor keamanan

β = panjang dari dasar irisan.

Dalam mencari nilai FS, metode keseimbangan batas meliputi dua cara, yaitu berdasarkan keseimbangan moment dan keseimbangan gaya. Berdasarkan Gambar 2.25, maka:

- FS dengan keseimbangan moment:

$$\sum W_x - \sum \tau_m R - \sum Nf + \sum kWe \pm Aa = 0 \quad (2.70)$$

Lalu disubstitusikan dengan persamaan (2.68) ke dalam persamaan keseimbangan moment di atas, sehingga di dapat:

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u\beta) R \tan \phi')}{\sum W_x - \sum Nf + \sum kWe \pm Aa} \quad (2.71)$$

- FS dengan keseimbangan gaya:

$$\sum (E_L - E_R) - \sum (N \sin \alpha) + \sum (\tau_m \cos \alpha) - \sum (kW) + [D \cos w] \pm A = 0 \quad (2.72)$$

Lalu disubstitusikan dengan persamaan (2.68) ke dalam persamaan keseimbangan gaya di atas, sehingga di dapat:

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u\beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum (N \sin \alpha) + \sum (kW) - [D \cos w] \pm A} \quad (2.73)$$

Geoslope/W juga melampirkan perhitungan gaya normal di dasar irisan, yaitu dengan menjabarkan gaya-gaya yang bekerja pada irisan terhadap vertikal.

$$-W + (X_L - X_R) + N \cos \alpha + \tau_m \sin \alpha - [D \sin \omega] = 0 \quad (2.74)$$

Kemudian substitusikan dengan persamaan (2.68), sehingga didapat persamaan (2.75), sebagai berikut:

$$N = \frac{W + (X_L - X_R) - \frac{c' \beta \sin \alpha + u\beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (2.75)$$

Dari persamaan (2.75), dapat kita asumsikan bahwa gaya geser interslice sama dengan nol, sehingga gaya normal (N) persamaan (2.75) menjadi:

$$N = \frac{W - \frac{c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (2.76)$$

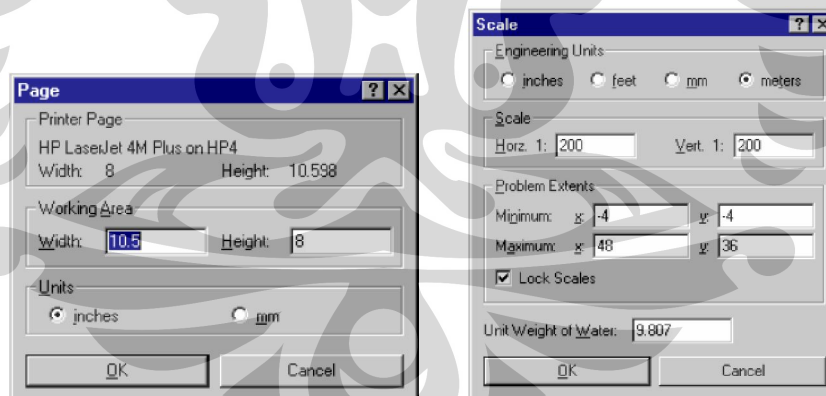
dan jika persamaan (2.76) dimasukkan ke dalam persamaan keseimbangan moment, persamaan (2.70), maka akan dihasilkan suatu perhitungan FS dengan metode Bishop, persamaan (2.26). Metode inilah yang dilakukan oleh Geoslope/W dalam mencari FS dengan metode **Bishop**.

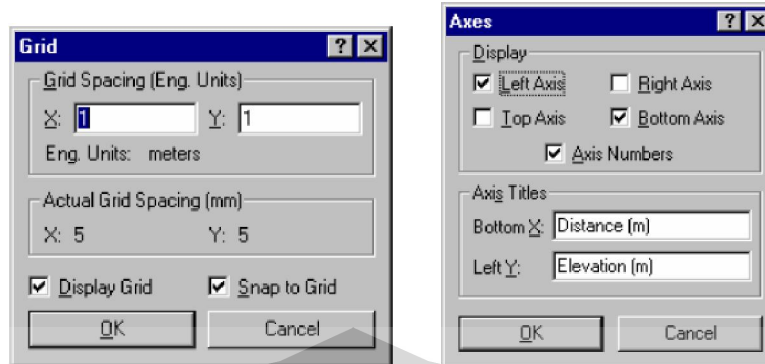
2.12.1.2 Langkah-langkah Memasukkan Input

Berikut ini adalah langkah-langkah yang dilakukan penulis dalam memasukkan data-data input ke dalam program Geoslope/W, untuk mendapatkan *general failure*.

- Men-set Data

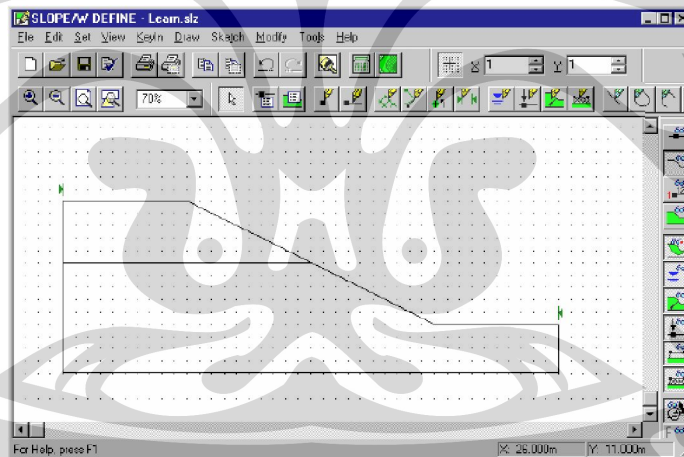
Yaitu melakukan pengaturan terhadap halaman kerja (*page*), skala halaman (*scale*), grid, dan sumbu kerja (*axis*) pada menu SET.





Gambar 2.33. Menu SET Pada Geoslope/W

- Men-sketsa Data input
Yaitu melakukan sketsa berupa garis potongan lereng (*line*), teks (*text*), dan sumbu (*axis*).

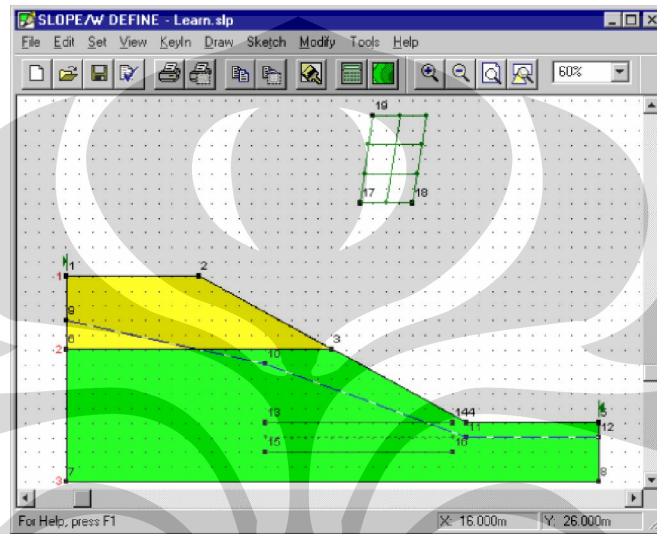


Gambar 2.34. Menu SKETCH Pada Geoslope/W

memasukkan Data Setting Analisis dan properti tanah; kemudian member keterangan proyek; menentukan metode perhitungan yang digunakan dalam perhitungan yaitu: bishop, ordinary, atau Janbu; tekanan air pori; jumlah irisan (penulis membagi lereng ke dalam 15 irisan), dan pergerakan lereng (*left to right*); dan terakhir melakukan input data-data parameter tanah yang didapatkan dari kasus yang dihadapi oleh penulis (silty sand dan clay).

- Menentukan Muka Air Tanah dan Permukaan Runtuh

Dari menu Draw, tentukan permukaan runtuhnya berupa *grid* dan *radius*, dan MAT-nya berdasarkan kasus yang ada berdasarkan data awal.

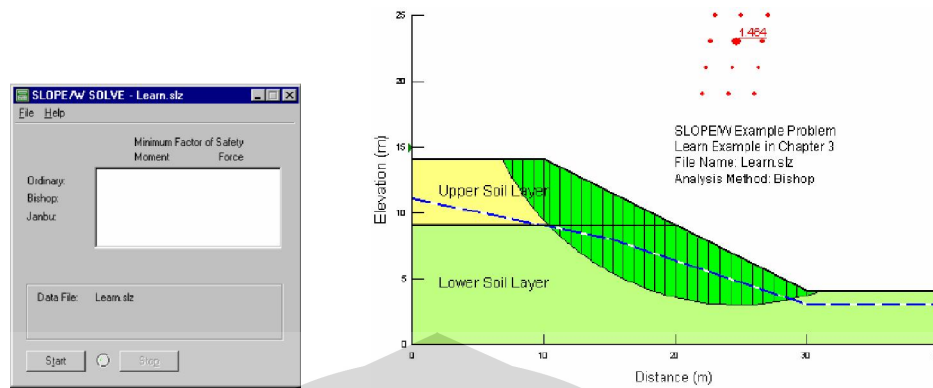


Gambar 2.35. Menu DRAW Pada Geoslope/W

Lalu periksa lagi masukan dan tentukan data-data apa yang ingin dilihat oleh penulis dengan menu View

- Perhitungan Data

Pada proses ini, meliputi pemeriksaan awal (*verify*), perhitungan FS, dan hasil output berupa gambar *general failure* dan kontur lereng.



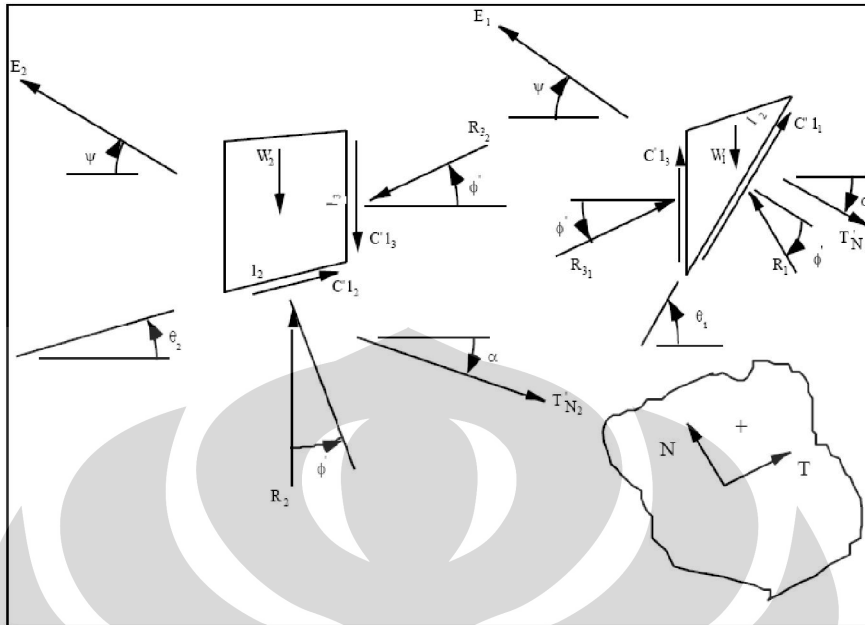
Gambar 2.36. Menu TOOLS Pada Geoslope/W SOLVE dan CONTOUR

2.12.2 Program Snail

Program Snail digunakan untuk menghitung perkuatan *soil nailing* setelah sebelumnya dilakukan serangkaian perhitungan manual, grafis dan perhitungan program-program yang mendukung Snail (misalnya, Geoslope/W) Dimana Snail menggunakan *bi-linear wedge analysis* (analisis baji bilinear). Penjelasan singkat mengenai program Snail (teori dan pemasukan input), adalah sebagai berikut:

2.8.2.1 Bi-Linear Wedge Analysis

Program Snail menggunakan analisis irisan bi-linier untuk bidang runtuh *existing* pada kaki dinding dan analisis tri-linier untuk bidang runtuh yang ada pada bagian bawah dinding. Program ini merupakan persamaan keseimbangan gaya-gaya yang hanya meliputi gaya-gaya potongan tanah, berdasarkan nilai ϕ dan c yang termobilisasi (Manual Of Intructions For Snailz, 2003, hal 51).



Gambar 2.37. Gaya-gaya Yang Bekerja Kondisi Aktif Dan Arahnya

Dimana:

W_1, W_2 = beban baji (*wedge*)

θ_1, θ_2 = sudut bidang runtuh baji terhadap horizontal

l_1, l_2 = panjang bidang runtuh di dasar baji

l_3 = panjang interslice vertikal

E_1, E_2 = gaya gempa, $E_{1,2} = W_{1,2} [kh^2 + kv^2]^{1/2}$

α = sudut yang dibuat oleh perkuatan (nail)

ϕ' = sudut friksi termobilisasi

c' = kohesi termobilisasi

$\delta_1 = \theta_1 + \Psi$

$\delta_2 = \theta_2 + \Psi$

$T'N_1, T'N_2$ = jumlah dari tension nail termobilisasi pada baji

Wedge 1:

dan

$$R_1 = \left[\frac{(W_1 - c'l_3)\sin \theta_1}{\sin \phi'} + \frac{(A_{11} - B_{11})}{\sin \phi'} - \frac{R_{31} \cos(\phi' - \theta_1)}{\sin \phi'} - \frac{c'l_1}{\sin \phi'} \right] \quad (2.78)$$

Sehingga, persamaan (2.50) = persamaan (2.51), dan akan didapatkan persamaan (2.52) di bawah ini:

$$R_{31} = \frac{C_1 - c'l_1 - C_2}{(\cos(\phi' - \theta_1) - \sin(\phi' - \theta_1)) \tan \phi'} \quad (2.79)$$

dengan:

$$C_1 = (A_{11} - B_{11}) + (W_1 - c'l_3) \sin \theta_1 \quad (2.80)$$

$$C_2 = ((B_1 - A_1) + (W_1 - c'l_3) \cos \theta_1) \tan \phi' \quad (2.81)$$

Wedge 2:

$$R_2 = \left[\frac{(W_2 + c'l_3)\cos \theta_2}{\cos \phi'} + \frac{(B_2 - A_2)}{\cos \phi'} + \frac{R_{32} \sin(\phi' - \theta_2)}{\cos \phi'} \right] \quad (2.82)$$

$$R_2 = \left[\frac{(W_2 + c'l_3)\sin \theta_2}{\sin \phi'} + \frac{(A_{22} - B_{22})}{\sin \phi'} + \frac{R_{32} \cos(\phi' - \theta_2)}{\sin \phi'} - \frac{c'l_1}{\sin \phi'} \right] \quad (2.83)$$

Sehingga didapatkan persamaan:

$$R_{32} = \frac{C_3 - c'l_1 - C_4}{-(\cos(\phi' - \theta_2) + \sin(\phi' - \theta_2)) \tan \phi'} \quad (2.84)$$

dengan:

$$C_3 = (A_{22} - B_{22}) + (W_2 - c'l_3) \sin \theta_2 \quad (2.85)$$

$$C_4 = ((B_2 - A_2) + (W_2 - c'l_3) \cos \theta_2) \tan \phi' \quad (2.86)$$

Lalu hitung FS dengan sebagai berikut:

$$\frac{|R_{32} - R_{31}|}{|R_{32}| + |R_{31}|} \leq 0.01 \quad (2.87)$$

Persamaan inilah yang digunakan Snail untuk menghitung *Factor of Safety* (FS).

2.12.2.2 Input dan Proses Perhitungan

Program Snail memerlukan data-data di bawah ini untuk melakukan proses perhitungan:

- Deskripsi proyek;
- Geometri dinding;
- Parameter elemen perkuatan;
- Parameter tanah; dan
- Dan data-data pelengkap, seperti: beban *surchage*, akselerasi gempa, permukaan air, lereng dibawah dinding, gaya luar, dan lain sebagainya.

Gambaran hasil input akan langsung dapat terlihat setelah penulis memasukkan data-data yang dibutuhkan oleh Snail, dan juga dengan cepat langsung dapat diketahui hasilnya.

Please set the various parameters for 'Skripsi DB2_Ddh 200 mm_Non Uniform_Tanpa Gempa_E'

Soil Parameters		Loads		Varying Reinforcements	
Below Toe Searches		Search Limits/Water Table Coord.		Search Nodes/Specified Plane	
Wall Geometry		Reinforcement Geometry		Reinforcement Strength/Cond.	
H =	<input type="text" value="0"/>	m --- Vertical Wall Height.			
B =	<input type="text" value="0"/>	Degree --- Wall Batter from Vertical Line.			
I1 =	<input type="text" value="0"/>	Degree	S1 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 1st Slope Angle and Slope Distance.
I2 =	<input type="text" value="0"/>	Degree	S2 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 2nd Slope Angle and Slope Distance.
I3 =	<input type="text" value="0"/>	Degree	S3 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 3rd Slope Angle and Slope Distance.
I4 =	<input type="text" value="0"/>	Degree	S4 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 4th Slope Angle and Slope Distance.
I5 =	<input type="text" value="0"/>	Degree	S5 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 5th Slope Angle and Slope Distance.
I6 =	<input type="text" value="0"/>	Degree	S6 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 6th Slope Angle and Slope Distance.
I7 =	<input type="text" value="0"/>	m --- 7th Slope Angle.			

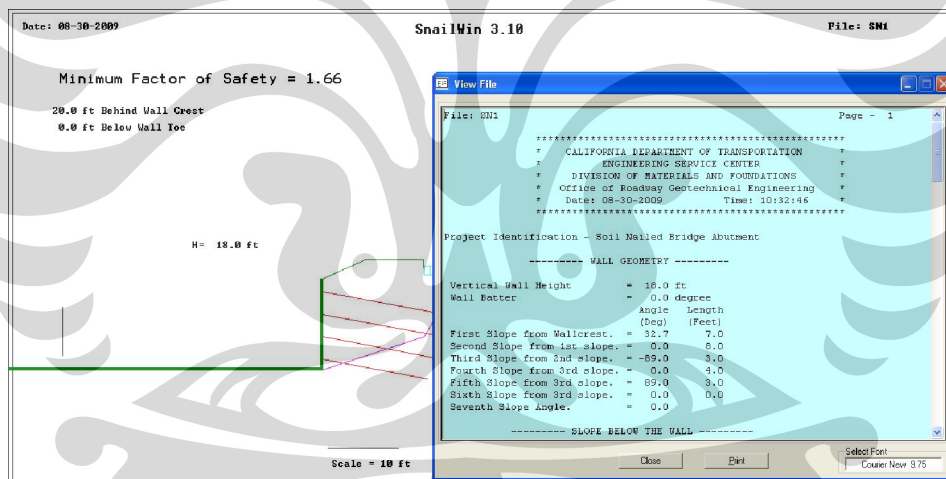
Gambar 2.38. Masukan/ Input Pada Snail

2.8.2.3 Output

Hasil keluaran dari Snail berupa grafik yang menggambarkan geometri lereng, air, elemen perkuatan, dan informasi lainnya yang dapat digunakan untuk mengevaluasi data input dan hasil perhitungan. Hasil output tersebut berupa:

- Geometri dan FS untuk bidang runtuh kritis;
- Jarak di belakang dinding dimana permukaan runtuh berada;
- Kedalaman di bawah dinding;
- Gaya horizontal, muka air tanah, dan beban *surcharge*; dan
- *Report* hasil perhitungan berupa gaya *nailing*, *slip surface*, dan lain sebagainya.

Dan data-data lainnya seperti, dimensi, jarak, elevasi, dan akselerasi horizontal-vertikal gempa, dan lain sebagainya. Hasil output perhitungan Snail akan digunakan untuk menghitung perkuatan *facing*.



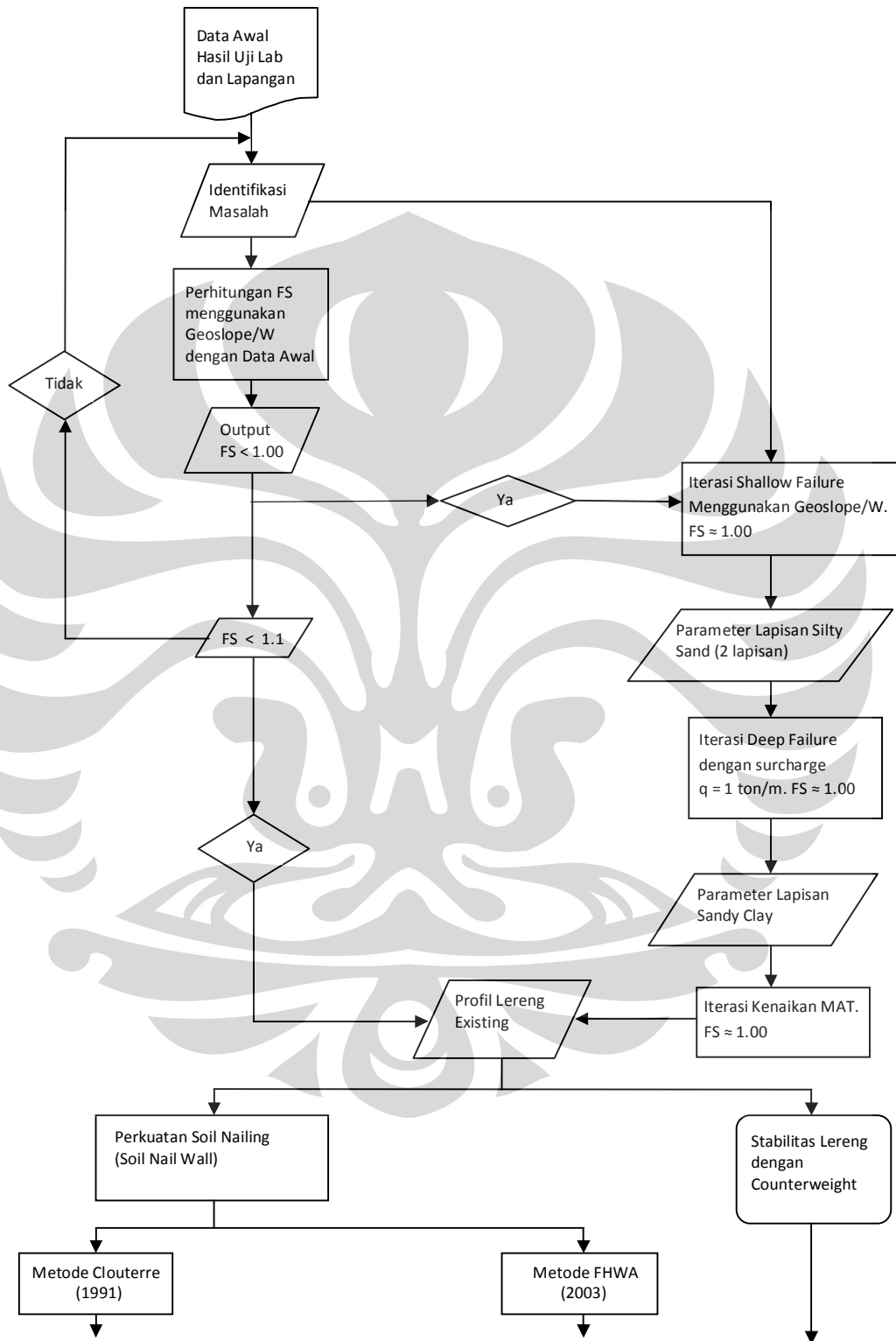
Gambar 2.39 Contoh Output Dan Report Snail

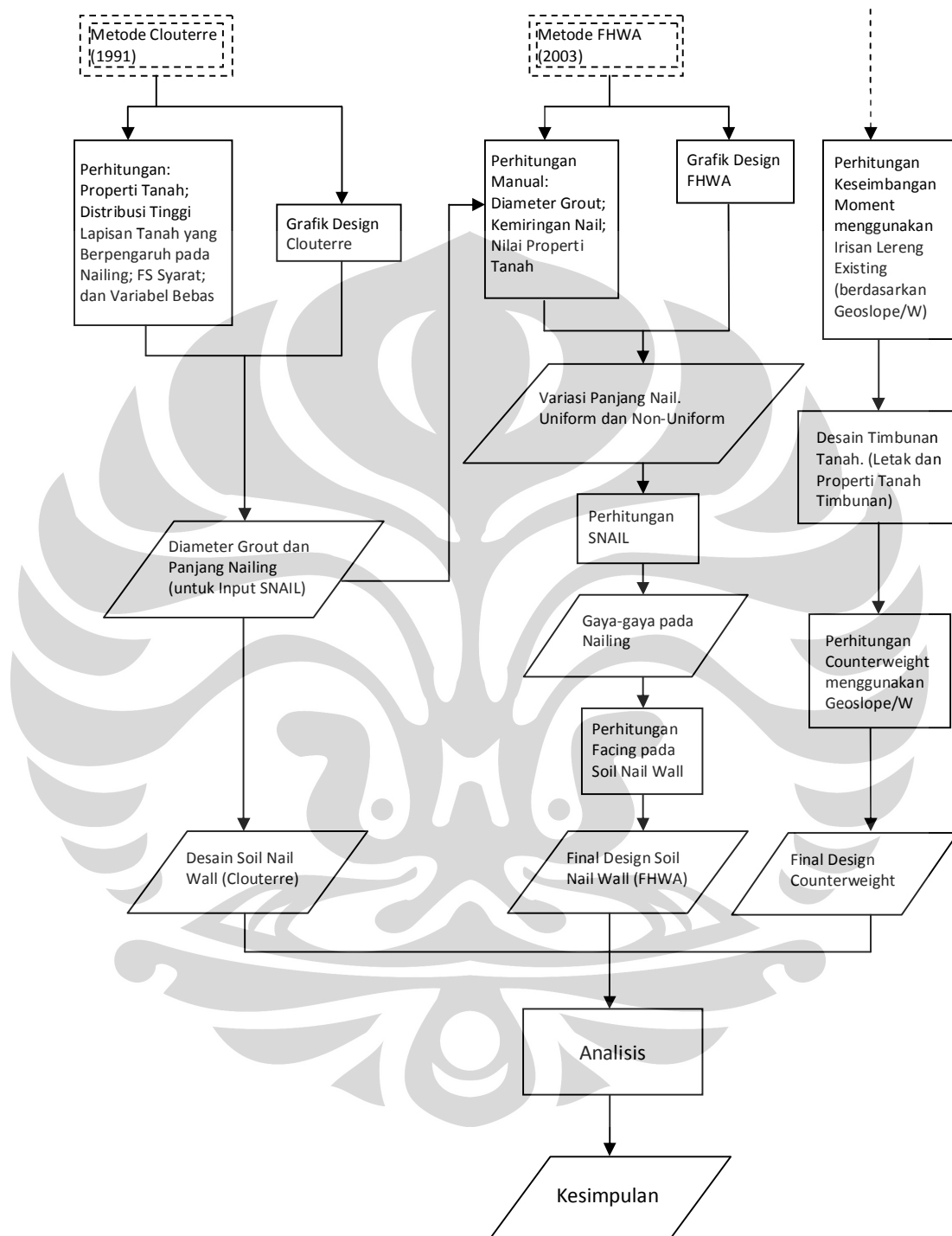
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Dalam penyusunan skripsi, diperlukan adanya acuan tahap-tahapan yang saling terkait yang mempermudah penulis dalam menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, pada bab ini akan menjelaskan mengenai tahapan pengerjaan skripsi mulai dari identifikasi masalah, penentuan input hingga mendapatkan hasil output untuk kemudian dapat dilakukan analisis dan penarikan kesimpulan, seperti yang terlihat dalam gambar 3.1.

Penelitian ini akan dibagi ke dalam tahapan utama, yaitu:

1. Tahap awal, berupa pengumpulan data-data hasil uji laboratorium, identifikasi masalah dan perhitungan Factor of Safety awal berdasarkan data hasil uji laboratorium.
2. Tahap iterasi, berupa langkah-langkah iterasi yang dilakukan untuk mendapatkan profil lereng “existing”, menggunakan program Geoslope/W. terdiri dari tiga tahap, yaitu iterasi *shallow failure*, iterasi *deep failure*, iterasi *kenaikan muka air tanah (MAT)*.
3. Tahap perhitungan *soil nailing* yang akan menghasilkan desain *soil nail wall*, dengan menggunakan metode CLOUTERRE (1991) dan FHWA (2003), perhitungan manual dengan grafik dan tabel dan program Snail, untuk mendapatkan desain *soil nail wall*.
4. Tahap perhitungan sistem *counterweight*, dengan menggunakan perhitungan manual irisan lereng hasil iterasi, lalu menghitung/ mengiterasi menggunakan program Geoslope/W, untuk mendapatkan desain *counterweight* sebagai perbandingan terhadap desain *soil nail wall*.
5. Tahap analisis dan kesimpulan.





Bagan Alir Penelitian

3.1 Tahap Awal

Tahap awal berupa pengumpulan data-data hasil uji laboratorium dan identifikasi masalah dalam menentukan besaran dimensi, properti tanah, dan hal-hal apa saja yang berpengaruh dan terkait dalam kasus stabilitas lereng di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda. Data-data yang dikumpulkan antara lain seperti tinggi lereng, sudut kemiringan lereng, jenis tanah, dan nilai parameter-parameter tanah berdasarkan data-data visual (mis: foto-foto dan gambar) dan numerik (mis: data hasil uji laboratorium). Dimana pada kasus ini penulis mengambil kasus lereng yang **telah runtuh**, untuk nantinya diteliti/ diiterasi sehingga penulis mendapatkan lereng *existing* pada kondisi sesaat sebelum runtuh. Yang kemudian akan diberikan perkuatan *soil nailing* pada lereng *existing* tersebut. Maka dari itu penulis menentukan nilai FS lereng *existing* sebesar $FS \geq 1.00$, tetapi tidak $FS > 1.1$, ($1.00 \leq FS_{\text{Syarat Kritis}} \leq 1.10$). Dari data-data tersebut dapat kita hitung nilai *factor of safety* (FS) lereng yang diteliti. Jika perhitungan nilai FS berdasarkan data-data awal tersebut sudah sesuai dengan $FS_{\text{Syarat Kritis}}$, maka dapat dilanjutkan ke dalam tahap perhitungan *soil nailing*, karena dianggap data tersebut telah mewakili lereng, yaitu dalam kondisi seimbang kritis. Tetapi jika FS lebih kecil dari 1.00 ataupun lebih besar daripada 1.10, maka perlu dilakukan langkah iterasi untuk mendapatkan nilai-nilai parameter tanah lereng *existing* pada kondisi sesaat sebelum runtuh.

3.2 Tahap Iterasi

Tahap iterasi dilakukan setelah dalam perhitungan tahap awal, penulis mendapatkan nilai FS kurang dari 1.00 ($FS < 1.00$), dengan menggunakan program Geoslope/W. Langkah iterasi ini dilakukan untuk mendapatkan nilai-nilai parameter tanah yang belum diketahui secara pasti berdasarkan data-data hasil uji laboratorium. Dalam tahap iterasi ini, terbagi menjadi dua bagian, yaitu tahap iterasi *shallow failure* dan iterasi *deep failure*. Iterasi *shallow failure* dilakukan untuk memeriksa keruntuhan dangkal (setiap lapisan, khususnya lapisan Silty Sand) pada lereng yang diteliti, dan menyesuaikannya dengan kondisi hasil survey lapangan, dengan nilai FS syarat lebih besar atau

mendekati 1.00 ($FS \approx 1.00$). Sehingga didapatkan nilai parameter pada kedua lapisan Silty Sand (Lapisan Atas dan Bawah). Sedangkan iterasi *deep failure*, yang dilakukan setelah melakukan iterasi *shallow failure*, bertujuan untuk mendapatkan profil lereng yang mendekati kondisi *existing* secara lebih menyeluruh, sehingga didapatkan nilai parameter lapisan tanah Sandy Clay. Setelah itu juga diberlakukan kondisi Muka Air Tanah (MAT) yang bervariasi (iterasi kenaikan MAT), pada lereng hasil iterasi *deep failure*, yang bertujuan untuk mengetahui kondisi MAT maksimum lereng yang pada saat *existing*. Setelah tahap iterasi ini dilakukan, maka penulis akan mendapatkan profil lereng *existing* yang mendekati kondisi *existing* di lapangan.

3.3 Tahap Perhitungan Soil Nail Wall

Adalah tahap perhitungan dengan menggunakan metode CLOUTERRE (1991) dan metode FHWA (2003), yang didukung juga dengan menggunakan program Snail. Dimana metode CLOUTERRE (1991) digunakan sebagai syarat/ batasan awal yang nantinya akan digunakan sebagai pedoman awal untuk input desain (*preliminary design*) dengan menggunakan program Snail dalam perhitungan metode FHWA (2003). Terdapat tiga tahapan pokok dalam perhitungan *soil nail wall*, yaitu tahap pertimbangan awal, berupa penentuan desain awal dinding *soil nailing*, layout dinding, spasi antar tulangan, distribusi tulangan, pola *nailing*, dan lain-lain; tahap perhitungan manual/ desain awal *soil nailing*, berupa perhitungan tulangan sehingga didapatkan mutu dan diameter tulangan, penentuan beban *surcharge* dan perhitungan gaya gempa; tahap perhitungan akhir *soil nailing*, memasukkan data-data hasil perhitungan manual sehingga mendapatkan data-data hasil perhitungan Snail, yang nantinya akan digunakan untuk menghitung perkuatan facing dinding *soil nailing*.

3.4 Tahap Perhitungan Sistem Counterweight

Adalah tahapan yang dilakukan setelah perhitungan dinding *soil nailing*, dalam tahapan ini penulis menggunakan perhitungan secara manual ataupun berupa program MS Excel, yang nantinya akan di-iterasikan dengan

menggunakan program Geoslope/W. Dimana nilai parameter timbunan tanah yang ditentukan oleh penulis adalah:

$$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$c = 25 \text{ kN/m}^2$$

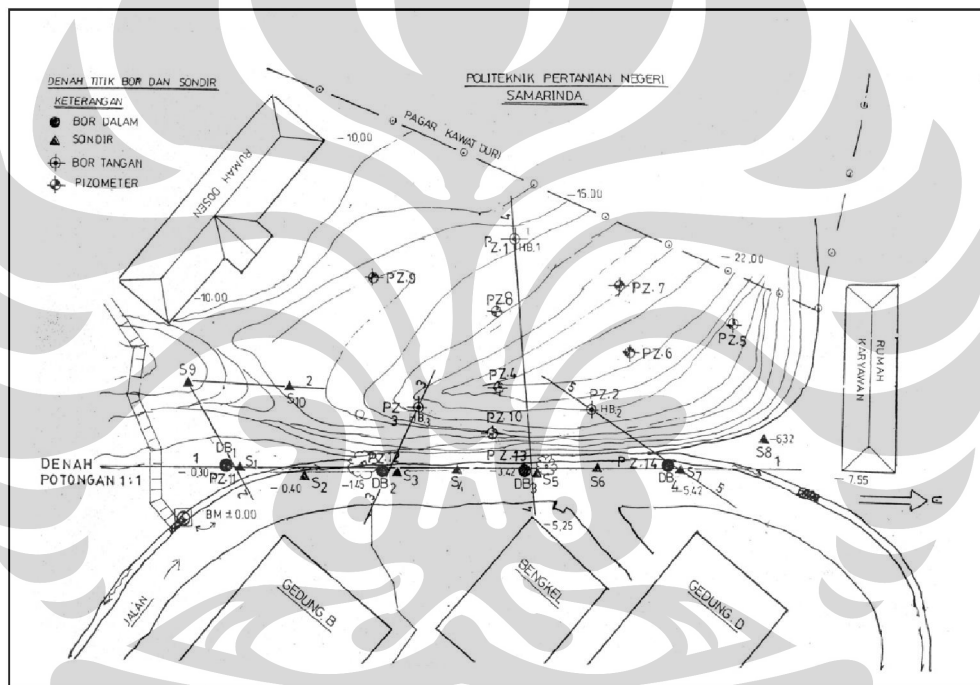
Sedemikian rupa sehingga penulis mendapatkan desain akhir *counterweight* secara menyeluruh. Desain *counterweight* ini yang nantinya akan dijadikan pembanding terhadap desain dinding *soil nailing*, dalam tahap analisis dan penarikan kesimpulan.

3.5 Tahap Analisis dan Kesimpulan

Tahap ini dilakukan setelah penulis mendapatkan desain akhir *soil nail wall* dan desain akhir *counterweight*. Penulis melakukan analisis terhadap hasil perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, baik terhadap dinding di titik longsor DB2 maupun terhadap dinding di titik longsor DB3. Penulis memaparkan perbedaan perkuatan *soil nailing* pada kedua titik tersebut, berupa panjang tulangan, mutu baja tulangan, pola pemasangan, serta metode konstruksi yang dilakukan. Selain itu, penulis juga membandingkan dinding perkuatan *soil nailing* dengan perkuatan menggunakan sistem *counterweight*. Kesimpulan yang diambil oleh penulis, kemudian diterangkan secara sistematis.

BAB 4 PENGOLAHAN DATA

Pada penelitian ini, penulis mencoba mengolah dan menganalisis lereng yang ada di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda. Seperti yang terlihat pada Gambar 4.1, terdapat 2 titik yang mengalami longsor, yaitu lereng di titik *deep bore* no.2 dan di titik *deep bore* no.3, yang selanjutnya akan disebut dalam penulisan skripsi ini ditulis sebagai DB2 dan DB3.



Gambar 4.1. Denah Lokasi Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

Sumber: Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Perbaikan Lereng Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, Laboratorium Mekanika Tanah FTUI, 2004.

DB2 dan DB3 secara umum terwakili oleh data-data hasil uji laboratorium, yang secara terperinci dapat dilihat pada Lampiran 1 sampai dengan Lampiran 4, dengan kriteria sebagai berikut:

- Deep Bore, no. 2 untuk lereng DB2 dan no. 3 untuk lereng DB3;
- Sondir, no. 3 untuk DB2 dan no.5 untuk DB3; dan

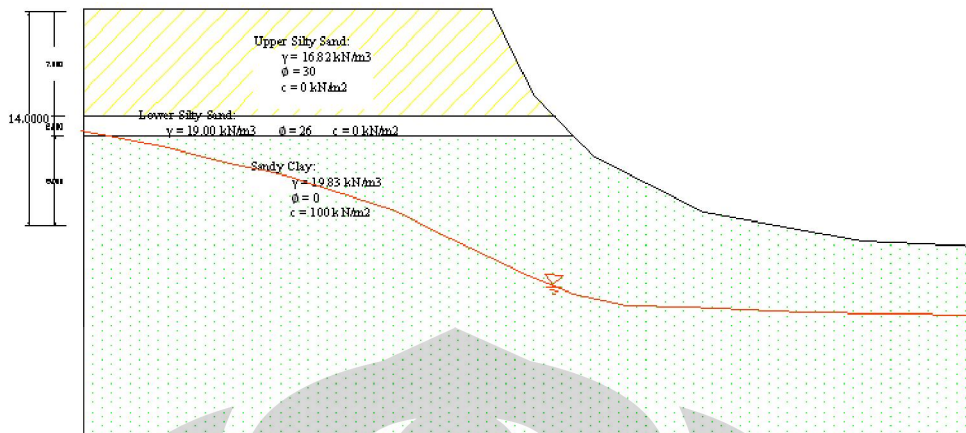
- Piezometer, no 12 untuk DB2 dan no. 13 untuk DB3.

4.1 Perhitungan Nilai Factor of Safety Data Hasil Uji Laboratorium

4.1.1 Perhitungan Nilai FS Untuk Lereng DB2

Diketahui dari data-data hasil uji laboratorium, penulis menetapkan profil lereng DB2 adalah sebagai berikut:

- Lereng DB2 memiliki kemiringan 60° .
- Kedalaman MAT di HB3 (Piezometer 3) yaitu rata-rata sedalam -2.46 m dari muka tanah existing. Dan kedalaman MAT di DB2 yaitu rata-rata sedalam -18.95 m dari muka tanah existing.
- Memiliki **3 lapisan tanah tanpa lensa**, yaitu:
 - Upper Silty Sand (setebal 5 m dari permukaan atas lereng):
 - $\gamma = 16.82 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 30^\circ$
 - $c = 0 \text{ kN/m}^2$
 - Lower Silty Sand (setebal 2 m di bawah lapisan Upper Silty Sand):
 - $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 26^\circ$
 - $c = 0 \text{ kN/m}^2$
 - Sandy Clay:
 - $\gamma = 19.83 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 0^\circ$
 - $c = 100 \text{ kN/m}^2$



Gambar 4.2. Profil Lereng DB2 Hasil Uji Laboratorium

Kemudian data-data tersebut dimasukkan ke dalam perhitungan dengan menggunakan program Geoslope/W, yang dapat dilihat pada Lampiran 5. Dan ringkasan perhitungan tersebut diterangkan pada Tabel 4.1 di bawah ini.

Tabel 4.1. Perhitungan FS Lereng DB2 Berdasarkan Data Hasil Uji Laboratorium

	c_{Awal}	ϕ_{Awal}
Silty Sand Lapisan Atas	0	30
Silty Sand Lapisan Bawah	0	26
Sandy Clay	100	0
Factor of Safety (FS)	0.324 < 1.00	

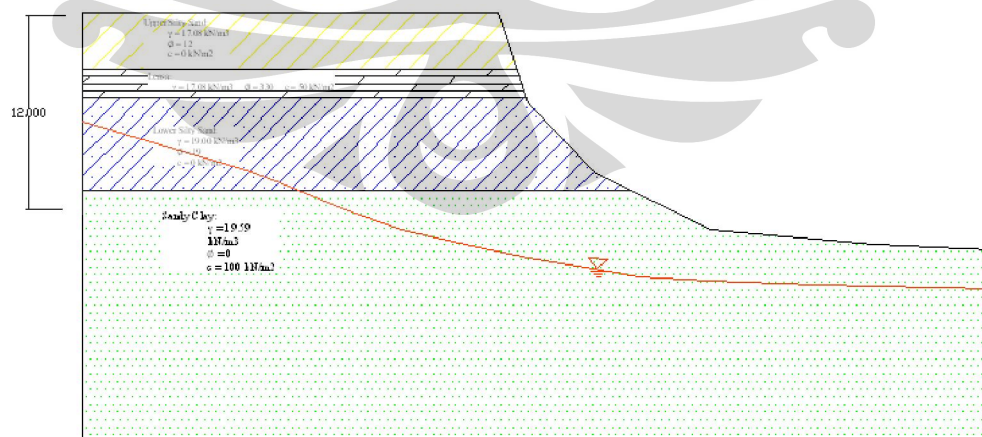
Sehingga didapatkan nilai FS sebesar 0.324, dimana nilai tersebut berada di bawah nilai FS minimum sebesar 1.00, sehingga perlu dilakukan langkah iterasi sampai didapatkan profil lereng yang dianggap existing.

4.1.2 Perhitungan Nilai FS Untuk Lereng DB3

Berbeda dengan lereng DB2, pada lereng DB3 terdapat lapisan lensa, hal tersebut berdasarkan pada data Lampiran 1 dan Lampiran 4, pada no. sondir S5. Ditetapkan profil lereng DB3 adalah sebagai berikut:

- Lereng DB3 lebih curam dibandingkan lereng DB2, lereng DB3 memiliki kemiringan 65° .

- Kedalaman MAT di Piezometer 3 yaitu rata-rata sedalam -3.005 m dari muka tanah existing. Dan kedalaman MAT di DB3 yaitu rata-rata sedalam -17.5 m dari muka tanah existing.
- Memiliki **3 lapisan tanah dan 1 lapisan lensa** di antara kedua lapisan Silty Sand, yaitu:
 - Upper Silty Sand (setebal 3 m dari permukaan atas lereng):
 - $\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 12^\circ$
 - $c = 0 \text{ kN/m}^2$
 - Lensa (setebal 2 m di bawah lapisan Upper Silty Sand):
 - $\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 33^\circ$
 - $c = 50 \text{ kN/m}^2$
 - Lower Silty Sand (setebal 6 m di bawah lapisan Lensa):
 - $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 19^\circ$
 - $c = 0 \text{ kN/m}^2$
 - Sandy Clay:
 - $\gamma = 19.59 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 0^\circ$
 - $c = 100 \text{ kN/m}^2$



Gambar 4.3. Profil Lereng DB3 Hasil Uji Laboratorium

kemudian data-data tersebut dimasukkan ke ke dalam perhitungan dengan menggunakan program Geoslope/W, yang dapat dilihat pada Lampiran 6. Berikut ringkasan perhitungannya, disajikan ke dalam Tabel 4.2 di bawah ini:

Tabel 4.2. Perhitungan FS Lereng DB2 Berdasarkan Data Hasil Uji Laboratorium

	c_{Awal}	ϕ_{Awal}
Silty Sand Lapisan Atas	0	12
Lensa	50	33
Silty Sand Lapisan Bawah	0	19
Sandy Clay	100	0
Factor of Safety (FS)		0.105 < 1.00

Sama halnya seperti lereng DB2, nilai FS lereng DB3 juga berada di bawah 1.00, bahkan sangat kecil nilainya untuk mencapai kondisi seimbang ataupun existing. Sehingga perlu dilakukan tahap iterasi, baik iterasi *shallow failure* maupun iterasi *deep failure*.

4.2 Iterasi Shallow Failure

Iterasi *shallow failure* dilakukan dengan tujuan untuk memeriksa kondisi kritis pada tanah lapisan atas ataupun pada setiap lapisan, sehingga pada akhir iterasi, penulis akan mendapatkan nilai parameter tanah Upper Silty Sand dan Lower Silty Sand, dengan batasan nilai FS ≈ 1.00 . Iterasi *shallow failure* dilakukan dengan cara:

- ⇒ Menentukan nilai ϕ dari Silty Sand, dengan cara mengalikan nilai ϕ_{awal} dengan faktor pengali atau suatu konstanta secara berurutan. Pada setiap nilai kohesi (c) dari Silty Sand (dimulai dari $c = 1 \text{ kN/m}^2$; $c = 2 \text{ kN/m}^2$; $c = 3 \text{ kN/m}^2$; ...; dst), sampai didapatkan nilai FS iterasi *shallow failure* ≥ 1.00 . Misal pada $c = 1 \text{ kN/m}^2$, parameter ϕ_{Awal} diiterasi/ dikali konstanta mulai dari 1.0; 1.1; 1.2;...; dst., sampai didapatkan FS ≥ 1.00 . Selanjutnya pada $c = 2 \text{ kN/m}^2$, parameter ϕ_{Awal} diiterasi/ dikali konstanta mulai dari 1.0; 1.1; 1.2;...; dst., sampai didapatkan FS ≥ 1.00 . Begitu seterusnya

pada setiap nilai parameter c . Setelah melakukan beberapa iterasi terhadap ϕ_{awal} pada setiap nilai c (misalnya pada skrpsi ini = $1 \text{ kN/m}^2 < c < 20 \text{ kN/m}^2$), kemudian penulis dapat menentukan parameter yang sesuai untuk jenis tanah Silty Sand (R. L. Mokwa, hal 110-111; Salgado, Bandini, dan Karim, 2003, hal 452).

4.2.1 Iterasi Shallow Failure DB2

Dari 10 langkah iterasi yang sudah dilakukan (secara terperinci dapat dilihat pada Lampiran 7), dapat disederhanakan menjadi tabel 4.3 di bawah ini:

Tabel 4.3. Iterasi Shallow Failure Pada Range
 c Silty Sand = $1 - 10 \text{ kN/m}^2$

ϕ_{Awal} ($^{\circ}$)		Pada Kisaran c Silty Sand (kN/m^2)	Faktor Pengali terhadap ϕ	$\phi = \phi_{Awal} \times \text{Faktor}$ Pengali ($^{\circ}$)		FS
Upper Silty Sand	Lower Silty Sand			Upper Silty Sand	Lower Silty Sand	
30	26	1	1.7	51	44	1.005
		2	1.6	48	41.5	1.063
		3	1.4	42	36	1.024
		4	1.3	39	34	1.020
		5	1.23	37	32	1.011
		6	1.2	36	31	1.034
		7	1.1	33	28.5	1.003
		8	1.067	32	28	1.022
		9	1	30	26	1.004
		10	0.96	29	25	1.016

Sehingga penulis menetapkan parameter untuk kedua lapisan Silty Sand pada $c = 10 \text{ kN/m}^2$ dengan faktor pengali = 0.96, sehingga nilai dari parameter Silty Sand didapat sebesar:

Upper Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 29^{\circ}$

Lower Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 25^{\circ}$

4.2.2 Iterasi Shallow Failure DB3

Sama halnya dengan iterasi *shallow failure* lereng DB2, dilakukan pula iterasi *shallow failure* pada lereng DB3, yang secara terperinci dapat dilihat pada tabel-tabel pada Lampiran 8. Perhitungan iterasi *shallow failure* pada lereng DB2 dapat disederhanakan menjadi Tabel 4.4 berikut ini:

Tabel 4.4. Iterasi Shallow Failure Pada Range
c Silty Sand = 1 – 15 kN/m²

∅Awal (°)		Pada Kisaran c Silty Sand (kN/m ²)	Faktor Pengali terhadap ∅	∅ = ∅Awal x Faktor Pengali (°)		FS
Upper Silty Sand	Lower Silty Sand			Upper Silty Sand	Lower Silty Sand	
12	19	1	3.7	45	70	1.033
		2	2.9	35	55	1.011
		3	2.5	25	40	1.008
		4	2.1	25	40	1.008
		5	1.9	23	36	1.016
		6	1.8	21.5	34	1.009
		7	1.8	21.5	34	1.039
		8	1.7	20	32	1.020
		9	1.6	19	30	1.005
		10	1.5	18	28.5	1.002
		11	1.5	18	28.5	1.032
		12	1.4	17	26.5	1.020
		13	1.3	15.5	25	1.020
		14	1.2	14.5	23	1.010
		15	1.1	13	21	1.002

Dari 15 iterasi yang sudah dilakukan, seperti yang terlihat di tabel-tabel di atas, dari kisaran nilai parameter tanah Silty Sand yang memenuhi, penulis menetapkan nilai $c = 11 \text{ kN/m}^2$.

Upper Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 18^\circ$

Lower Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 28.5^\circ$

4.3 Iterasi Deep Failure

Setelah penulis melakukan iterasi *shallow failure*, yang menunjukkan bahwa tidak terjadi keruntuhan lokal pada kedua lereng, barulah kemudian penulis dapat melakukan iterasi secara lebih menyeluruh (iterasi *deep failure*) terhadap lereng. Tahap iterasi *deep failure* dilakukan dengan cara, sebagai berikut:

⇒ Mengiterasi nilai c dari Sandy Clay, mulai dari $c = 6 \times N\text{-SPT}$ sampai c terkecil, secara berurutan. Pada setiap nilai ϕ dari Sandy Clay (dimulai dari $\phi = 1^\circ; 2^\circ; 3^\circ; \dots; \text{dst}$), sampai didapatkan nilai FS iterasi *shallow failure* ≥ 1.00 . Misal pada $\phi = 1^\circ$, parameter c Sandy Clay diiterasi menurun mulai dari $c = 360; 359; 358; \dots \text{dst}$. sampai nilai c terkecil, sehingga didapatkan FS ≥ 1.00 . Selanjutnya pada $\phi = 2^\circ$, parameter c Sandy Clay diiterasi menurun mulai dari $c = 360; 359; 358; \dots \text{dst}$. sampai nilai c terkecil, sehingga didapatkan FS ≥ 1.00 . Begitu seterusnya pada setiap nilai parameter ϕ . Setelah melakukan beberapa iterasi terhadap c secara menurun pada setiap nilai ϕ , kemudian penulis dapat menentukan parameter yang sesuai untuk jenis tanah Sandy Clay (Satish Kumar dan Santha; Hutangkabodee, et.al.).

4.3.1 Iterasi Deep Failure DB2

Berdasarkan hasil perhitungan iterasi *shallow failure* Lereng DB2, didapatkan parameter Silty Sand:

Upper Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2, \phi = 29^\circ$

Lower Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2, \phi = 25^\circ$

Dari 10 langkah iterasi yang sudah dilakukan di atas, seperti yang terlihat mulai dari Tabel-tabel iterasi *deep failure* DB2 (yang dapat dilihat pada Lampiran 9). Kemudian dapat ditentukan nilai parameter dari tanah Sandy Clay yang memenuhi adalah:

$c = 26 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 10^\circ$, ketika nilai FS = $1.002 \approx 1.00$.

Sehingga secara umum, nilai-nilai parameter tanah pada lereng DB2 yang **dianggap** existing terlihat seperti pada Gambar Lampiran 11.

4.3.2 Iterasi Deep Failure DB3

Berdasarkan hasil perhitungan iterasi *shallow failure* lereng DB3, didapatkan parameter Silty Sand:

Upper Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 18^\circ$

Lower Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 28.5^\circ$

Dari 10 langkah iterasi yang sudah dilakukan di atas, penulis menetapkan nilai parameter dari tanah Sandy Clay yang memenuhi adalah:

$c = 27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 10^\circ$, ketika nilai $FS = 1.005 \approx 1.00$.

Yang dapat dilihat secara jelas pada Lampiran 12.

4.4 Iterasi Kenaikan Muka Air Tanah (MAT)

Setelah melakukan tahap iterasi *shallow failure* maupun *deep failure*, langkah selanjutnya adalah melakukan iterasi Muka Air Tanah (MAT), sampai pada level MAT maksimum sesaat lereng akan runtuh. Iterasi kenaikan MAT maksimum ini bertujuan untuk:

- Mengetahui level MAT maksimum sesaat lereng akan runtuh, yaitu pada $FS \geq 1.00$;
- Mendapatkan profil lereng existing yang diinginkan.

Iterasi kenaikan MAT maksimum, dilakukan dengan cara menambahkan level MAT secara bertahap dengan penambahan 0.5 m; 1.0 m; ...; dst. dengan penambahan per-setengah meter, sampai didapatkan ketinggian maksimum sesaat lereng akan runtuh, ($FS \approx 1.00$).

Berikut ini adalah tahap iterasi kenaikan MAT yang dilakukan oleh penulis.

4.4.1 Iterasi Kenaikan Muka Air Tanah DB2

Tabel 4.5. Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB2

Kenaikan dari MAT existing (m)	+1.0	+1.5	+2.0	+2.5	+3.0	+3.5
FS	1.002	1.002	1.002	0.980	0.974	0.950

Sehingga didapatkan kondisi MAT maksimum pada saat FS kritis adalah ketika MAT berada pada elevasi +2 m dari elevasi MAT hasil iterasi *deep failure* DB2 (Lampiran 11). Jadi kondisi MAT hasil perhitungan iterasi adalah:

Kedalaman MAT di HB3 (Piezometer 3) yaitu sedalam $(-2.46 + 2.0) \text{ m} = -0.46 \text{ m}$ dari muka tanah existing. Dan kedalaman MAT di DB2 yaitu sedalam $(-18.95 + 2.0) \text{ m} = -16.95 \text{ m}$ dari muka tanah existing. Perhitungan FS hasil iterasi kenaikan MAT lereng DB2 dengan menggunakan Geoslope/W, secara jelas dapat dilihat pada Lampiran 13.

4.4.2 Iterasi Kenaikan Muka Air Tanah DB3

Tabel 4.6. Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB3

Kenaikan dari MAT existing (m)	+0.5	+1.0
FS	1.001	0.982

Sehingga didapatkan kondisi MAT maksimum pada saat FS kritis adalah ketika MAT berada pada elevasi +0.5 m dari elevasi MAT yang didapatkan dari iterasi *deep failure* DB3 (Lampiran 12). Jadi kondisi MAT hasil perhitungan iterasi adalah:

Kedalaman MAT di Piezometer 3 sedalam $(-3.005 + 0.5) \text{ m} = -2.505 \text{ m}$ dari muka tanah existing. Dan kedalaman MAT di DB3 yaitu sedalam $(-17.5 + 2.0) \text{ m} = -15.5 \text{ m}$ dari muka tanah existing. Seperti yang tergambar pada Lampiran 14.

Dengan demikian, maka setelah melakukan tahap-tahap iterasi mulai dari iterasi *shallow failure* sampai dengan iterasi kenaikan MAT, penulis mendapatkan gambaran profil lereng existing yang diharapkan oleh penulis, yang dihasilkan dari keseluruhan proses perhitungan iterasi yang telah dilakukan. Kedua profil lereng tersebut, profil lereng DB2 dan profil lereng DB3, selanjutnya akan digunakan sebagai profil lereng dalam perhitungan perkuatan *soil nailing*.

4.5 Perhitungan Soil Nail Wall Metode CLOUTERRE

4.5.1 Perhitungan CLOUTERRE Pada Lereng DB2

Dengan profil lereng yang didapatkan sampai dengan tahap iterasi kenaikan MAT, berikut properti tanah yang didapat:

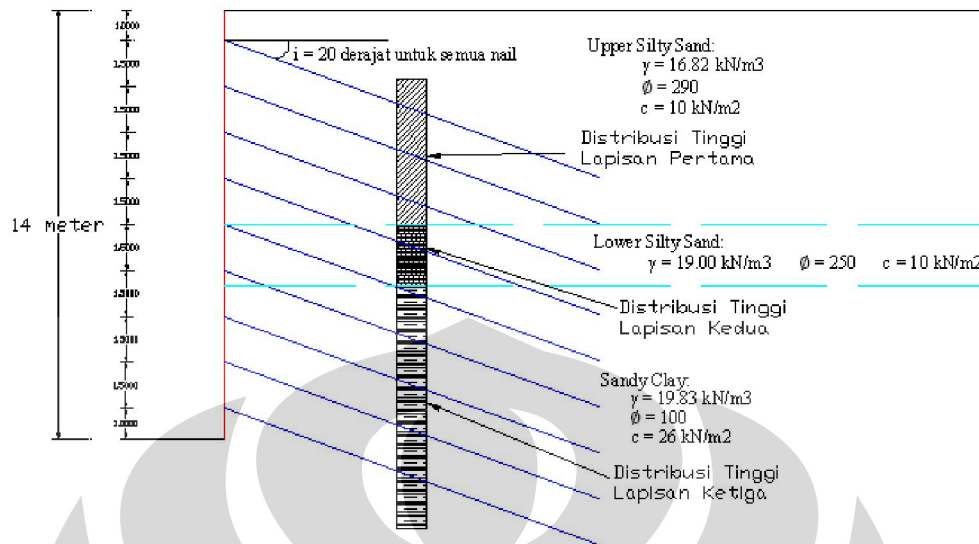
- Upper Silty Sand:
 - $\gamma = 16.82 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 29^\circ$
 - $c = 10 \text{ kN/m}^2$
- Lower Silty Sand:
 - $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 25^\circ$
 - $c = 10 \text{ kN/m}^2$
- Sandy Clay:
 - $\gamma = 19.83 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi = 10^\circ$
 - $c = 26 \text{ kN/m}^2$
- Panjang semua nail seragam (uniform)
Kemiringan nail terhadap dinding sebesar 20° ($i = 20^\circ$)

$$L/H = 0.8$$

$$L = L/H \times H = 0.8 \times 14.6 = 11.68 \text{ m}$$

$$\text{a) Panjang nail} = \frac{11.68}{\cos i} = \frac{11.68}{\cos 20} = 12.43 \text{ m}$$

b) Distribusi Tebal Lapisan Tanah DB2



Gambar 4.4. Distribusi Tebal Lapisan Tanah DB2 Yang Berpengaruh pada Perkuatan Soil Nailing

Perhitungan Distribusi Tebal Lapisan =

$$L/2 = 5.84 \text{ m}$$

$$5.84 \times \tan i = 5.84 \times \tan 20^\circ = 2.1256 \text{ m}$$

- Tebal yang tak-berpengaruh = 2.156 m
- Maka Tebal Lapisan Tanah Pertama (Upper Silty Sand) Terdistribusi = $7 - 2.1256 = 4.8744 \text{ m}$.
- Tebal Lapisan Tanah Kedua (Lower Silty Sand) Terdistribusi adalah tetap, karena tidak terpengaruh akan kemiringan *nail*. Sehingga Tebal Lapisan Tanah Kedua (Lower Silty Sand) Terdistribusi = 2 m.
- Tebal Lapisan Tanah Ketiga (Sandy Clay) Terdistribusi = tinggi dinding - $4.8744 - 2 = 7.156 \text{ m}$.

c) Penentuan parameter tanah

Sehingga nilai parameter tanah yang mewakili, yang akan digunakan dalam perhitungan, dapat dihitung berdasarkan:

$$\begin{aligned} \bar{\gamma} &= \frac{\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3}{H_{\text{Total}}} = \frac{(16.82)(4.8744) + (19)(2) + (19.83)(7.1256)}{14} \\ &= \frac{261.24}{14} = 18.66 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{c} &= \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3}{H_{\text{Total}}} = \frac{(10)(4.8744) + (10)(2) + (26)(7.1256)}{14} \\ &= \frac{253.96}{14} = 18.14 \text{ kN/m}^2 \\ \bar{\phi} &= \frac{\phi_1 H_1 + \phi_2 H_2 + \phi_3 H_3}{H_{\text{Total}}} = \frac{(29)(4.8744) + (25)(2) + (10)(7.1256)}{14} \\ &= \frac{262.614}{14} = 18.76^\circ\end{aligned}$$

sehingga didapatkan nilai parameter tanah DB2 dan kriteria untuk perhitungan CLOUTERRE, sebagai berikut:

- $\gamma = 18.66 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 18.76^\circ$
- $c = 18.14 \text{ kN/m}^2$
- $i = 20^\circ$
- $S_v = 1.5 \text{ m}$
- $S_H = 1.5 \text{ m}$

d) Perhitungan dengan Grafik Stabilitas CLOUTERRE

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi = 18.14 + (18.66)(14.6) \tan 18.76 = 110.67 \text{ kPa}$$

$$d = \frac{\tau \cdot \pi \cdot D_{DH}}{\gamma \cdot S_v \cdot S_H} = \frac{110.67 \left(\frac{22}{7}\right) D_{DH}}{(18.66)(1.5)(1.5)} = 8.3 D_{DH}$$

Nilai d tergantung pada besarnya diameter grout (D_{DH}).

Sehingga dari grafik didapatkan perhitungan:

$$c^* = \frac{c}{\gamma H} = \frac{18.14}{(18.66)(14.6)} = 0.0666$$

$$\tan 18.76^\circ = 0.3133$$

didapat dari grafik desain CLOUTERRE Lereng DB2, pada Lampiran 15, yaitu:

$$d = 8.3 D_{DH}$$

$FS_{\text{syarat}} = 1.7$ (mengingat CLOUTERRE tanpa memberikan beban *surchage*)

$$OM = 2.7 \text{ cm}$$

Maka di dapat

$$OA = OM/FS_{\text{syarat}} = 1.6 \text{ cm.}$$

Dari grafik didapatkan nilai $d_{\text{minimal}} = 1.0$

$$\text{Maka, diameter grout } (D_{\text{DH}}) = \frac{1}{8.3} = 0.122 \text{ m} = 122 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

Jadi pada DB2. Didapat data:

- Panjang nail 12.43 m \approx **13 m**.
- Diameter grout minimal **130 mm**.

4.5.2 Perhitungan CLOUTERRE Pada Lereng DB3

Dengan profil lereng yang didapatkan sampai dengan tahap iterasi kenaikan MAT, berikut properti tanah yang didapat:

- Upper Silty Sand:

$$\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$c = 11 \text{ kN/m}^2$$

- Lensa:

$$\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$c = 50 \text{ kN/m}^2$$

- Lower Silty Sand:

$$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 28.5^\circ$$

$$c = 11 \text{ kN/m}^2$$

- Sandy Clay:

$$\gamma = 19.59 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$c = 27 \text{ kN/m}^2$$

- Panjang semua nail seragam (uniform)

Kemiringan nail terhadap dinding sebesar 20° ($i = 20^\circ$)

$$L/H = 1.0$$

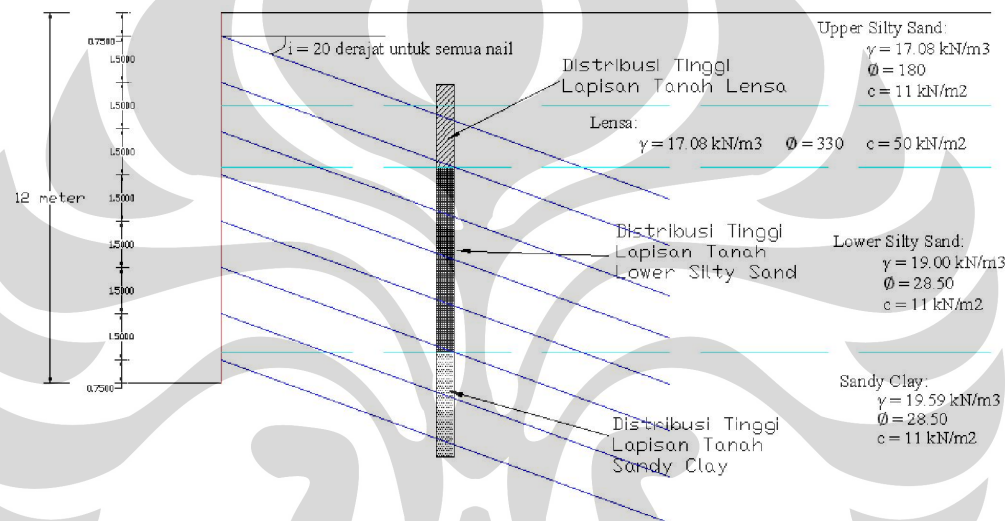
$$L = L/H \times H = 1.0 \times 14.6 = 14.6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang nail} = \frac{14.6}{\cos 20} = 15.54 \text{ m}$$

$$L = L/H \times H = 1.0 \times 14.6 = 14.6 \text{ m}$$

$$\text{a) Panjang nail} = \frac{14.6}{\cos i} \frac{14.6}{\cos 20} = 15.54 \text{ m}$$

b) Distribusi Tebal Lapisan Tanah DB3:



Gambar 4.5. Distribusi Tinggi Lapisan Tanah DB3 Yang Berpengaruh pada Perkuatan Soil Nailing

Perhitungan Distribusi Tebal Lapisan =

$$L/2 = 7.3 \text{ m}$$

$$5.84 \times \tan i = 5.84 \times \tan 20^\circ = 2.657 \text{ m}$$

- Tebal yang tak-berpengaruh = 2.657 m
- Maka Tebal Lapisan Tanah Pertama (Upper Silty Sand) Terdistribusi = $3 - 2.657 = 0.343 \text{ m}$.
- Tebal Lapisan Tanah Lensa Terdistribusi adalah tetap, karena tidak terpengaruh akan kemiringan *nail*. Sehingga Tebal Lapisan Lensa Terdistribusi = 2 m.
- Tinggi Lapisan Tanah Lower Silty Sand Terdistribusi = 6 m

- Tinggi lapisan tanah Sandy Clay terdistribusi = $14 - 0.343 - 2 - 6$
= 5.657 m.

c) Penentuan parameter tanah

Sehingga nilai parameter tanah yang mewakili, yang akan digunakan dalam perhitungan, dapat dihitung berdasarkan:

$$\bar{\gamma} = \frac{(17.08)(0.343) + (17.08)(2) + (19)(6) + (19.59)(5.657)}{12}$$

$$= \frac{264.84}{12} = 22.07 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{c} = \frac{(17.08)(0.343) + (50)(2) + (11)(6) + (27)(5.657)}{12}$$

$$= \frac{324.6}{12} = 27.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\phi} = \frac{(17.08)(0.343) + (33)(2) + (28.5)(6) + (10)(5.657)}{12}$$

$$= \frac{299.43}{12} = 25^\circ$$

sehingga didapatkan nilai parameter tanah DB2 dan kriteria untuk perhitungan CLOUTERRE, sebagai berikut:

- $\gamma = 22.07 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 25^\circ$
- $c = 27.05 \text{ kN/m}^2$
- $i = 20^\circ$
- $S_V = 1.5 \text{ m}$
- $S_H = 1.5 \text{ m}$

d) Perhitungan dengan Grafik Stabilitas CLOUTERRE

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi = 27.05 + (22.07)(12.6) \tan 25 = 156.72 \text{ kPa}$$

$$d = \frac{\tau \cdot \pi \cdot D}{\gamma \cdot S_V \cdot S_H} = \frac{156.72 \left(\frac{22}{7}\right) D}{(22.07) (1.5)(1.5)} = 9.92 D$$

Nilai d tergantung pada besarnya diameter grout (D).

Sehingga dari grafik didapatkan perhitungan:

$$c^* = \frac{c}{\gamma H} = \frac{27.05}{(22.07)(12.6)} = 0.0973$$

$$\tan 25^\circ = 0.47$$

didapat pada grafik desain CLOUTERRE lereng DB3, pada Lampiran 16,

yaitu:

$$d = 9.92 D$$

$FS_{\text{syarat}} = 1.7$ (mengingat CLOUTERRE tanpa memberikan beban *surchage*)

$$OM = 3.5 \text{ cm}$$

Maka di dapat $OA = OM/FS_{\text{syarat}} = 2.06 \text{ cm}$.

Dari grafik didapatkan nilai $d_{\text{minimal}} = 0.4$

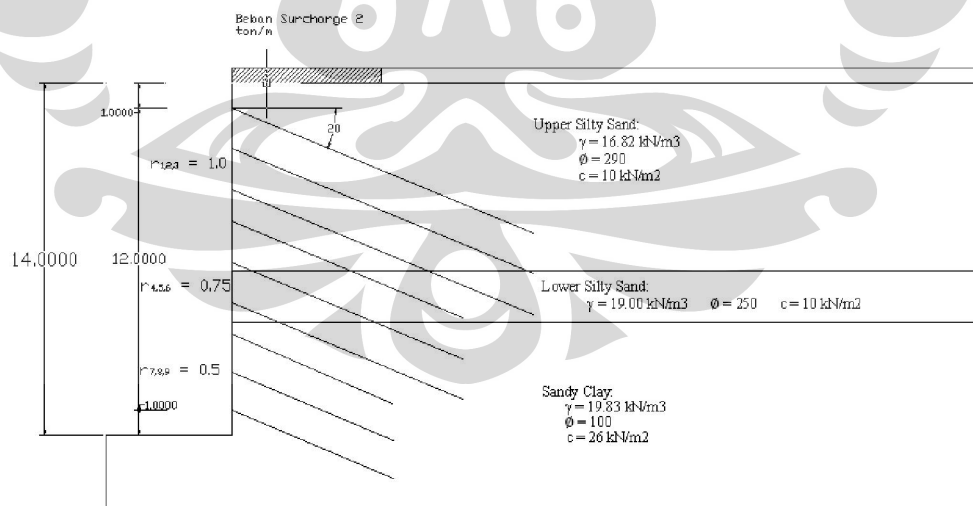
$$\text{Maka, diameter grout } (D_{\text{DH}}) = \frac{0.4}{9.92} = 0.040 \text{ m} \approx 40 \text{ mm}$$

Jadi pada DB3. Didapat data:

- Panjang nail 15.54 m \approx 16 m.
- Diameter grout minimal 40 mm.

4.6 Perhitungan Soil Nail Wall Metode FHWA

4.6.1 Perhitungan Desain Soil Nail Wall DB2



Gambar 4.6. Potongan Melintang Desain
Soil Nail Wall DB2

4.6.1.1 Pertimbangan Awal

Dengan $D_{DH} = 130 \text{ mm}$

A. Layout Dinding

- Tinggi Dinding, $H = 14 \text{ m}$
- Face Batter, $\alpha = 0, \beta = 0$

B. Spasi Antar Tulangan

- 1) Spasi Vertikal, $S_V = 1.5 \text{ m}$
Spasi Horizontal, $S_H = 1.5 \text{ m}$
- 2) $S_V \times S_H = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2 \leq 4 \text{ m}^2$

C. Pola Pemasangan Soil Nailing

Pola Rectangular (Persegi)

D. Properti Tulangan

- 1) $i = 20^\circ$
- 2) $D_{DH} = 130 \text{ mm}$ (Lubang Bor Minimum Hasil Perhitungan CLOUTERRE)

E. Distribusi Tulangan

- 1) Uniform = $\sum L_a = 9 L_1$
- 2) Non-uniform = $1.1 \sum L_a$

F. Material Tulangan

Ditentukan: menggunakan Threaded Solid Bar, dengan Grade 75 ($f_y = 520 \text{ MPa} = 0.52 \text{ kN/mm}^2$)

G. Properti Tanah Hasil Perhitungan Distribusi Tebal Lapisan:

- $\gamma = 18.66 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 18.76^\circ$
- $c = 18.14 \text{ kN/m}^2$

4.6.1.2 Perhitungan Struktur

a) Konstanta Awal

- Allowable Bond Strength (q_a):

$$\tau_a = \frac{\tau_u}{FS_p} = \frac{110.67}{2} = 55.335 \text{ kPa}$$

- Normalized Pullout Resistance (μ):

$$\mu = \frac{\tau_a D_{DH}}{\gamma S_V S_H} = \frac{55.335 \times 0.130}{18.66 \times 1.5 \times 1.5} = 0.17$$

- Normalized Cohesion (C^*):

$$c^* = \frac{c}{\gamma H} = \frac{18.14}{18.66 \times 14} = 0.07$$

- Dengan $\alpha = 0$, $\beta = 0$, dan $\phi = 18.76^\circ$ (dapat dilihat pada Lampiran 17), didapatkan nilai:

$$L/H = 1.16$$

$$t_{\max\text{-so}} = 0.29$$

b) Perhitungan Panjang Tulangan

Dengan menggunakan grafik koreksi pada Lampiran 19.

- Koreksi terhadap L/H

Diameter lubang bor, $C_{1L} = 0.88$

Kohesi tanah,

$$C_{2L} = -4.0 C^* + 1.09 = -4 (0.07) + 1.09 = 0.81 < \mathbf{0.85}$$

Faktor Keamanan (FS),

$$C_{3L} = 0.52 FS + 0.3 = 0.52 (1.5) + 0.3 = 1.08 \geq 0.85$$

- Adjusted Normalized Nail Length:

Dengan tinggi dinding + tebal perkerasan rencana

$$= 14 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = H_{\text{Tot}} = 14.6 \text{ m}$$

$$L/H \text{ terkoreksi} = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times L/H$$

$$= 0.88 \times 0.85 \times 1.08 \times 1.16 = 0.937$$

- Panjang tulangan =

$$L = \frac{L}{H} \times H = 0.937 \times 14.6 = 13.68 \text{ m}$$

$$\text{panjang tulangan} = 13.68 / \cos 20 = 14.56 \text{ m}$$

c) Distribusi Panjang Tulangan

- Pola uniform, semua panjang tulangan sama = $L = 14.56 \text{ m}$

$$\text{Panjang tulangan uniform total, } L_{\text{Tot-U}} = 9 L = 131.04 \text{ m}$$

- Pola no n-uniform:

$$r_i = \frac{l_i}{L_1}$$

$$L_{\text{Tot-NU}} = \sum r_i L_1 = [(3 \times 1) + (3 \times 0.75) + (3 \times 0.5)] L_1$$

$$= 6.75L_1$$

$$L_1 = L_2 = L_3 = 1.1 \frac{131.04}{6.75} = 19.41 \text{ m} \approx 19.5 \text{ m}$$

$$L_4 = L_5 = L_6 = 16.8 \times 0.75 = 14.56 \text{ m} \approx 15 \text{ m}$$

$$L_7 = L_8 = L_9 = 16.8 \times 0.5 = 9.71 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$$

d) Perhitungan Gaya pada Tulangan

$$t_{\max\text{-so}} = 0.29$$

- Koreksi terhadap $t_{\max\text{-so}}$

Diameter lubang bor, $C_{1F} = 1.3$

Kohesi tanah, C_{2F}

$$C_{2F} = -4.0 C^* + 1.09 = -4 (0.073) + 1.09 = 0.81 < \mathbf{0.85}$$

$$t_{\max\text{-so}} \text{ terkoreksi} = t_{\max\text{-s}} = C_{1F} \times C_{2F} \times t_{\max\text{-s}} \\ = 1.3 \times 0.85 \times 0.29 = 0.32045$$

$$T_{\max\text{-s}} = t_{\max\text{-s}} \times \gamma \times H \times S_V \times S_H \\ = 0.32045 \times 18.88 \times 14.6 \times 1.5 \times 1.5 \\ = 198.75 \text{ kN}$$

e) Perhitungan Properti Tulangan

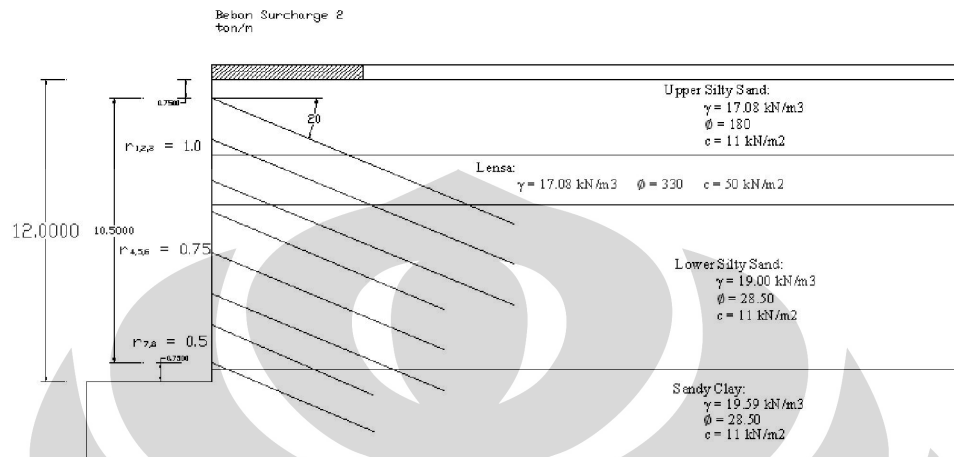
$$A_t = \frac{T_{\max\text{-s}} \times FS_T}{f_y} = \frac{198.75 \times 1.8}{0.52} = 687.966 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan tabel profil tulangan, secara jelas pada Lampiran 20, dapat diambil profil tulangan $\Phi 32 \text{ mm}$ (# 10), dengan:

$$A_s = 819 \text{ mm}^2 (1.27 \text{ i r}^2)$$

Available cover $= \frac{D_{DH} - D_s}{2} = \frac{130 - 36.3}{2} = 46.85 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$, memenuhi syarat.

4.6.2 Perhitungan Desain Soil Nail Wall DB3



Gambar 4.7. Potongan Melintang Desain
Soil Nail Wall DB3

4.6.2.1 Pertimbangan Awal

a) Layout Dinding

- Tinggi Dinding, $H = 12 \text{ m}$
- Face Batter, $\alpha = 0, \beta = 0$

b) Spasi Antar Tulangan

- Spasi Vertikal, $S_V = 1.5 \text{ m}$
Spasi Horizontal, $S_H = 1.5 \text{ m}$
- $S_V \times S_H = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2 \leq 4 \text{ m}^2$

c) Pola Pemasangan Soil Nailing

Pola Rectangular (Persegi)

d) Properti Tulangan

- $i = 20^\circ$
- $D_{DH} = 100 \text{ mm}$ (diambil 100 mm, menurut ketentuan D_{DH} minimum berdasarkan metode FHWA)

e) Distribusi Tulangan

- Uniform = $\sum L_a = 9 L_1$
- Non-uniform = $1.1 \sum L_a$

f) Material Tulangan

Ditentukan: menggunakan Threaded Solid Bar, dengan Grade 75 ($f_y = 520$ MPa = 0.52 kN/mm²)

g) Properti Tanah Hasil Perhitungan Distribusi Tebal Lapisan:

- $\gamma = 22.07$ kN/m³
- $\phi = 25^\circ$
- $c = 27.05$ kN/m²

4.6.2.2 Perhitungan Struktur

a) Konstanta Awal

- Allowable Bond Strength (q_a):

$$\tau_a = \frac{\tau_u}{FS_p} = \frac{156.72}{2} = 78.36 \text{ kPa}$$

- Normalized Pullout Resistance (μ):

$$\mu = \frac{\tau_a D_{DH}}{\gamma S_V S_H} = \frac{78.36 \times 0.100}{22.07 \times 1.5 \times 1.5} = 0.158$$

- Normalized Cohesion (C^*):

$$c^* = \frac{c}{\gamma H} = \frac{27.05}{22.07 \times 12} = 0.102$$

- Dengan $\alpha = 0$, $\beta = 0$, dan $\phi = 25$, maka dari grafik desain FHWA (Lampiran 18), Didapatkan nilai:

$$L/H = 0.98$$

$$t_{\max\text{-so}} = 0.245$$

b) Perhitungan Panjang Tulangan

Dengan menggunakan grafik koreksi pada Lampiran 19.

- Koreksi terhadap L/H

$$\text{Diameter lubang bor, } C_{1L} = 1$$

Kohesi tanah,

$$C_{2L} = -4.0 C^* + 1.09 = -4 (0.102) + 1.09 = 0.682 < \mathbf{0.85}$$

Faktor Keamanan (FS),

$$C_{3L} = 0.52 FS + 0.3 = 0.52 (1.5) + 0.3 = 1.08 \geq 0.85$$

- Adjusted Normalized Nail Length:

Dengan tinggi dinding + tebal perkerasan rencana
 $= 14 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = H_{\text{Tot}} = 14.6 \text{ m}$

$$\begin{aligned} L/H \text{ terkoreksi} &= C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times L/H \\ &= 1 \times 0.85 \times 1.08 \times 0.98 = 0.9 \end{aligned}$$

- Panjang tulangan =

$$L = \frac{L}{H} \times H = 0.9 \times 12.6 = 11.34 \text{ m}$$

$$\text{panjang tulangan} = 12.5 / \cos 20 = 12.1 \text{ m}$$

c) Distribusi Panjang Tulangan

$$\begin{aligned} L_{\text{Tot-NU}} &= \sum r_i L_1 = [(3 \times 1) + (3 \times 0.75) + (2 \times 0.5)] L_1 \\ &= 6.25 L_1 \end{aligned}$$

$$L_1 = L_2 = L_3 = 1.1 \frac{96.5}{6.25} = 15.44 \text{ m} \approx 16 \text{ m}$$

$$L_4 = L_5 = L_6 = 15.44 \times 0.75 = 11.6 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

$$L_7 = L_8 = L_9 = 15.44 \times 0.5 = 7.72 \text{ m} \approx 8 \text{ m}$$

d) Perhitungan Gaya pada Tulangan

$$t_{\text{max-so}} = 0.238$$

- Koreksi terhadap $t_{\text{max-so}}$

Diameter lubang bor, $C_{1F} = 1$

Kohesi tanah,

$$C_{2L} = -4.0 C^* + 1.09 = -4 (0.102) + 1.09 = 0.682 \leq 0.85$$

$$t_{\text{max-so}} \text{ terkoreksi} = t_{\text{max-s}} = C_{1F} \times C_{2F} \times t_{\text{max-s}}$$

$$= 1 \times 0.85 \times 0.245 = 0.20825$$

$$T_{\text{max-s}} = t_{\text{max-s}} \times \gamma \times H \times S_V \times S_H$$

$$= 0.20825 \times 22.07 \times 12.6 \times 1.5 \times 1.5$$

$$= 130.3 \text{ kN}$$

e) Perhitungan Properti Tulangan

$$A_t = \frac{T_{\text{max-s}} \times F_{ST}}{f_y} = \frac{130.3 \times 1.8}{0.42} = 558.43 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan Lampiran 20, ditentukan profil tulangan yaitu tulangan

$\Phi 29 \text{ mm}$ (# 9), dengan:

$$A_s = 645 \text{ mm}^2 (1.00 \text{ i r}^2)$$

Available c over $= \frac{D_{DH}-D_s}{2} = \frac{100-32}{2} = 34 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$, memenuhi syarat.

4.6.3 Perhitungan Koefisien Gempa

Berdasarkan Tabel 2.3, Kota Samarinda terletak di daerah dengan percepatan dasar puncak (PBA) = 0.100g, dengan jenis tanah keras, didasarkan pada nilai N-SPT = 50 - 60. Maka nilai percepatan tanah puncak (A) samarinda berdasarkan jenis tanah keras adalah = 0.120g.

$$A_m = (1.45 - 1.1772) 1.1772$$

$$A_m = 0.32 \text{ m/s}$$

Dengan demikian:

$$k_h = 0.5 A_m = 0.16$$

4.6.4 Desain Akhir Soil Nail Wall DB2

Perhitungan desain akhir *soil nail wall* meliputi perhitungan perkuatan *facing*, dimana data output Snail yang digunakan, adalah data perhitungan Snail pada kondisi pembebanan statis, dan bukan data pada kondisi pembebanan gempa. Hal tersebut dikarenakan penulis menetapkan kondisi sesuai dengan keadaan di lapangan, dimana lereng **tidak-selalu-gempa**. Kalau penulis mengkondisikan pada pembebanan gempa, berarti lereng dianggap pada kondisi **selalu-gempa**. Maka perhitungan Snail yang dipakai, adalah pada kondisi pembebanan statis. Gambaran singkat perhitungan Snail metode FHWA dapat dilihat pada Lampiran 21, dan secara jelas pada Lampiran 31 dan Lampiran 32.

4.6.4.1 Perhitungan Menggunakan Snail

Tabel 4.7. Gaya Nail Desain Maksimum Pada Lereng DB2

Nail ke-	Simbol	Gaya Nail (kN)
1	T ₁	2608307.13
2	T ₂	2608307.13
3	T ₃	2608307.13
4	T ₄	2006390.1

5	T_5	2006390.1
6	T_6	2006390.1
7	T_7	1337593.4
8	T_8	1337593.4
9	T_9	1337593.4
Gaya Nail Maksimum ($FS_G = 1.59$)	T_{maks}	2608307.13
Gaya Nail Rata-rata ($FS_G = 1.59$)	T_{avg}	1984096.877
Gaya Nail Rata-rata Berdasarkan Snail ($FS_G = 1.0$)	T_{avg-s}	156.494
Rasio Gaya Nail Rata-rata	$\frac{T_{avg-s}}{T_{avg}}$	0.0000788742
Gaya Nail Desain Maksimum	$T_{maks-s} = T_{maks} \times \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}}$	205.7280674

Sehingga dapat dihitung area potongan tulangan *nail* sebesar:

$$A_t = \frac{T_{maks-s} \times FS_T}{f_y} = \frac{205.73 \times 1.8}{0.52} = 712.13562 \text{ mm}^2$$

sehingga ditentukan tulangan yang dipakai adalah tulangan 32 mm (# 10), sama seperti desain awal yang telah penulis tentukan sebelumnya.

Desain Facing DB2

Berdasarkan persamaan (2.40), dimana:

$$T_o = T_{maks-s} [0.6 + 0.2 (S_{maks} [m] - 1)]$$

$$T_o = T_{maks-s} [0.6 + 0.2 (1.5 - 1)] = 0.7 T_{maks-s}$$

$$T_o = 144.0096472 \text{ kN}$$

Tabel 4.8. Syarat Kapasitas Pada Facing

Kapasitas Facing	Simbol	Beban Statis		Beban Gempa	
		FS	Kapasitas (kN)	FS	Kapasitas (kN)
Melentur (<i>Flexure</i>)	R_{FF}	1.5	216.0145	1.1	158.41
<i>Punching</i>	R_{FP}	1.5	216.0145	1.1	158.41

<i>Shear</i>					
Rentangan <i>Headed- Stud (Tensile)</i>	R _{FS}	2.0	288.02	1.5	216.0145

Tabel 4.9. Komponen Utama Desain Facing DB2

Elemen	Deskripsi	Temporary Facing	Permanent Facing
General	Ketebalan (h)	100 mm	200 mm
	Tipe Facing	Shotcrete	CIP Concrete
	f'c	28 MPa	28 MPa
Perkuatan	Tipe	WWM	Steel Bars Mesh
	Grade	520 (Grade 750)	520 (Grade 75)
	Denominasi	152x152-WM26 x WM26	No.13 @ 300 mm Tiap Sisi
Perkuatan Lain	Tipe	Waler Bars 2 x Φ 13 mm	-
Bearing Plate	Tipe	-	4 Headed Studs ¹ / ₂ x 6 ¹ / ₈
	Mutu Baja	520 MPa (Grade 75)	-
	Dimensi	Panjang; L _{BP} = 300 mm	-
Ketebalan; t _p = 25 mm		-	-
Headed Studs	Dimensi	-	Panjang Nominal; L _S = 162 mm
		-	Diameter Kepala; D _H = 31.8 mm
		-	Diameter Shaft; D _S = 15.9 mm
		-	Ketebalan Kepala; t _H = 7.9 mm
		-	Spacing; S _{HS} = 150 mm

4.6.4.2 Perhitungan Flexural Resistance Soil Nail Wall DB2

- Facing Sementara

Rasio perkuatan:

$$\rho_{\min} [\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [\text{MPa}]}}{f_y [\text{MPa}]} = 20 \frac{\sqrt{28}}{520} = 0.20 \%$$

$$\rho_{\text{maks}}[\%] = 50 \frac{f'_c[\text{MPa}]}{f_y[\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y[\text{MPa}]} \right) = 50 \frac{28}{520} \left(\frac{600}{600 + 520} \right) = 1.44 \%$$

Rasio perkuatan dalam area per unit panjang setia 1 meter adalah:

$$a_s = \rho d \times \text{ketebalan } facing$$

$$a_s \text{ minimum} = \rho_{\text{min}} \times d \times b = 0.002 \times 50 \times 1 = 100 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_s \text{ maksimum} = \rho_{\text{maks}} \times d \times b = 0.0144 \times 50 \times 1 = 720 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Menggunakan Perkuatan:

152x152-WM26xWM26 dan tulangan Φ 13 mm (grade 520 MPa)

$$a_{sm} = 169.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tulanga } n = 2 \times 129 = 258 \text{ mm}^2$$

$$a_{sn} = a_{sm} + \frac{A_s}{S_m} = 169.4 + \frac{258}{1.5} = 341.4 \text{ mm}^2$$

$$R_{FF} = \frac{2}{265} \times (341.4 + 169.4) \times (0.10) \times (520) = 200.465 \text{ kN}$$

Syarat Flexural untuk *facing* sementara:

$$FS_{FF} \times T_o =$$

$$1.35 \times 144.0096472 = 194.4 \text{ kN} < 200.465 \text{ kN (memenuhi syarat)}$$

- Facing Permanen

Rasio perkuatan:

$$\rho_{\text{min}}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c[\text{MPa}]}}{f_y[\text{MPa}]} = 20 \frac{\sqrt{28}}{520} = 0.20 \%$$

$$\rho_{\text{maks}}[\%] = 50 \frac{f'_c[\text{MPa}]}{f_y[\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y[\text{MPa}]} \right) = 50 \frac{28}{520} \left(\frac{600}{600 + 520} \right) = 1.44 \%$$

Rasio perkuatan dalam area per unit panjang setia 1 meter adalah:

$$a_s = \rho d \times \text{ketebalan } facing$$

$$a_s \text{ minimum} = \rho_{\text{min}} \times d \times b = 0.002 \times 100 \times 1 = 200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_s \text{ maksimum} = \rho_{\text{maks}} \times d \times b = 0.0144 \times 100 \times 1 = 1440 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Menggunakan Perkuatan: **Tulangan Φ 13 @ 300 mm**

$$a_{sm} = a_{sn} = 129 \times 1000/300 = 430 \text{ mm}^2$$

As tulanga $n = 2 \times 430 = 860 \text{ mm}^2$

$$R_{FF} = \frac{1}{265} \times (860) \times (0.20) \times (520) = 337.51 \text{ kN}$$

Syarat Flexural untuk *facing* Permanen (Tabel 4.47):

$$FS_{FF} \times T_o =$$

$$1.5 \times 144.0096472 = \mathbf{216.0145 \text{ kN} < 337.51 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

4.6.4.3 Perhitungan Punching Shear Resistance Soil Nail Wall DB2

- Facing Sementara

$$V_F [\text{kN}] = 330\sqrt{28} \times \pi \times 0.4 \times 0.1 = 219.522 \text{ kN}$$

$$R_{FP} = C_P V_F$$

$$\text{Jadi } R_{FP} = \mathbf{219.522 \text{ kN} > 216.0145 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

- Facing Permanen

$$h_C = L_S - t_S + t_P = 156 - 7.9 + 25 = 173.1 \text{ mm}$$

$$S_{HS} = 173.1 + 150 = 323.1 \text{ mm} = 0.3231 \text{ m}$$

$$V_F [\text{kN}] = 330\sqrt{28} \times \pi \times 0.3231 \times 0.1731 = 307 \text{ kN}$$

$$R_{FP} = C_P V_F$$

$$C_P = 1$$

$$\text{Jadi } R_{FP} = \mathbf{307 \text{ kN} > 216.0145 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

4.6.4.4 Perhitungan Headed-Stud Tensile Resistance Soil Nail Wall DB2

$$R_{FS} = 4 \times A_H \times f_y = 4 \times (\pi \times 15.9^2 / 4) \times 520 = 413.164 \text{ kN}$$

$$\mathbf{413.164 \text{ kN} > 288.02 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

4.6.4.5 Perhitungan Estimasi Deformasi Soil Nail Wall DB2

$$\delta_H = \delta_V = \frac{2H}{1000} = \frac{2 \times 14}{1000} = 28 \text{ mm}$$

sedangkan jarak yang terpengaruh akibat defleksi dan deformasi dinding adalah:

$$D_{DEF} = C \times H \times (1 - \tan i) = 0.8 \times 14 = 11.2 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

Tabel 4.10. Nailing Lereng DB2

Elemen	Deskripsi	Nilai
Pola Pemasangan	Square (Persegi)	-
Spasi Nail	Vertikal, S_V	1.5 m
	Horizontal, S_H	1.5 m
Kemiringan Nail	Seragam	20^0
Jumlah Nail	Setiap Level/ Potongan	9
Panjang Nail	Pola Non Uniform	$L_1, L_2, L_3 = 19.5$ m; $L_4, L_5, L_6 = 15$ m; $L_7, L_8, L_9 = 10$ m
	Pola Uniform	$L = 14$ m
Baja Tulangan Nail	Tipe	Threaded No. 32 mm (# 10)
	Material	Baja Mutu 520 MPa
Lubang Bor	Diameter Minimum	150 mm
Grout	Semen Murni	$f'_c = 28$ MPa (pada 28 hari)
Proteksi Terhadap Korosi	Pelindung Tulangan-Grout	Proteksi Kelas II
	Minimum Cover	50 mm
	PVC Centralizer	Ditentukan

4.6.5 Desain Akhir Soil Nail Wall DB3

Gambaran singkat perhitungan Snail metode FHWA dapat dilihat pada Lampiran 22, dan secara jelas pada Lampiran 33 dan Lampiran 34.

4.6.5.1 Perhitungan Menggunakan Snail

Tabel 4.11. Gaya Nail Desain Maksimum Pada Lereng DB3

Nail ke-	Simbol	Gaya Nail (kN)
1	T_1	1545315.2
2	T_2	1545315.2
3	T_3	1545315.2
4	T_4	1158986.4
5	T_5	1158986.4
6	T_6	1158986.4
7	T_7	734862.8571
8	T_8	765919.3143
Gaya Nail Maksimum ($FS_G = 1.59$)	T_{maks}	1545315.2
Gaya Nail Rata-rata ($FS_G = 1.59$)	T_{avg}	1201710.871
Gaya Nail Rata-rata	T_{avg-s}	75.996

Berdasarkan Snail ($FS_G = 1.0$)		
Rasio Gaya Nail Rata-rata	$\frac{T_{avg-s}}{T_{avg}}$	0.0000632398
Gaya Nail Desain Maksimum	$T_{maks-s} = T_{maks} \times \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}}$	97.72548184

Sehingga dapat dihitung area potongan tulangan *nail* sebesar:

$$A_t = \frac{T_{maks-s} \times FS_T}{f_y} = \frac{97.725 \times 1.8}{0.52} = 415.7 \text{ mm}^2$$

sehingga ditentukan tulangan yang dipakai adalah tulangan 29 mm (# 9), sama seperti desain awal yang telah penulis tentukan sebelumnya.

Desain Facing DB3

Berdasarkan persamaan (2.40), dimana:

$$T_o = T_{maks-s} [0.6 + 0.2 (1.5 - 1)] = 0.7 T_{maks-s}$$

$$T_o = 68.40783729 \text{ kN}$$

Tabel 4.12. Syarat Kapasitas Pada Facing

Kapasitas Facing	Simbol	Beban Statis		Beban Gempa	
		FS	Kapasitas (kN)	FS	Kapasitas (kN)
Melentur (<i>Flexure</i>)	R_{FF}	1.5	102.6117559	1.1	75.24862101
<i>Punching Shear</i>	R_{FP}	1.5	102.6117559	1.1	75.24862101
Rentangan <i>Headed-Stud</i> (<i>Tensile</i>)	R_{FS}	2.0	136.8156746	1.5	102.6117559

Tabel 4.13. Komponen Utama Desain Facing DB3

Elemen	Deskripsi	Temporary Facing	Permanent Facing
Deep	Ketebalan (h)	100 mm	200 mm
	Tipe Facing	Shotcrete	CIP Concrete
	f'c	21 MPa	21 MPa
Perkuatan	Tipe	WWM	Steel Bars Mesh
	Grade	420 (Grade 750)	420 (Grade 75)
	Denominasi	152x152-WM19 x WM19	No.13 @ 300 mm Tiap Sisi
Perkuatan Lain	Tipe	Waler Bars 2 x Φ 13 mm	-
Bearing Plate	Tipe	-	4 Headed Studs $\frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{8}$
	Mutu Baja	420 MPa (Grade 75)	-
	Dimensi	Panjang; L _{BP} = 225 mm	-
Ketebalan; t _p = 25 mm		-	-
Headed Studs	Dimensi	-	Panjang Nominal; L _S = 105 mm
		-	Diameter Kepala; D _H = 25.4 mm
		-	Diameter Shaft; D _S = 12.7 mm
		-	Ketebalan Kepala; t _H = 7.9 mm
		-	Spacing; S _{HS} = 150 mm

4.6.5.2 Perhitungan Flexural Resistance Soil Nail Wall DB3

- Facing Sementara

Rasio perkuatan:

$$\rho = \frac{a_s}{d}$$

$$\rho_{\min} [\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [\text{MPa}]}}{f_y [\text{MPa}]} = 20 \frac{\sqrt{21}}{420} = 0.18 \%$$

$$\rho_{\max} [\%] = 50 \frac{f'_c [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y [\text{MPa}]} \right) = 50 \frac{21}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 1.1 \%$$

Rasio perkuatan dalam area per unit panjang setia 1 meter adalah:

$$a_s = \rho d \times \text{ketebalan facing}$$

$$a_{s \text{ minimum}} = \rho_{\min} \times d \times b = 0.00176 \times 50 \times 1 = 90 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_s \text{ maksimum} = \rho_{\text{maks}} \times d \times b = 0.0103 \times 50 \times 1 = 550 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Menggunakan Perkuatan:

152x152-WM19xWM19 dan tulangan Φ 13 mm (grade 520 MPa)

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2$$

$$\text{As tulanga } n = 2 \times 129 = 258 \text{ mm}^2$$

$$a_{sn} = a_{sm} + \frac{As}{S_m} = 123 + \frac{258}{1.5} = 295 \text{ mm}^2$$

$$R_{FF} = \frac{2}{265} \times (295 + 123) \times (0.10) \times (420) = 132 \text{ kN}$$

Syarat Flexural untuk *facing* sementara:

$$FS_{FF} \times T_o =$$

$$1.35 \times 81.23 = \mathbf{92.35 \text{ kN} < 132 \text{ kN (memenuhi syarat)}$$

- Facing Permanen

Rasio perkuatan:

$$\rho_{\text{min}} [\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [\text{MPa}]}}{f_y [\text{MPa}]} = 20 \frac{\sqrt{21}}{420} = 0.18 \%$$

$$\rho_{\text{maks}} [\%] = 50 \frac{f'_c [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y [\text{MPa}]} \right) = 50 \frac{28}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 1.1 \%$$

Rasio perkuatan dalam area per unit panjang setia 1 meter adalah:

$$a_s = \rho d \times \text{ketebalan } facing$$

$$a_s \text{ minimum} = \rho_{\text{min}} \times d \times b = 0.002 \times 100 \times 1 = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_s \text{ maksimum} = \rho_{\text{maks}} \times d \times b = 0.0144 \times 100 \times 1 = 1100 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Menggunakan Perkuatan:

Tulangan Φ 13 @ 300 mm

$$a_{sm} = a_{sn} = 129 \times 1000/300 = 430 \text{ mm}^2$$

$$\text{As tulanga } n = 2 \times 430 = 860 \text{ mm}^2$$

$$R_{FF} = \frac{1}{265} \times (860) \times (0.20) \times (420) = 271.6 \text{ kN}$$

Syarat Flexural untuk *facing* Permanen (Tabel 4.47):

$$FS_{FF} \times T_o =$$

$$1.5 \times 81.23 = \mathbf{102.6117559 \text{ kN} < 272.6 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

4.6.5.3 Perhitungan Punching Shear Resistance Soil Nail Wall DB3

- Facing Sementara

$$D'_C = L_{BP} + h = 0.225 + 0.1 = 0.325$$

$$V_F [\text{kN}] = 330\sqrt{21} \times \pi \times 0.325 \times 0.1 = 154.466 \text{ kN}$$

$$R_{FP} = C_P V_F$$

$$C_P = 1$$

$$\text{Jadi } R_{FP} = \mathbf{154.466 \text{ kN} > 102.6117559 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

- Facing Permanen

$$h_C = L_S - t_S + t_P = 105 - 7.9 + 25 = 122.1 \text{ mm}$$

$$S_{HS} = 0.2442 \text{ m}$$

$$V_F [\text{kN}] = 330\sqrt{21} \times \pi \times 0.2442 \times 0.1221 = 141.7 \text{ kN}$$

$$R_{FP} = C_P V_F$$

$$C_P = 1$$

$$\text{Jadi } R_{FP} = \mathbf{141.7 \text{ kN} > 102.6117559 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

4.6.5.4 Perhitungan Headed-Stud Tensile Resistance Soil Nail Wall DB3

$$R_{FS} = 4 \times A_H \times f_y = 4 \times (\pi \times 12.7^2 / 4) \times 420 = 213 \text{ kN}$$

$$\mathbf{213 \text{ kN} > 136.8156746 \text{ kN (memenuhi syarat)}}$$

4.6.5.5 Perhitungan Estimasi Deformasi Soil Nail Wall DB3

$$\delta_H = \delta_V = \frac{2H}{1000} = \frac{2 \times 12}{1000} = 24 \text{ mm}$$

sedangkan jarak yang terpengaruh akibat defleksi dan deformasi dinding adalah:

$$D_{DEF} = C \times H \times (1 - \tan i) = 0.8 \times 12 = 9.6 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$$

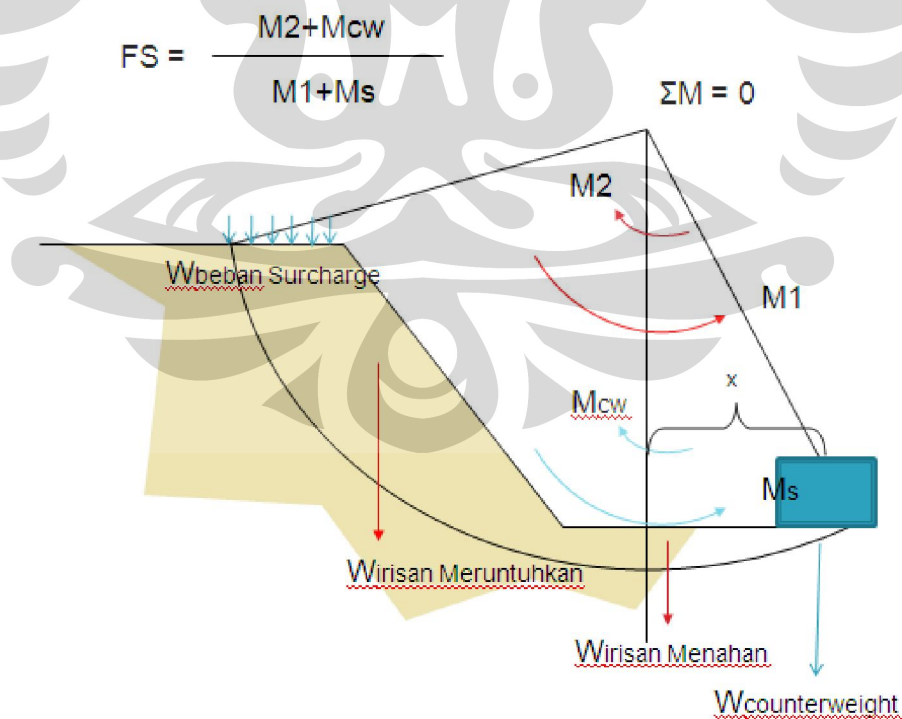
Tabel 4.14. Nailing Lereng DB3

Elemen	Deskripsi	Nilai
Pola Pemasangan	Square (Persegi)	-
Spasi Nail	Vertikal, S_V	1.5 m

	Horizontal, S_H	1.5 m
Kemiringan Nail	Seragam	20^0
Jumlah Nail	Setiap Level/ Potongan	8
Panjang Nail	Pola Non Uniform	$L_1, L_2, L_3 = 17$ m; $L_4, L_5, L_6 = 13$ m; $L_7, L_8, L_9 = 9$ m
	Pola Uniform	$L = 16$ m
Baja Tulangan Nail	Tipe	Threaded No. 25 mm (# 8)
	Material	Baja Mutu 420 MPa
Lubang Bor	Diameter Minimum	150 mm
Grout	Semen Murni	$f'_c = 21$ MPa (pada 28 hari)
Proteksi Terhadap Korosi	Pelindung Tulangan-Grout	Proteksi Kelas II
	Minimum Cover	50 mm
	PVC Centralizer	Ditentukan

4.7 Perhitungan Stabilitas Lereng Dengan Counterweight

$$FS = \frac{\text{Momen Menahan} + \text{Momen Counterweight}}{\text{Momen meruntuhkan} + \text{Momen Beban Surcharge}}$$



Gambar 4.8. Sistem Counterweight

4.7.1 Perhitungan Counterweight Lereng DB2

Perhitungan stabilitas menggunakan metode *counterweight*, digunakan sebagai pembanding terhadap perkuatan lereng dengan menggunakan metode *soil nail wall*. Dimana penulis hanya memberikan timbunan secara sederhana di depan lereng untuk memberikan gaya tahanan sebagai sebuah sistem *counterweight*. Perhitungan sistem counterweight yang diaplikasikan terhadap lereng DB2, menggunakan irisan-irisan hasil perhitungan iterasi kenaikan MAT dengan Geoslope/W, yang dapat dilihat pada Lampiran 23:

Dan dari perhitungan momen irisan lereng DB (pada Lampiran 25), maka didapatkan:

	momen runtuh
256.4621227 kg.m	18769.26807 kg.m
2.51666281 kN.m	184.1828276 kN.m

Tabel 4.15. Perhitungan Momen Akibat Beban Surcharge
Pada Lereng DB2

	beban (kN)	koordinat x	momen beban
1	20	39	314
2	20	40	294
3	20	41	274
4	20	42	254
5	20	43	234
6	20	44	214
	total momen	=	1584

Dengan menentukan parameter tanah timbunan adalah:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 20 \text{ kN/m}^2$$

dengan profil timbunan dianggap berbentuk persegi $5\text{ m} \times 5\text{ m} = 25 \text{ m}^2$.

Dengan acuan nilai FS = 1.50, maka perhitungan manual sistem counterweight adalah:

$$FS = \frac{\text{Momen Menahan} + \text{Momen Counterweight}}{\text{Momen merntuhkan} + \text{Momen Beban Surcharge}}$$

$$1.50 = \frac{2.51666281 \text{ kN.m} + \text{Momen Counterweight}}{184.1828276 \text{ kN.m} + 1584 \text{ kN.m}}$$

Momen Counterweight

$$= 1.50 (184.1828276 \text{ kN.m} + 1584 \text{ kN.m}) - 2.51666281 \text{ kN.m}$$

$$= 2649.757579 \text{ kN.m}$$

Nilai $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \times m = 19 \text{ kN/m}^2$ (potongan dua dimensi)

Jadi jarak titik pusat timbunan ke titik pusat keruntuhan O

$$x = \frac{2649.757579 \text{ kN.m}}{19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 25 \text{ m}^2} = 5.578437008 \approx 5.6 \text{ m (minimum)}$$

dengan perhitungan *counterweight* sederhana menggunakan Geoslope/W, yang secara jelas dapat dilihat pada Lampiran 27, didapatkan stabilitas lereng *counterweight* dengan **jarak timbunan 5.5 m dan timbunan 30 m²**:

4.7.2 Perhitungan Counterweight Lereng DB3

Sama seperti pada perhitungan *counterweight* DB2, perhitungan *counterweight* DB3, yang didukung dengan data-data pada Lampiran 24 dan Lampiran 26, maka didapatkan:

momen menahan	momen runtuh
32582.74967	201933.8579
319.7345225 kN.m	1981.576947 kN.m

Tabel 4.16. Perhitungan Momen Akibat Beban Surcharge
Pada Lereng DB3

	beban (kN)	koordinat x	momen beban
1	20	39	460
2	20	40	440
3	20	41	420
4	20	42	400
5	20	43	380

6	20	44	360
	total momen	=	2460

Dengan menentukan parameter tanah timbunan adalah:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 20 \text{ kN/m}^2$$

dengan profil timbunan dianggap berbentuk persegi $5 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 25 \text{ m}^2$.

Dengan acuan nilai $FS = 1.50$, maka perhitungan manual sistem counterweight adalah:

$$1.50 = \frac{319.7345225 \text{ kN.m} + \text{Momen Counterweight}}{1981.576947 \text{ kN.m} + 2460 \text{ kN.m}}$$

Momen Counterweight

$$= 6342.630899 \text{ kN.m}$$

Nilai $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \times \text{m} = 19 \text{ kN/m}^2$ (potongan dua dimensi)

Jadi jarak titik pusat timbunan ke titik pusat keruntuhan O

$$x = \frac{6342.630899 \text{ kN.m}}{19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 30 \text{ m}^2} \approx 12 \text{ m (minimum)}$$

dengan perhitungan *counterweight* sederhana menggunakan Geoslope/W, yang secara jelas dapat dilihat pada Lampiran 28, didapatkan stabilitas lereng *counterweight* dengan jarak timbunan **12 m** dan timbunan **50 m²**:

BAB 5 ANALISIS

5.1 Analisis Data Awal

Lereng yang diteliti adalah lereng yang ada di Politeknik Pertanian Negeri Samarinda dimana telah berada pada kondisi runtuh. Pada penelitian ini penulis mencoba memperkirakan kondisi lereng existing sebelum runtuh, yang kemudian penulis akan mencoba untuk memperkuatnya dengan perkuatan *soil nailing* berupa metode *soil nail wall*. Dari data-data yang dikumpulkan berupa hasil uji laboratorium dan uji lapangan dan hasil uji lapangan, dan disertai dengan foto-foto survey di lapangan, penulis menetapkan dua lereng yang mengalami longsor, yaitu lereng *Deep Bore 2* (DB2) dan lereng *Deep Bore 3* (DB3). Maka dari itu, penulis mencoba meneliti pada kedua lereng tersebut.

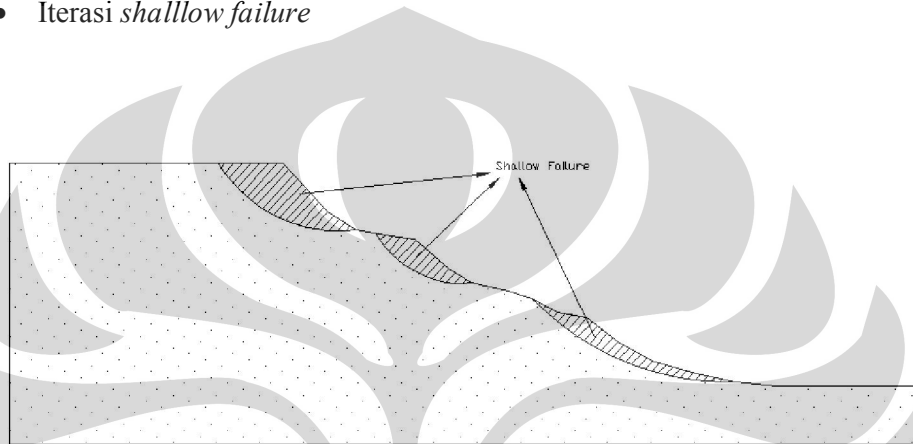
Berdasarkan denah lokasi Politeknik Pertanian Negeri Samarinda dan foto hasil survey di lapangan, lereng DB2 memiliki kemiringan 60° terhadap bidang horizontal, dan lereng DB3 memiliki kemiringan 65° terhadap bidang horizontal. Dari data pengamatan piezometer, secara umum didapatkan kedalaman Muka Air Tanah (MAT) rata-rata pada lereng DB2 adalah -18.95 m dari permukaan atas lereng DB2, sedangkan kedalaman MAT rata-rata pada lereng DB3 adalah -17.5 m dari permukaan atas lereng DB3. Dari hasil uji N-SPT, secara umum lereng DB3 memiliki sifat tanah yang lebih keras dibandingkan dengan lereng DB2, karena pada lereng DB3 sudah ditemukan tanah keras N-SPT ≥ 60 pada lapisan atas permukaan lereng, sedangkan pada lereng DB2 baru ditemukan N-SPT ≥ 60 pada kedalaman 7 m. Selain itu, pada lereng DB3 terdapat pula lensa dengan parameter tanah yang didapatkan dari hasil uji triaxial UU/ CU.

Setelah penulis mendapatkan data-data awal yang diperlukan untuk menghitung FS dari kedua lereng. Kemudian data-data awal tersebut digunakan sebagai input ke dalam program Geoslope/W untuk mengetahui nilai FS awal, dengan tujuan untuk mencocokkan/ menyesuaikan dengan FS pada kondisi lereng existing. kondisi lereng existing adalah nilai FS yang menunjukkan lereng pada keadaan **akan** runtuh. Ternyata dari hasil perhitungan Geoslope/W terhadap lereng DB2 dan lereng DB3, didapatkan nilai FS kurang dari 1.00 untuk kedua lereng

tersebut. Berdasarkan perhitungan Geoslope/W, FS lereng DB2 sebesar 0.324, dan FS lereng DB3 sebesar 0.324.

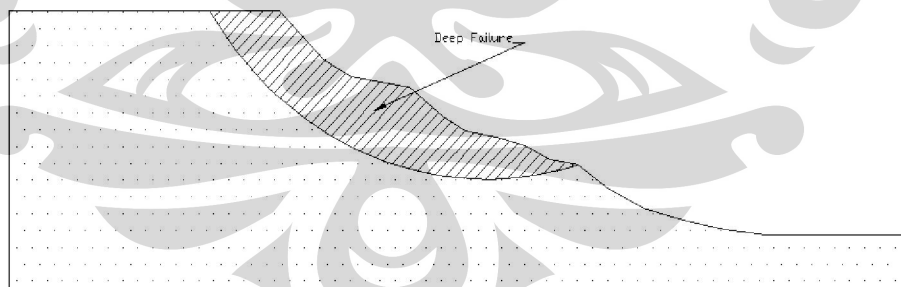
Berdasarkan kedua hasil perhitungan FS terhadap kedua lereng tersebut, maka penulis merasa perlu untuk melakukan langkah-langkah iterasi dengan tujuan mendapatkan gambaran profil lereng existing. Langkah-langkah iterasi tersebut antara lain:

- Iterasi *shallow failure*



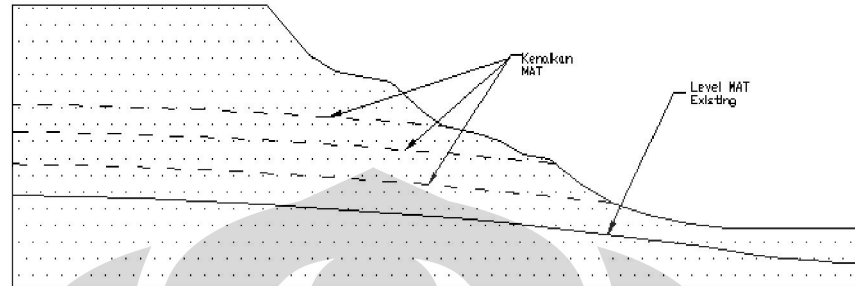
Gambar 5.1. Shallow Failure Pada Lereng

- Iterasi *deep failure*



Gambar 5.2. Deep Failure Pada Lereng

- Iterasi kenaikan Muka Air Tanah (MAT)



Gambar 5.3. Kenaikan Muka Air Tanah

Iterasi *shallow failure* bertujuan untuk menyamakan data awal dengan kondisi lereng existing, dimana pada lereng existing tidak terjadi keruntuhan lokal. Hasil yang didapatkan dari iterasi *shallow failure* adalah parameter tanah lapisan Silty Sand Atas (Upper Silty Sand) dan lapisan Silty Sand Bawah (Lower Silty Sand). Iterasi *shallow failure* yaitu dilakukan dengan cara menentukan nilai ϕ dari Silty Sand, dengan cara mengalikan nilai ϕ_{awal} dengan faktor pengali atau suatu konstanta secara berurutan. Pada setiap nilai kohesi (c) dari Silty Sand (dimulai dari $c = 1 \text{ kN/m}^2$; $c = 2 \text{ kN/m}^2$; $c = 3 \text{ kN/m}^2$; ...; dst), sampai didapatkan nilai FS iterasi *shallow failure* ≥ 1.00 . Dari langkah iterasi *shallow failure* yang telah dilakukan didapatkan parameter Upper Silty Sand dan Lower Silty Sand pada lereng DB2 adalah sebagai berikut:

- Upper Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 29^\circ$, $\gamma = 16.86 \text{ kN/m}^3$.
- Lower Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 25^\circ$, $\gamma = 16.86 \text{ kN/m}^3$.

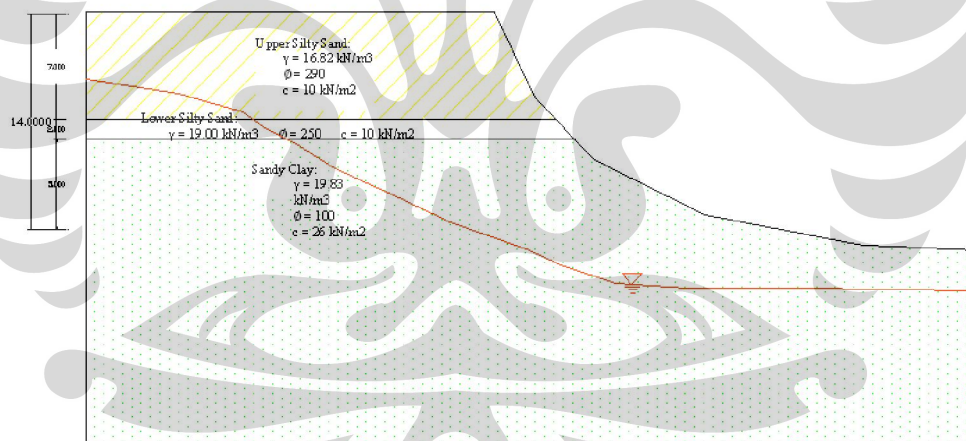
Sama seperti lereng DB2, lereng DB3 juga dilakukan iterasi *shallow failure* agar mendapatkan parameter dari Lapisan Silty Sand Atas dan Lapisan Silty Sand Bawah, dimana parameter dari lapisan Lensa tidak berubah/ teriterasi karena sudah sesuai dan didukung dengan data yang didapat dari hasil uji laboratorium. Maka pada iterasi *shallow failure* yang dilakukan pada lereng DB3, penulis mendapatkan:

- Upper Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 18^\circ$, $\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$.
- Lower Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 28.5^\circ$, $\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$.

Universitas Indonesia

Langkah selanjutnya adalah melakukan iterasi *deep failure* yang bertujuan agar penulis mendapatkan profil lereng yang lebih lengkap, setelah sebelumnya melakukan iterasi *shallow failure*. Hasil yang diharapkan dari iterasi *deep failure* ini adalah mendapatkan properti tanah lapisan Sandy Clay. Iterasi *deep failure* yaitu dilakukan dengan cara mengiterasi nilai c dari Sandy Clay, mulai dari $c = 6 \times N\text{-SPT}$ sampai c terkecil, secara berurutan. Pada setiap nilai ϕ dari Sandy Clay (dimulai dari $\phi = 1^\circ; 2^\circ; 3^\circ; \dots; \text{dst}$), sampai didapatkan nilai FS iterasi *shallow failure* ≥ 1.00 . Dari langkah iterasi *deep failure* yang telah dilakukan didapatkan parameter lapisan tanah pada lereng DB2, sesuai dengan Gambar 4.2 yang ditampilkan kembali menjadi Gambar 5.4 di bawah ini:

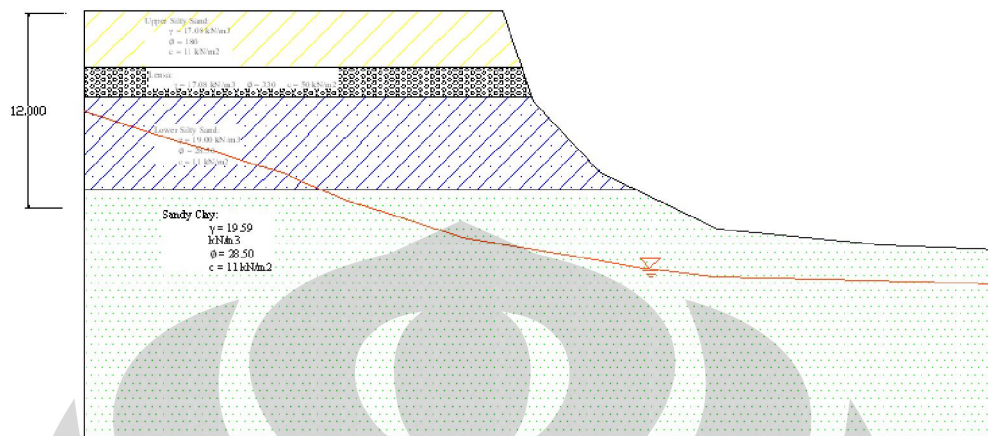
- Upper Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 29^\circ$, $\gamma = 16.86 \text{ kN/m}^3$.
- Lower Silty Sand: $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 25^\circ$, $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$.
- Sandy Clay : $c = 26 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 10^\circ$, $\gamma = 19.83 \text{ kN/m}^3$.



Gambar 5.4. Lereng Existing DB2

Dan iterasi *deep failure* yang dilakukan pada lereng DB3, penulis mendapatkan:

- Upper Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 18^\circ$, $\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$.
- Lensa : $c = 50 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 33^\circ$, $\gamma = 17.08 \text{ kN/m}^3$.
- Lower Silty Sand: $c = 11 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 28.5^\circ$, $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$.
- Sandy Clay : $c = 27 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 10^\circ$, $\gamma = 19.59 \text{ kN/m}^3$.



Gambar 5.5. Lereng Existing DB3

Setelah melakukan langkah iterasi *shallow failure* dan *deep failure*, langkah terakhir agar penulis mendapatkan profil lereng existing yang diharapkan, adalah melakukan iterasi kenaikan MAT, sampai pada titik MAT maksimum sesaat akan runtuh. Iterasi kenaikan MAT maksimum ini bertujuan untuk mengetahui level MAT maksimum sesaat lereng akan runtuh, yaitu pada $FS \geq 1.00$. Iterasi kenaikan MAT maksimum, dilakukan dengan cara menambahkan level MAT secara bertahap dengan penambahan 0.5 m; 1.0 m; ...; dst. dengan penambahan per-setengah meter, sampai didapatkan ketinggian maksimum sesaat lereng akan runtuh, ($FS \approx 1.00$).

Dari hasil iterasi kenaikan MAT didapatkan kenaikan MAT maksimum di lereng DB2 sebesar +2 m dari level MAT data awal, atau -16.95 m dari permukaan atas lereng. Sedangkan pada lereng DB3 sebesar +0.5 m dari level MAT data awal, atau -15.5 m dari permukaan atas lereng. Setelah melakukan serangkaian iterasi tersebut, dari iterasi *shallow failure* sampai iterasi kenaikan MAT, maka penulis akan mendapatkan profil lereng existing yang diharapkan, yang nantinya akan diperkuat dengan metode *soil nail wall*.

5.2 Analisis Desain Awal

Setelah penulis mendapatkan data lereng existing yang diharapkan (sesuai dengan kondisi lereng existing), langkah selanjutnya adalah melakukan perhitungan untuk desain *soil nail wall*. Dimana pada langkah awal adalah perhitungan metode CLOUTERRE (1991) sebagai *preliminary design* untuk input perhitungan metode FHWA (2003). Baik pada metode CLOUTERRE maupun metode FHWA, keduanya menggunakan parameter tanah yang mewakili semua lapisan tanah yang ada pada lereng. Maka dari itu, perlu dilakukan perhitungan distribusi tebal lapisan yang berpengaruh pada kekuatan *nailing*, distribusi tebal lapisan tanah, adalah tebal lapisan yang berpengaruh pada kekuatan *nailing* sebagai akibat dari adanya kemiringan *nailing* terhadap sumbu horizontal ($i = 20^\circ$), yang digunakan untuk menentukan parameter tanah yang efektif pada kekuatan *soil nailing*,

Setelah melakukan perhitungan distribusi tebal lapisan terhadap kekuatan *nailing*, penulis mendapatkan nilai parameter lapisan tanah DB2, sebagai berikut:

- $\gamma = 18.66 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 18.76^\circ$
- $c = 18.14 \text{ kN/m}^2$
- $i = 20^\circ$

sedangkan nilai parameter yang dipadatkan DB3 adalah:

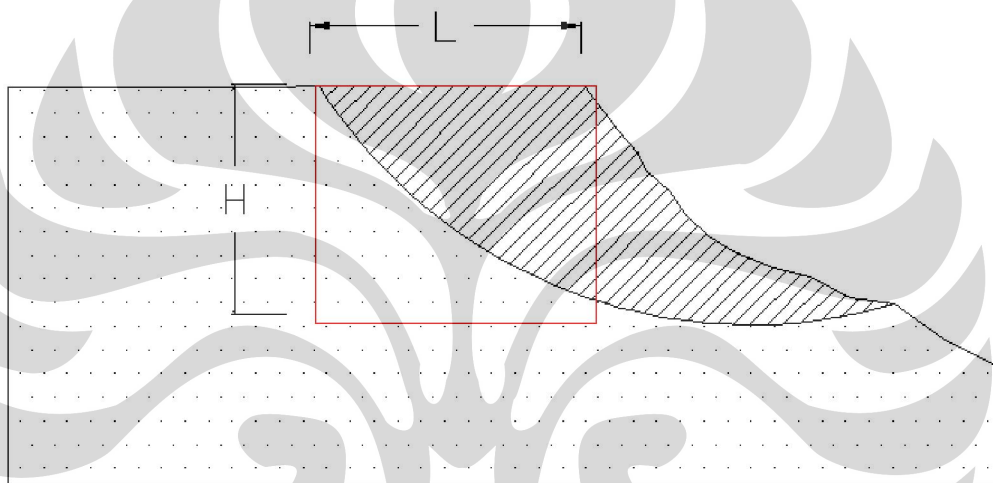
- $\gamma = 22.07 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 25^\circ$
- $c = 27.05 \text{ kN/m}^2$
- $i = 20^\circ$

Kemudian dilanjutkan dengan perhitungan menggunakan metode CLOUTERRE, dimana metode CLOUTERRE merupakan metode yang dikembangkan oleh pemerintah perancis tentang kekuatan *soil nailing* untuk jangka panjang, melalui proyek-proyek yang dilakukan pada tahun 1986-1991. Metode CLOUTERRE menggunakan grafik desain CLOUTERRE dan persamaan kepadatan *nailing* (d), dimana nilai kepadatan *nailing* (d) tergantung dari:

- T' , kuat geser interface antara tanah dan *nailing*;

- γ , berat jenis tanah;
- S_V , jarak vertikal antar-*nailing*; dan
- S_H , jarak horizontal antar-*nailing*.

Dimana pola pemasangan *nailing* dengan metode CLOUTERRE adalah seragam (Uniform), dengan kemiringan $i = 20$ terhadap bidang horizontal. Grafik desain CLOUTERRE adalah grafik L/H yang tersedia, yang meliputi rasio panjang *nailing* perspektif bidang horizontal (L) dengan tinggi dinding rencana (H).



Gambar 5.6. Cara Penentuan Grafik L/H

Grafik L/H yang diberikan oleh metode CLOUTERRE meliputi $L/H = 0.6$; 0.8 ; 1.0 ; dan 1.2 . Dalam perhitungan desain *soil nail wall* dengan metode CLOUTERRE, penulis menentukan grafik $L/H = 0.8$ untuk lereng DB2, dan grafik $L/H = 1.0$ untuk lereng DB3. Langkah-langkah perhitungan CLOUTERRE yang dilakukan oleh penulis adalah sebagai berikut:

- 1) Menentukan nilai L/H disesuaikan dengan geometri *failure surface*;
- 2) Dengan mengetahui tinggi dinding rencana (H), maka akan didapatkan panjang L;
- 3) Lalu menghitung nilai kepadatan *nailing* (d) menggunakan persamaan (2.36), sehingga didapatkan persamaan $d = k \times D_{DH}$, dimana k adalah angka/ konstanta;

- 4) Menghitung juga nilai kepadatan nailing (d) secara grafik dengan menggunakan grafik L/H , dengan $FS_{\text{Syarat}} = \frac{OM}{OA}$, dimana $FS_{\text{Syarat}} = 1.7$ (sebagai pengganti beban *surcharge* yang tidak disertakan dalam perhitungan metode CLOUTERRE), dan dengan $M = (c^*, \tan \phi)$. Dimana nilai kepadatan *nailing* (d) didapatkan dari titik A di sepanjang garis OM;
- 5) Dari persamaan $d = k \times D_{DH}$, maka akan didapatkan diameter grout (D_{DH})

Sehingga didapatkan:

Tabel 5.1. Hasil Perhitungan Panjang Nailing dan Diameter Grout Metode CLOUTERRE

Komponen <i>nailing</i>	Lereng DB2	Lereng DB3
Panjang <i>nailing</i>	$L = 13 \text{ m}$	$L = 16$
Diameter grout	$D_{DH} = 130 \text{ mm}$	$D_{DH} = 40 \text{ mm}$

Selanjutnya adalah perhitungan *soil nail wall* metode FHWA dengan data D_{DH} yang didapatkan dari perhitungan metode CLOUTERRE, untuk D_{DH} lereng DB2 sebesar 130 mm dan D_{DH} lereng DB3 sebesar 100 mm (berdasarkan ketentuan FHWA bahwa D_{DH} berkisar antara 100 – 300 mm). Metode FHWA adalah pengembangan dari metode CLOUTERRE, dimana perhitungan metode FHWA memasukkan nilai Faktor Keamanan ke dalam setiap persamaan perhitungannya. Dari perhitungan FHWA akan bisa didapatkan panjang *nailing* dengan pola Non-Uniform, dimana panjang pola Non-Uniform sama dengan 110 % dari panjang *nailing* pola Uniform. Sehingga akan didapatkan panjang *nailing* Non-Uniform DB2:

$$L_1 = L_2 = L_3 = 19.5 \text{ m}$$

$$L_4 = L_5 = L_6 = 15 \text{ m}$$

$$L_7 = L_8 = L_9 = 10 \text{ m}$$

dan panjang *nailing* Non-Uniform DB3:

$$L_1 = L_2 = L_3 = 16 \text{ m}$$

$$L_4 = L_5 = L_6 = 12 \text{ m}$$

$$L_7 = L_8 = 8 \text{ m}$$

Properti tulangan tergantung dari luas tulangan yang dibutuhkan (A_t), gaya *nailing* maksimum ($T_{\text{maks-s}}$), dan juga mutu baja (f_y).

Secara umum perbedaan antara metode CLOUTERRE dengan metode FHWA adalah sebagai berikut:

Tabel 5.2. Perbedaan Metode CLOUTERRE Dengan Metode FHWA

Elemen	CLOUTERRE (1991)	FHWA (2003)
Pola Pemasangan <i>Nailing</i>	Uniform	Uniform maupun Non-Uniform
Beban <i>Surcharge</i>	Tidak menyertakan beban <i>surcharge</i> pada perhitungan, sehingga penulis menentukan $FS_{\text{syarat pengganti surcharge}} = 1.7$	Menyertakan beban <i>surcharge</i> pada perhitungan
Beban Gempa	Tidak Menyertakan perhitungan gempa	Menyertakan perhitungan gempa

Untuk perhitungan gempa pada lereng DB2 dan lereng DB3, memperhatikan lokasi dari Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, dimana berada pada wilayah gempa 2 dengan sifat tanah keras (berdasarkan $N\text{-SPT} \geq 60$), maka didapatkan Percepatan Tanah Puncak sebesar 0.12g. Dengan percepatan gravitasi (g) diambil sebesar 9.81 m/s^2 , maka didapatkan k_h berdasarkan persamaan yang ada sebesar 0.16.

Selain metode perkuatan *soil nailing* berupa *soil nail wall*, penulis juga mencoba membandingkan dengan metode stabilitas lereng dengan *counterweight*. Dimana *counterweight* merupakan sistem untuk menahan keruntuhan dengan pemberian timbunan tanah pada muka lereng, sehingga timbunan tersebut dapat bertindak sebagai momen penahan. Pada Gambar 4.28, metode *counterweight* secara umum dapat dijelaskan dalam persamaan di bawah ini:

$$FS = \frac{\text{Momen Menahan} + \text{Momen Counterweight}}{\text{Momen meruntuhkan} + \text{Momen Beban Surcharge}}$$

dengan FS ditentukan sebesar ≥ 1.50 .

Perhitungan *counterweight* dilakukan dengan cara menghitung momen yang dihasilkan dari setiap beban irisan lereng existing yang didapatkan dari perhitungan Geoslope/W dan juga dari beban *surcharge* jalan rencana sebesar 2 ton/m. Dimana properti tanah timbunan adalah:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 20 \text{ kN/m}^2$$

sehingga penulis mendapatkan dari perhitungan manual dimana lereng DB2 dapat diberikan *counterweight* pada jarak 5.6 m dan timbunan 25 m² (desain *counterweight* untuk DB2), dan lereng DB3 dapat diberikan *counterweight* pada jarak 12 m dan timbunan 25 m² (desain *counterweight* untuk DB3).

5.3 Analisis Akhir

Setelah melakukan perhitungan desain, langkah selanjutnya adalah perhitungan menggunakan:

- Program Snail, digunakan untuk menghitung kekuatan *soil nail wall* dan memberikan output berupa gaya-gaya *nailing* sebagai acuan untuk menghitung kekuatan *facing*.
- Program Geoslope/W, digunakan untuk menghitung stabilitas lereng metode *counterweight*, secara iterasi.

Pada perhitungan *facing*, output gaya-gaya *nailing* yang digunakan untuk menghitung struktur kekuatan *facing* adalah gaya-gaya yang didapat pada kondisi lereng saat diberi pembebanan statis. Walaupun demikian, penulis juga merasa perlu untuk melakukan perhitungan *soil nailing* pada kondisi lereng saat diberi pembebanan gempa, sebagai tindakan pengecekan terhadap kondisi lereng pada saat terjadi gempa dengan $FS_{\text{Syarat Gempa}} \geq 1.10$.

Alasan kenapa gaya-gaya *nailing* output hasil perhitungan Snail yang diambil adalah pada kondisi pembebanan statis, karena penulis menganggap/

mempertimbangkan kondisi lereng setempat pada umumnya (sehari-harinya).
Yaitu menganggap bahwa di lokasi tersebut **tidak-selalu-terjadi** gempa.

Tabel 5.3. Desain *Soil Nail Wall* Lereng DB2

Elemen	Deskripsi	Temporary Facing	Permanent Facing
General	Ketebalan (h)	100 mm	200 mm
	Tipe Facing	Shotcrete	CIP Concrete
	f'_c	28 MPa	28 MPa
Perkuatan	Tipe	WWM	Steel Bars Mesh
	Grade	520 (Grade 750)	520 (Grade 75)
	Denominasi	152x152-WM26 x WM26	No.13 @ 300 mm Tiap Sisi
Perkuatan Lain	Tipe	Waler Bars 2 x Φ 13 mm	-
Bearing Plate	Tipe	-	4 Headed Studs $1/2$ x $6 1/8$
	Mutu Baja	520 MPa (Grade 75)	-
	Dimensi	Panjang; L_{BP} = 300 mm	-
Ketebalan; t_p = 25 mm		-	
Headed Studs	Dimensi	-	Panjang Nominal; L_s = 162 mm
		-	Diameter Kepala; D_H = 31.8 mm
		-	Diameter Shaft; D_s = 15.9 mm
		-	Ketebalan Kepala; t_H = 7.9 mm
		-	Spacing; S_{HS} = 150 mm

Elemen	Deskripsi	Nilai
Pola Pemasangan	Square (Persegi)	-
Spasi Nail	Vertikal, S_V	1.5 m
	Horizontal, S_H	1.5 m
Kemiringan Nail	Seragam	20^0
Jumlah Nail	Setiap Level/ Potongan	9
Panjang Nail	Pola Non Uniform	$L_1, L_2, L_3 = 19.5$ m; $L_4, L_5, L_6 = 15$ m; $L_7, L_8, L_9 = 10$ m
	Pola Uniform	$L = 14$ m
Baja Tulangan Nail	Tipe	Threaded No. 32 mm (#

		10)
	Material	Baja Mutu 520 MPa
Lubang Bor	Diameter Minimum	150 mm
Grout	Semen Murni	$f'_c = 28$ MPa (pada 28 hari)
Proteksi Terhadap Korosi	Pelindung Tulangan-Grout	Proteksi Kelas II
	Minimum Cover	50 mm
	PVC Centralizer	Ditentukan

Tabel 5.4. Desain *Soil Nail Wall* Lereng DB3

Elemen	Deskripsi	Temporary Facing	Permanent Facing
General	Ketebalan (h)	100 mm	200 mm
	Tipe Facing	Shotcrete	CIP Concrete
	f'_c	21 MPa	21 MPa
Perkuatan	Tipe	WWM	Steel Bars Mesh
	Grade	420 (Grade 750)	420 (Grade 75)
	Denominasi	152x152-WM19 x WM19	No.13 @ 300 mm Tiap Sisi
Perkuatan Lain	Tipe	Waler Bars 2 x Φ 13 mm	-
Bearing Plate	Tipe	-	4 Headed Studs $\frac{1}{2}$ x $4 \frac{1}{8}$
	Mutu Baja	420 MPa (Grade 75)	-
	Dimensi	Panjang; $L_{BP} = 225$ mm	-
Ketebalan; $t_p = 25$ mm		-	-
Headed Studs	Dimensi	-	Panjang Nominal; $L_s = 105$ mm
		-	Diameter Kepala; $D_H = 25.4$ mm
		-	Diameter Shaft; $D_s = 12.7$ mm
		-	Ketebalan Kepala; $t_H = 7.9$ mm
		-	Spacing; $S_{HS} = 150$ mm

Elemen	Deskripsi	Nilai
Pola Pemasangan	Square (Persegi)	-
Spasi Nail	Vertikal, S_V	1.5 m
	Horizontal, S_H	1.5 m
Kemiringan Nail	Seragam	20^0
Jumlah Nail	Setiap Level/ Potongan	8

Panjang Nail	Pola Non Uniform	$L_1, L_2, L_3 = 17 \text{ m}; L_4, L_5, L_6 = 13 \text{ m}; L_7, L_8, L_9 = 9 \text{ m}$
	Pola Uniform	$L = 16 \text{ m}$
Baja Tulangan Nail	Tipe	Threaded No. 25 mm (# 8)
	Material	Baja Mutu 420 MPa
Lubang Bor	Diameter Minimum	150 mm
Grout	Semen Murni	$f'_c = 21 \text{ MPa}$ (pada 28 hari)
Proteksi Terhadap Korosi	Pelindung Tulangan-Grout	Proteksi Kelas II
	Minimum Cover	50 mm
	PVC Centralizer	Ditentukan

Secara umum jika lereng DB2 dan DB3 sama-sama diperkuat dengan perkuatan *soil nailing*, maka dapat disimpulkan bahwa lereng DB3 cenderung memberikan respon pada stabilitas yang lebih positif, dibandingkan dengan lereng DB2. Hal ini disebabkan karena:

- Secara N-SPT, tanah lereng DB3 lebih keras dibanding lereng DB2. Terlihat bahwa pada lereng DB3 sudah ditemukan tanah dengan $N-SPT \geq 60$ mulai dari permukaan atas lereng, sedangkan pada lereng DB2 baru ditemukan tanah dengan $N-SPT \geq 60$ pada kedalaman 7 m dari permukaan atas lereng.
- Ketinggian dinding *soil nailing* DB3 ($H = 12 \text{ m}$) < ketinggian dinding *soil nailing* DB2 ($H = 14 \text{ m}$).
- Pada lereng DB3 terdapat Lensa, yang merupakan tanah keras yang memperkuat sistem *nailing* dalam menahan keruntuhan.

Selain dengan *soil nail wall*, stabilitas lereng dapat juga dilakukan dengan pemberian *counterweight*, dimana pada skripsi ini perhitungan *counterweight* dilakukan secara sederhana, yaitu hanya menghitung momen berdasarkan berat tanah dari lereng dan tanah timbunan. Ternyata penulis mendapatkan perbedaan hasil didapatkan antara perhitungan manual dengan perhitungan menggunakan Geoslope/W, sebagai berikut:

Tabel 5.5. Perbedaan Antara Perhitungan Manual Dengan Perhitungan Geoslope/W Metode Counterweight Pada Lereng DB2

Besaran Kuantitas Timbunan	Perhitungan Manual	Perhitungan Geoslope/W
Jarak Timbunan Dari Titik Pusat Momen (O)	5.6 m	5.5 m
Volume Timbunan Per Meter Lebar	25 m ²	30 m ²

Tabel 5.6. Perbedaan Antara Perhitungan Manual Dengan Perhitungan Geoslope/W Metode Counterweight Pada Lereng DB3

Besaran Kuantitas Timbunan	Perhitungan Manual	Perhitungan Geoslope/W
Jarak Timbunan Dari Titik Pusat Momen (O)	12 m	12 m
Volume Timbunan Per Meter Lebar	25 m ²	50 m ²

Terlihat mencolok pada Tabel 5.4, bahwa timbunan *counterweight* untuk lereng DB3 yang awalnya (secara manual) 25 m² meningkat 2 kali lipat menjadi 50 m². Hal ini disebabkan karena adanya pembulatan angka decimal, tidak dimasukkannya: gaya normal di dasar irisan; gaya geser di dasar irisan; dan gaya normal sisi kanan dan kiri irisan. Jika dibandingkan antara metode *soil nail wall* dengan metode stabilitas lereng *counterweight* yang diberlakukan pada lereng DB2 dan lereng DB3, maka secara ekonomis perkuatan *soil nailing* memberikan keuntungan dalam pemanfaatan lahan. Pada lereng DB2, lahan yang dapat dimanfaatkan di depan dinding kurang lebih sekitar 20 m, sedangkan pada lereng DB3 lahan yang dapat dimanfaatkan sebesar kurang lebih 43 m.

BAB 6 KESIMPULAN

Pada bab ini akan dijelaskan beberapa kesimpulan yang didapatkan selama penelitian ataupun penyusunan skripsi. Berikut kesimpulan-kesimpulannya yaitu sebagai berikut:

1. Sebelum dilakukan perkuatan dengan menggunakan metode *soil nail wall*, telah dilakukan proses iterasi parameter tanah yang sesuai dengan kondisi MAT tertinggi, pada lereng DB2 dan lereng DB3. Pada kondisi sebelum runtuh, yaitu $FS \approx 1.00$.
2. Dengan menggunakan analisis metode *soil nail wall* pada lereng DB2 dan lereng DB3, didapatkan perkuatan *soil nail wall* untuk lereng DB2 dan DB3 sebagai berikut yaitu:

- Lereng DB2 dengan:

$$\text{Panjang } \textit{nailing} L_1 = L_2 = L_3 = 19.5 \text{ m}$$

$$L_4 = L_5 = L_6 = 15 \text{ m}$$

$$L_7 = L_8 = L_9 = 10 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan } (i) = 20^\circ$$

$$\text{Diameter Grout } (D_{DH}) = 130 \text{ mm.}$$

Maka didapatkan nilai faktor keamanan sebesar 1.59.

- Lereng DB3 dengan:

$$\text{Panjang } \textit{nailing} L_1 = L_2 = L_3 = 16 \text{ m}$$

$$L_4 = L_5 = L_6 = 12 \text{ m}$$

$$L_7 = L_8 = 8 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan } (i) = 20^\circ$$

$$\text{Diameter Grout } (D_{DH}) = 100 \text{ mm.}$$

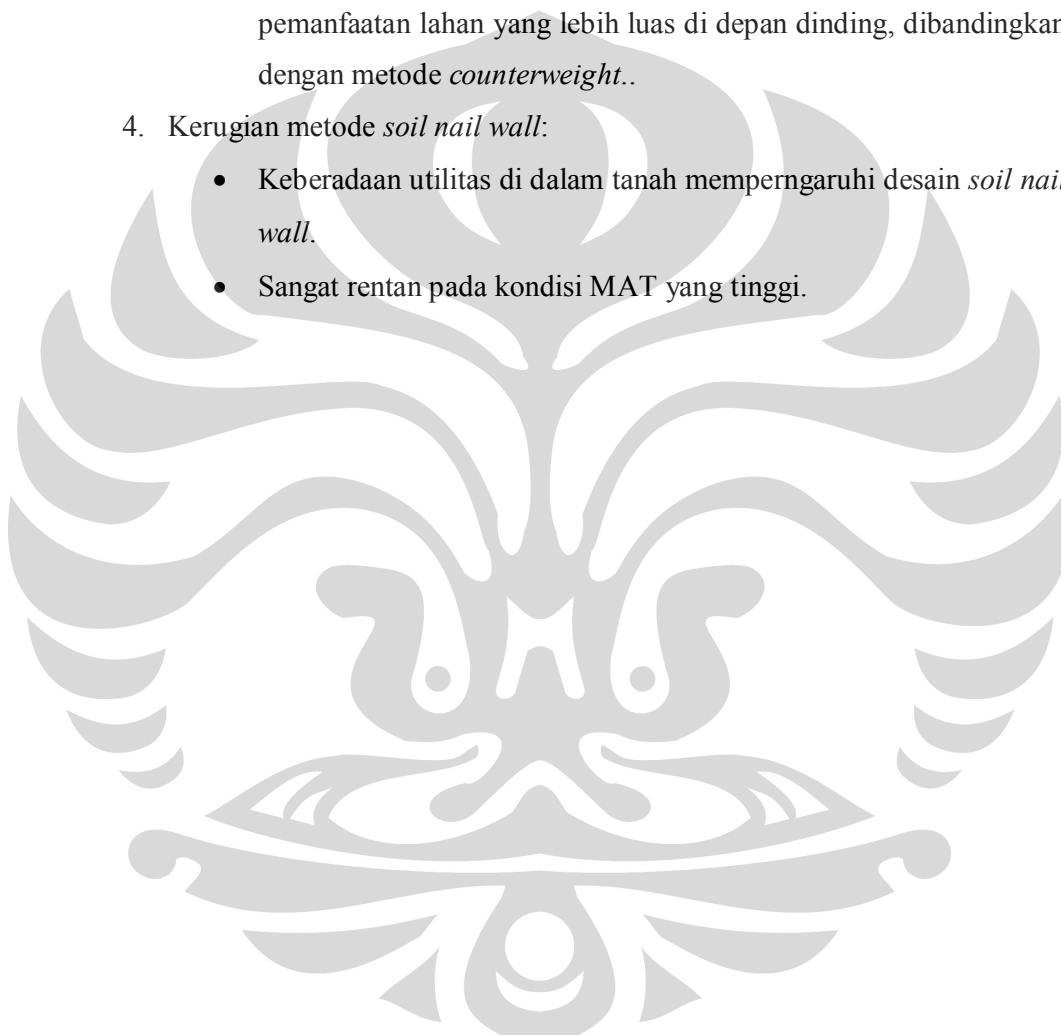
Maka didapatkan nilai faktor keamanan sebesar 1.69.

3. Keuntungan metode *soil nail wall*:
 - Memerlukan ROW yang relative kecil
 - Tidak memerlukan elemen penahan di bagian bawah galian, misalnya *soldier beam* yang digunakan pada *ground anchor wall*.
 - *Soil nailing* berguna pada tempat-tempat yang sulit dijangkau, karena alat yang dibutuhkan secara umum lebih sedikit.

- *Soil nail wall* relatif fleksibel dan dapat mengakomodasi beban total dan perbedaan settlement yang relatif besar.
- *Soil nail wall* menunjukkan performa yang baik walaupun ketika terjadi gempa.
- *Soil nail wall* lebih ekonomis dibandingkan dengan *gravity wall*.
- Metode *soil nail wall* lebih memberikan keuntungan dalam hal pemanfaatan lahan yang lebih luas di depan dinding, dibandingkan dengan metode *counterweight*.

4. Kerugian metode *soil nail wall*:

- Keberadaan utilitas di dalam tanah mempengaruhi desain *soil nail wall*.
- Sangat rentan pada kondisi MAT yang tinggi.



DAFTAR REFERENSI

- Carraro, J. A. H., et al.. (2003). *Liquefaction Resistance of Clean and Nonplastic Silty Sands Based on Cone Penetration Resistance*. ASCE.
- Craig, R.F. (1989). *Mekanika Tanah* (Dr. Ir. Budi Susilo Soepanji, Penerjemah.). Jakarta: PT. Gelora Aksara Pratama.
- Dunn, I.S; Anderson, L.R; Kiefer, F.W. (1992). *Dasar-dasar Analisis Geoteknik* (Drs. Achmad Toekiman, M.ed, Penerjemah.). Semarang: IKIP Semarang Press.
- Grujicic, M, et al.. (2009). *Derivation, Parameterization and Validation of a Sandy-Clay Material Model For Use in Landmine Detonation Computational Analyses*. ASM International.
- Hutangkabodee, S., et al.. (2008). *Soil Parameter Identification and Driving Force Prediction for Wheel-Terrain Interaction*. London: King's College.
- Lazarte, A. Carlos, et al.. (2003). *Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Wall*. Washington D.C.: FHWA U.S. Departement of Transportation.
- Moayed, R. Ziaie. (2006). *Evaluation of The Fine Contents of Silty Sands Using CPTU Results*. IAEG.
- Salgado, R., et al.. (2000). *Shear Strength and Stiffness of Silty Sand*. ASCE.
- Schroeder, B. L., et al.. (1993). *Modifying Lime Requirement for Sandy, to Sandy Clay Loam Soils in The Natal Midlands*. Mount Edgecombe: The South African Sugar Association Experiment Station.
- Siti Rasyidati. (2004). Skripsi. *Metode Pencegahan Longsoran Pada Bantaran Sungai Ciliwung*, Program Sarjana Fakultas Teknik UI, Depok, p.13-23.
- Vanapali, S. K. (2000). *Shear Strength Behavior of a Silty Soil Over The Suction Range From 0 to 1,000,000 kPa*. Montreal: 53th Canadian Geotechnical Conference.
- Vidal, H. (1978). *Symposium On Earth Reinforcement*. New York: American Society of Civil Engineers, April 27.

Lampiran 1
Hasil Uji Sondir
Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

Tabel Hasil Uji Sondir (CPT)
Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

No. Sondir	Elevasi (m)*	Kedalaman $q_c > 170 \text{ kg/cm}^2$ (m)**	t_f (kg/cm)
S1	-0.30	9.0	950
S2	-0.40	2.5	300
S3	-1.45	5.5	650
S4	-2.35	4.0	450
S5	-3.42	3.0	350
S6	-4.46	3.0	400
S7	-5.42	3.0	350
S8	-6.32	3.5	450
S9	-3.20	8.0	1150
S10	-7.60	10.0	1450

Sumber: Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Perbaikan Lereng Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, Laboratorium Mekanika Tanah FTUI, 2004.

* elevasi ± 0.00 ditentukan di atas lereng

** dari muka tanah existing

Lampiran 2
Hasil Uji Penetrasi Standar Untuk DB1, DB2, DB3, Dan DB4

Tabel Hasil Uji Penetrasi Standar (SPT) Untuk DB1, DB2, DB3, dan DB4
Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

No. Bor	Elevasi (m)	Kedalaman Uji (m)*	Nilai N-SPT
DB 1	-0.30	2.00 – 2.45	18
		4.00 – 4.45	19
		6.00 – 6.45	37
		8.00 – 8.45	47
		10.00 – 10.23	66
		12.00 – 12.24	74
		14.00 – 14.11	60
		16.00 – 16.18	62
		18.00 – 18.25	60
		20.00 – 20.14	60
DB 2	-1.45	2.50 – 2.95	45
		4.50 – 4.95	39
		7.00 – 7.28	60
		9.00 – 9.40	60
		11.00 – 11.25	60
		13.00 – 13.25	60
		15.00 – 15.19	60
		17.00 – 17.18	60
		19.00 – 19.18	60
		21.00 – 21.25	60
		23.00 – 23.20	60
		25.00 – 25.20	60
		27.50 – 27.68	60
30.00 – 30.20	60		
DB 3	-3.42	2.00 – 2.40	60
		4.00 – 4.44	60
		6.00 – 6.20	60
		8.00 – 8.28	60

		10.00 – 10.25	60
		12.00 – 12.22	60
		14.00 – 14.20	60
		16.00 – 16.21	60
		18.00 – 18.22	60
		20.00 – 20.10	60
		22.00 – 22.20	60
		24.00 – 24.20	60
		26.00 – 26.19	60
		28.00 – 28.19	60
		30.00 – 20.13	60
DB 4	-5.42	2.00 – 2.45	25
		4.00 – 4.37	60
		6.00 – 6.20	60
		8.00 – 8.21	60
		9.50 – 9.72	60
		11.00 – 11.19	60
		12.50 – 12.73	60
		14.00 – 14.14	60
		15.50 – 15.72	60
		17.00 – 17.12	60
		18.50 – 18.66	60
		20.00 – 20.15	60

Sumber: Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Perbaikan Lereng Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, Laboratorium Mekanika Tanah FTUI, 2004.

* dari muka tanah existing

Hasil Pengamatan Piezometer – Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

Tabel Hasil Pengamatan Piezometer
Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

No. Titik	Elevasi (m)	Kedalaman Muka Air Tanah (m)*												
Pz 1 (HB 1)	-20.00	-3.78	-3.63	-3.57	-3.40	-3.31	-3.20	-1.76	-1.90	-1.99	-2.02	-2.03	-2.05	-2.05
Pz 2 (HB 2)	-21.30	-3.56	-3.10	-2.82	-2.50	-2.36	-2.27	-1.85	-1.37	-1.81	-1.88	-1.90	-1.92	-1.95
Pz 3 (HB 3)	-19.00	-3.88	-3.25	-2.90	-2.46	-2.39	-2.33	-1.89	-2.10	-2.40	-2.08	-2.08	-2.10	-2.10
Pz 4	-20.05	-3.80	-3.65	-3.53	-3.48	-3.45	-3.40	-3.32	-2.40	-2.40	-2.39	-2.40	-2.42	-2.42
Pz 5	-20.20	-	-	-	-	-	-	-2.80	-2.60	-2.35	-2.31	-2.30	-2.28	-2.30
Pz 6	-21.00	-	-	-	-	-	-	-2.82	-2.50	-2.29	-2.27	-2.27	-2.25	-2.26
Pz 7	-19.45	-	-	-	-	-	-	-4.07	-4.10	-3.90	-3.85	-3.84	-3.83	-3.83
Pz 8	-18.90	-	-	-	-	-	-	-2.77	-2.30	-2.30	-2.30	-2.30	-2.30	-2.30
Pz 9	-10.95	-	-	-	-	-	-	-2.83	-2.25	-2.14	-2.14	-2.15	-2.17	-2.17
Pz 10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pz 11 (DB 1)	-0.30	-15.85	-15.88	-15.90	-15.94	-15.98	-16.00	-	-16.07	-16.01	-16.01	-16.01	-16.02	-16.02
Pz 12 (DB 2)	-1.45	-	-	-	-	-	-	-	-18.80	-18.97	-18.97	-18.97	-18.98	-18.98
Pz 13 (DB3)	-3.42	-	-	-	-	-	-	-	-17.80	-17.30	-17.42	-17.45	-17.51	-17.51
Pz 14 (DB 4)	-5.42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-10.72	-10.70	-10.70

Sumber: Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Perbaikan Lereng Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, Laboratorium Mekanika Tanah FTUI, 2004.

* dari muka tanah existing

Lampiran 4
Hasil Uji Laboratorium – Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

Tabel Hasil Uji Laboratorium Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda

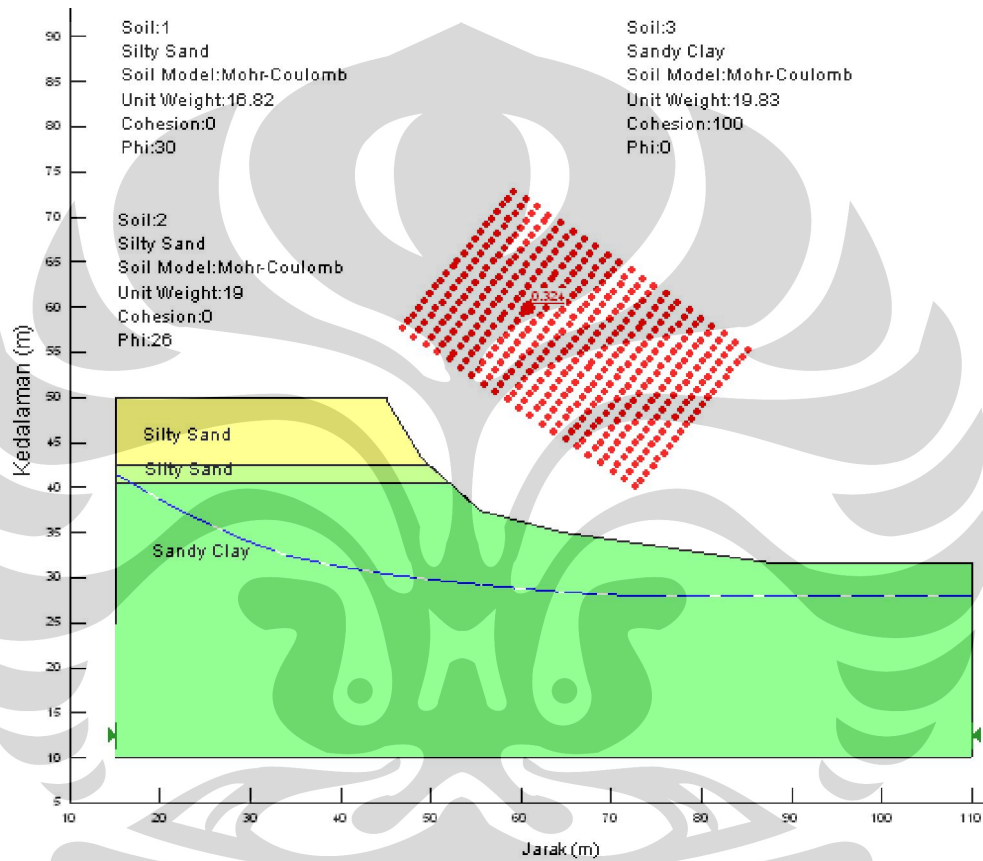
No. Bor	Sample Depth (m)	Specific Gravity G_s	Water Content W_n (%)	Atteberg Limit			Grain Size Distribution			Consolidation				
				wl %	wp %	lp %	Clay %	Silt %	Sand %	C_c	C_r	e_o	P_o kN/m ²	P_c kN/m ²
DB 1	1.50 – 2.00	2.68	-	-	-	-	21	79	-	-	-	-	-	
	3.50 – 4.00	2.67	19.9	-	-	-	8	39	53	0.127	0.012	0.573	73.5	98
	5.50 – 6.00	2.61	23.4	-	-	-	7	25	68	0.102	0.017	0.745	109.5	145
	7.50 – 8.00	2.60	23.9	-	-	-	8	56	36	0.116	0.014	0.572	150.2	250
DB 2	2.00 – 2.50	2.63	-	-	-	-	5	95	-	-	-	-	-	
	6.50 – 7.00	2.62	-	-	-	-	20	80	-	-	-	-	-	
	8.50 – 9.00	2.64	20.0	-	-	-	30	70	0.104	-	0.596	173.5	174	
DB 3	1.50 – 2.00	2.62	-	-	-	-	17	83	-	-	-	-	-	
	3.50 – 4.00	2.65	20.7	-	-	-	25	75	0.122	0.066	0.636	73.3	150	
	5.50 – 6.00	2.63	-	-	-	-	19	81	-	-	-	-	-	
DB 4	1.50 – 2.00	2.65	25.4	38.70	21.13	17.57	35	57	8	0.142	0.037	0.730	33.5	135
	3.50 – 4.00	2.66	18.5	-	-	-	22	78	0.112	0.023	0.557	75.7	135	
	5.50 – 6.00	2.61	15.3	-	-	-	23	77	0.166	0.035	0.689	109.7	125	
	7.50 – 8.00	2.63	-	-	-	-	19	81	-	-	-	-	-	
HB 1	1.50 – 2.00	2.63	28.5	55.70	32.15	23.55	28	67	5	0.319	0.044	0.896	32.3	147
	4.50 – 5.00	2.66	27.3	29.50	34.46	25.04	51	44	5	0.341	0.042	0.946	75.3	120
HB 2	2.00 – 2.50	2.73	34.1	53.95	30.14	23.81	24	61	15	0.338	0.070	0.937	42.4	185
	4.00 – 4.50	2.64	28.4	61.20	35.49	25.71	48	50	2	0.273	0.089	0.785	68.4	154
HB 3	1.00 – 1.50	2.69	32.9	57.00	33.00	24.00	47	48	5	0.302	0.044	1.110	21.6	150
	3.50 – 4.00	2.69	27.8	63.75	33.35	30.40	46	41	13	0.257	0.074	0.939	71.5	258

Sumber: Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Perbaikan Lereng Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, Laboratorium Mekanika Tanah FTUI, 2004.

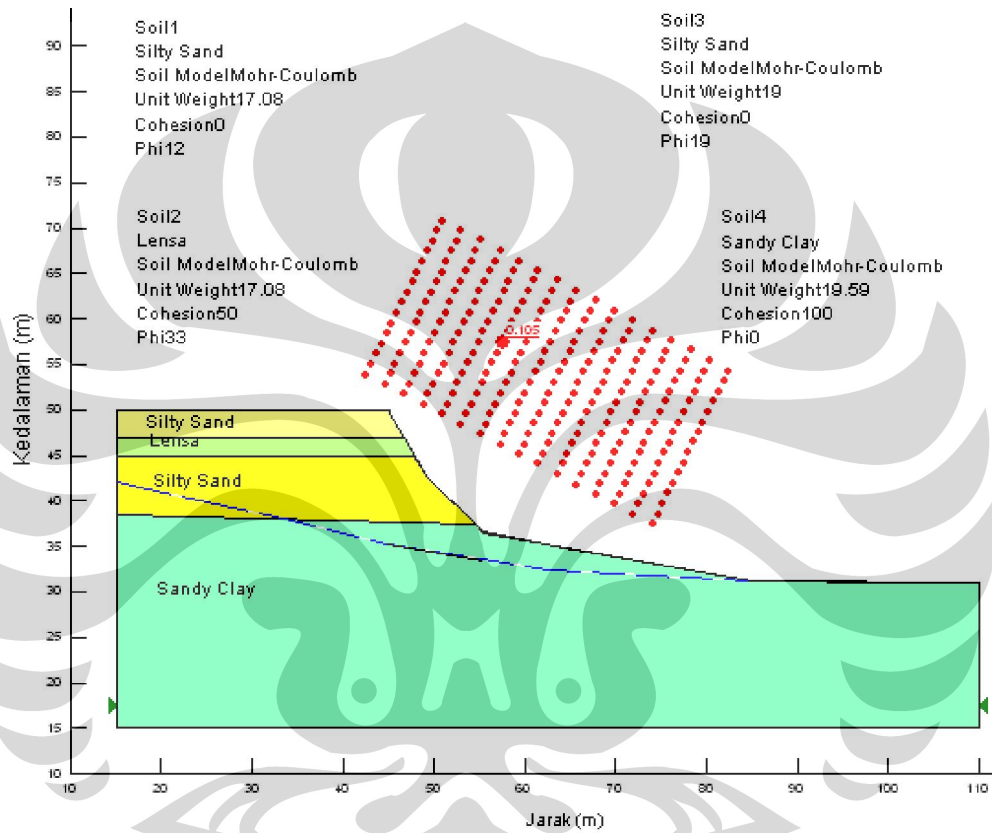
No. Bor	Sample Depth (m)	Triaxial UU/CU					Direct Shear			Unconfined Compression			
		Water Content w (%)	Wet Density γ_{wet} (kN/m ³)	Dry Density γ_{dry} (kN/m ³)	Cohesion c (c') (kN/m ²)	Angle of Friction ϕ (ϕ') (°)	Water Content w (%)	Cohesion c (c') (kN/m ²)	Angle of Friction ϕ (ϕ') (°)	Water Content w (%)	Wet Density γ_{wet} (kN/m ³)	Dry Density γ_{dry} (kN/m ³)	q_u (kN/m ²)
DB 1	1.50 – 2.00	-	-	-	-	-	-	0	14	-	-	-	-
	3.50 – 4.00	14.46	19.87	17.35	70	26	-	-	-	-	-	-	-
	5.50 – 6.00	21.74	18.99	15.59	65	22	-	-	-	-	-	-	-
	7.50 – 8.00	22.91	19.07	15.51	25	26	-	-	-	-	-	-	-
DB 2	2.00 – 2.50	-	-	-	-	-	11.84	0	30	-	-	-	-
	6.50 – 7.00	-	-	-	-	-	10.97	0	26	-	-	-	-
	8.50 – 9.00	-	-	-	-	-	-	-	-	17.90	19.83	16.82	237.5
DB 3	1.50 – 2.00	-	-	-	-	-	-	0	12	-	-	-	-
	3.50 – 4.00	14.63	19.59	17.08	50	33	-	-	-	-	-	-	-
	5.50 – 6.00	-	-	-	-	-	-	0	19	-	-	-	-
DB 4	1.50 – 2.00	29.34	20.14	15.57	10 (10)	33 (39)	-	-	-	-	-	-	-
	3.50 – 4.00	23.13	20.70	16.94	55 (55)	27 (34)	-	-	-	-	-	-	-
	5.50 – 6.00	-	-	-	-	-	-	-	-	13.61	19.07	16.79	163.5
	7.50 – 8.00	-	-	-	-	-	13.49	0	29	-	-	-	-
HB 1	1.50 – 2.00	31.96	18.44	13.97	34	11.5	-	-	-	-	-	-	-
	4.50 – 5.00	36.70	17.44	12.76	15	17	-	-	-	-	-	-	-
HB 2	2.00 – 2.50	30.67	18.83	14.41	31	13.5	-	-	-	-	-	-	-
	4.00 – 4.50	33.79	17.86	13.35	38	11	-	-	-	-	-	-	-
HB 3	1.00 – 1.50	33.90	18.20	13.59	37	19	-	-	-	-	-	-	-
	3.50 - 4.00	27.84	19.07	14.92	21	15.5	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Perbaikan Lereng Kampus Politeknik Pertanian Negeri Samarinda, Laboratorium Mekanika Tanah FTUI, 2004

Lampiran 5
Perhitungan FS Lereng DB2 Hasil Uji Laboratorium
Dengan Menggunakan Geoslope/W



Lampiran 6
Perhitungan FS Lereng DB3 Hasil Uji Laboratorium
Dengan Menggunakan Geoslope/W



Lampiran 7
Tabel Iterasi Shallow Failure Lereng DB2

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 1 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:							
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
Upper Silty Sand	30	33	36	39	42	45	48	51
Lower Silty Sand	26	28.5	31	34	36	39	41.5	44
FS	0.553	0.606	0.656	0.714	0.777	0.847	0.924	1.005

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 2 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:							
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
Upper Silty Sand	30	33	36	39	42	45	48	51
Lower Silty Sand	26	28.5	31	34	36	39	41.5	44
FS	0.666	0.722	0.781	0.843	0.910	0.983	1.063	1.146

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 3 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:				
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
Upper Silty Sand	30	33	36	39	42
Lower Silty Sand	26	28.5	31	34	36
FS	0.739	0.809	0.881	0.954	1.024

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 4 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:			
	1.0	1.1	1.2	1.3
Upper Silty Sand	30	33	36	39
Lower Silty Sand	26	28.5	31	34
FS	0.791	0.861	0.934	1.020

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 5 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:				
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.23
Upper Silty Sand	30	33	36	39	37
Lower Silty Sand	26	28.5	31	34	32
FS	0.841	0.873	0.983	1.070	1.011

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 6 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:		
	1.0	1.1	1.2
Upper Silty Sand	30	33	36
Lower Silty Sand	26	28.5	31
FS	0.889	0.961	1.034

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 7 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:	
	1.0	1.1
Upper Silty Sand	30	33
Lower Silty Sand	26	28.5
FS	0.926	1.003

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 8 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:		
	1.0	1.1	1.067
Upper Silty Sand	30	33	32
Lower Silty Sand	26	28.5	28
FS	0.965	1.042	1.022

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 9 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:	
	1.0	1.0
Upper Silty Sand	30	30
Lower Silty Sand	26	26
FS	1.004	1.004

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand dengan Nilai $c = 10 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:		
	1.0	0.9	0.96
Upper Silty Sand	30	27	29
Lower Silty Sand	26	23.5	25
FS	1.043	0.970	1.016

Lampiran 8
Tabel Iterasi Shallow Failure Lereng DB2

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 1 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.358	0.378	0.408	0.428	0.460	0.481	0.502

$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:									
1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
20	21.5	23	24	25	26	27.5	29	30	31
32	34	36	38	40	42	44	45.5	47.5	49.5
0.523	0.548	0.574	0.592	0.609	0.623	0.651	0.679	0.697	0.481

$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:									
2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7
32.5	33.5	35	36	37	39.5	41	42	43	45.5
51	53	55	57	59	62.5	64.5	66.5	68.5	70
0.745	0.765	0.795	0.816	0.838	0.893	0.927	0.950	0.969	1.033

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 2 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.483	0.503	0.533	0.554	0.585	0.606	0.627

$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:									
1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
20	21.5	23	24	25	26	27.5	29	30	31
32	34	36	38	40	42	44	45.5	47.5	49.5
0.648	0.681	0.715	0.737	0.760	0.784	0.820	0.853	0.878	0.903

$\phi = \phi_{\text{Awal}}$ dikalikan:		
2.7	2.8	2.9
32.5	33.5	35
51	53	55
0.943	0.970	1.011

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 3 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.583	0.626	0.658	0.678	0.709	0.729	0.750

$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:								
1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
20	21.5	23	24	25	26	27.5	29	30
32	34	36	38	40	42	44	45.5	47.5
0.772	0.804	0.837	0.860	0.886	0.909	0.945	0.978	1.003

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 4 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.615	0.658	0.701	0.744	0.777	0.822	0.856

$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:				
1.7	1.8	1.9	2.0	2.1
20	21.5	23	24	25
32	34	36	38	40
0.898	0.930	0.963	0.986	1.008

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 5 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.646	0.688	0.732	0.775	0.808	0.852	0.866

$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:		
1.7	1.8	1.9
20	21.5	23
32	34	36
0.932	0.975	1.016

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 6 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.678	0.720	0.762	0.804	0.839	0.882	0.916

$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
1.7	1.8
20	21.5
32	34
0.962	1.009

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 7 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.709	0.751	0.793	0.835	0.868	0.911	0.945

$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
1.7	1.8
20	21.5
32	34
0.990	1.039

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 8 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.741	0.782	0.824	0.866	0.898	0.942	0.975

$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
1.7	
20	
32	
1.020	

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 9 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18	19
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5	30
FS	0.773	0.814	0.855	0.897	0.929	0.972	1.005

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 10 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:					
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5
FS	0.805	0.845	0.886	0.928	0.959	1.002

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 11 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:					
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17	18
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5	28.5
FS	0.837	0.877	0.917	0.958	0.990	1.032

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 12 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:				
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5	17
Lower Silty Sand	19	21	23	25	26.5
FS	0.868	0.908	0.948	0.989	1.020

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $C = 13 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:			
	1.0	1.1	1.2	1.3
Upper Silty Sand	12	13	14.5	15.5
Lower Silty Sand	19	21	23	25
FS	0.900	0.939	0.979	1.020

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 14 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:		
	1.0	1.1	1.2
Upper Silty Sand	12	13	14.5
Lower Silty Sand	19	21	23
FS	0.930	0.970	1.010

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 15 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
	1.0	1.1
Upper Silty Sand	12	13
Lower Silty Sand	19	21
FS	0.958	1.002

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 16 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
	1.0	1.1
Upper Silty Sand	12	13
Lower Silty Sand	19	21
FS	0.986	1.031

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 17 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
	1.0	
Upper Silty Sand	12	
Lower Silty Sand	19	
FS	1.014	

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 18 \text{ kN/m}^2$

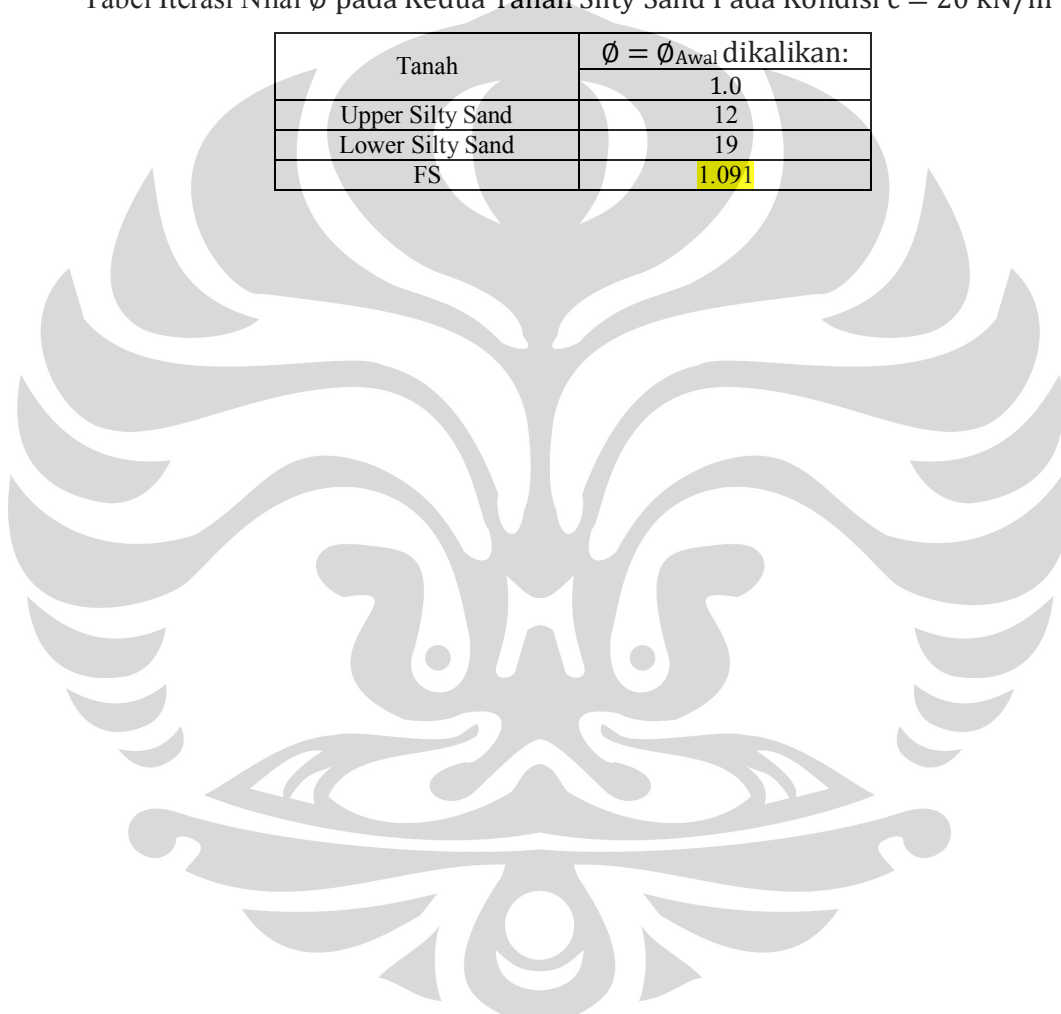
Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:	
	1.0	
Upper Silty Sand	12	
Lower Silty Sand	19	
FS	1.042	

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 19 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:
Upper Silty Sand	12
Lower Silty Sand	19
FS	1.067

Tabel Iterasi Nilai ϕ pada Kedua Tanah Silty Sand Pada Kondisi $c = 20 \text{ kN/m}^2$

Tanah	$\phi = \phi_{Awal}$ dikalikan:
Upper Silty Sand	12
Lower Silty Sand	19
FS	1.091



Lampiran 9
Tabel Iterasi Deep Failure Lereng DB2

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 10^\circ$

Tanah	c Iterasi		
Sandy Clay Pada $\phi = 10^\circ$	27	26	25
FS	1.021	1.002	0.982

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 9^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 9^\circ$	28	27
FS	1.005	0.986

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 8^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 8^\circ$	30	29
FS	1.004	0.985

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 7^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 7^\circ$	32	33
FS	0.998	1.016

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 6^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 6^\circ$	35	34
FS	1.008	0.989

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 5^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 5^\circ$	38	37
FS	1.008	0.992

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 4^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 4^\circ$	41	42
FS	0.987	1.003

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 3^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 3^\circ$	46	47
FS	0.997	1.013

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 2^\circ$

Tanah	c Iterasi		
Sandy Clay Pada $\phi = 2^\circ$	52	51	50
FS	1.022	1.006	0.990

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 1^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 1^\circ$	56	55
FS	1.015	0.998

Lampiran 10
Tabel Iterasi Deep Failure Lereng DB3

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 10^\circ$

Tanah	c Iterasi						
Sandy Clay Pada $\phi = 10^\circ$	35	34	33	31	29	27	26
FS	1.137	1.120	1.104	1.071	1.038	1.005	0.988

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 9^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 9^\circ$	30	29
FS	1.004	0.988

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 8^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 8^\circ$	33	32
FS	1.003	0.987

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 7^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 7^\circ$	36	35
FS	1.001	0.985

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 6^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 6^\circ$	39	40
FS	0.998	1.014

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 5^\circ$

Tanah	c Iterasi		
Sandy Clay Pada $\phi = 5^\circ$	44	43	42
FS	1.027	1.011	0.995

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 4^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 4^\circ$	46	45
FS	1.007	0.991

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 3^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Silty Sand Pada $\phi = 10^\circ$	49	48
FS	1.003	0.987

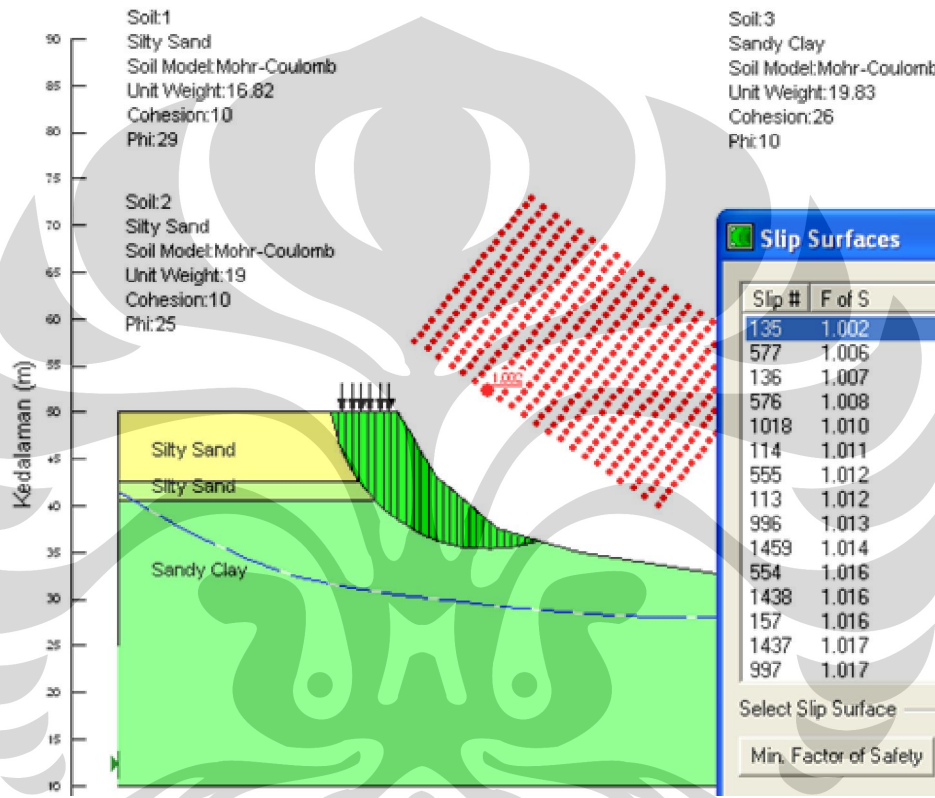
Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 2^\circ$

Tanah	c Iterasi	
Sandy Clay Pada $\phi = 2^\circ$	52	53
FS	0.998	1.013

Tabel Iterasi Nilai c Sandy Clay, Pada $\phi = 1^\circ$

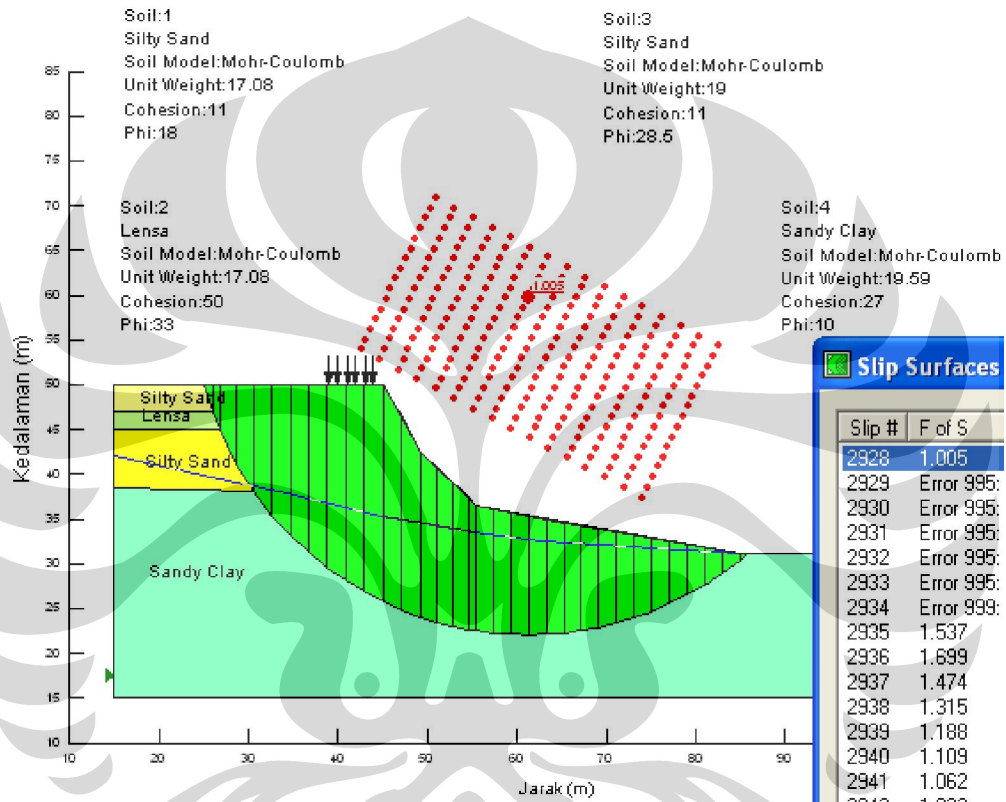
Tanah	c Iterasi		
Sandy Clay Pada $\phi = 1^\circ$	57	56	55
FS	1.023	1.007	0.991

Lampiran 11
Perhitungan FS Hasil Iterasi Deep Failure Lereng DB2
Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W

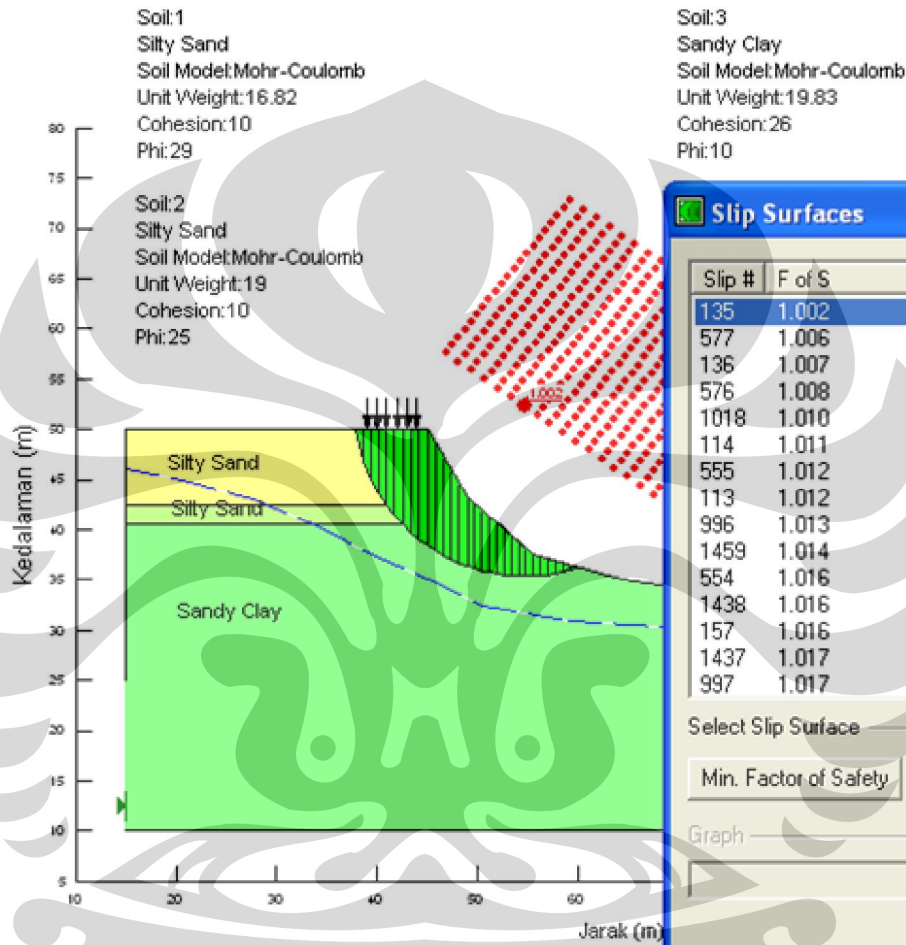


Lampiran 12

**Perhitungan FS Hasil Iterasi Deep Failure Lereng DB3
Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W**

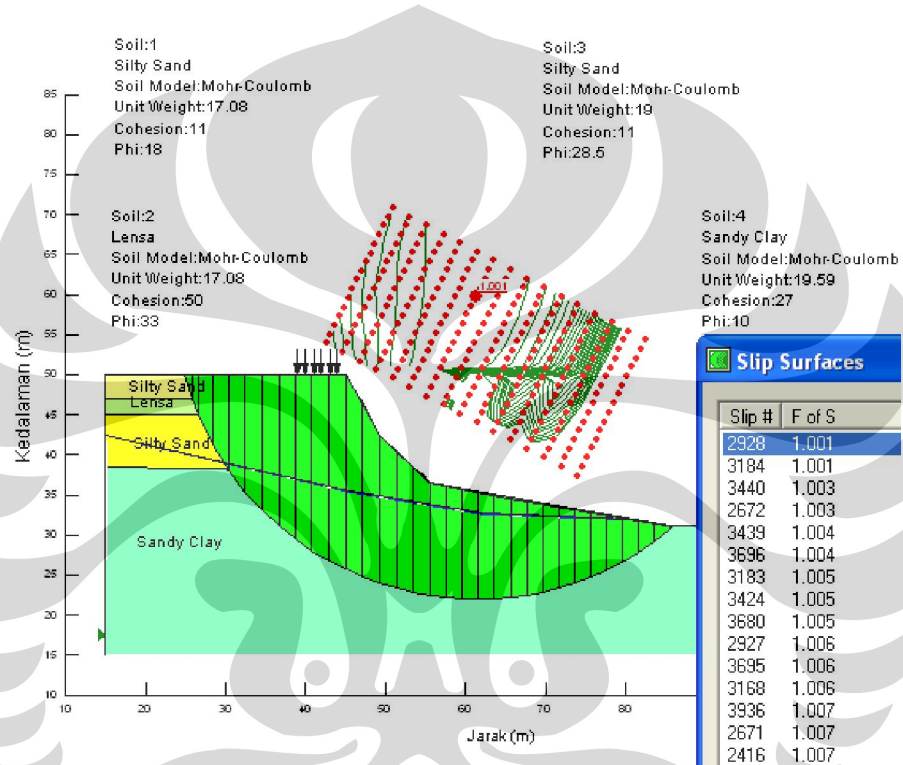


Lampiran 13
Perhitungan FS Hasil Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB2
Yang Ditentukan Menggunakan Geoslope/W

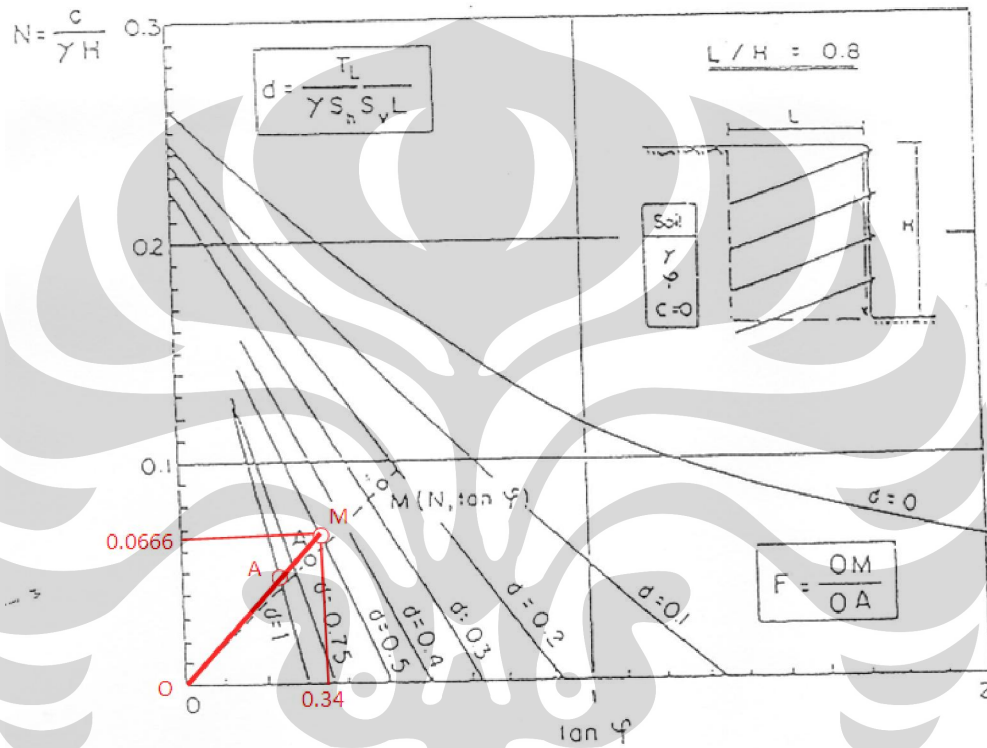


Lampiran 14

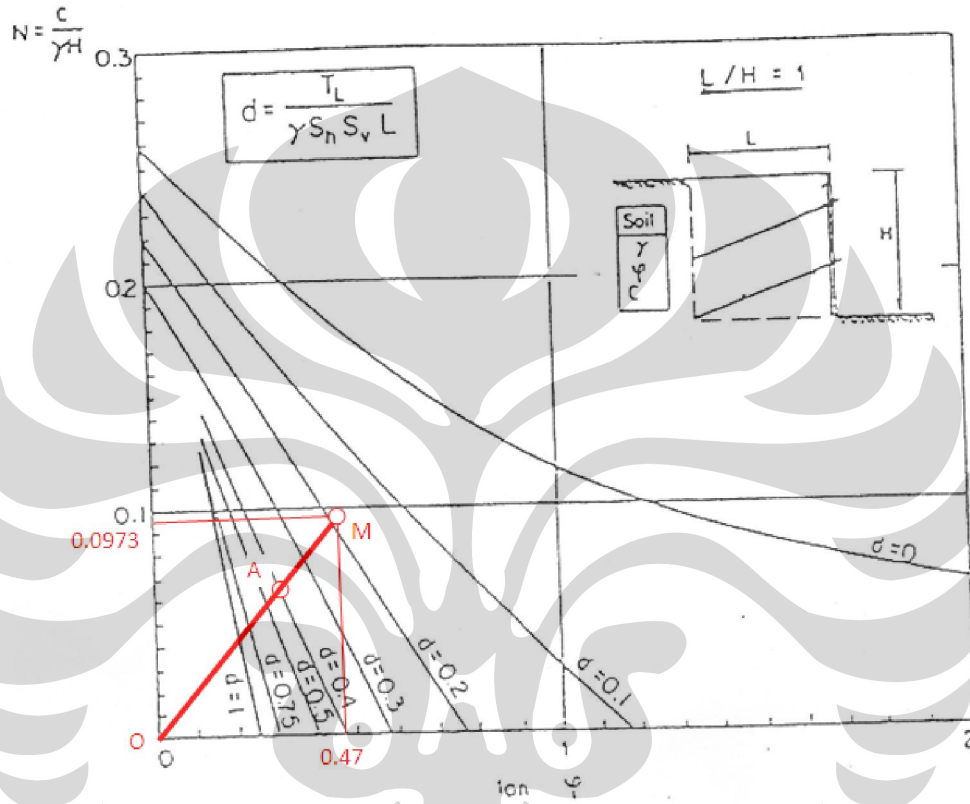
**Perhitungan FS Hasil Iterasi Kenaikan MAT Lereng DB3
Yang ditentukan Menggunakan Geoslope/W**



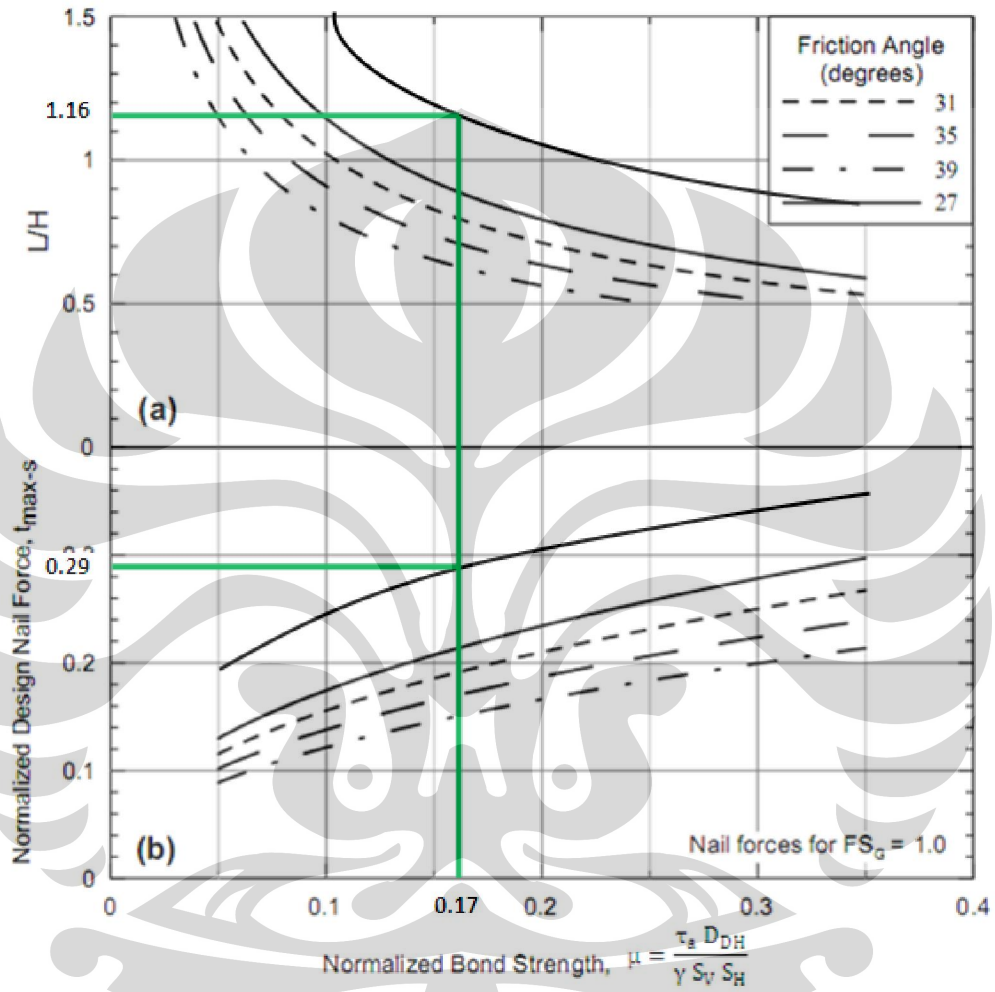
Lampiran 15
 Grafik Desain CLOUTERRE Untuk Lereng DB2



Lampiran 16
 Grafik Desain CLOUTERRE Untuk Lereng DB3

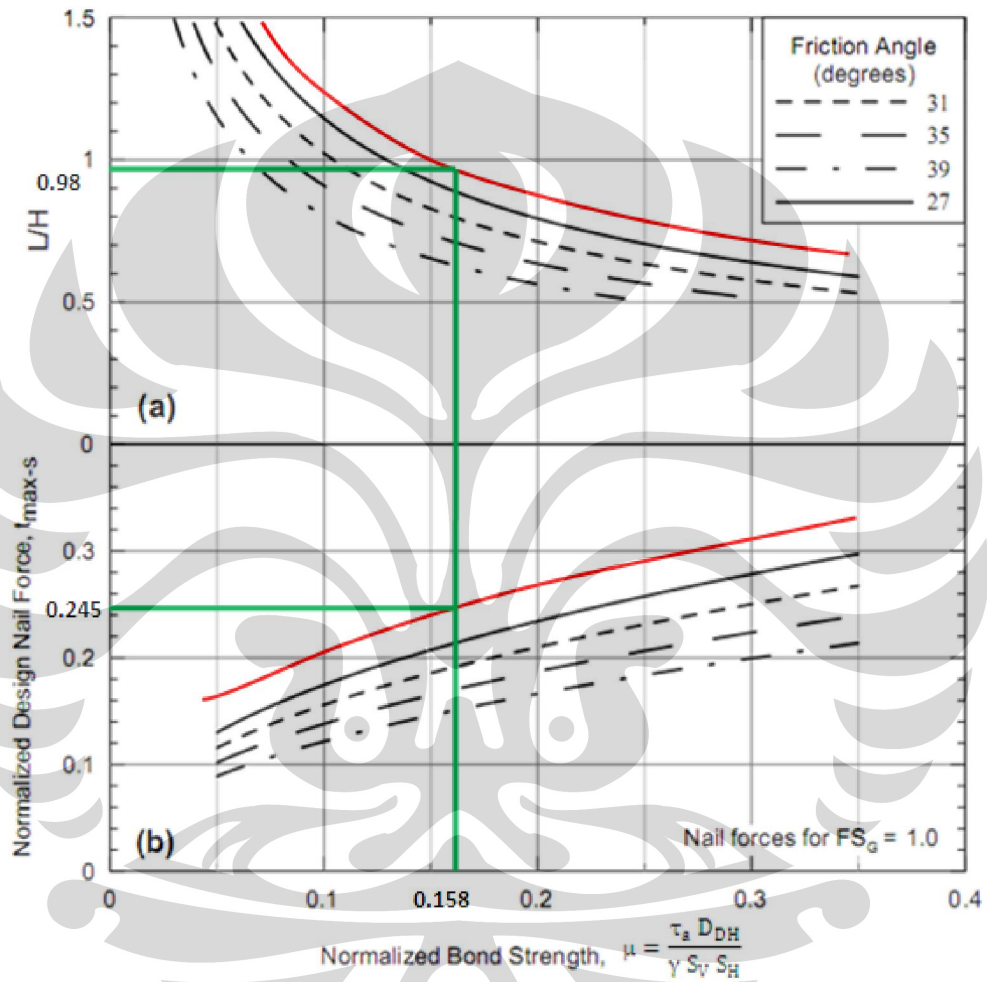


Lampiran 17
 Grafik Desain FHWA Untuk Lereng DB2



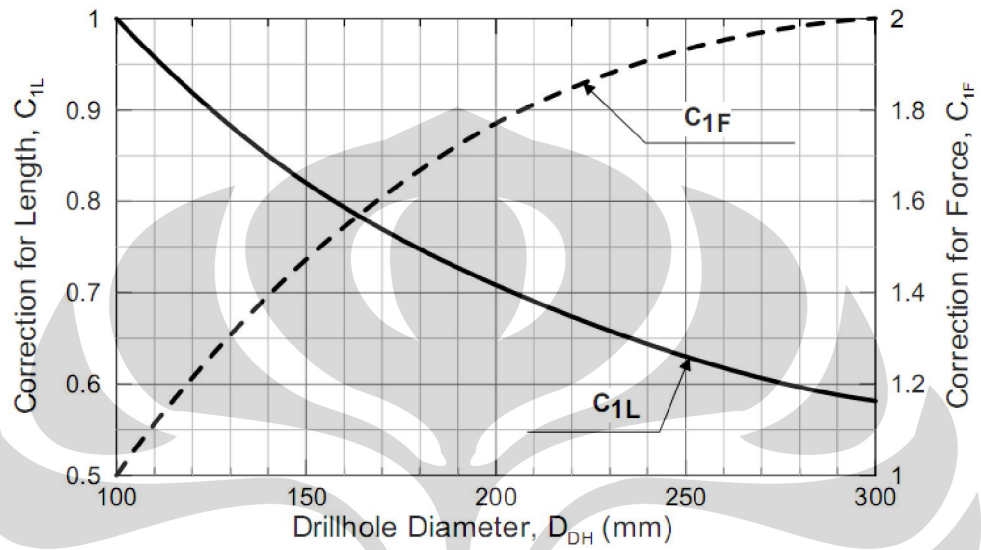
Gambar Normalized L/H and Tensile Force
 Untuk $\alpha = 0$, $\beta = 0$, dan $\phi = 18.76^\circ$

Lampiran 18
 Grafik Desain FHWA Untuk Lereng DB3



Gambar 4.20. Normalized L/H and Tensile Force
 Untuk $\alpha = 0$, $\beta = 0$, dan $\phi = 25^\circ$

Lampiran 19
Grafik FHWA - Koreksi Diameter Lubang Bor



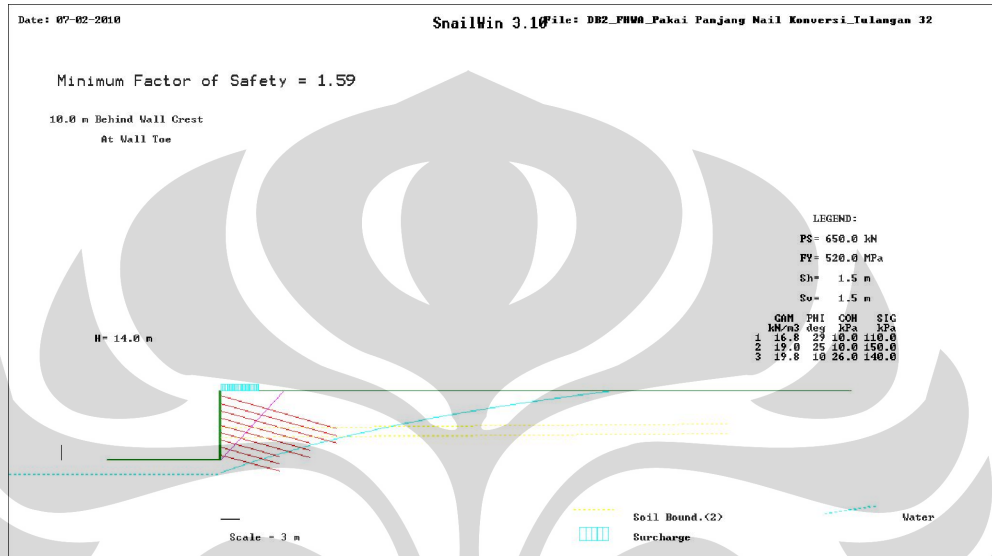
Lampiran 20 Tabel Profil Tulangan

Nominal Bar Designation		Cross-Sectional Area		Nominal Unit Weight		Max. Diameter w/Threads		ASTM Grade	Yield Strength		Max. Axial Load	
English	mm	in. ²	mm ²	lbs/ft	kg/m	in.	mm	English	ksi	MPa	kips	kN
#6	19	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	60	414	26.4	118
								75	75	517	33.0	147
#7	22	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	60	414	36.0	160
								75	75	517	45.0	200
#8	25	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	60	414	47.4	211
								75	75	517	59.3	264
#9	29	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32.0	60	60	414	60.0	267
								75	75	517	75.0	334
#10	32	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	60	414	76.2	339
								75	75	517	95.3	424
#11	36	1.56	1,006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	60	414	93.6	417
								75	75	517	117.0	520
#14	43	2.25	1,452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	60	414	135.0	601
								75	75	517	168.8	751

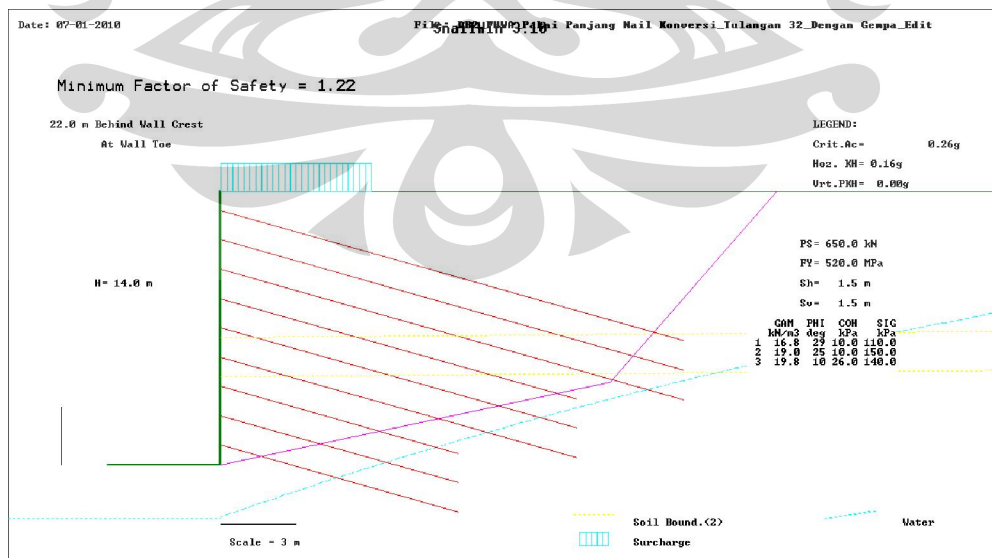
Sumber: Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, FHWA, 2003.

Lampiran 21 Perhitungan FS Soil Nail Wall DB2 Dengan Menggunakan Snail

1. Gambar Perhitungan Snail Untuk Soil Nail Wall DB2 Beban Statis



2. Gambar Perhitungan Snail Untuk Soil Nail Wall DB2 Beban Gempa

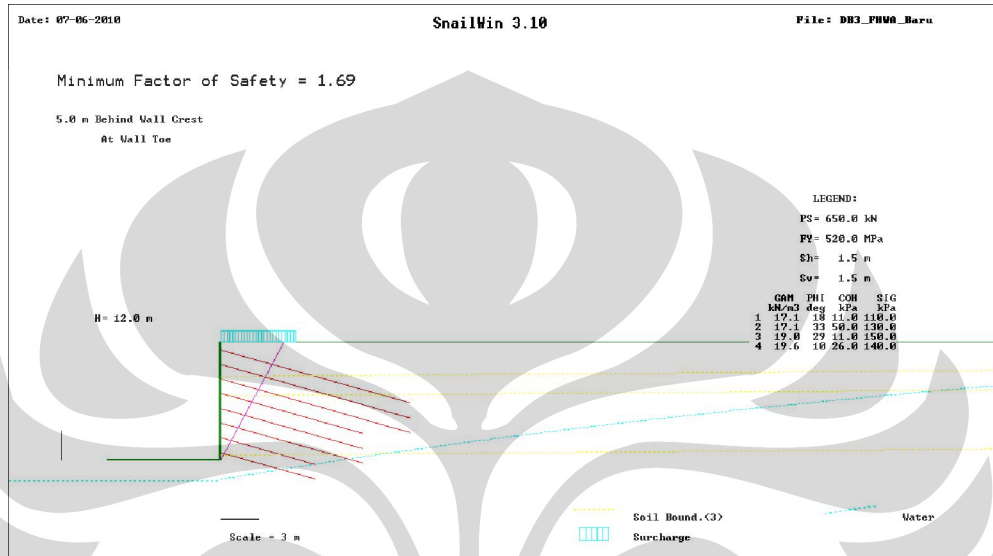




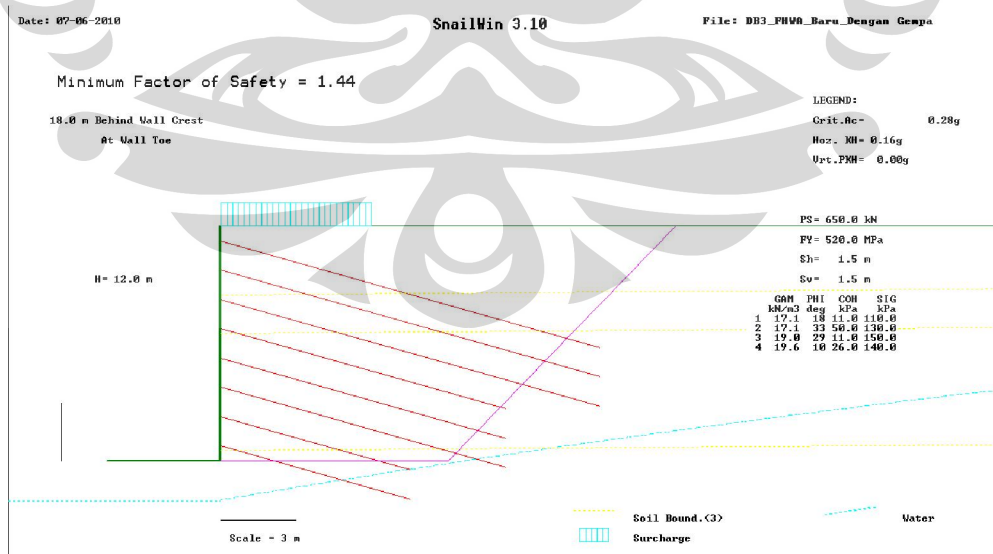
Universitas Indonesia

Lampiran 22
Perhitungan FS Soil Nail Wall DB3
Dengan Menggunakan Snail

1. Gambar Perhitungan Snail Untuk Soil Nail Wall DB3 Beban Statis

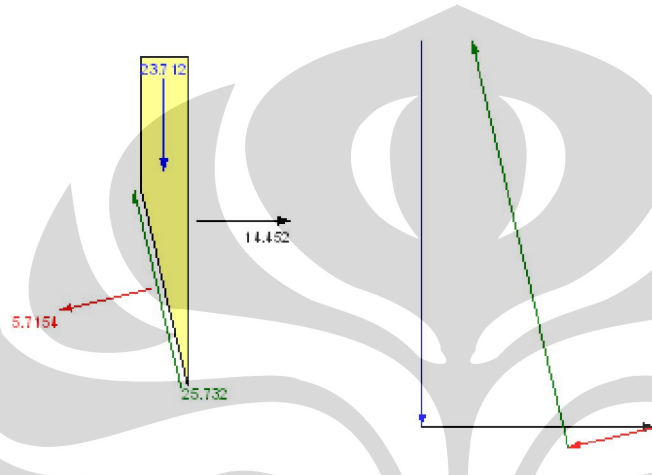


2. Gambar Perhitungan Snail Untuk Soil Nail Wall DB3 Beban Gempa



Lampiran 23
Irisan Lereng DB2
Hasil Perhitungan Iterasi

Slice 1 - Bishop Method

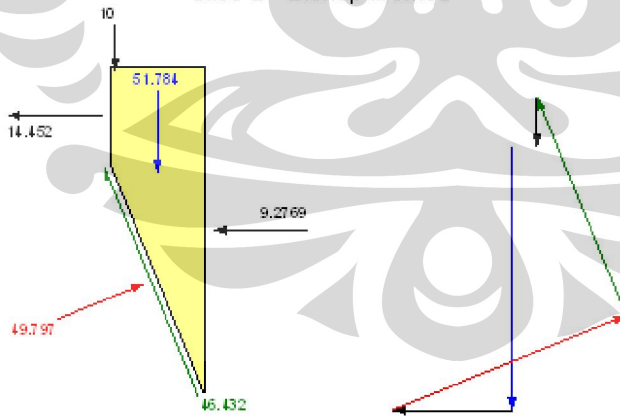


Base Shear Force 25.732
 Base Normal Force 5.7154
 Right Side Normal Force 14.452

Slice 1 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 30
 C (Strength) 9
 C (Force) 29.045
 Slice Width 0.74536
 Mid-Height 1.8914
 Base Length 3.2273
 Base Angle 76.646
 Polygon Closure 3.0878
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 23.712

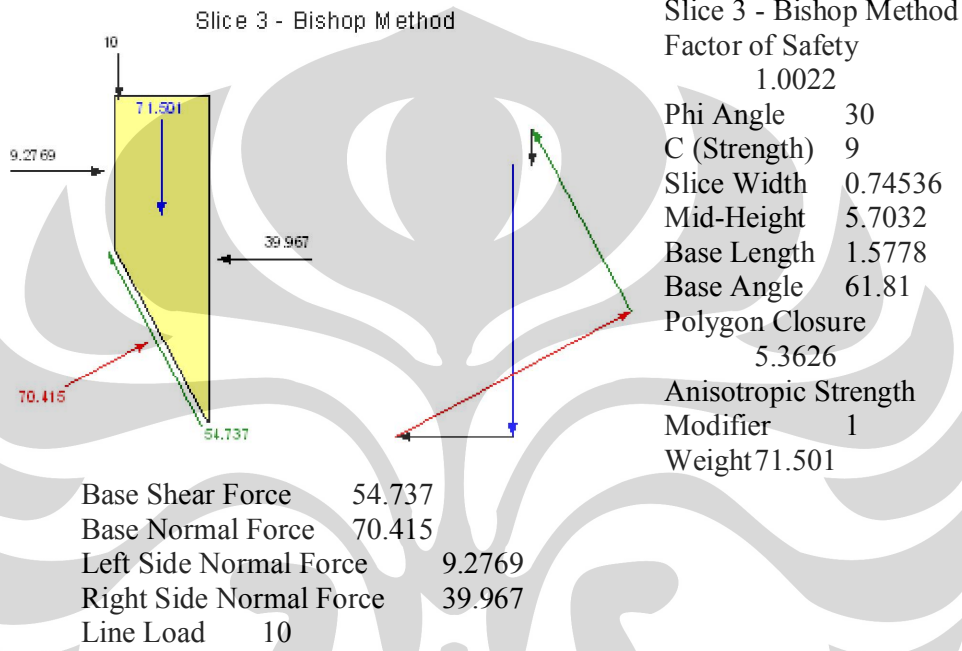
Slice 2 - Bishop Method



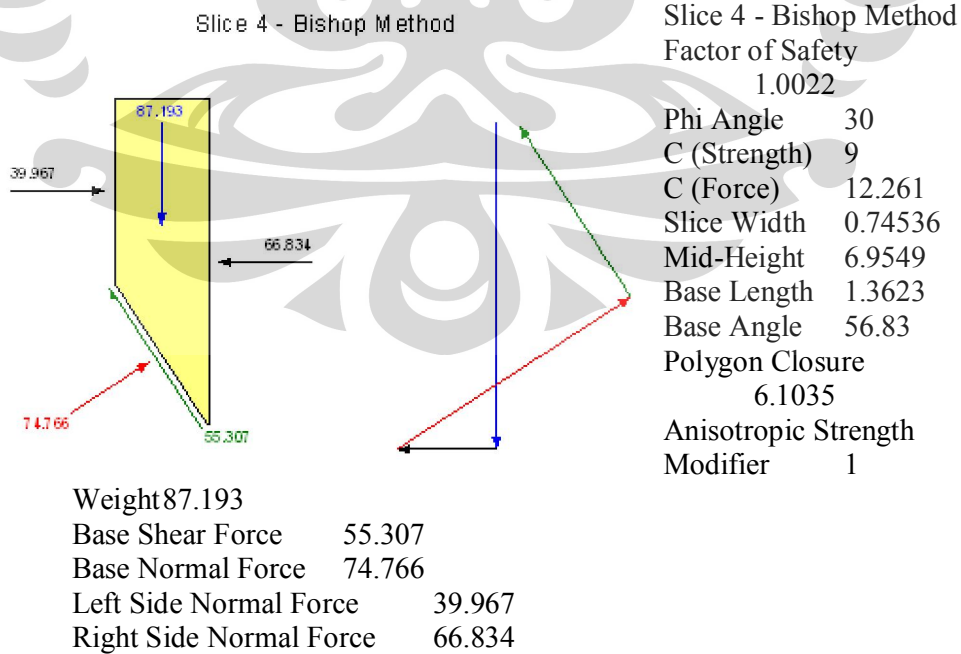
Weight 51.784
 Base Shear Force 46.432
 Base Normal Force 49.797
 Left Side Normal Force 14.452
 Right Side Normal Force 9.2769

Slice 2 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 30
 C (Strength) 9
 C (Force) 17.775
 Slice Width 0.74536
 Mid-Height 4.1305
 Base Length 1.9751
 Base Angle 67.828
 Polygon Closure 4.9195
 Anisotropic Strength Modifier 1

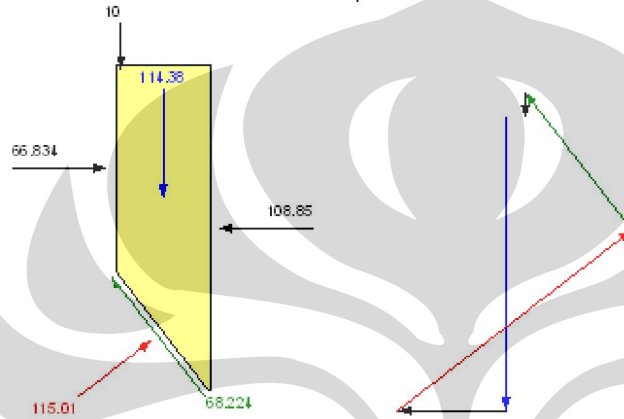


Slice 3 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 30
 C (Strength) 9
 Slice Width 0.74536
 Mid-Height 5.7032
 Base Length 1.5778
 Base Angle 61.81
 Polygon Closure 5.3626
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 71.501



Slice 4 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 30
 C (Strength) 9
 C (Force) 12.261
 Slice Width 0.74536
 Mid-Height 6.9549
 Base Length 1.3623
 Base Angle 56.83
 Polygon Closure 6.1035
 Anisotropic Strength Modifier 1

Slice 5 - Bishop Method

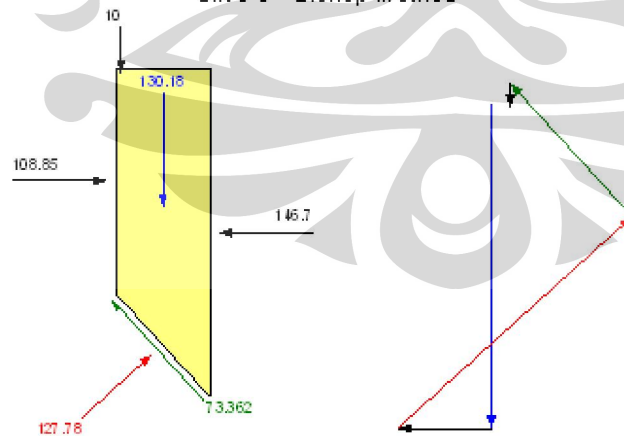


Weight 114.38
 Base Shear Force 68.224
 Base Normal Force 115.01
 Left Side Normal Force 66.834
 Right Side Normal Force 108.85
 Line Load 10

Slice 5 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 26
 C (Strength) 9
 C (Force) 12.279
 Slice Width 0.83599
 Mid-Height 8.0615
 Base Length 1.3643
 Base Angle 52.212
 Polygon Closure 7.4756
 Anisotropic Strength Modifier 1

Slice 6 - Bishop Method

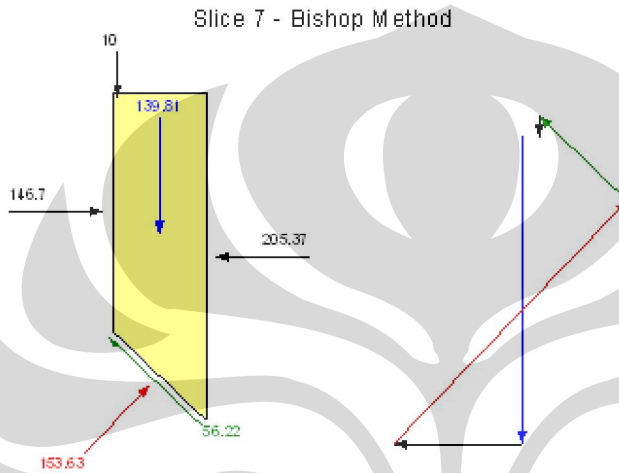


Weight 130.18
 Base Shear Force 73.362
 Base Normal Force 127.78
 Left Side Normal Force 108.85

Slice 6 - Bishop Method

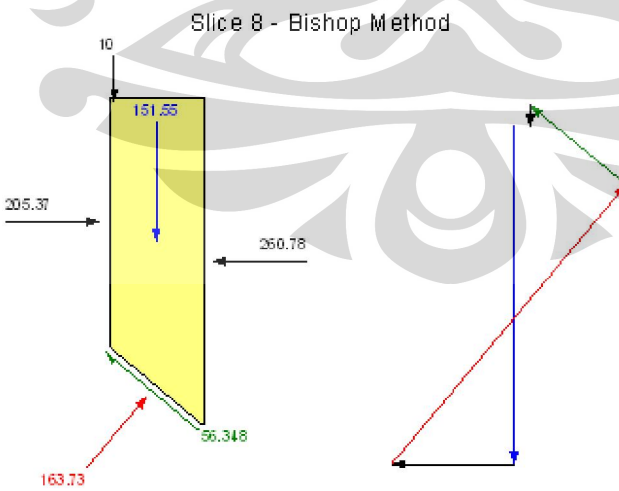
Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 26
 C (Strength) 9
 C (Force) 11.2
 Slice Width 0.83599
 Mid-Height 9.0561
 Base Length 1.2444
 Base Angle 47.794
 Polygon Closure 7.8108
 Anisotropic Strength Modifier 1

Right Side Normal Force 146.7
 Line Load 10



Weight 139.81
 Base Shear Force 56.22
 Base Normal Force 153.63
 Left Side Normal Force 146.7
 Right Side Normal Force 205.37
 Line Load 10

Slice 7 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 29.251
 Slice Width 0.81225
 Mid-Height 9.9022
 Base Length 1.125
 Base Angle 43.782
 Polygon Closure 7.6815
 Anisotropic Strength Modifier 1

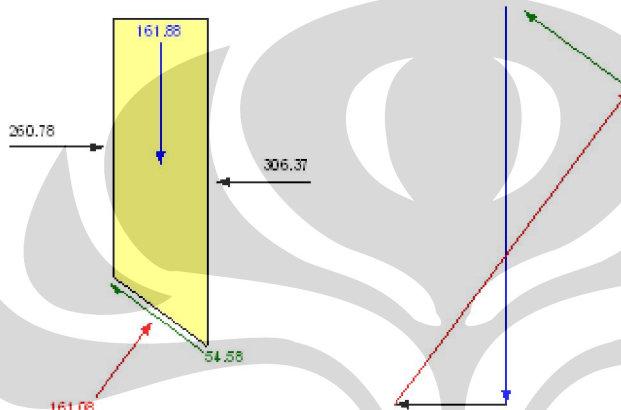


Base Shear Force 56.348
 Base Normal Force 163.73

Slice 8 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 27.6
 Slice Width 0.81226
 Mid-Height 10.631
 Base Length 1.0616
 Base Angle 40.079
 Polygon Closure 7.3678
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 151.55

Left Side Normal Force 205.3
 Right Side Normal Force 260.78
 Line Load 10

Slice 9 - Bishop Method

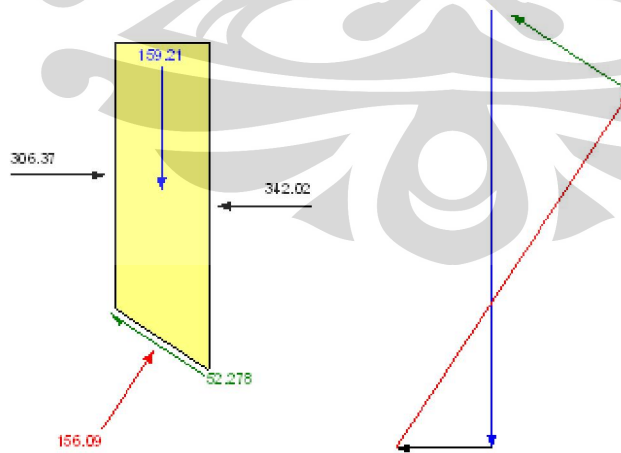


Base Shear Force 54.58
 Base Normal Force 161.08
 Left Side Normal Force 260.78
 Right Side Normal Force 306.37

Slice 9 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 26.295
 Slice Width 0.81226
 Mid-Height 11.273
 Base Length 1.0113
 Base Angle 36.568
 Polygon Closure 7.2846
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 161.88

Slice 10 - Bishop Method



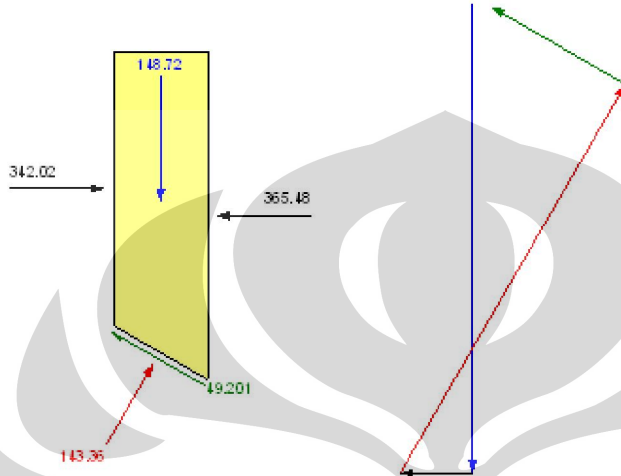
52.278
 Base Normal Force 156.09

Slice 10 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 24.868
 Slice Width 0.8
 Mid-Height 11.155
 Base Length 0.95646
 Base Angle 33.236
 Polygon Closure 7.1645
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 159.21
 Base Shear Force

Left Side Normal Force 306.37
 Right Side Normal Force 342.02

Slice 11 - Bishop Method

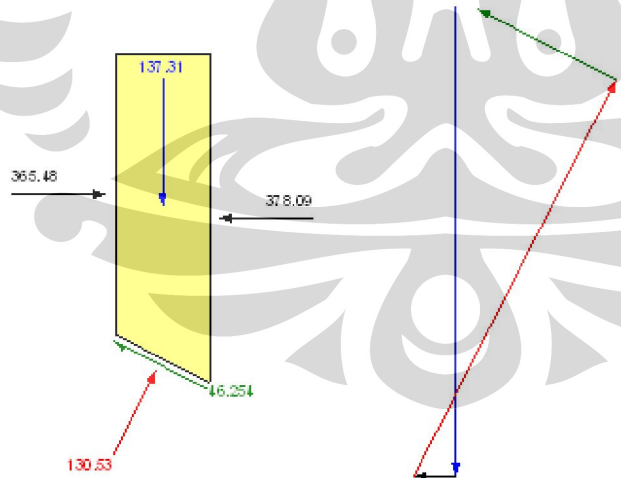


49.201
 Base Normal Force 143.36
 Left Side Normal Force 342.02
 Right Side Normal Force 365.48

Slice 11 - Bishop Method
 Factor of Safety

1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 24.03
 Slice Width 0.8
 Mid-Height 10.287
 Base Length 0.92424
 Base Angle 30.051
 Polygon Closure 5.9488
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 148.72
 Base Shear Force

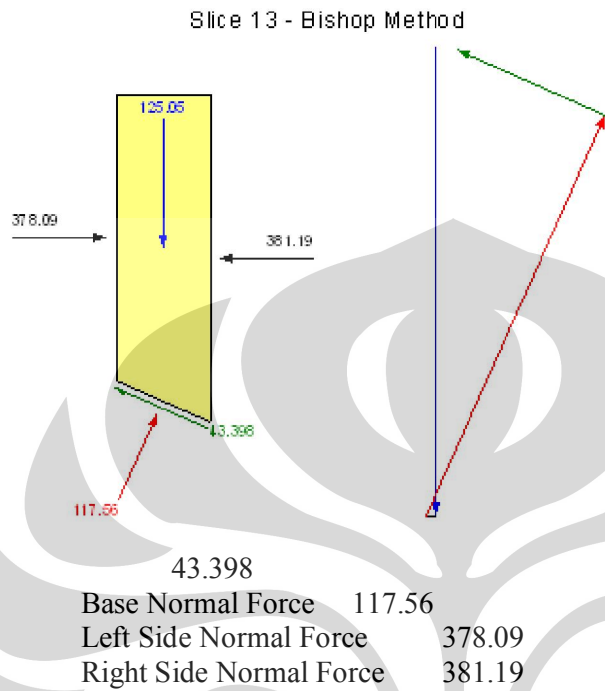
Slice 12 - Bishop Method



46.254
 Base Normal Force 130.53
 Left Side Normal Force 365.48
 Right Side Normal Force 378.09

Slice 12 - Bishop Method
 Factor of Safety

1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 23.338
 Slice Width 0.8
 Mid-Height 9.3617
 Base Length 0.8976
 Base Angle 26.966
 Polygon Closure 6.1789
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 137.31
 Base Shear Force



Slice 13 - Bishop Method

Factor of Safety
1.0022

Phi Angle 10

C (Strength) 26

C (Force) 22.762

Slice Width 0.8

Mid-Height 8.3825

Base Length 0.87546

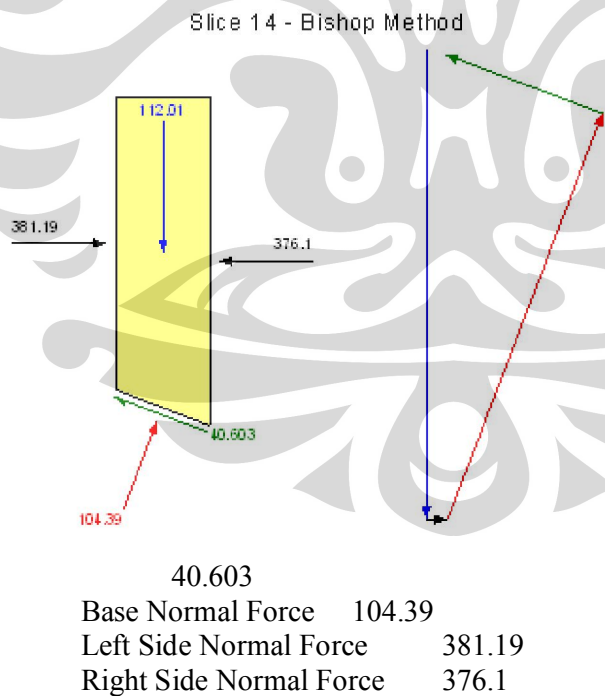
Base Angle 23.964

Polygon Closure
5.6273

Anisotropic Strength
Modifier 1

Weight 125.05

Base Shear Force



Slice 14 - Bishop Method

Factor of Safety
1.0022

Phi Angle 10

C (Strength) 26

C (Force) 22.284

Slice Width 0.8

Mid-Height 7.3537

Base Length 0.85709

Base Angle 21.03

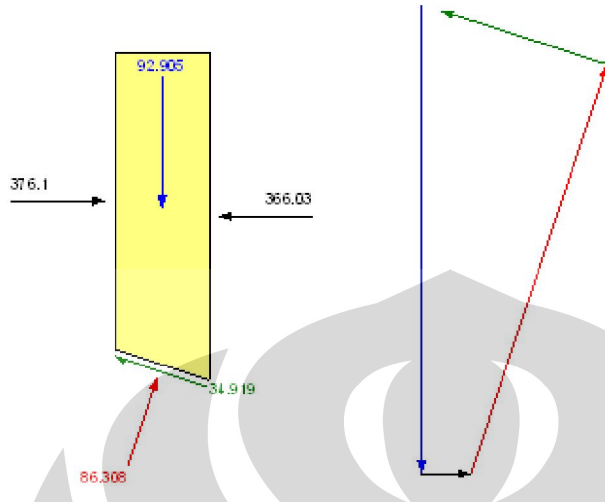
Polygon Closure
4.4804

Anisotropic Strength
Modifier 1

Weight 112.01

Base Shear Force

Slice 15 - Bishop Method

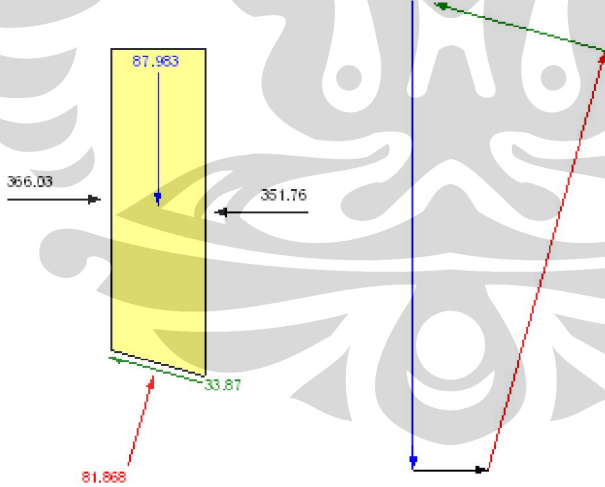


34.919
 Base Normal Force 86.308
 Left Side Normal Force 376.1
 Right Side Normal Force 366.03

Slice 15 - Bishop Method
 Factor of Safety

1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 19.777
 Slice Width 0.72222
 Mid-Height 6.6289
 Base Length 0.76066
 Base Angle 18.291
 Polygon Closure 3.7162
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 92.905
 Base Shear Force

Slice 16 - Bishop Method

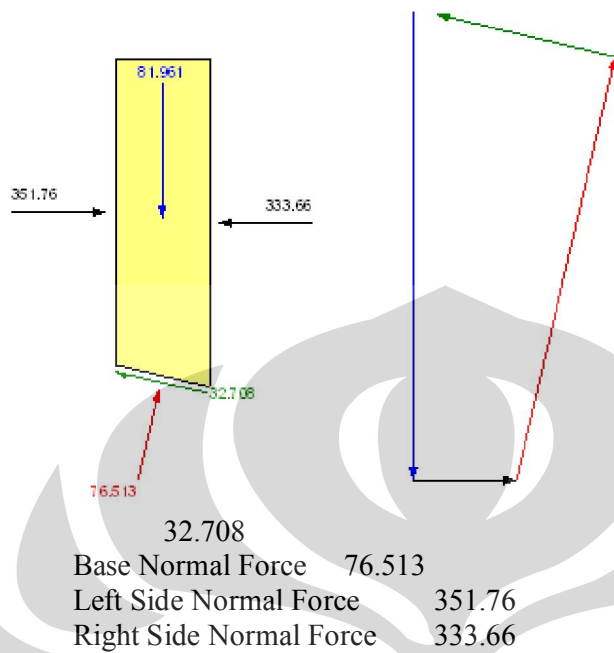


33.87
 Base Normal Force 81.868
 Left Side Normal Force 366.03
 Right Side Normal Force 351.76

Slice 16 - Bishop Method
 Factor of Safety

1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 19.508
 Slice Width 0.72222
 Mid-Height 6.2165
 Base Length 0.75033
 Base Angle 15.733
 Polygon Closure 3.9592
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 87.983
 Base Shear Force

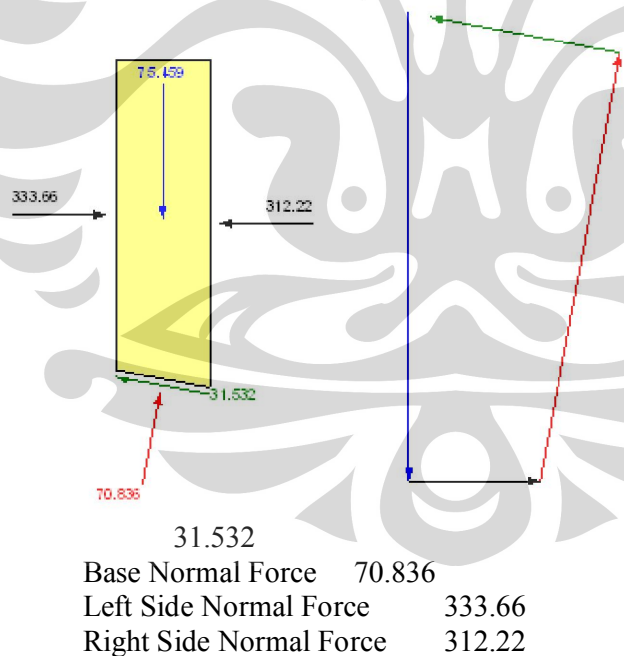
Slice 17 - Bishop Method



Slice 17 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0022
Phi Angle 10
C (Strength) 26
C (Force) 19.288
Slice Width 0.72223
Mid-Height 5.7694
Base Length 0.74185
Base Angle 13.206
Polygon Closure 4.098
Anisotropic Strength Modifier 1
Weight 81.961
Base Shear Force

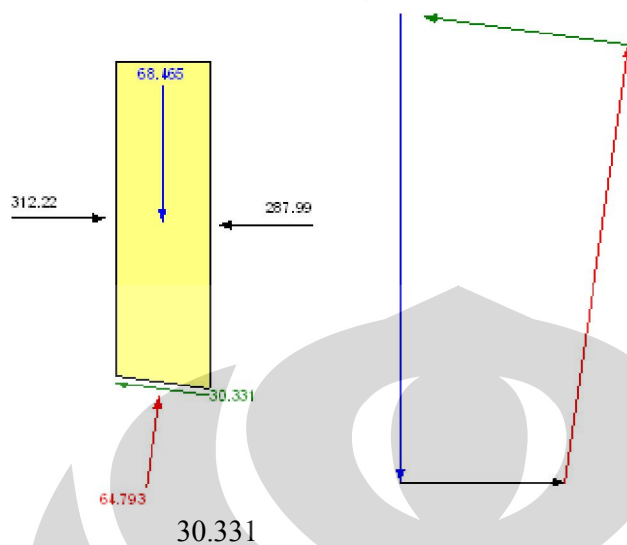
Slice 18 - Bishop Method



Slice 18 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0022
Phi Angle 10
C (Strength) 26
C (Force) 19.11
Slice Width 0.72222
Mid-Height 5.289
Base Length 0.73501
Base Angle 10.705
Polygon Closure 3.3957
Anisotropic Strength Modifier 1
Weight 75.459
Base Shear Force

Slice 19 - Bishop Method

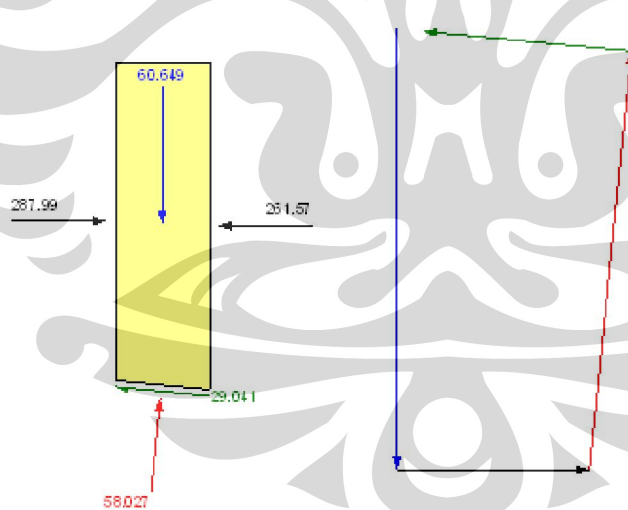


Base Normal Force 64.793
 Left Side Normal Force 312.22
 Right Side Normal Force 287.99

Slice 19 - Bishop Method
 Factor of Safety

1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 18.973
 Slice Width 0.72222
 Mid-Height 4.776
 Base Length 0.72973
 Base Angle 8.2254
 Polygon Closure 3.4232
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 68.465
 Base Shear Force

Slice 20 - Bishop Method

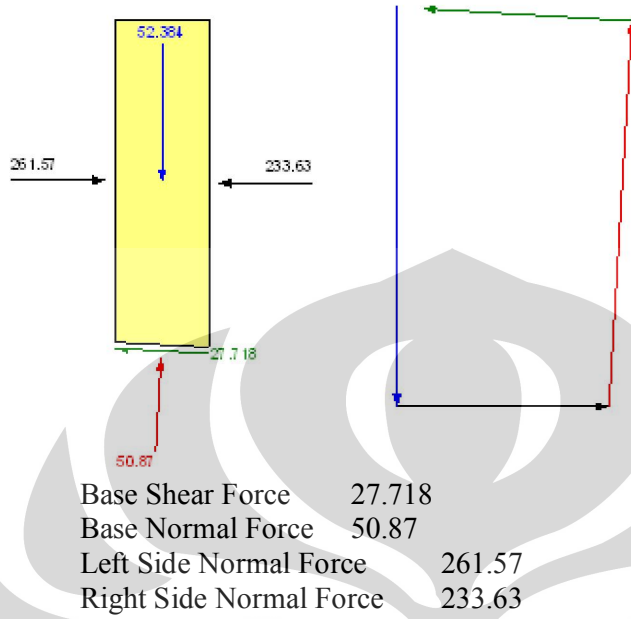


29.041
 Base Normal Force 58.027
 Left Side Normal Force 287.99
 Right Side Normal Force 261.57

Slice 20 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 18.873
 Slice Width 0.72222
 Mid-Height 4.2313
 Base Length 0.72588
 Base Angle 5.7599
 Polygon Closure 3.6389
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 60.649
 Base Shear Force

Slice 21 - Bishop Method

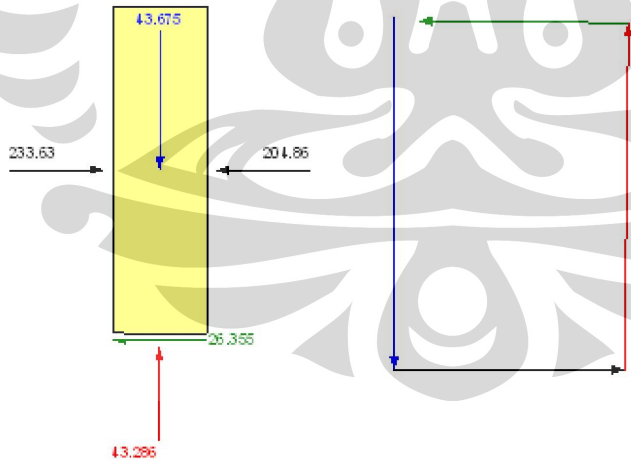


Base Shear Force 27.718
 Base Normal Force 50.87
 Left Side Normal Force 261.57
 Right Side Normal Force 233.63

Slice 21 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 18.809
 Slice Width 0.72223
 Mid-Height 3.6552
 Base Length 0.72344
 Base Angle 3.3062
 Polygon Closure 3.405
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 52.384

Slice 22 - Bishop Method

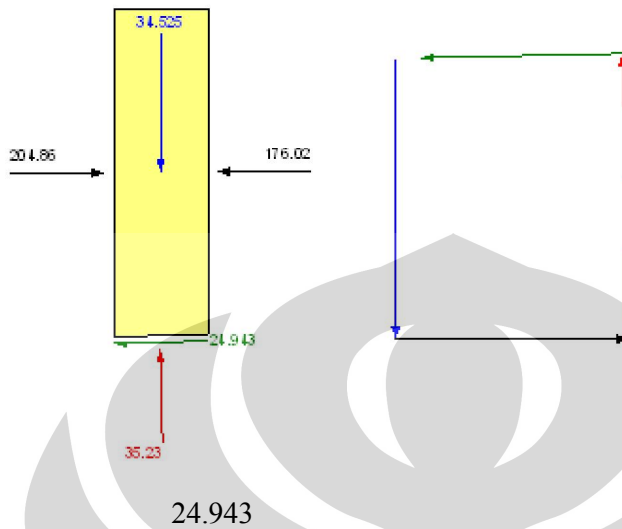


26.355
 Base Normal Force 43.286
 Left Side Normal Force 233.63
 Right Side Normal Force 204.86

Slice 22 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 18.78
 Slice Width 0.72222
 Mid-Height 3.0481
 Base Length 0.7223
 Base Angle 0.85818
 Polygon Closure 3.0572
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 43.675
 Base Shear Force

Slice 23 - Bishop Method

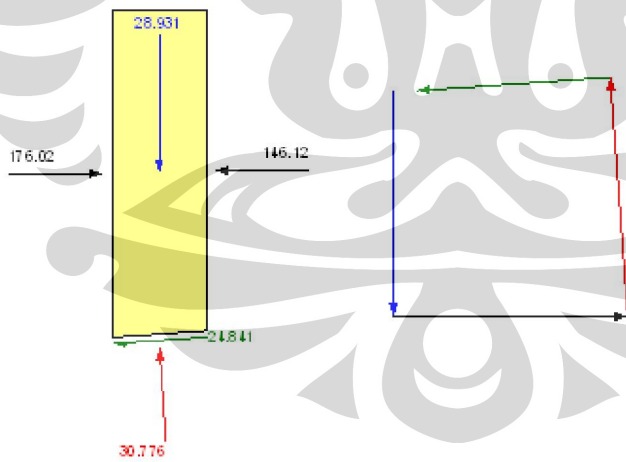


Base Normal Force 35.23
 Left Side Normal Force 204.86
 Right Side Normal Force 176.02

Slice 23 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 18.785
 Slice Width 0.72222
 Mid-Height 2.4102
 Base Length 0.7225
 Base Angle 1.5884
 Polygon Closure 3.1707
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 34.525
 Base Shear Force

Slice 24 - Bishop Method

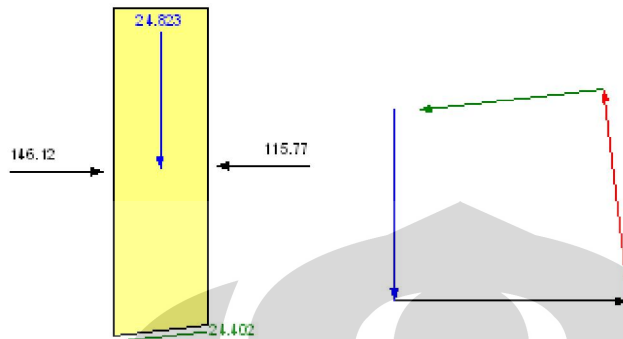


Base Normal Force 30.776
 Left Side Normal Force 176.02
 Right Side Normal Force 146.12

Slice 24 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 19.468
 Slice Width 0.74687
 Mid-Height 1.9534
 Base Length 0.74877
 Base Angle 4.0799
 Polygon Closure 3.0776
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 28.931
 Base Shear Force

Slice 25 - Bishop Method

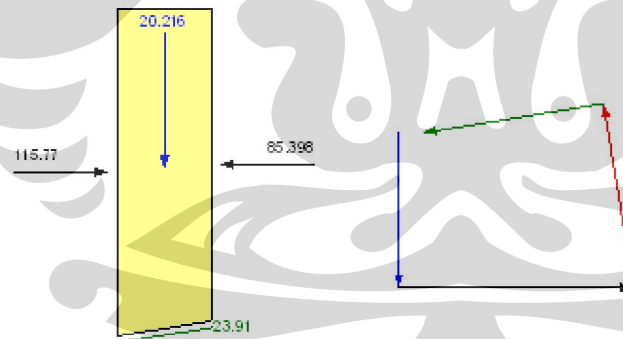


24.402
 Base Normal Force 27.821
 Left Side Normal Force 146.12
 Right Side Normal Force 115.77

Slice 25 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 19.549
 Slice Width 0.74687
 Mid-Height 1.676
 Base Length 0.75189
 Base Angle 6.6207
 Polygon Closure 3.1867
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 24.823
 Base Shear Force

Slice 26 - Bishop Method

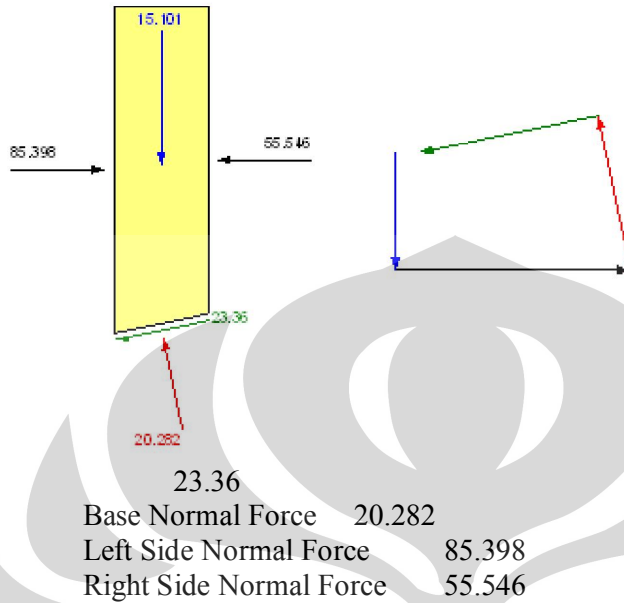


23.91
 Base Normal Force 24.339
 Left Side Normal Force 115.77
 Right Side Normal Force 85.398

Slice 26 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0022
 Phi Angle 10
 C (Strength) 26
 C (Force) 19.67
 Slice Width 0.74687
 Mid-Height 1.365
 Base Length 0.75655
 Base Angle 9.175
 Polygon Closure 3.1891
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 20.216
 Base Shear Force

Slice 27 - Bishop Method



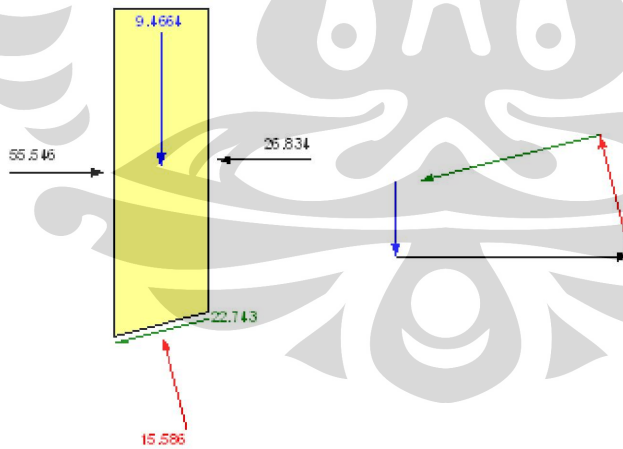
Slice 27 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0022

Phi Angle 10
C (Strength) 26
C (Force) 19.834
Slice Width 0.74687
Mid-Height 1.0197
Base Length 0.76285
Base Angle 11.747
Polygon Closure 3.1345
Anisotropic Strength Modifier 1
Weight 15.101
Base Shear Force

23.36
Base Normal Force 20.282
Left Side Normal Force 85.398
Right Side Normal Force 55.546

Slice 28 - Bishop Method



Slice 28 - Bishop Method

Factor of Safety
1.0022

Phi Angle 10
C (Strength) 26
C (Force) 20.044
Slice Width 0.74687
Mid-Height 0.63917
Base Length 0.7709
Base Angle 14.345
Polygon Closure 3.0148
Anisotropic Strength Modifier 1
Weight 9.4664

Base Shear Force 22.743
Base Normal Force 15.586
Left Side Normal Force 55.546
Right Side Normal Force 26.834

Slice 29 - Bishop Method

Slice 29 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0022

Phi Angle 10

C (Strength) 26

C (Force) 20.303

Slice Width 0.74687

Mid-Height 0.22242

Base Length 0.78088

Base Angle 16.972

Polygon Closure

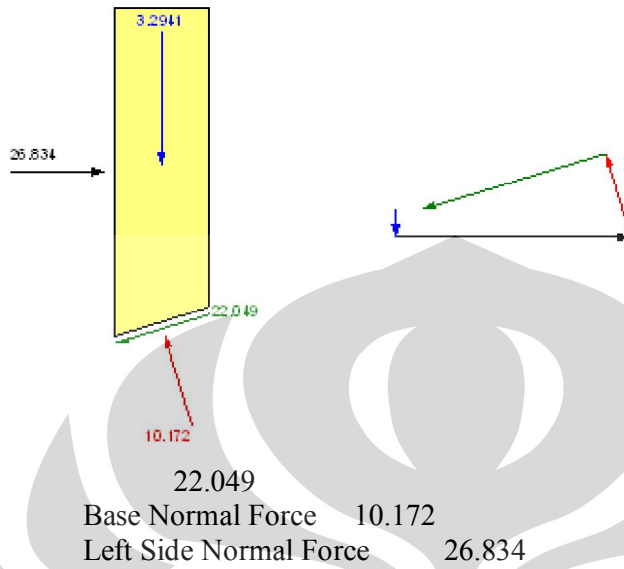
3.0859

Anisotropic Strength

Modifier 1

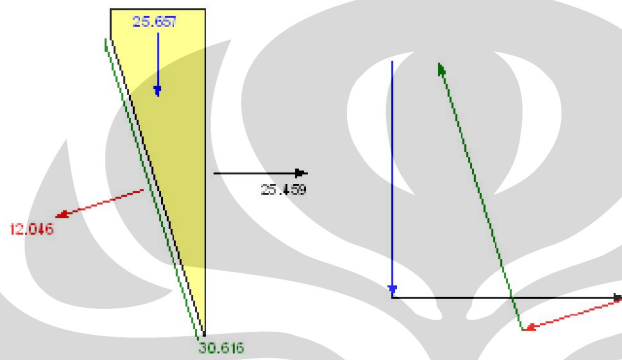
Weight 3.2941

Base Shear Force



Lampiran 24
Irisan Lereng DB3
Hasil Perhitungan Iterasi

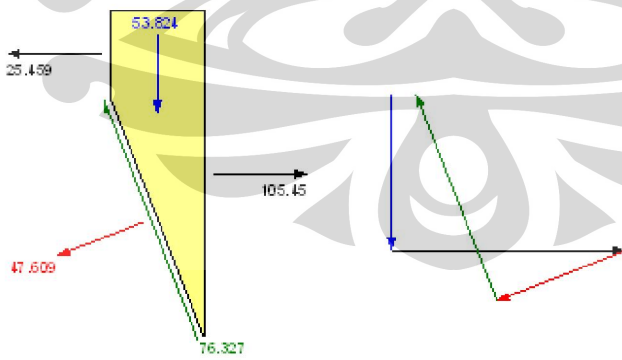
Slice 1 - Bishop Method



Modifier 1
 Weight 25.657
 Base Shear Force 30.616
 Base Normal Force 12.046
 Right Side Normal Force 25.459

Slice 1 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 18
 C (Strength) 11
 C (Force) 34.56
 Slice Width 0.93318
 Mid-Height 1.6097
 Base Length 3.1418
 Base Angle 72.721
 Polygon Closure 5.0516
 Anisotropic Strength

Slice 2 - Bishop Method

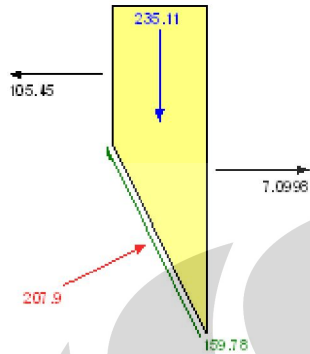


Modifier 1
 Weight 53.824
 Base Shear Force 76.327
 Base Normal Force 47.609
 Left Side Normal Force 25.459

Slice 2 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 33
 C (Strength) 50
 C (Force) 107.33
 Slice Width 0.77963
 Mid-Height 4.042
 Base Length 2.1466
 Base Angle 68.703
 Polygon Closure 8.3991
 Anisotropic Strength

Right Side Normal Force 105.45

Slice 3 - Bishop Method



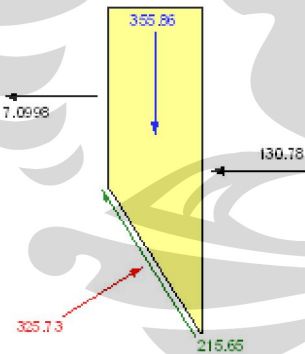
Modifier 1
Weight 235.11
Base Shear Force 159.78
Base Normal Force 207.9
Left Side Normal Force 105.45
Right Side Normal Force 7.0998

Slice 3 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013

Phi Angle 28.5
C (Strength) 11
C (Force) 47.084
Slice Width 1.8885
Mid-Height 7.0579
Base Length 4.2803
Base Angle 63.82
Polygon Closure 17.633
Anisotropic Strength

Slice 4 - Bishop Method



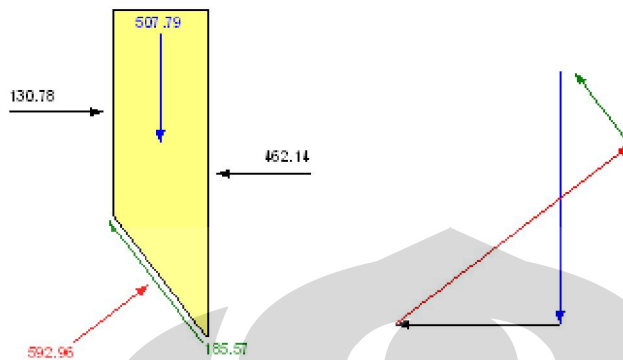
Modifier 1
Weight 355.86
Base Shear Force 215.65
Base Normal Force 325.73
Left Side Normal Force 7.0998
Right Side Normal Force 130.78

Slice 4 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013

Phi Angle 28.5
C (Strength) 11
C (Force) 39.058
Slice Width 1.8884
Mid-Height 10.423
Base Length 3.5507
Base Angle 57.869
Polygon Closure 23.131
Anisotropic Strength

Slice 5 - Bishop Method

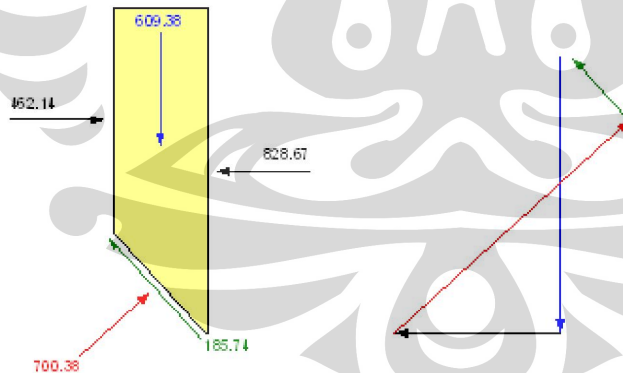


Polygon Closure	29.648
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	507.79
Base Shear Force	185.57
Base Normal Force	592.96
Left Side Normal Force	130.78
Right Side Normal Force	462.14

Slice 5 - Bishop Method

Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	92.648
Pore Water Pressure	18.891
Pore Water Force	64.823
Slice Width	2.0859
Mid-Height	13.275
Base Length	3.4314
Base Angle	52.564

Slice 6 - Bishop Method

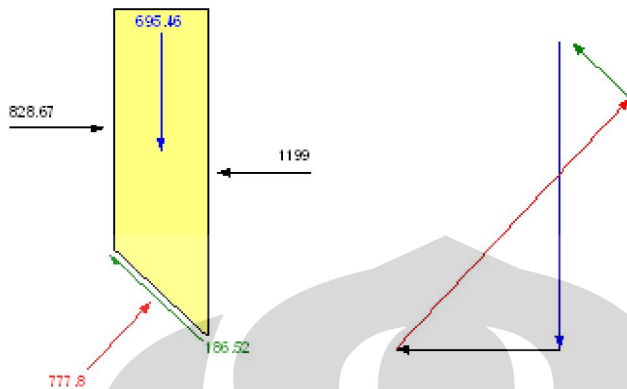


Polygon Closure	28.015
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	609.38
Base Shear Force	185.74
Base Normal Force	700.38
Left Side Normal Force	462.14
Right Side Normal Force	828.67

Slice 6 - Bishop Method

Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	83.532
Pore Water Pressure	38.626
Pore Water Force	119.5
Slice Width	2.0859
Mid-Height	15.762
Base Length	3.0938
Base Angle	47.606

Slice 7 - Bishop Method

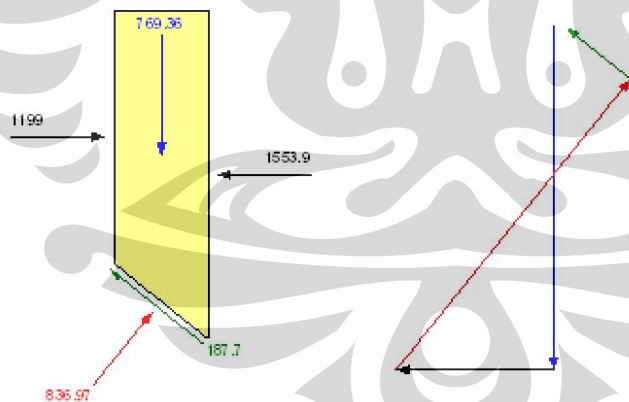


Polygon Closure	27.223
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	695.46
Base Shear Force	186.52
Base Normal Force	777.8
Left Side Normal Force	828.67
Right Side Normal Force	1199

Slice 7 - Bishop Method

Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	77.114
Pore Water Pressure	54.638
Pore Water Force	156.05
Slice Width	2.0859
Mid-Height	17.87
Base Length	2.8561
Base Angle	43.087

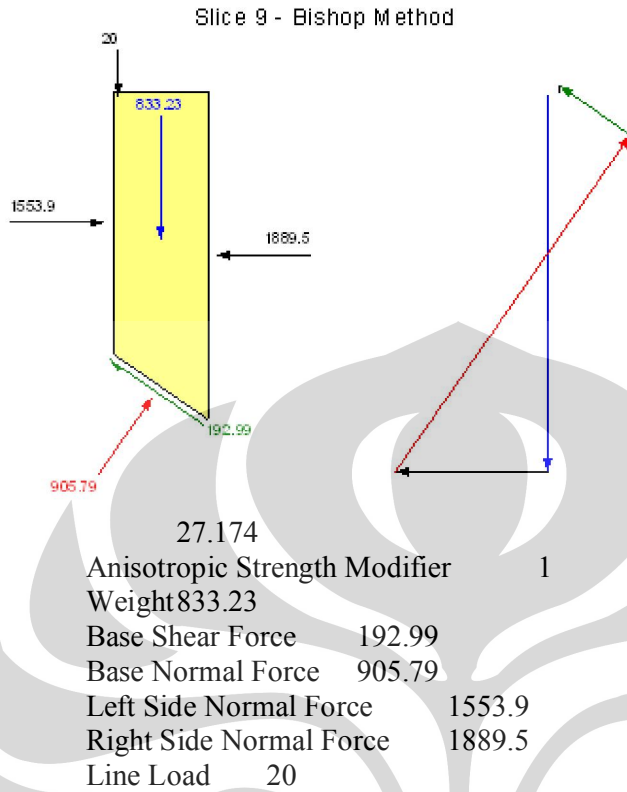
Slice 8 - Bishop Method



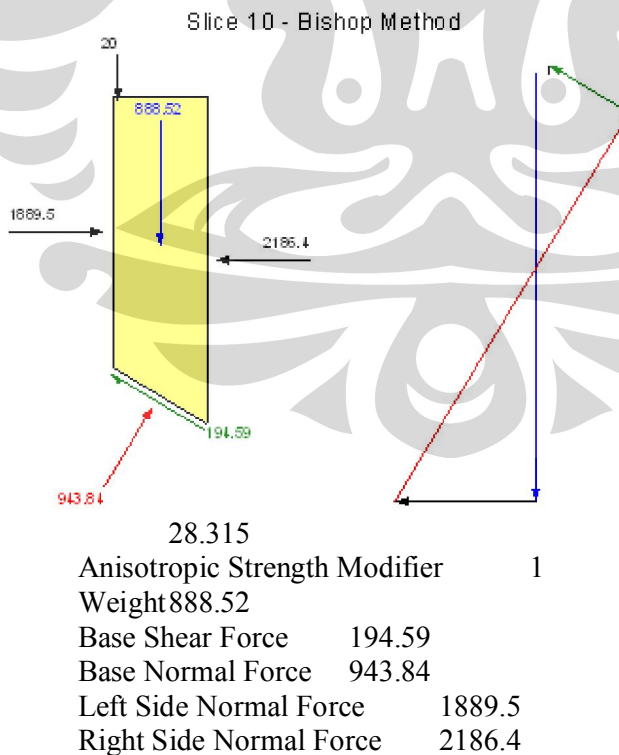
Polygon Closure	29.294
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	769.36
Base Shear Force	187.7
Base Normal Force	836.97
Left Side Normal Force	1199
Right Side Normal Force	1553.9

Slice 8 - Bishop Method

Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	72.347
Pore Water Pressure	67.725
Pore Water Force	181.47
Slice Width	2.0859
Mid-Height	19.68
Base Length	2.6795
Base Angle	38.881
Polygon Closure	



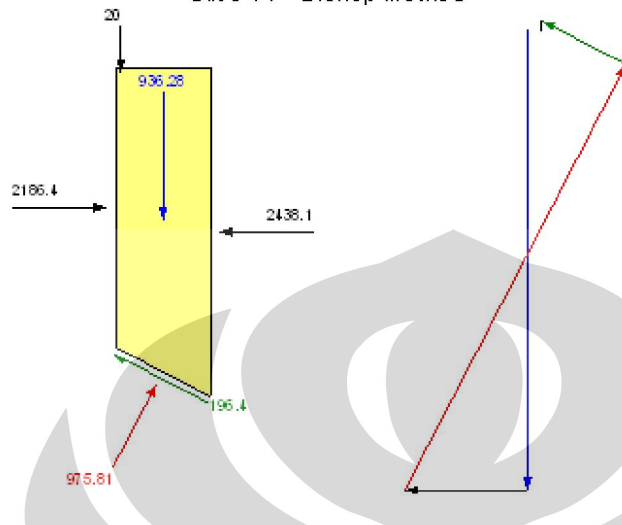
Slice 9 - Bishop Method
Factor of Safety 1.0013
Phi Angle 10
C (Strength) 27
C (Force) 68.679
Pore Water Pressure 78.402
Pore Water Force 199.43
Slice Width 2.0859
Mid-Height 21.245
Base Length 2.5437
Base Angle 34.913
Polygon Closure



Slice 10 - Bishop Method
Factor of Safety 1.0013
Phi Angle 10
C (Strength) 27
C (Force) 65.792
Pore Water Pressure 87.026
Pore Water Force 212.06
Slice Width 2.0859
Mid-Height 22.599
Base Length 2.4367
Base Angle 31.129
Polygon Closure

Line Load 20

Slice 11 - Bishop Method

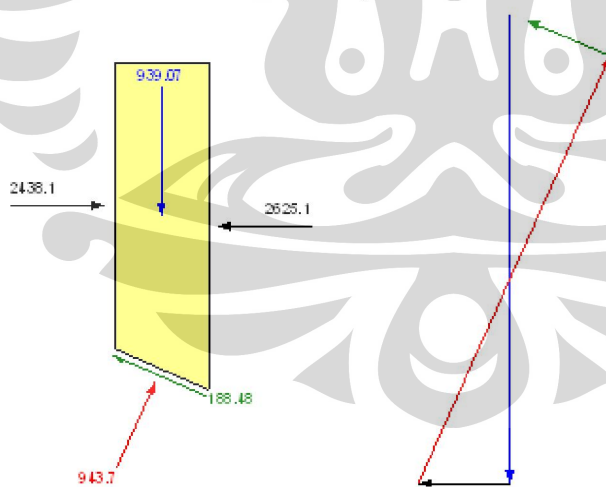


Slice 11 - Bishop Method

Factor of Safety
1.0013
Phi Angle 10
C (Strength) 27
C (Force) 63.488
Pore Water Pressure
93.838
Pore Water Force
220.65
Slice Width 2.0859
Mid-Height 23.769
Base Length 2.3514
Base Angle 27.492
Polygon Closure
29.274

Anisotropic Strength Modifier 1
Weight 936.28
Base Shear Force 196.4
Base Normal Force 975.81
Left Side Normal Force 2186.4
Right Side Normal Force 2438.1
Line Load 20

Slice 12 - Bishop Method

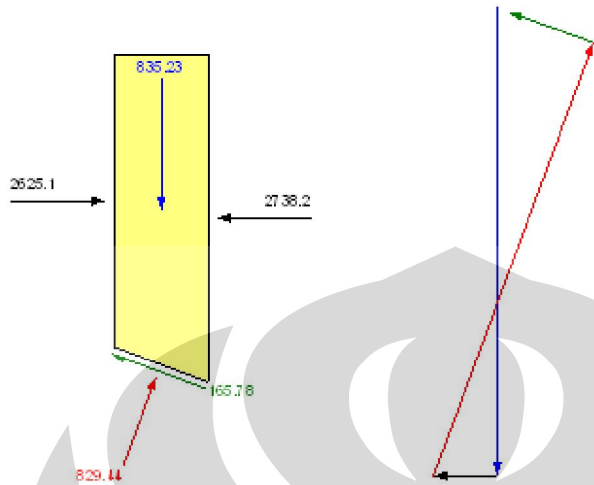


Slice 12 - Bishop Method

Factor of Safety
1.0013
Phi Angle 10
C (Strength) 27
C (Force) 63.504
Pore Water Pressure
99.312
Pore Water Force
233.58
Slice Width 2.15
Mid-Height 22.913
Base Length 2.352
Base Angle 23.913
Polygon Closure
33.029

Anisotropic Strength Modifier 1
Weight 939.07
Base Shear Force 188.48
Base Normal Force 943.7
Left Side Normal Force 2438.1
Right Side Normal Force 2625.1

Slice 13 - Bishop Method

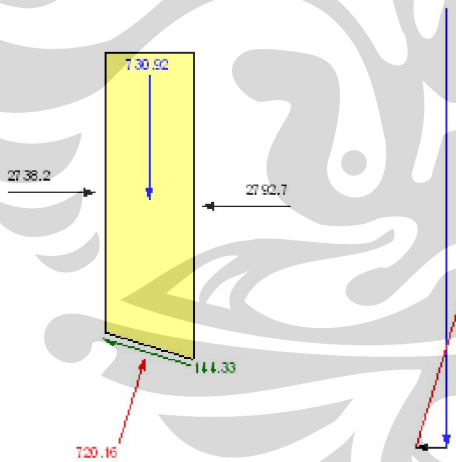


Base Normal Force 829.44
 Left Side Normal Force 2625.1
 Right Side Normal Force 2738.2

Slice 13 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 61.93
 Pore Water Pressure 104.34
 Pore Water Force 239.32
 Slice Width 2.15
 Mid-Height 20.038
 Base Length 2.2937
 Base Angle 20.39
 Polygon Closure 20.881
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 835.23
 Base Shear Force 165.78

Slice 14 - Bishop Method

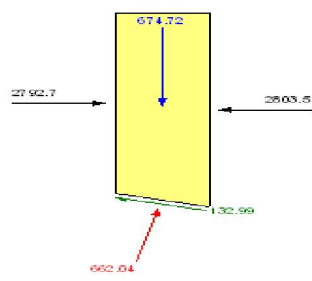


Base Shear Force 144.33
 Base Normal Force 720.16
 Left Side Normal Force 2738.2
 Right Side Normal Force 2792.7

Slice 14 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 59.284
 Pore Water Pressure 107.86
 Pore Water Force 236.84
 Slice Width 2.1
 Mid-Height 17.882
 Base Length 2.1957
 Base Angle 16.979
 Polygon Closure 21.928
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 730.92

Slice 15 - Bishop Method

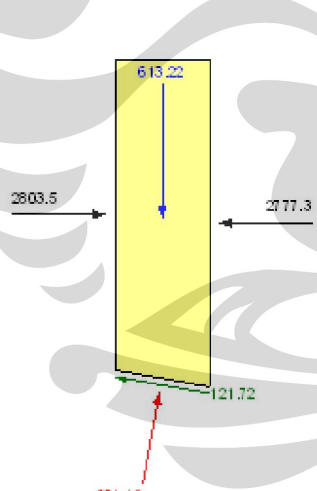


Base Angle 13.67
 Polygon Closure 20.242
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 674.72
 Base Shear Force 132.99
 Base Normal Force 662.04
 Left Side Normal Force 2792.7
 Right Side Normal Force 2803.5

Slice 15 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 58.353
 Pore Water Pressure 110.03
 Pore Water Force 237.8
 Slice Width 2.1
 Mid-Height 16.457
 Base Length 2.1612

Slice 16 - Bishop Method

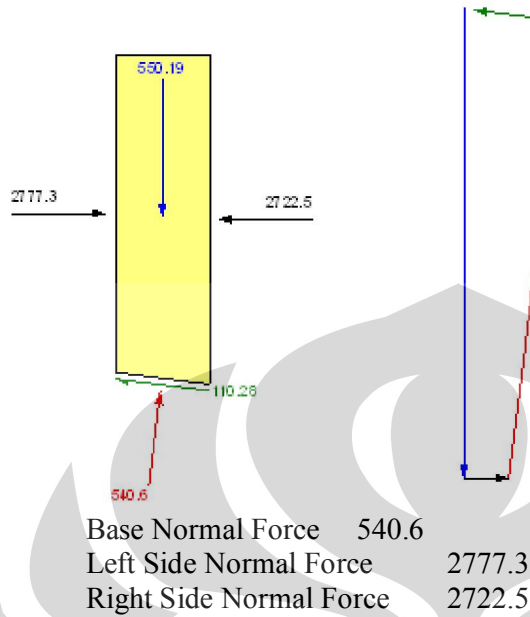


Base Normal Force 601.12
 Left Side Normal Force 2803.5
 Right Side Normal Force 2777.3

Slice 16 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 57.648
 Pore Water Pressure 110.95
 Pore Water Force 236.89
 Slice Width 2.1
 Mid-Height 14.904
 Base Length 2.1351
 Base Angle 10.406
 Polygon Closure 15.33
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 613.22
 Base Shear Force 121.72

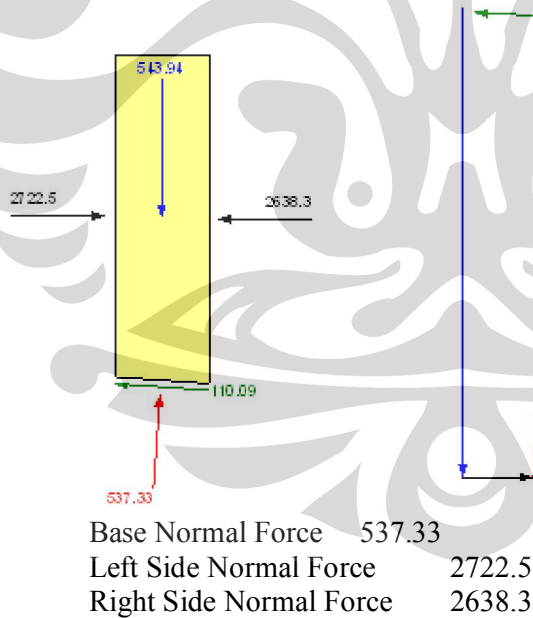
Slice 17 - Bishop Method



Slice 17 - Bishop Method

Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	54.436
Pore Water Pressure	110.68
Pore Water Force	223.14
Slice Width	2
Mid-Height	14.043
Base Length	2.0161
Base Angle	7.2527
Polygon Closure	11.004
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	550.19
Base Shear Force	110.28

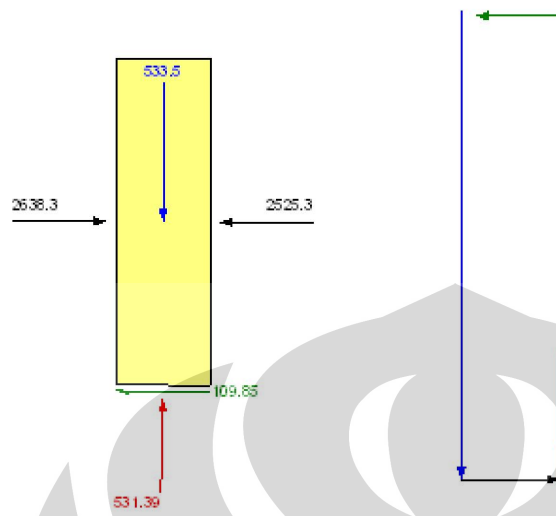
Slice 18 - Bishop Method



Slice 18 - Bishop Method

Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	54.145
Pore Water Pressure	109.34
Pore Water Force	219.26
Slice Width	2
Mid-Height	13.883
Base Length	2.0054
Base Angle	4.1977
Polygon Closure	13.598
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	543.94
Base Shear Force	110.09

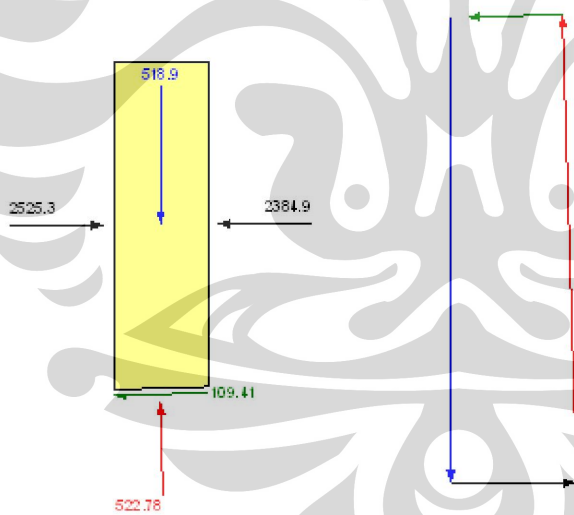
Slice 19 - Bishop Method



Left Side Normal Force 2638.3
Right Side Normal Force 2525.3

Slice 19 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	54.011
Pore Water Pressure	106.94
Pore Water Force	213.93
Slice Width	2
Mid-Height	13.617
Base Length	2.0004
Base Angle	1.1549
Polygon Closure	16.005
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	533.5
Base Shear Force	109.85
Base Normal Force	531.39

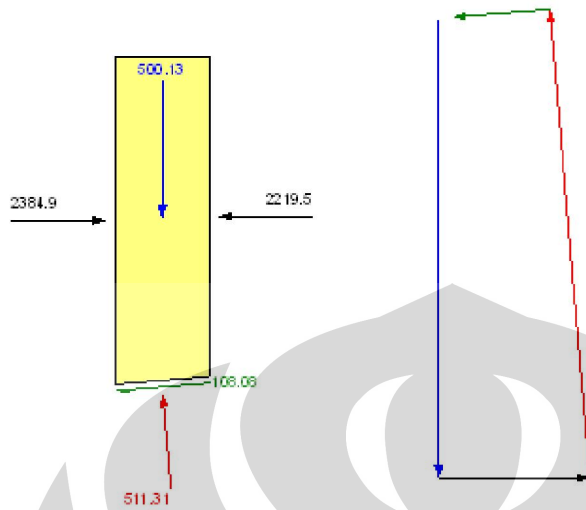
Slice 20 - Bishop Method



Left Side Normal Force 2525.3
Right Side Normal Force 2384.9

Slice 20 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.0013
Phi Angle	10
C (Strength)	27
C (Force)	54.029
Pore Water Pressure	103.91
Pore Water Force	207.93
Slice Width	2
Mid-Height	13.244
Base Length	2.0011
Base Angle	1.8846
Polygon Closure	18.297
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	518.9
Base Shear Force	109.41
Base Normal Force	522.78

Slice 21 - Bishop Method

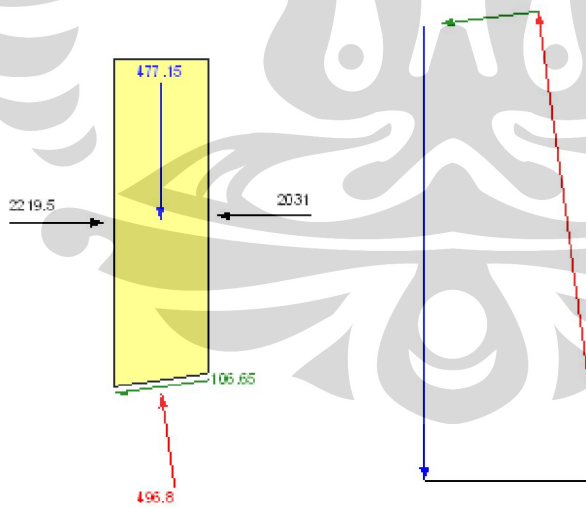


Modifier 1
 Weight 500.13
 Base Shear Force 108.08
 Base Normal Force 511.31
 Left Side Normal Force 2384.9
 Right Side Normal Force 2219.5

Slice 21 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 54.2
 Pore Water Pressure 102.11
 Pore Water Force 204.97
 Slice Width 2
 Mid-Height 12.765
 Base Length 2.0074
 Base Angle 4.9296
 Polygon Closure 15.339
 Anisotropic Strength

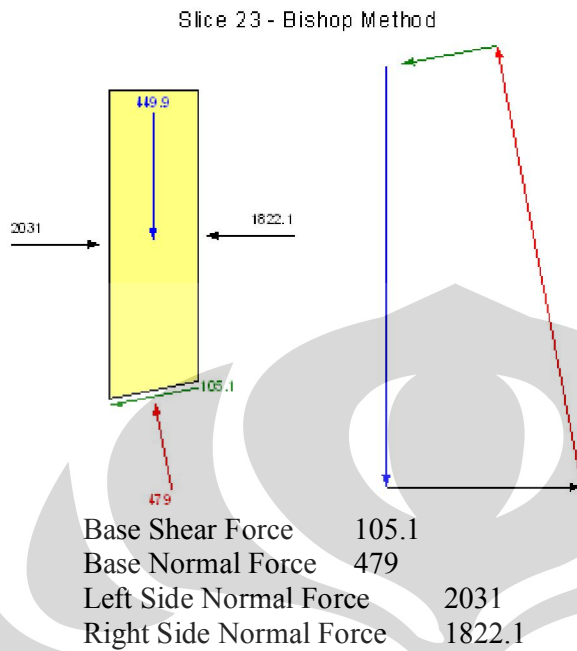
Slice 22 - Bishop Method



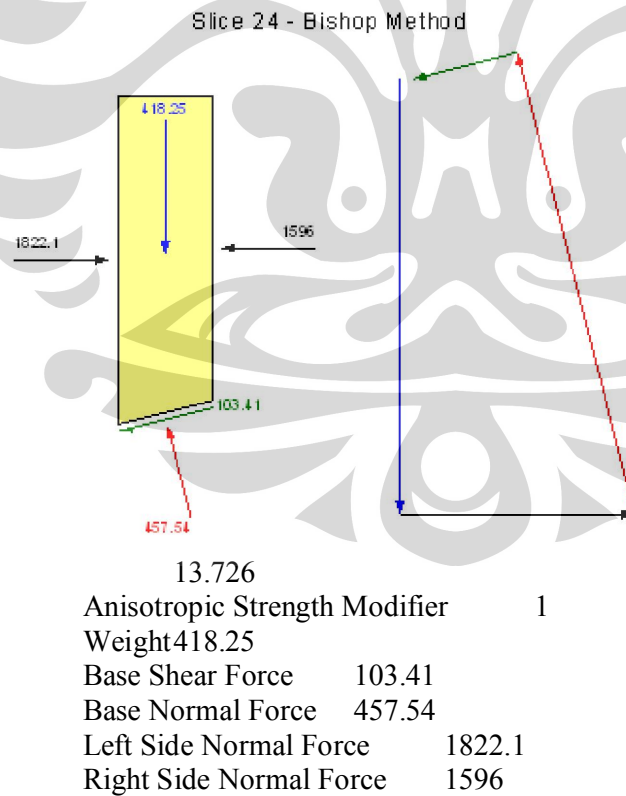
Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 477.15
 Base Shear Force 106.65
 Base Normal Force 496.8
 Left Side Normal Force 2219.5
 Right Side Normal Force 2031

Slice 22 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 54.529
 Pore Water Pressure 99.247
 Pore Water Force 200.44
 Slice Width 2
 Mid-Height 12.179
 Base Length 2.0196
 Base Angle 7.9887
 Polygon Closure 17.388



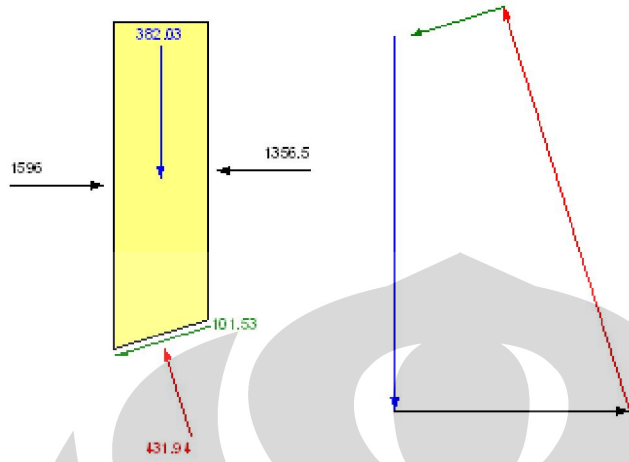
Slice 23 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 55.024
 Pore Water Pressure 95.323
 Pore Water Force 194.26
 Slice Width 2
 Mid-Height 11.483
 Base Length 2.0379
 Base Angle 11.071
 Polygon Closure 16.765
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 449.9



Slice 24 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 55.699
 Pore Water Pressure 90.295
 Pore Water Force 186.27
 Slice Width 2
 Mid-Height 10.675
 Base Length 2.0629
 Base Angle 14.186
 Polygon Closure 13.726

Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 418.25

Slice 25 - Bishop Method

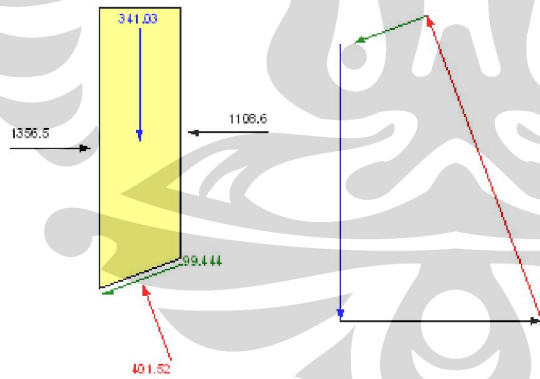


Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 382.03
 Base Shear Force 101.53
 Base Normal Force 431.94
 Left Side Normal Force 1596
 Right Side Normal Force 1356.5

Slice 25 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 56.572
 Pore Water Pressure 84.123
 Pore Water Force 176.26
 Slice Width 2
 Mid-Height 9.7506
 Base Length 2.0953
 Base Angle 17.345
 Polygon Closure 15.118

Slice 26 - Bishop Method

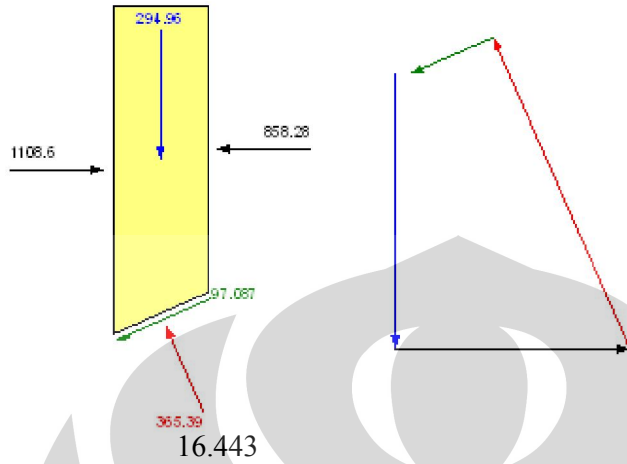


Weight 341.03
 Base Shear Force 99.444
 Base Normal Force 401.52
 Left Side Normal Force 1356.5
 Right Side Normal Force 1108.6

Slice 26 - Bishop Method

Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 57.673
 Pore Water Pressure 76.754
 Pore Water Force 163.95
 Slice Width 2
 Mid-Height 8.7041
 Base Length 2.136
 Base Angle 20.559
 Polygon Closure 16.061
 Anisotropic Strength Modifier 1

Slice 27 - Bishop Method

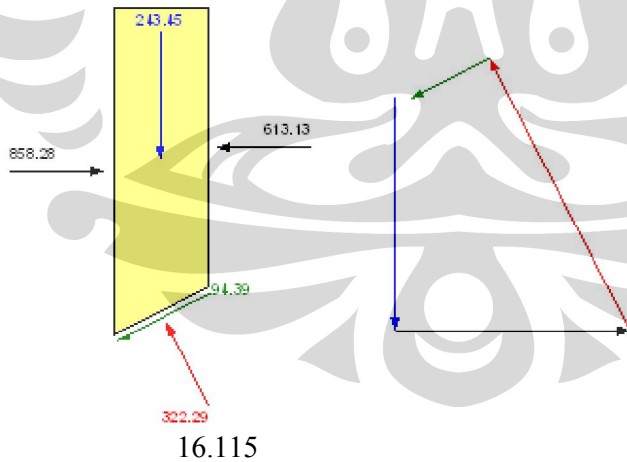


Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 294.96
 Base Shear Force 97.087
 Base Normal Force 365.39
 Left Side Normal Force 1108.6
 Right Side Normal Force 858.28

Slice 27 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 59.038
 Pore Water Pressure 68.115
 Pore Water Force 148.94
 Slice Width 2
 Mid-Height 7.5283
 Base Length 2.1866
 Base Angle 23.843
 Polygon Closure

Slice 28 - Bishop Method

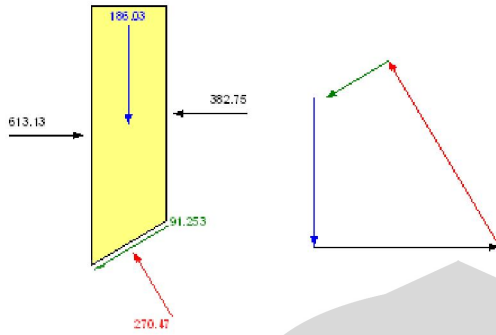


Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 243.45
 Base Shear Force 94.39
 Base Normal Force 322.29
 Left Side Normal Force 858.28
 Right Side Normal Force 613.13

Slice 28 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 60.721
 Pore Water Pressure 58.117
 Pore Water Force 130.7
 Slice Width 2
 Mid-Height 6.2137
 Base Length 2.2489
 Base Angle 27.212
 Polygon Closure

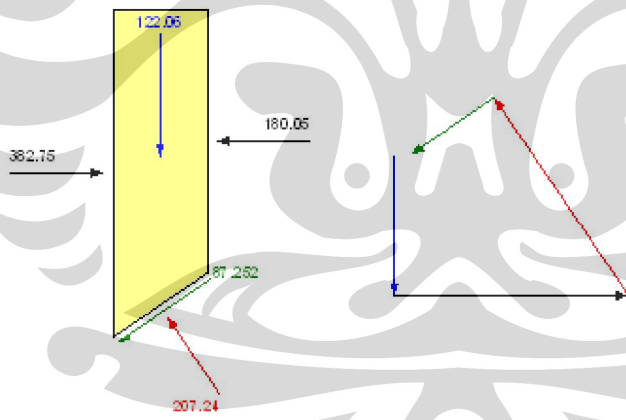
Slice 29 - Bishop Method



Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 186.03
 Base Shear Force 91.253
 Base Normal Force 270.47
 Left Side Normal Force 613.13
 Right Side Normal Force 382.75

Slice 29 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 62.793
 Pore Water Pressure 46.636
 Pore Water Force 108.46
 Slice Width 2
 Mid-Height 4.748
 Base Length 2.3257
 Base Angle 30.687
 Polygon Closure 14.876

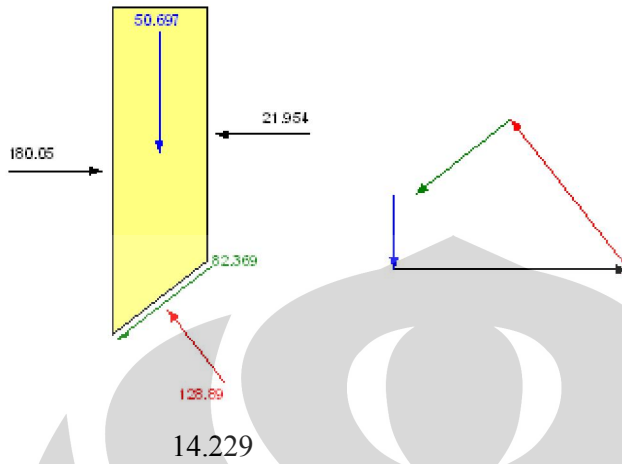
Slice 30 - Bishop Method



14.507
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 122.06
 Base Shear Force 87.252
 Base Normal Force 207.24
 Left Side Normal Force 382.75
 Right Side Normal Force 180.05

Slice 30 - Bishop Method
 Factor of Safety 1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 65.362
 Pore Water Pressure 34.088
 Pore Water Force 82.52
 Slice Width 2
 Mid-Height 3.1153
 Base Length 2.4208
 Base Angle 34.293
 Polygon Closure

Slice 31 - Bishop Method

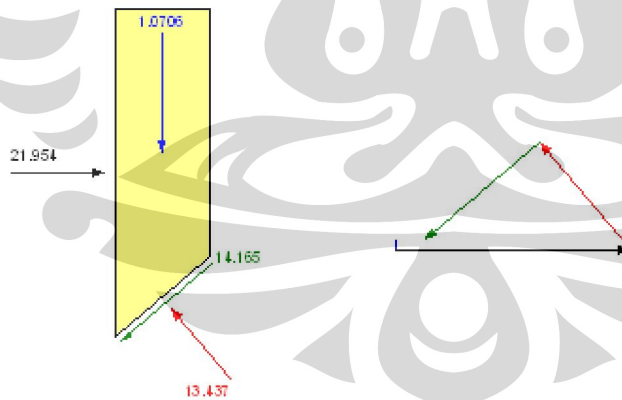


Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 50.697
 Base Shear Force 82.369
 Base Normal Force 128.89
 Left Side Normal Force 180.05
 Right Side Normal Force 21.954

Slice 31 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 68.585
 Pore Water Pressure 19.755
 Pore Water Force 50.18
 Slice Width 2
 Mid-Height 1.2939
 Base Length 2.5402
 Base Angle 38.061
 Polygon Closure

Slice 32 - Bishop Method



Base Angle 40.347
 Polygon Closure 2.6345
 Anisotropic Strength Modifier 1
 Weight 1.0706
 Base Shear Force 14.165
 Base Normal Force 13.437
 Left Side Normal Force 21.954

Slice 32 - Bishop Method
Factor of Safety

1.0013
 Phi Angle 10
 C (Strength) 27
 C (Force) 12.668
 Pore Water Pressure 10.325
 Pore Water Force 4.8444
 Slice Width 0.35758
 Mid-Height 0.15284
 Base Length 0.46918

Slide Mass:

Parameter

Method Bishop

Factor of Safety 1.001

Total Volume 799.88

Total Mass 15317

Total Resisting Moment $1.5467e+005$

Total Activating Moment $1.5447e+005$

Total Resisting Force ---

Total Activating Force ---



Lampiran 25
Momen Pada Irisan Lereng DB2

Tabel Perhitungan Momen Tiap Irisan Lereng DB2

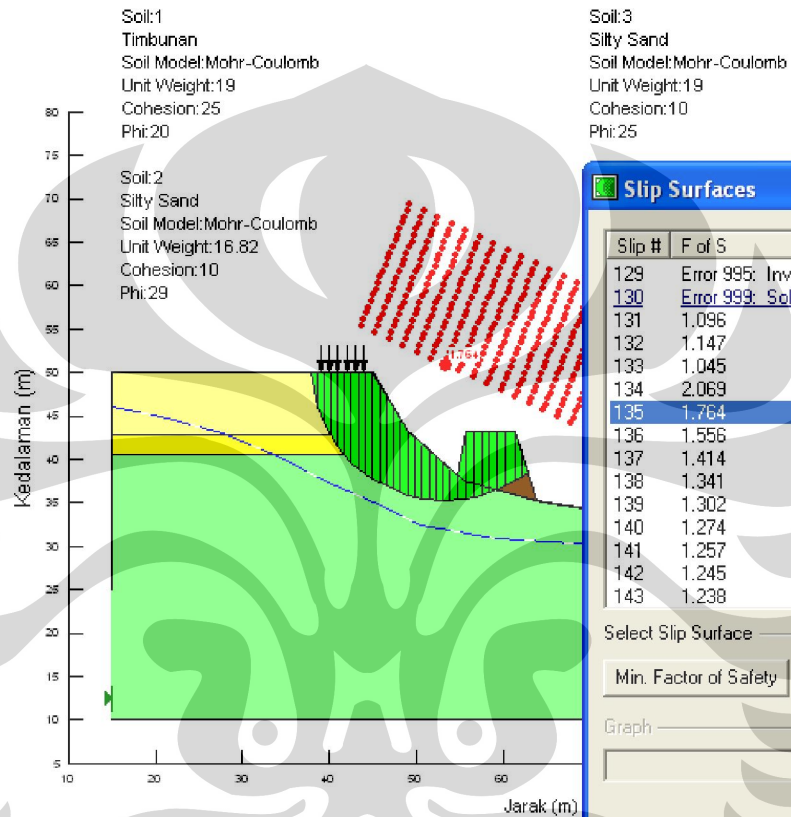
irisan	jarak dari titik pusat keruntuhan (m)	berat (kg)	momen (kg.m)
1	16.42732	23.712	389.5246118
2	15.68196	51.784	812.0746166
3	14.9366	71.501	1067.981837
4	14.19124	87.193	1237.376789
5	13.400565	114.38	1532.756625
6	12.564575	130.18	1635.656374
7	11.740455	139.81	1641.433014
8	10.9282	151.55	1656.16871
9	10.11594	161.88	1637.568367
10	9.30981	159.21	1482.21485
11	8.50981	148.72	1265.578943
12	7.70981	137.31	1058.634011
13	6.90981	125.05	864.0717405
14	6.10981	112.01	684.3598181
15	5.3487	92.905	496.9209735
16	4.62648	87.983	407.0515898
17	3.904255	81.961	319.9966441
18	3.18203	75.459	240.1128018
19	2.45981	68.465	168.4108917
20	1.73759	60.649	105.3830959
21	1.015365	52.384	53.18888016
22	0.29314	43.675	12.8028895
23	-0.42908	34.525	-14.813987
24	-1.163625	28.931	-33.66483488
25	-1.910495	24.823	-47.42421739
26	-2.657365	20.216	-53.72129084
27	-3.404235	15.101	-51.40735274
28	-4.151105	9.4664	-39.29602037
29	-4.897975	3.2941	-16.13441945
total		2314.1275	18512.80595

Lampiran 26
Momen Pada Irisan DB3

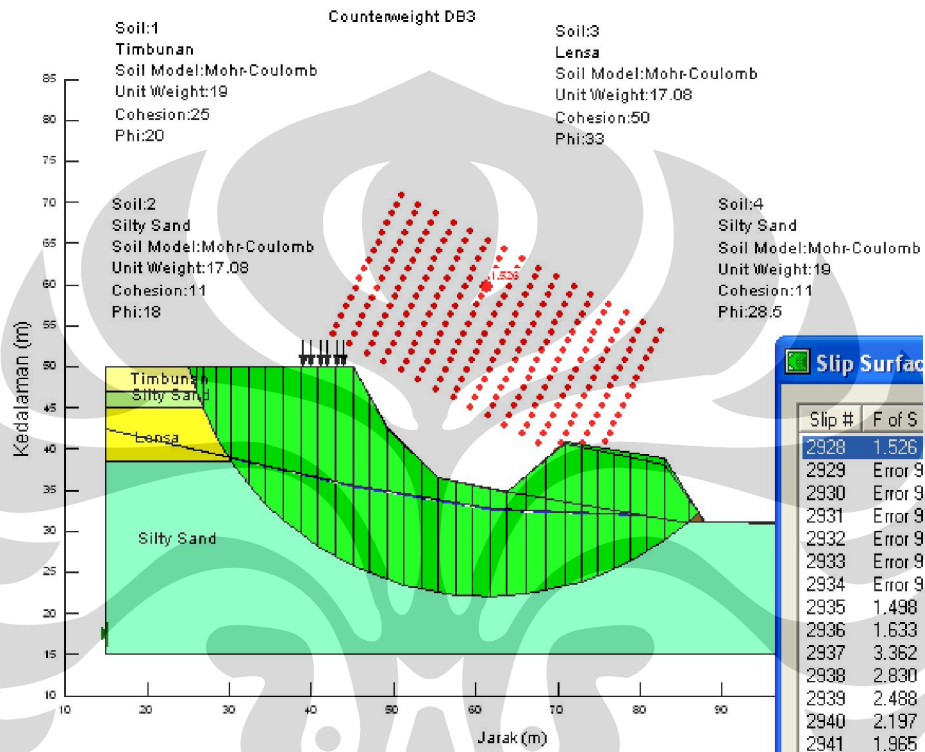
Tabel Perhitungan Momen Tiap Irisan Lereng DB3

Irisan	jarak dari titik pusat keruntuhan (m)	berat (kg)	momen (kg.m)
1	37.03341	25.657	950.1662004
2	36.177005	53.824	1947.191117
3	34.84294	235.11	8191.923623
4	32.95449	355.86	11727.18481
5	30.96734	507.79	15724.90558
6	28.88144	609.38	17599.77191
7	26.79554	695.46	18635.22625
8	24.70964	769.36	19010.60863
9	22.62374	833.23	18850.77888
10	20.53784	888.52	18248.2816
11	18.45194	936.28	17276.18238
12	16.33399	939.07	15338.75999
13	14.18399	835.23	11846.89397
14	12.05899	730.92	8814.156971
15	9.95899	674.72	6719.529733
16	7.85899	613.22	4819.289848
17	5.80899	550.19	3196.048208
18	3.80899	543.94	2071.862021
19	1.80899	533.5	965.096165
20	-0.19101	518.9	-99.115089
21	-2.19101	500.13	-1095.789831
22	-4.19101	477.15	-1999.740422
23	-6.19101	449.9	-2785.335399
24	-8.19101	418.25	-3425.889933
25	-10.19101	382.03	-3893.27155
26	-12.19101	341.03	-4157.50014
27	-14.19101	294.96	-4185.78031
28	-16.19101	243.45	-3941.701385
29	-18.19101	186.03	-3384.07359
30	-20.19101	122.06	-2464.514681
31	-22.19101	50.697	-1125.017634
32	-23.3698	1.0706	-25.01970788
total		15316.9186	169351.1082

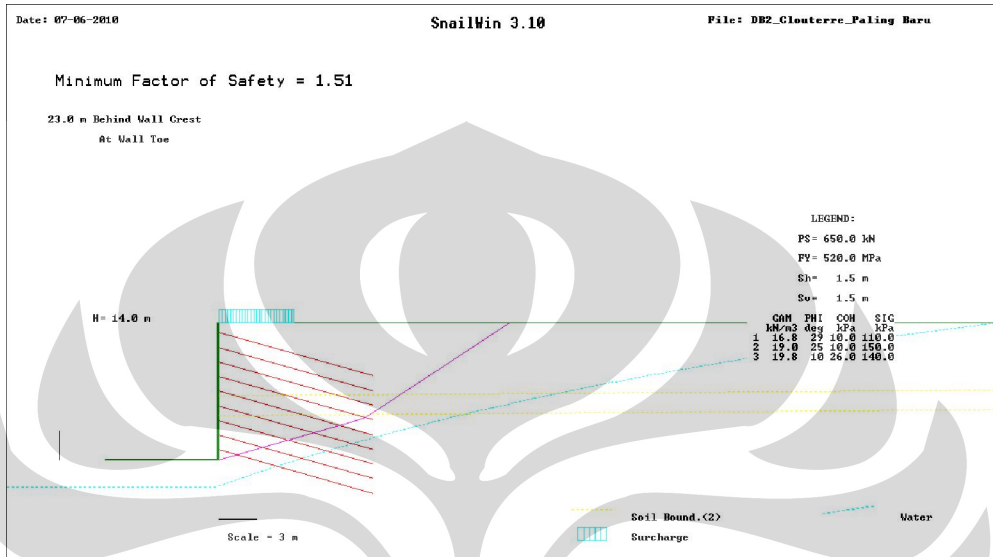
Lampiran 27
Perhitungan FS Perhitungan Counterweight Lereng DB2
Dengan Menggunakan Geoslope/W



Lampiran 28 Perhitungan FS Perhitungan Counterweight Lereng DB3 Dengan Menggunakan Geoslope/W



Lampiran 29
Perhitungan Soil Nailing DB2 Metode CLOUTERRE
Dengan Menggunakan Snail



File: DB2_Clouterre_Paling Baru
 Page - 1

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 07-06-2010 Time: 13:32:41 *
*****
    
```

Project Identification - Politeknik Pertanian Negeri Samarinda_DB2

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height = 14.00 m
 Wall Batter = 0.0 degree

	Angle (Deg)	Length (Meter)
First Slope from Wallcrest.	0.0	0.0
Second Slope from 1st slope.	0.0	0.0
Third Slope from 2nd slope.	0.0	0.0
Fourth Slope from 3rd slope.	0.0	0.0
Fifth Slope from 4th slope.	0.0	0.0
Sixth Slope from 5th slope.	0.0	0.0
Seventh Slope Angle.	0.0	

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 0.00 m
End Surcharge - Distance from toe = 6.00 m
Loading Intensity - Begin = 20.0 kPa/m
Loading Intensity - End = 20.0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary			
	Weight (kN/m ³)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	16.82	29.0	10.0	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	19.00	25.0	10.0	150.0	0.0	6.5	50.0	7.0
3	19.83	10.0	26.0	140.0	0.0	4.5	50.0	5.0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

X(1)-Coordinate = 5.00 m Y(1)-Coordinate = -0.50 m
X(2)-Coordinate = 24.00 m Y(2)-Coordinate = 6.00 m
X(3)-Coordinate = 50.00 m Y(3)-Coordinate = 12.00 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 20.00 to 50.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 9
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 520.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 130.0 mm
Punching Shear = 650.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	13.0	20.0	1.00	32.0	1.00
2	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
3	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
4	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
5	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
6	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
7	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
8	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00
9	13.0	20.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	1.509	23.0	20.1	12.2	40.4	15.1

Reinf. Stress at Level

- 1 = 0.000 MPa
- 2 = 0.000 MPa
- 3 = 0.000 MPa
- 4 = 31.192 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 131.206 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 234.368 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 337.530 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 344.689 MPa (Yield Stress controls.)
- 9 = 344.689 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	1.554	26.0	17.9	13.7	37.0	16.3

Reinf. Stress at Level

- 1 = 0.000 MPa
- 2 = 0.000 MPa
- 3 = 0.000 MPa
- 4 = 0.000 MPa
- 5 = 98.699 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 204.982 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 311.265 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 334.593 MPa (Yield Stress controls.)
- 9 = 334.593 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 3	1.620	29.0	16.2	15.1	34.1	17.5

Reinf. Stress at Level

- 1 = 0.000 MPa
- 2 = 0.000 MPa
- 3 = 0.000 MPa
- 4 = 0.000 MPa
- 5 = 70.357 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 177.535 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 284.712 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 320.996 MPa (Yield Stress controls.)
- 9 = 320.996 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	1.666	32.0	18.2	13.5	27.0	21.6

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	95.429 MPa (Pullout controls...)
6 =	193.834 MPa (Pullout controls...)
7 =	292.238 MPa (Pullout controls...)
8 =	312.069 MPa (Yield Stress controls.)
9 =	312.069 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	1.738	35.0	16.7	14.6	25.0	23.2

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	72.843 MPa (Pullout controls...)
6 =	171.185 MPa (Pullout controls...)
7 =	269.528 MPa (Pullout controls...)
8 =	299.197 MPa (Yield Stress controls.)
9 =	299.197 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	1.811	38.0	15.4	15.8	23.3	24.8

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	53.614 MPa (Pullout controls...)
6 =	151.482 MPa (Pullout controls...)
7 =	249.349 MPa (Pullout controls...)
8 =	287.131 MPa (Yield Stress controls.)
9 =	287.131 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 7	1.890	41.0	14.4	16.9	21.7	26.5

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	37.103 MPa (Pullout controls...)
6 =	133.936 MPa (Pullout controls...)
7 =	230.768 MPa (Pullout controls...)
8 =	275.124 MPa (Yield Stress controls.)
9 =	275.124 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 8	1.968	44.0	13.4	18.1	20.4	28.2

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	23.056 MPa (Pullout controls...)
6 =	118.738 MPa (Pullout controls...)
7 =	214.420 MPa (Pullout controls...)
8 =	264.200 MPa (Yield Stress controls.)
9 =	264.200 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 9	2.044	47.0	10.1	23.9	22.6	25.5

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	0.000 MPa
6 =	77.053 MPa (Pullout controls...)
7 =	179.376 MPa (Pullout controls...)
8 =	254.447 MPa (Yield Stress controls.)
9 =	254.447 MPa (Yield Stress controls.)

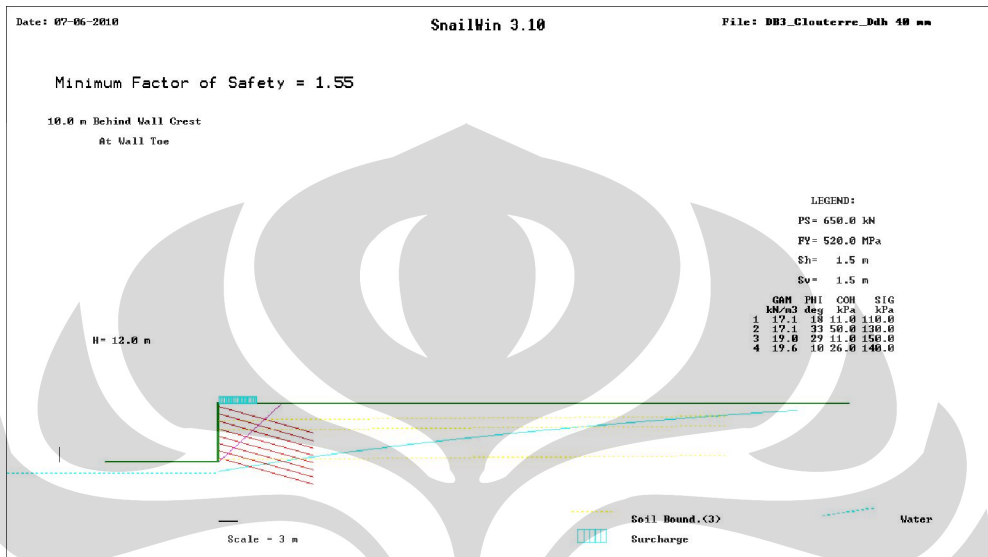
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE10	2.104	50.0	9.5	25.4	21.4	26.9

Reinf. Stress at Level 1 = 0.000 MPa
2 = 0.000 MPa
3 = 0.000 MPa
4 = 0.000 MPa
5 = 0.000 MPa
6 = 67.507 MPa (Pullout controls...)
7 = 168.915 MPa (Pullout controls...)
8 = 247.187 MPa (Yield Stress controls.)
9 = 247.187 MPa (Yield Stress controls.)

* For Factor of Safety = 1.0
* Maximum Average Reinforcement Working Force:
* 74.168 kN/level

Lampiran 30

Perhitungan Soil Nailing DB3 Metode CLOUTERRE Dengan Menggunakan Snail



File: DB3_Clouterre_Ddh 40 mm
Page - 1

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 07-06-2010 Time: 13:31:24 *
*****

```

Project Identification - Politeknik Pertanian Negeri Samarinda_DB3

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height = 12.00 m
Wall Batter = 0.0 degree
Angle Length
(Deg) (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0.0 0.0
Second Slope from 1st slope. = 0.0 0.0
Third Slope from 2nd slope. = 0.0 0.0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0.0 0.0
Fifth Slope from 4th slope. = 0.0 0.0
Sixth Slope from 5th slope. = 0.0 0.0
Seventh Slope Angle. = 0.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 0.00 m
End Surcharge - Distance from toe = 6.00 m
Loading Intensity - Begin = 20.0 kPa/m
Loading Intensity - End = 20.0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	17.08	18.0	11.0	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	17.08	33.0	50.0	130.0	0.0	8.5	50.0	9.0
3	19.00	28.5	11.0	150.0	0.0	6.5	50.0	7.0
4	19.59	10.0	26.0	140.0	0.0	0.5	50.0	1.0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

X(1)-Coordinate = 0.00 m Y(1)-Coordinate = -2.00 m
X(2)-Coordinate = 15.00 m Y(2)-Coordinate = 1.00 m
X(3)-Coordinate = 30.00 m Y(3)-Coordinate = 3.50 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 100.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 8
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 520.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 40.0 mm
Punching Shear = 650.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	16.0	20.0	0.75	29.0	1.00
2	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
3	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
4	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
5	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
6	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
7	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
8	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	1.554	10.0	50.2	15.6	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 138.414 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 165.525 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 190.666 MPa (Pullout controls...)
- 4 = 209.404 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 225.105 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 238.619 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 252.132 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 265.646 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	1.875	20.0	31.0	23.3	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 52.261 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 79.700 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 104.909 MPa (Pullout controls...)
- 4 = 130.118 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 152.810 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 173.687 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 194.564 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 215.557 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 3	2.284	30.0	21.8	32.3	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 4.095 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 30.197 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 56.299 MPa (Pullout controls...)
- 4 = 82.401 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 106.437 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 128.984 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 151.531 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 174.355 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 4	2.761	40.0	16.7	41.8	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	3.840 MPa (Pullout controls...)
3 =	28.687 MPa (Pullout controls...)
4 =	53.533 MPa (Pullout controls...)
5 =	76.670 MPa (Pullout controls...)
6 =	98.575 MPa (Pullout controls...)
7 =	120.481 MPa (Pullout controls...)
8 =	142.723 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 5	3.278	50.0	13.5	51.4	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	12.728 MPa (Pullout controls...)
4 =	35.736 MPa (Pullout controls...)
5 =	57.305 MPa (Pullout controls...)
6 =	77.837 MPa (Pullout controls...)
7 =	98.368 MPa (Pullout controls...)
8 =	119.253 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 6	3.811	60.0	11.3	61.2	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	3.227 MPa (Pullout controls...)
4 =	24.422 MPa (Pullout controls...)
5 =	44.380 MPa (Pullout controls...)
6 =	63.445 MPa (Pullout controls...)
7 =	82.509 MPa (Pullout controls...)
8 =	101.925 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7	4.357	70.0	9.7	71.0	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	16.907 MPa (Pullout controls...)
5 =	35.351 MPa (Pullout controls...)
6 =	53.014 MPa (Pullout controls...)
7 =	70.677 MPa (Pullout controls...)
8 =	88.680 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	4.858	80.0	0.0	72.0	56.3	14.4

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	3.548 MPa (Pullout controls...)
6 =	27.594 MPa (Pullout controls...)
7 =	51.640 MPa (Pullout controls...)
8 =	75.687 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	5.093	90.0	0.0	81.0	53.1	15.0

Reinf. Stress at Level

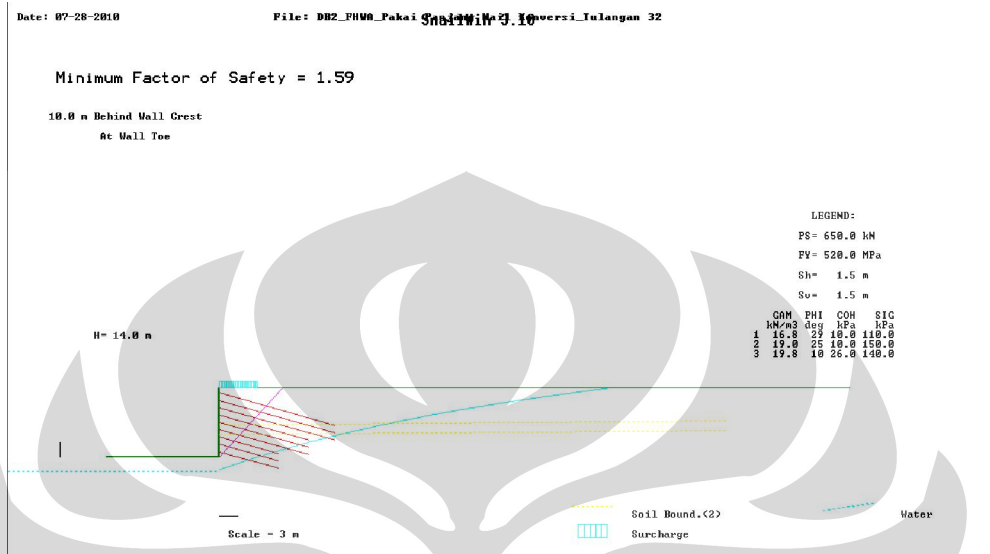
1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	3.384 MPa (Pullout controls...)
6 =	26.320 MPa (Pullout controls...)
7 =	49.255 MPa (Pullout controls...)
8 =	72.191 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE10	5.331	100.0	0.0	90.0	50.2	15.6

Reinf. Stress at Level 1 = 0.000 MPa
2 = 0.000 MPa
3 = 0.000 MPa
4 = 0.000 MPa
5 = 3.233 MPa (Pullout controls...)
6 = 25.143 MPa (Pullout controls...)
7 = 47.053 MPa (Pullout controls...)
8 = 68.964 MPa (Pullout controls...)

* For Factor of Safety = 1.0
* Maximum Average Reinforcement Working Force:
* 55.452 kN/level

Lampiran 31
Perhitungan Soil Nail Wall DB2 Metode FHWA
Pembebanan Statis



File: DB2_FHWA_Pakai Panjang Nail Konversi_Tulangan 32
 Page - 1

 * CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
 * ENGINEERING SERVICE CENTER *
 * DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
 * Office of Roadway Geotechnical Engineering *
 * Date: 07-28-2010 Time: 12:28:46 *

Project Identification - Politeknik Pertanian Negeri Samarinda_DB2

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height = 14.00 m
 Wall Batter = 0.0 degree

	Angle (Deg)	Length (Meter)
First Slope from Wallcrest.	= 0.0	0.0
Second Slope from 1st slope.	= 0.0	0.0
Third Slope from 2nd slope.	= 0.0	0.0
Fourth Slope from 3rd slope.	= 0.0	0.0
Fifth Slope from 4th slope.	= 0.0	0.0
Sixth Slope from 5th slope.	= 0.0	0.0
Seventh Slope Angle.	= 0.0	

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 0.00 m
End Surcharge - Distance from toe = 6.00 m
Loading Intensity - Begin = 20.0 kPa/m
Loading Intensity - End = 20.0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	16.82	29.0	10.0	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	19.00	25.0	10.0	150.0	0.0	6.5	50.0	7.0
3	19.83	10.0	26.0	140.0	0.0	4.5	50.0	5.0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

X(1)-Coordinate = 5.00 m Y(1)-Coordinate = -0.50 m
X(2)-Coordinate = 24.00 m Y(2)-Coordinate = 6.00 m
X(3)-Coordinate = 50.00 m Y(3)-Coordinate = 12.00 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 100.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 9
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 520.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 130.0 mm
Punching Shear = 650.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	19.5	20.0	1.00	32.0	1.00
2	19.5	20.0	1.50	32.0	1.00
3	19.5	20.0	1.50	32.0	1.00
4	15.0	20.0	1.50	32.0	1.00
5	15.0	20.0	1.50	32.0	1.00
6	15.0	20.0	1.50	32.0	1.00
7	10.0	20.0	1.50	32.0	1.00
8	10.0	20.0	1.50	32.0	1.00
9	10.0	20.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	1.588	10.0	54.5	17.2	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 2 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 5 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 6 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 8 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)
- 9 = 327.383 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	1.805	20.0	22.8	10.8	44.4	14.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 158.942 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 243.715 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 288.025 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 151.644 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 216.504 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 288.025 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 179.971 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 260.150 MPa (Pullout controls...)
- 9 = 288.025 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 3	1.705	30.0	13.1	18.5	39.2	15.5

Reinf. Stress at Level

- 1 = 0.000 MPa
- 2 = 0.000 MPa
- 3 = 70.200 MPa (Pullout controls...)
- 4 = 0.000 MPa
- 5 = 105.429 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 216.859 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 119.810 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 231.240 MPa (Pullout controls...)
- 9 = 304.975 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	1.880	40.0	11.9	20.4	26.1	22.3

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	36.282 MPa (Pullout controls...)
4 =	0.000 MPa
5 =	76.454 MPa (Pullout controls...)
6 =	181.634 MPa (Pullout controls...)
7 =	97.716 MPa (Pullout controls...)
8 =	202.896 MPa (Pullout controls...)
9 =	276.624 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	2.057	50.0	9.5	25.4	21.4	26.9

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	34.461 MPa (Pullout controls...)
6 =	138.192 MPa (Pullout controls...)
7 =	69.076 MPa (Pullout controls...)
8 =	172.807 MPa (Pullout controls...)
9 =	252.849 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	2.202	60.0	8.0	30.3	18.1	31.6

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	7.065 MPa (Pullout controls...)
6 =	109.308 MPa (Pullout controls...)
7 =	50.151 MPa (Pullout controls...)
8 =	152.393 MPa (Pullout controls...)
9 =	236.104 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7	2.315	70.0	8.5	28.3	13.1	43.1

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	15.552 MPa (Pullout controls...)
6 =	110.920 MPa (Pullout controls...)
7 =	52.754 MPa (Pullout controls...)
8 =	148.122 MPa (Pullout controls...)
9 =	224.600 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	2.676	80.0	9.9	81.2	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	31.313 MPa (Pullout controls...)
6 =	109.991 MPa (Pullout controls...)
7 =	55.843 MPa (Pullout controls...)
8 =	134.521 MPa (Pullout controls...)
9 =	194.305 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	2.771	90.0	8.8	91.1	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	16.970 MPa (Pullout controls...)
6 =	95.797 MPa (Pullout controls...)
7 =	46.347 MPa (Pullout controls...)
8 =	125.175 MPa (Pullout controls...)
9 =	187.651 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE10	2.782	100.0	0.0	10.0	8.8	91.1

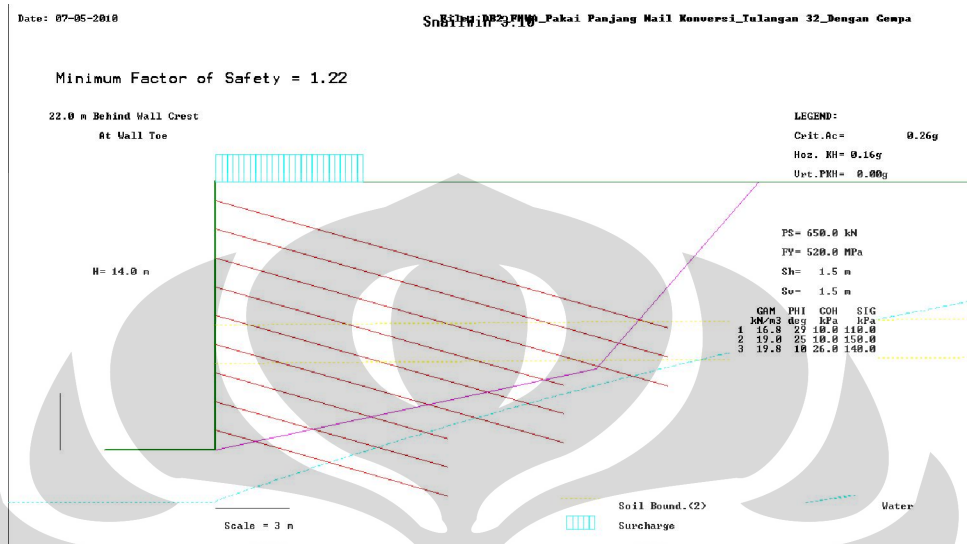
Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	0.000 MPa
6 =	13.996 MPa (Pullout controls...)
7 =	0.000 MPa
8 =	68.757 MPa (Pullout controls...)
9 =	180.835 MPa (Pullout controls...)

 * For Factor of Safety = 1.0
 * Maximum Average Reinforcement Working Force:
 * 156.494 kN/level



Lampiran 32
Perhitungan Soil Nail Wall DB2 Metode FHWA
Pembebanan Gempa



File: DB2_FHWA_Pakai Panjang Nail Konversi_Tulangan 32_Dengan Gempa Page
 - 1

 * CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
 * ENGINEERING SERVICE CENTER *
 * DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
 * Office of Roadway Geotechnical Engineering *
 * Date: 07-05-2010 Time: 17:25:58 *

Project Identification - Politeknik Pertanian Negeri Samarinda_DB2

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height = 14.00 m
 Wall Batter = 0.0 degree

	Angle (Deg)	Length (Meter)
First Slope from Wallcrest.	= 0.0	0.0
Second Slope from 1st slope.	= 0.0	0.0
Third Slope from 2nd slope.	= 0.0	0.0
Fourth Slope from 3rd slope.	= 0.0	0.0
Fifth Slope from 4th slope.	= 0.0	0.0
Sixth Slope from 5th slope.	= 0.0	0.0
Seventh Slope Angle.	= 0.0	

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 0.00 m
End Surcharge - Distance from toe = 6.00 m
Loading Intensity - Begin = 20.0 kPa/m
Loading Intensity - End = 20.0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary			
	Weight (kN/m ³)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	16.82	29.0	10.0	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	19.00	25.0	10.0	150.0	0.0	6.5	50.0	7.0
3	19.83	10.0	26.0	140.0	0.0	4.5	50.0	5.0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.16 (a/g)
 Vertical Earthquake Coefficient = 0.00

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

X(1)-Coordinate = 5.00 m Y(1)-Coordinate = -0.50 m
 X(2)-Coordinate = 24.00 m Y(2)-Coordinate = 6.00 m
 X(3)-Coordinate = 50.00 m Y(3)-Coordinate = 12.00 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 22.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 9
 Horizontal Spacing = 1.50 m
 Yield Stress of Reinforcement = 520.0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 130.0 mm
 Punching Shear = 650.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	19.5	20.0	1.00	32.0	1.00
2	19.5	20.0	1.50	32.0	1.00
3	19.5	20.0	1.50	32.0	1.00
4	15.0	20.0	1.50	32.0	1.00
5	15.0	20.0	1.50	32.0	1.00
6	15.0	20.0	1.50	32.0	1.00
7	10.0	20.0	1.50	32.0	1.00
8	10.0	20.0	1.50	32.0	1.00
9	10.0	20.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	1.262	2.2	72.6	1.5	82.0	12.7
Reinf. Stress at Level						
			1 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			8 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			
			9 = 412.031 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	1.286	4.4	72.6	14.7	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			8 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			
			9 = 404.331 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 3	1.332	6.6	64.8	15.5	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			8 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			
			9 = 390.511 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	1.396	8.8	57.8	16.5	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level			1 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			8 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			
			9 = 372.544 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	1.450	11.0	51.8	17.8	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level			1 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			8 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			
			9 = 358.723 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	1.441	13.2	16.9	9.7	70.5	11.9
Reinf. Stress at Level			1 = 300.466 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 360.786 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 360.786 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 219.155 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 241.106 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 307.051 MPa (Pullout controls...)			
			7 = 178.468 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 296.515 MPa (Pullout controls...)			
			9 = 360.786 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 7	1.387	15.4	14.6	11.1	67.6	12.1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 241.503 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 327.056 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 358.068 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 146.068 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 175.408 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 287.807 MPa (Pullout controls...)			
			7 = 162.724 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 293.886 MPa (Pullout controls...)			
			9 = 374.850 MPa (Yield Stress controls.)			
NODE 8	1.321	17.6	16.6	14.7	70.2	10.4
Reinf. Stress at Level						
			1 = 153.921 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 218.092 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 232.539 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 72.224 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 201.983 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 331.743 MPa (Pullout controls...)			
			7 = 192.326 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 322.086 MPa (Pullout controls...)			
			9 = 393.768 MPa (Yield Stress controls.)			
NODE 9	1.255	19.8	14.9	16.4	68.0	10.6
Reinf. Stress at Level						
			1 = 83.287 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 125.560 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 149.053 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 35.246 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 179.023 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 322.800 MPa (Pullout controls...)			
			7 = 183.249 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 327.026 MPa (Pullout controls...)			
			9 = 414.469 MPa (Yield Stress controls.)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10	1.216	22.0	15.3	16.0	56.0	11.8

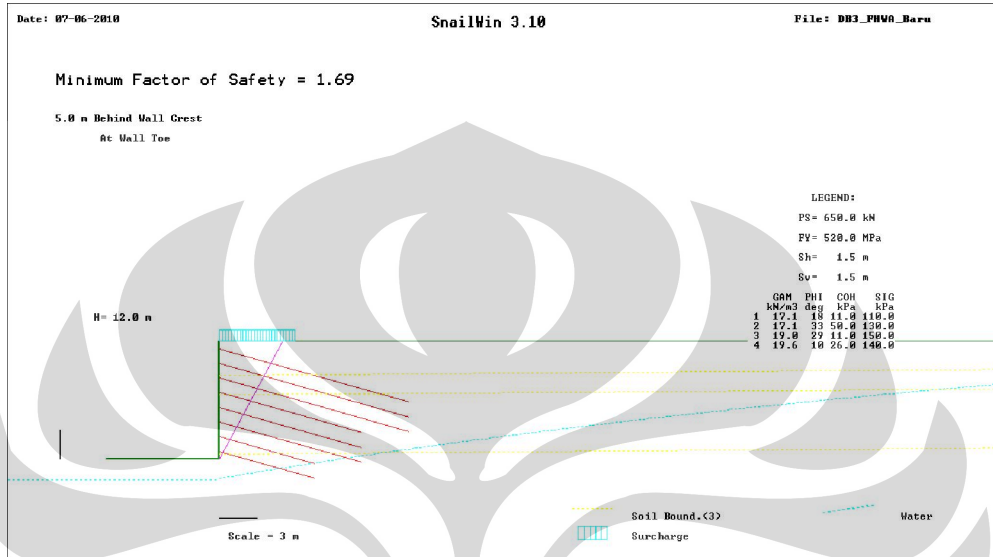
Reinf. Stress at Level

1 =	75.245 MPa	(Pullout controls...)
2 =	133.841 MPa	(Pullout controls...)
3 =	175.410 MPa	(Pullout controls...)
4 =	46.379 MPa	(Pullout controls...)
5 =	192.994 MPa	(Pullout controls...)
6 =	339.608 MPa	(Pullout controls...)
7 =	193.824 MPa	(Pullout controls...)
8 =	340.439 MPa	(Pullout controls...)
9 =	427.738 MPa	(Yield Stress controls.)

 * For Factor of Safety = 1.0
 * Maximum Average Reinforcement Working Force:
 * 221.395 kN/level



Lampiran 33
Perhitungan Soil Nail Wall DB3 Metode FHWA
Pembebanan Statis



File: DB3_FHWA_Baru
 Page - 1

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 07-06-2010                           Time: 13:26:49 *
*****
    
```

Project Identification - Politeknik Pertanian Negeri Samarinda_DB3

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height = 12.00 m
Wall Batter          = 0.0 degree
                    Angle Length
                    (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0.0    0.0
Second Slope from 1st slope. = 0.0    0.0
Third Slope from 2nd slope.  = 0.0    0.0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0.0    0.0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0.0    0.0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0.0    0.0
Seventh Slope Angle.         = 0.0
    
```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 0.00 m
End Surcharge - Distance from toe = 6.00 m
Loading Intensity - Begin = 20.0 kPa/m
Loading Intensity - End = 20.0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	17.08	18.0	11.0	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	17.08	33.0	50.0	130.0	0.0	8.5	50.0	9.0
3	19.00	28.5	11.0	150.0	0.0	6.5	50.0	7.0
4	19.59	10.0	26.0	140.0	0.0	0.5	50.0	1.0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

X(1)-Coordinate = 0.00 m Y(1)-Coordinate = -2.00 m
X(2)-Coordinate = 15.00 m Y(2)-Coordinate = 1.00 m
X(3)-Coordinate = 30.00 m Y(3)-Coordinate = 3.50 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 50.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 8
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 520.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 650.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	16.0	20.0	0.75	29.0	1.00
2	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
3	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
4	12.0	20.0	1.50	29.0	1.00
5	12.0	20.0	1.50	29.0	1.00
6	12.0	20.0	1.50	29.0	1.00
7	8.0	20.0	1.50	29.0	1.00
8	8.0	20.0	1.50	29.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	1.692	5.0	67.4	13.0	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 307.307 MPa (Yield Stress controls.)
- 2 = 307.307 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 307.307 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 307.307 MPa (Yield Stress controls.)
- 5 = 307.307 MPa (Yield Stress controls.)
- 6 = 307.307 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 292.275 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 304.627 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	1.898	10.0	50.2	15.6	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 273.926 MPa (Yield Stress controls.)
- 2 = 273.926 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 273.926 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 273.926 MPa (Yield Stress controls.)
- 5 = 273.926 MPa (Yield Stress controls.)
- 6 = 273.926 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 235.536 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 263.200 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 3	2.081	15.0	38.7	19.2	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 181.062 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 241.308 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 249.825 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 199.752 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 246.758 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 249.825 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 196.771 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 234.024 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	2.204	20.0	24.2	8.8	35.0	14.6

Reinf. Stress at Level

1 =	87.745 MPa (Pullout controls...)
2 =	137.452 MPa (Pullout controls...)
3 =	186.011 MPa (Pullout controls...)
4 =	105.104 MPa (Pullout controls...)
5 =	166.199 MPa (Pullout controls...)
6 =	223.742 MPa (Pullout controls...)
7 =	157.170 MPa (Pullout controls...)
8 =	212.010 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	2.222	25.0	0.0	10.0	38.7	19.2

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	36.673 MPa (Pullout controls...)
4 =	0.000 MPa
5 =	0.000 MPa
6 =	37.650 MPa (Pullout controls...)
7 =	42.506 MPa (Pullout controls...)
8 =	173.925 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	2.400	30.0	0.0	12.0	33.7	21.6

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	0.000 MPa
6 =	28.650 MPa (Pullout controls...)
7 =	39.350 MPa (Pullout controls...)
8 =	161.010 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 7	2.599	35.0	0.0	10.5	26.1	27.3

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	0.000 MPa
6 =	26.462 MPa (Pullout controls...)
7 =	36.345 MPa (Pullout controls...)
8 =	148.714 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 8	2.850	40.0	16.7	41.8	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	9.303 MPa (Pullout controls...)
3 =	69.490 MPa (Pullout controls...)
4 =	29.537 MPa (Pullout controls...)
5 =	89.724 MPa (Pullout controls...)
6 =	145.324 MPa (Pullout controls...)
7 =	104.923 MPa (Pullout controls...)
8 =	158.803 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 9	3.069	45.0	14.9	46.6	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	48.277 MPa (Pullout controls...)
4 =	14.132 MPa (Pullout controls...)
5 =	72.974 MPa (Pullout controls...)
6 =	127.556 MPa (Pullout controls...)
7 =	92.995 MPa (Pullout controls...)
8 =	146.079 MPa (Pullout controls...)

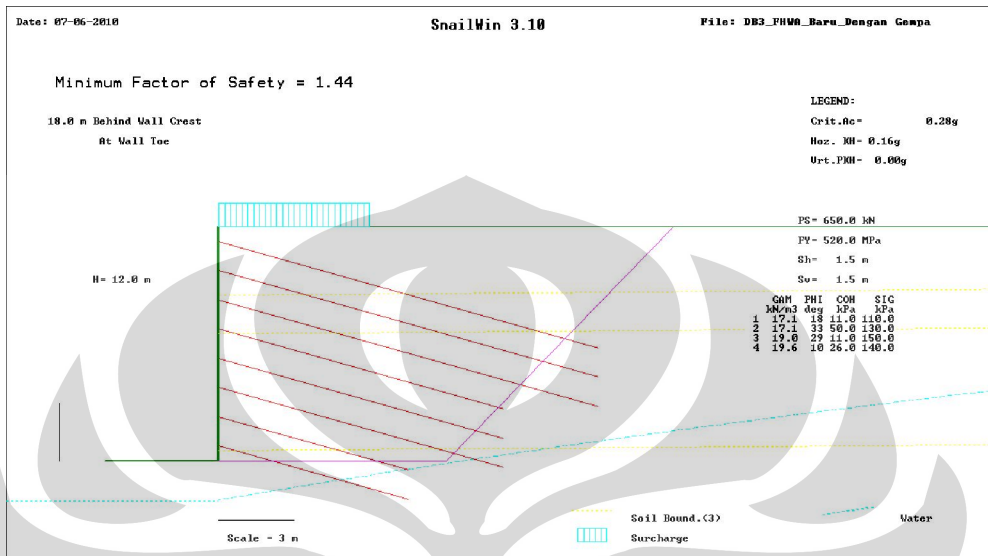
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE10	3.304	50.0	13.5	51.4	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level 1 = 0.000 MPa
2 = 0.000 MPa
3 = 31.570 MPa (Pullout controls...)
4 = 2.266 MPa (Pullout controls...)
5 = 59.337 MPa (Pullout controls...)
6 = 112.451 MPa (Pullout controls...)
7 = 82.761 MPa (Pullout controls...)
8 = 134.564 MPa (Pullout controls...)

```
*****  
*                               For Factor of Safety = 1.0  
*                               Maximum Average Reinforcement Working Force:  
*                               75.996 kN/level  
*****
```



Lampirab 34
Perhitungan Soil Nail Wall DB3 Metode FHWA
Pembebanan Gempa



File: DB3_FHWA_Baru_Dengan_Gempa
Page - 1

* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 07-06-2010 Time: 13:28:10 *

Project Identification - Politeknik Pertanian Negeri Samarinda_DB3

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height = 12.00 m
Wall Batter = 0.0 degree

	Angle	Length
	(Deg)	(Meter)
First Slope from Wallcrest.	= 0.0	0.0
Second Slope from 1st slope.	= 0.0	0.0
Third Slope from 2nd slope.	= 0.0	0.0
Fourth Slope from 3rd slope.	= 0.0	0.0
Fifth Slope from 4th slope.	= 0.0	0.0
Sixth Slope from 5th slope.	= 0.0	0.0
Seventh Slope Angle.	= 0.0	

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 0.00 m
 End Surcharge - Distance from toe = 6.00 m
 Loading Intensity - Begin = 20.0 kPa/m
 Loading Intensity - End = 20.0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	17.08	18.0	11.0	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	17.08	33.0	50.0	130.0	0.0	8.5	50.0	9.0
3	19.00	28.5	11.0	150.0	0.0	6.5	50.0	7.0
4	19.59	10.0	26.0	140.0	0.0	0.5	50.0	1.0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

File: DB3_FHWA_Baru_Dengan Gempa
Page - 2

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.16 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient = 0.00

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

X(1)-Coordinate = 0.00 m Y(1)-Coordinate = -2.00 m
X(2)-Coordinate = 15.00 m Y(2)-Coordinate = 1.00 m
X(3)-Coordinate = 30.00 m Y(3)-Coordinate = 3.50 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 18.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 8
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 520.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 650.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	16.0	20.0	0.75	29.0	1.00
2	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
3	16.0	20.0	1.50	29.0	1.00
4	12.0	20.0	1.50	29.0	1.00
5	12.0	20.0	1.50	29.0	1.00
6	12.0	20.0	1.50	29.0	1.00
7	8.0	20.0	1.50	29.0	1.00
8	8.0	20.0	1.50	29.0	1.00

File: DB3_FHWA_Baru_Dengan Gempa
 Page - 3

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	1.563	1.8	76.0	7.4	89.9	4.8

Reinf. Stress at Level

- 1 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)
- 2 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)
- 5 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)
- 6 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 330.989 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 332.759 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	1.600	3.6	73.3	12.5	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

- 1 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)
- 2 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)
- 5 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)
- 6 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 318.829 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 324.970 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 3	1.569	5.4	62.8	9.4	73.3	3.8

Reinf. Stress at Level

- 1 = 331.473 MPa (Yield Stress controls.)
- 2 = 331.473 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 331.473 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 331.473 MPa (Yield Stress controls.)
- 5 = 331.473 MPa (Yield Stress controls.)
- 6 = 331.473 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 307.481 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 325.988 MPa (Pullout controls...)

File: DB3_FHWA_Baru_Dengan Gempa
Page - 4

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 4	1.598	7.2	59.0	14.0	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 325.389 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 325.389 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 325.389 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 325.389 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 325.389 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 325.389 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 295.500 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 317.890 MPa (Pullout controls...)			
NODE 5	1.641	9.0	53.1	15.0	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 316.884 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 316.884 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 316.884 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 316.884 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 316.884 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 316.884 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 277.704 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 306.221 MPa (Pullout controls...)			
NODE 6	1.680	10.8	48.0	16.1	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 304.204 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 309.553 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 309.553 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 302.795 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 309.553 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 309.553 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 262.249 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 296.123 MPa (Pullout controls...)			

File: DB3_FHWA_Baru_Dengan Gempa
Page - 5

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7	1.699	12.6	25.5	2.8	47.0	14.8

Reinf. Stress at Level

- 1 = 252.193 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 306.130 MPa (Yield Stress controls.)
- 3 = 306.130 MPa (Yield Stress controls.)
- 4 = 247.084 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 293.792 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 306.130 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 210.756 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 276.316 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	1.690	14.4	29.1	9.9	51.3	9.2

Reinf. Stress at Level

- 1 = 183.181 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 237.004 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 278.754 MPa (Pullout controls...)
- 4 = 176.744 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 250.024 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 307.676 MPa (Yield Stress controls.)
- 7 = 219.242 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 280.946 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	1.544	16.2	0.0	9.7	61.6	13.6

Reinf. Stress at Level

- 1 = 90.212 MPa (Pullout controls...)
- 2 = 123.509 MPa (Pullout controls...)
- 3 = 156.805 MPa (Pullout controls...)
- 4 = 5.223 MPa (Pullout controls...)
- 5 = 38.519 MPa (Pullout controls...)
- 6 = 67.028 MPa (Pullout controls...)
- 7 = 61.192 MPa (Pullout controls...)
- 8 = 250.385 MPa (Pullout controls...)

File: DB3_FHWA_Baru_Dengan Gempa
 Page - 6

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE10	1.441	18.0	0.0	9.0	53.1	15.0

Reinf. Stress at Level

1 =	70.383 MPa	(Pullout controls...)
2 =	116.930 MPa	(Pullout controls...)
3 =	163.478 MPa	(Pullout controls...)
4 =	12.050 MPa	(Pullout controls...)
5 =	58.598 MPa	(Pullout controls...)
6 =	98.136 MPa	(Pullout controls...)
7 =	65.527 MPa	(Pullout controls...)
8 =	268.121 MPa	(Pullout controls...)

```

*****
*                               For Factor of Safety = 1.0
*                               Maximum Average Reinforcement Working Force:
*                               111.326 kN/level
*****
    
```

