

**ALTERNATIF KONSTRUKSI PELEBARAN  
JALAN SURABAYA -GRESIK  
(STA 4+800 - STA 7+000)**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Bidang Studi Geoteknik  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

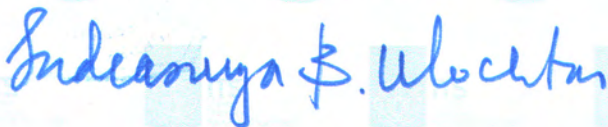
Oleh :

**MAHARSHI MEUNANG PERWITTA**  
NRP. 3106 100 112

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :



**Ir. SOEWARNO, M.Eng**  
NIP. 195909271986031003



**Prof. Ir. INDRASURYA B.M, MSc.PhD**  
NIP. 195304081976031002

Surabaya, juli 2010

**ALTERNATIF KONSTRUKSI PELEBARAN JALAN  
SURABAYA - GRESIK  
(STA 4+800 - STA 7+000)**

**Nama Mahasiswa : Maharshi Meunang Perwitta**  
**NRP : 3106 100 112**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS**  
**Dosen Pembimbing : Ir. Soewarno, M.Eng**  
**Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc, Phd.**

**ABSTRAK**

Jalan Surabaya – Gresik merupakan jalan nasional yang sangat penting peranannya bagi perekonomian Jawa-Timur dan nasional. Dikarenakan jalan tersebut merupakan jalur yang menghubungkan beberapa kota besar di utara pulau Jawa.

Pelebaran jalan Surabaya - Gresik, Jawa Timur berada di atas lapisan tanah sangat lembek dimana kondisi tanah dasar adalah lempung lunak sedalam 25 m. Hal tersebut dapat menimbulkan masalah karena sifat tanah lempung lunak yang mudah memampat dan nilai daya dukungnya rendah, sehingga konstruksi jalan yang berdiri di atasnya mudah mengalami kerusakan. Agar konstruksi jalan yang dibangun di atas lapisan tanah sangat lembek tersebut tidak mengalami kerusakan, diperlukan metode perbaikan tanah yang berfungsi untuk mempercepat penurunan dan meningkatkan daya dukung tanah agar konstruksi jalan tersebut aman

Konstruksi Perkerasan yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah konstruksi perkerasan kaku dan lentur ,untuk perkerasan kaku dengan umur rencana 20 tahun didapatkan tebal perkerasan 33 cm ,diameter dowel 3.2cm(1 1/4 inch) dan tie bars 1.27 cm (1/2 inch).Sedangkan untuk perkerasan lentur dengan umur rencana 10 tahun didapatkan tebal lapisan permukaan setebal 23 cm (Laston),lapisan pondasi atas setebal 20 cm dan lapisan pondasi bawah 20 cm.

Evaluasi Perbaikan tanah yang dilakukan menghasilkan Penggunaan PVD pola segi empat dengan jarak spasi 1m serta kedalaman 6 m untuk perkerasan kaku dengan umur rencana 20 tahun ,kedalaman 11 m untuk perkerasan lentur umur rencana 10 tahun serta penggunaan geotextille sebanyak 3 lapis dengan jarak antar lapisan 0.6 m sebagai separator dan perkuatan timbunan.

**ALTERNATIVE CONSTRUCTION ROAD  
WIDENING AT SURABAYA - GRESIK ROADWAY  
(STA 4 +800 - STA 7 +000)**

**Student Name : Maharshi Meunang Perwitta**  
**NRP : 3106 100 112**  
**Major : Civil Engineering FTSP - ITS**  
**Supervisor : Ir. Soewarno, M. Eng**  
**Prof.Ir. Indrasurya B. M, MSc, PhD.**

**ABSTRACT**

Surabaya - Gresik Road as a national road has a very important role for the East Java and national economy, because it is a road which connects several major cities in northern region of Java.

Road widening of Surabaya – Gresik road, East Java, will be built on very soft soil layers. The subgrade is a soft clay formation with a depth of 25 m. It causes some problems such as high compressibility and low bearing capacity, so the road construction on it, is easily damaged. The objective of a road construction on very soft soil layer is to prevent damage in service period. It needs soil improvement methods to make the acceleration of soil consolidation and increase the bearing capacity of the soil, so that the road construction become safe.

Pavement construction used in this final report is the construction of rigid and flexible pavements. For rigid pavement, 20 years design life, needs 33 cm thick of slab, 3.2 cm (1 1 / 4 inch) diameter of dowel and 1.27 cm (1 / 2 inch) tie bars. For the flexible pavements, 10 years design life, needs 23 cm surface layer thickness (laston), 20 cm base thickness and 20 cm subbase thickness.

Evaluation of soil improvement was found that the usage of square pattern PVD with 1 m spacing, and depth of 6 m for rigid pavement (20 years design life), a depth of 11 m for flexible pavement (10 years design life) and three layers geotextille usage by 0.6 m spacing between layers as a separator and reinforcement embankment.

**Key words:** Soft clay, Geotextile, Rigid pavement, Flexible pavement, Preloading, PVD.

## KATA PENGANTAR

*Alhamdulillahirobbil'alamin*, dengan mengucapkan rasa syukur yang sedalam-dalamnya kehadiran Allah SWT, yang tanpa taufik dan hidayah-Nya manusia tidak ada artinya. Semoga sholawat dan salam selalu tercurah kepada suri tauladan kita Nabi akhir jaman Muhammad SAW, beserta keluarga, sahabat dan seluruh pengikutnya yang setia memegang risalahnya sampai akhir zaman.

Pada kesempatan kali ini penulis bermaksud menyampaikan ucapan terima kasih setinggi-tingginya kepada pihak-pihak yang telah membantu dan mensupport dalam penyusunan tugas akhir ini, yaitu :

1. Ir. Soewarno, M.Eng selaku dosen pembimbing I yang telah bersedia meluangkan waktunya untuk membimbing dan memotivasi penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tanpa beliau dan semangat yang beliau berikan tidak mungkin Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik.
2. Prof.Ir. Indrasurya B.Mochtar, Msc, Phd. selaku dosen pembimbing II yang telah membimbing dan mengarahkan penulis dalam merampungkan penulisan Tugas Akhir ini. Terima kasih atas semua nasehat dan arahan serta ilmu yang beliau berikan selama pengerjaan hingga sidang Tugas Akhir.
3. Prof.Ir. Triwulan, DEA. Selaku dosen wali yang tiada henti-hentinya memberikan pengarahan, dukungan, dan motivasi.
4. Seluruh dosen Teknik Sipil ITS atas semua ilmu yang telah diberikan.
5. Segenap staf dan karyawan jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya.

6. Kedua orang tua penulis, sebagai sumber kehidupan, pendidik, dan pembimbing utama hidup penulis. Hingga rasanya ucapan terima kasih saja tidak akan pernah cukup untuk menggambarkan wujud penghargaan . Hanya karena beliau lah penulis tetap kuat dalam menghadapi segala yang terjadi dalam hidup.

7. Anissa H Widi kakak yang selalu memberi semangat dan motivasi.

8. Ir Soetoyo.Msc selaku pimpinan proyek pelebaran jalan Surabaya gresik .Semua penjelasan dan data yang diberikan sangat banyak membantu penulis dalam menyusun Tugas Akhir ini.

9. Aji Wirapati, Lia, oca, serta cyntia yang telah banyak memberi masukan dan membantu penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

10. Masca Indra, Yudistira B.W, Risky Ramadhan, Ardian Saputra ,Aji Wirapati ,Dhias A.R, Bagus N, Toni Nur S, Deddy H, Hakiki Mayasari, Anissa A, Mega,Dwi yuni A, Coni Ayu ,Ian Saputra,Indra Degree, Yoan Sukma, Riaditya Dwi A. yang telah menjadi sahabat sewaktu susah dan senang selama masa perkuliahan.

11. Dan yang terakhir untuk semua rekan-rekan seperjuangan, se- S 49. Kalian semuanya adalah keluarga yang sangat hebat, yang selalu memberi semangat saat terpuruk. Sukses selalu untuk kita semua, sahabat!

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata semoga tugas akhir ini bermanfaat dan dapat dijadikan bahan pembelajaran.

Surabaya, Juni 2010

Penulis

## DAFTAR ISI

	Hal
<b>HALAMAN JUDUL</b>	
<b>ABSTRAK</b>	i
<b>ABSTRACT</b>	iii
<b>KATA PENGANTAR</b>	v
<b>DAFTAR ISI</b>	vii
<b>DAFTAR GAMBAR</b>	ix
<b>DAFTAR TABEL</b>	xii
<b>BAB 1 PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	6
1.3 Tujuan Tugas Akhir	6
1.4 Batasan Masalah	7
1.5 Manfaat	7
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Perkerasan Jalan ( <i>Pavement</i> )	9
2.1.1 Perkerasan Kaku	9
2.1.2 Perkerasan Lentur	11
2.1.3 Perencanaan Tebal Perkerasan Metode BINA MARGA	12
2.1.4 Perencanaan Tebal Perkerasan Metode AASHTO 1981	16
2.2 Beban <i>Traffic</i>	20
2.3 Prakiraan Pemampatan Lapisan Tanah Lempung	21
2.4 Metode Perbaikan Tanah Lempung	22
2.4.1 Perbaikan tanah dengan Pemampatan awal	22
2.4.2 Metode Pemampatan awal dengan Percepatan	24



	A. Waktu Konsolidasi dengan PVD	24
	B. Perhitungan kenaikan daya dukung akibat pemasangan PVD	32
2.4.3	Perbaikan Tanah dengan Geotextile	33
	A. Stabilitas Internal	33
	B. Stabilitas Pondasi	34
	C. Stabilitas Keseluruhan	35

### **BAB III METODOLOGI**

3.1	Umum	38
3.2	Studi Literatur	40
3.3	Pengumpulan Data Analisa dan Data Lapangan	40
3.4	Penentuan Elevasi Rencana	41
3.5	Analisa Data Lalulintas	
3.6	Analisa Data Tanah	41
3.7	Perencanaan tipe perkerasaan	41
3.8	Perencanaan Tebal Perkerasaan	41
3.9	Perhitungan Besar pemampatan	41
3.10	Perhitungan H initial Timbunan	42
3.11	Metode Perbaikan Tanah dengan PVD	42
	a. Pola Pemasangan PVD	42
	b. Kedalaman PVD	43
3.12	Pembebanan secara Bertahap ( <i>Preloading</i> )	43
	a. Perhitungan Cu baru	43
	b. Perhitungan stabilitas timbunan	43
3.13	Perkuatan Timbunan dengan Geotextille	44

### **BAB IV DATA DAN ANALISA**

4.1	Elevasi Timbunan	45
4.2	Data Tanah Timbunan	45
4.3	Data Lalu Lintas Harian (LHR)	45
4.4	Data Kependudukan dan Perekonomian	46
4.5	Data Tanah Dasar	50

## **BAB V PERENCANAAN PERKERASAN DAN PERBAIKAN LAPISAN TANAH DASAR**

5.1 Perencanaan Tebal Perkerasan	54
5.2 Perhitungan Pemampatan	63
5.3 Prakiraan $H_{initial}$ Timbunan	66
5.4 Metode Perbaikan Tanah dengan PVD	69
5.4.1 Pola Pemasangan dan Jarak PVD	69
5.4.2 Penentuan Kedalaman PVD	72
5.5 Preloading Kombinasi PVD	77
5.6 Perhitungan Geotextile	85
5.6.1. Perhitungan untuk Bidang Longsor dengan SF terkecil	85
5.6.2. Perhitungan untuk bidang longsor dengan jari-jari terbesar	92

## **BAB VI PENUTUP**

6.1 Kesimpulan	98
6.2 Saran	99

## **DAFTAR ACUAN**

Lampiran

BAB 7 PERENCANAAN, PEMERIKSAAN DAN PERBAIKAN

LATIHAN TANGKAP DASAR

74	7.1 Perencanaan Total Pekerjaan
75	7.2 Pemeriksaan Keseluruhan
76	7.3 Pemeriksaan Hasil Pekerjaan
78	7.4 Metode Pemeliharaan Jalan dengan PVD
79	7.4.1 Pola Pemeliharaan dan Inspeksi PVD
79	7.4.2 Pemeliharaan Rutin dan PVD
79	7.4.3 Pemeliharaan Khusus dan PVD
80	7.4.4 Pemeliharaan Perbaikan dan PVD

**HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN**

82	7.5 Perhitungan untuk bidang bidang dengan jalan
83	7.5.1
83	7.5.2
83	7.5.3
83	7.5.4
83	7.5.5
83	7.5.6
83	7.5.7
83	7.5.8
83	7.5.9
83	7.5.10
83	7.5.11
83	7.5.12
83	7.5.13
83	7.5.14
83	7.5.15
83	7.5.16
83	7.5.17
83	7.5.18
83	7.5.19
83	7.5.20
83	7.5.21
83	7.5.22
83	7.5.23
83	7.5.24
83	7.5.25
83	7.5.26
83	7.5.27
83	7.5.28
83	7.5.29
83	7.5.30
83	7.5.31
83	7.5.32
83	7.5.33
83	7.5.34
83	7.5.35
83	7.5.36
83	7.5.37
83	7.5.38
83	7.5.39
83	7.5.40
83	7.5.41
83	7.5.42
83	7.5.43
83	7.5.44
83	7.5.45
83	7.5.46
83	7.5.47
83	7.5.48
83	7.5.49
83	7.5.50
83	7.5.51
83	7.5.52
83	7.5.53
83	7.5.54
83	7.5.55
83	7.5.56
83	7.5.57
83	7.5.58
83	7.5.59
83	7.5.60
83	7.5.61
83	7.5.62
83	7.5.63
83	7.5.64
83	7.5.65
83	7.5.66
83	7.5.67
83	7.5.68
83	7.5.69
83	7.5.70
83	7.5.71
83	7.5.72
83	7.5.73
83	7.5.74
83	7.5.75
83	7.5.76
83	7.5.77
83	7.5.78
83	7.5.79
83	7.5.80
83	7.5.81
83	7.5.82
83	7.5.83
83	7.5.84
83	7.5.85
83	7.5.86
83	7.5.87
83	7.5.88
83	7.5.89
83	7.5.90
83	7.5.91
83	7.5.92
83	7.5.93
83	7.5.94
83	7.5.95
83	7.5.96
83	7.5.97
83	7.5.98
83	7.5.99
83	7.5.100

BAB 8 PENUTUP

84	8.1 Kesimpulan
84	8.2 Saran

DAFTAR ACUAN

84	1. Daftar
----	-----------

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Beban distribusi sumbu kendaraan	14
Tabel 2.2	Nilai c untuk menghitung lalulintas rencana perlajur	15
Tabel 2.3	Ukuran dowel yang disarankan (AASHTO 1985)	17
Tabel 2.4	Ukuran tie bars yang disarankan (AASHTO 1985)	17
Tabel 2.5	Penggunaan mutu beton berdasarkan jenis jalan raya	19
Tabel 4.1	Data LHR yang digunakan dalam perencanaan (PU Bina Marga Jawa Timur ,2009)	45
Tabel 4.2	Data penduduk Jawa Timur	46
Tabel 4.3	PDRB Jawa Timur ( milyar rupiah )	47
Tabel 4.4	PDRB perkapita (ribuan rupiah)	47
Tabel 4.5	Faktor pertumbuhan ( i )	50
Tabel 4.6	Parameter tanah dasar	52
Tabel 4.7	Perhitungan nilai Cc dan Cs	52
Tabel 5.1	Pengelompokan jenis kendaraan berdasarkan konfigurasi beban sumbu Bina Marga	55
Tabel 5.2	Perhitungan angka ekivalen kendaraan	55
Tabel 5.3	Perhitungan LHR rencana selama umur rencana	56
Tabel 5.4	Perhitungan EAL	57
Tabel 5.5	Perhitungan LHR rencana selama umur rencana (perkerasan lentur)	60
Tabel 5.6	Perhitungan EAL selama 10 tahun	61
Tabel 5.7	Data tanah dasar	63
Tabel 5.8	Perhitunan settlement akibat beban timbunan 6 ton /m <sup>2</sup>	64

Tabel 5.9	Perhitungan settlement akibat beban timbunan 6 ton /m <sup>2</sup> ( lanjutan)	65
Tabel 5.10	Perhitungan H initial timbunan	66
Tabel 5.11	Perhitungan S ,dw, dan f(n) untuk pemasangan PVD pola segitiga dan segi empat	69
Tabel 5.12	Perhitungan derajat konsolidasi gabungan	71
Tabel 5.13	Perbandingan kedalaman PVD dengan rate of settlement untuk umur rencana 10 tahun	73
Tabel 5.14	Perbandingan kedalaman PVD dengan rate of settlement untuk umur rencana 20 tahun	74
Tabel 5.15	Derajat konsolidasi tanah dengan Pola segi empat S = 1m untuk kedalaman PVD = 11 m	75
Tabel 5.16	Derajat konsolidasi tanah dengan Pola segi empat S = 1m untuk kedalaman PVD = 6 m	76
Tabel 5.17	Perhitungan tinggi timbunan dengan safety factor menggunakan program bantu XSTABL	77
Tabel 5.18	Umur timbunan	78
Tabel 5.19	Perhitungan tegangan efektif vertical tanah pada lapisan satu akibat beban timbunan 0.6 m	79
Tabel 5.20	Perhitungan Cu baru pada lapisan 0-10 m akibat beban timbunan 0.6m	79
Tabel 5.21	Perhitungan tegangan efektif vertical tanah pada lapisan satu akibat beban timbunan 1.2 m	80
Tabel 5.22	Perhitungan Cu baru pada lapisan 0-10 m akibat beban timbunan 1.2 m	80
Tabel 5.23	Perhitungan tegangan efektif vertical tanah pada lapisan satu akibat beban timbunan 1.8 m	81
Tabel 5.24	Perhitungan Cu baru pada lapisan 0-10 m akibat beban timbunan 1.8 m	81
Tabel 5.25	Perhitungan tegangan efektif vertical tanah pada lapisan satu akibat beban timbunan 2.4 m	82
Tabel 5.26	Perhitungan Cu baru pada lapisan 0-10 m akibat beban timbunan 2.4 m	82
Tabel 5.27	Perhitungan tegangan efektif vertical tanah pada lapisan satu akibat beban timbunan 3.0 m	83

Tabel 5.28	Perhitungan Cu baru pada lapisan 0-10 m akibat beban timbunan 3.0 m	83
Tabel 5.29	Perhitungan nilai angka keaman longsor ( SF ) pertahapan penimbunan.	84
Tabel 5.30	Perhitungan panjang geotextile dibelakang bidang longsor (Le)	90
Tabel 5.31	Perhitungan panjang geotextile di depan bidang longsor (Ld)	90
Tabel 5.32	Perhitungan panjang geotextile total (Lt)	91
Tabel 5.33	Perhitungan panjang geotextile di belakang bidang longsor (Le)	95
Tabel 5.34	Perhitungan panjang geotextile di depan bidang longsor (Ld))	96
Tabel 5.35	Perhitungan panjang geotextile total (Lt)	96



33	Tabel 2.28	Estimasi nilai rata-rata bobot 0-10 m
34	Tabel 2.29	Estimasi nilai rata-rata bobot 10-20 m
35	Tabel 2.30	Estimasi nilai rata-rata bobot 20-30 m
36	Tabel 2.31	Estimasi nilai rata-rata bobot 30-40 m
37	Tabel 2.32	Estimasi nilai rata-rata bobot 40-50 m
38	Tabel 2.33	Estimasi nilai rata-rata bobot 50-60 m
39	Tabel 2.34	Estimasi nilai rata-rata bobot 60-70 m
40	Tabel 2.35	Estimasi nilai rata-rata bobot 70-80 m
41	Tabel 2.36	Estimasi nilai rata-rata bobot 80-90 m
42	Tabel 2.37	Estimasi nilai rata-rata bobot 90-100 m
43	Tabel 2.38	Estimasi nilai rata-rata bobot 100-110 m
44	Tabel 2.39	Estimasi nilai rata-rata bobot 110-120 m
45	Tabel 2.40	Estimasi nilai rata-rata bobot 120-130 m
46	Tabel 2.41	Estimasi nilai rata-rata bobot 130-140 m
47	Tabel 2.42	Estimasi nilai rata-rata bobot 140-150 m
48	Tabel 2.43	Estimasi nilai rata-rata bobot 150-160 m
49	Tabel 2.44	Estimasi nilai rata-rata bobot 160-170 m
50	Tabel 2.45	Estimasi nilai rata-rata bobot 170-180 m
51	Tabel 2.46	Estimasi nilai rata-rata bobot 180-190 m
52	Tabel 2.47	Estimasi nilai rata-rata bobot 190-200 m
53	Tabel 2.48	Estimasi nilai rata-rata bobot 200-210 m
54	Tabel 2.49	Estimasi nilai rata-rata bobot 210-220 m
55	Tabel 2.50	Estimasi nilai rata-rata bobot 220-230 m
56	Tabel 2.51	Estimasi nilai rata-rata bobot 230-240 m
57	Tabel 2.52	Estimasi nilai rata-rata bobot 240-250 m
58	Tabel 2.53	Estimasi nilai rata-rata bobot 250-260 m
59	Tabel 2.54	Estimasi nilai rata-rata bobot 260-270 m
60	Tabel 2.55	Estimasi nilai rata-rata bobot 270-280 m
61	Tabel 2.56	Estimasi nilai rata-rata bobot 280-290 m
62	Tabel 2.57	Estimasi nilai rata-rata bobot 290-300 m
63	Tabel 2.58	Estimasi nilai rata-rata bobot 300-310 m
64	Tabel 2.59	Estimasi nilai rata-rata bobot 310-320 m
65	Tabel 2.60	Estimasi nilai rata-rata bobot 320-330 m
66	Tabel 2.61	Estimasi nilai rata-rata bobot 330-340 m
67	Tabel 2.62	Estimasi nilai rata-rata bobot 340-350 m
68	Tabel 2.63	Estimasi nilai rata-rata bobot 350-360 m
69	Tabel 2.64	Estimasi nilai rata-rata bobot 360-370 m
70	Tabel 2.65	Estimasi nilai rata-rata bobot 370-380 m
71	Tabel 2.66	Estimasi nilai rata-rata bobot 380-390 m
72	Tabel 2.67	Estimasi nilai rata-rata bobot 390-400 m
73	Tabel 2.68	Estimasi nilai rata-rata bobot 400-410 m
74	Tabel 2.69	Estimasi nilai rata-rata bobot 410-420 m
75	Tabel 2.70	Estimasi nilai rata-rata bobot 420-430 m
76	Tabel 2.71	Estimasi nilai rata-rata bobot 430-440 m
77	Tabel 2.72	Estimasi nilai rata-rata bobot 440-450 m
78	Tabel 2.73	Estimasi nilai rata-rata bobot 450-460 m
79	Tabel 2.74	Estimasi nilai rata-rata bobot 460-470 m
80	Tabel 2.75	Estimasi nilai rata-rata bobot 470-480 m
81	Tabel 2.76	Estimasi nilai rata-rata bobot 480-490 m
82	Tabel 2.77	Estimasi nilai rata-rata bobot 490-500 m
83	Tabel 2.78	Estimasi nilai rata-rata bobot 500-510 m
84	Tabel 2.79	Estimasi nilai rata-rata bobot 510-520 m
85	Tabel 2.80	Estimasi nilai rata-rata bobot 520-530 m
86	Tabel 2.81	Estimasi nilai rata-rata bobot 530-540 m
87	Tabel 2.82	Estimasi nilai rata-rata bobot 540-550 m
88	Tabel 2.83	Estimasi nilai rata-rata bobot 550-560 m
89	Tabel 2.84	Estimasi nilai rata-rata bobot 560-570 m
90	Tabel 2.85	Estimasi nilai rata-rata bobot 570-580 m
91	Tabel 2.86	Estimasi nilai rata-rata bobot 580-590 m
92	Tabel 2.87	Estimasi nilai rata-rata bobot 590-600 m
93	Tabel 2.88	Estimasi nilai rata-rata bobot 600-610 m
94	Tabel 2.89	Estimasi nilai rata-rata bobot 610-620 m
95	Tabel 2.90	Estimasi nilai rata-rata bobot 620-630 m
96	Tabel 2.91	Estimasi nilai rata-rata bobot 630-640 m
97	Tabel 2.92	Estimasi nilai rata-rata bobot 640-650 m
98	Tabel 2.93	Estimasi nilai rata-rata bobot 650-660 m
99	Tabel 2.94	Estimasi nilai rata-rata bobot 660-670 m
100	Tabel 2.95	Estimasi nilai rata-rata bobot 670-680 m
101	Tabel 2.96	Estimasi nilai rata-rata bobot 680-690 m
102	Tabel 2.97	Estimasi nilai rata-rata bobot 690-700 m
103	Tabel 2.98	Estimasi nilai rata-rata bobot 700-710 m
104	Tabel 2.99	Estimasi nilai rata-rata bobot 710-720 m
105	Tabel 2.100	Estimasi nilai rata-rata bobot 720-730 m
106	Tabel 2.101	Estimasi nilai rata-rata bobot 730-740 m
107	Tabel 2.102	Estimasi nilai rata-rata bobot 740-750 m
108	Tabel 2.103	Estimasi nilai rata-rata bobot 750-760 m
109	Tabel 2.104	Estimasi nilai rata-rata bobot 760-770 m
110	Tabel 2.105	Estimasi nilai rata-rata bobot 770-780 m
111	Tabel 2.106	Estimasi nilai rata-rata bobot 780-790 m
112	Tabel 2.107	Estimasi nilai rata-rata bobot 790-800 m
113	Tabel 2.108	Estimasi nilai rata-rata bobot 800-810 m
114	Tabel 2.109	Estimasi nilai rata-rata bobot 810-820 m
115	Tabel 2.110	Estimasi nilai rata-rata bobot 820-830 m
116	Tabel 2.111	Estimasi nilai rata-rata bobot 830-840 m
117	Tabel 2.112	Estimasi nilai rata-rata bobot 840-850 m
118	Tabel 2.113	Estimasi nilai rata-rata bobot 850-860 m
119	Tabel 2.114	Estimasi nilai rata-rata bobot 860-870 m
120	Tabel 2.115	Estimasi nilai rata-rata bobot 870-880 m
121	Tabel 2.116	Estimasi nilai rata-rata bobot 880-890 m
122	Tabel 2.117	Estimasi nilai rata-rata bobot 890-900 m
123	Tabel 2.118	Estimasi nilai rata-rata bobot 900-910 m
124	Tabel 2.119	Estimasi nilai rata-rata bobot 910-920 m
125	Tabel 2.120	Estimasi nilai rata-rata bobot 920-930 m
126	Tabel 2.121	Estimasi nilai rata-rata bobot 930-940 m
127	Tabel 2.122	Estimasi nilai rata-rata bobot 940-950 m
128	Tabel 2.123	Estimasi nilai rata-rata bobot 950-960 m
129	Tabel 2.124	Estimasi nilai rata-rata bobot 960-970 m
130	Tabel 2.125	Estimasi nilai rata-rata bobot 970-980 m
131	Tabel 2.126	Estimasi nilai rata-rata bobot 980-990 m
132	Tabel 2.127	Estimasi nilai rata-rata bobot 990-1000 m

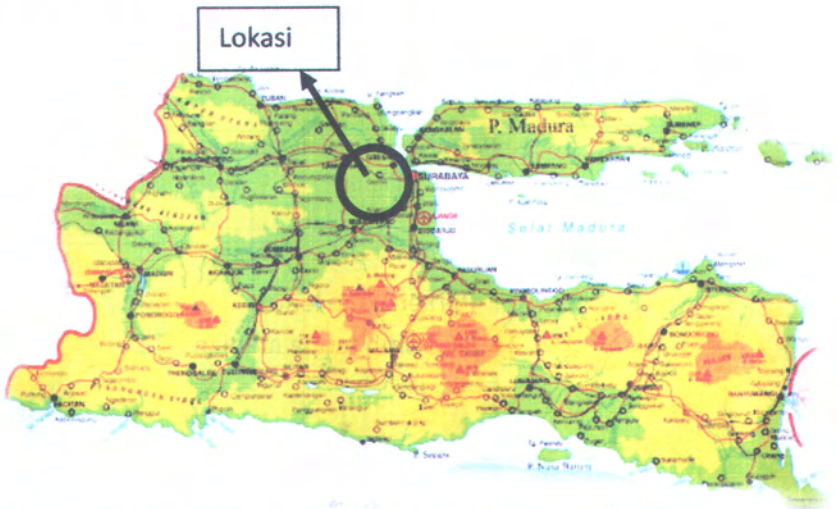
**HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN**



# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 LATAR BELAKANG

Jalan Surabaya – Gresik (Gambar 1.1 dan 1.2) merupakan jalan nasional yang sangat penting perannya bagi perekonomian Jawa-Timur dan nasional. Dikarenakan jalan tersebut merupakan jalur yang menghubungkan beberapa kota besar di utara pulau Jawa.

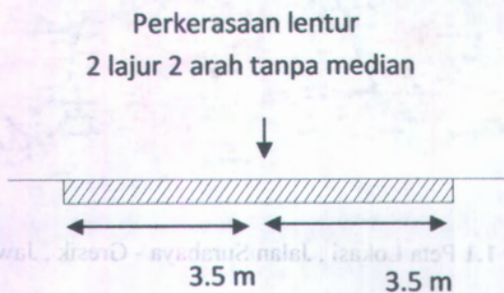


Gambar 1.1 Peta Lokasi , Jalan Surabaya - Gresik , Jawa Timur.



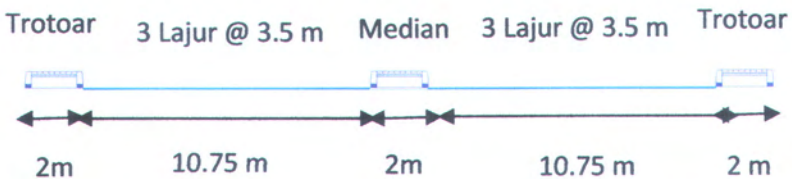


**Gambar 1.2** Lokasi Perencanaan, Jalan Surabaya - Gresik , Jawa Timur.



**Gambar 1.3** Kondisi Existing Jalan Surabaya - Gresik , Jawa Timur.

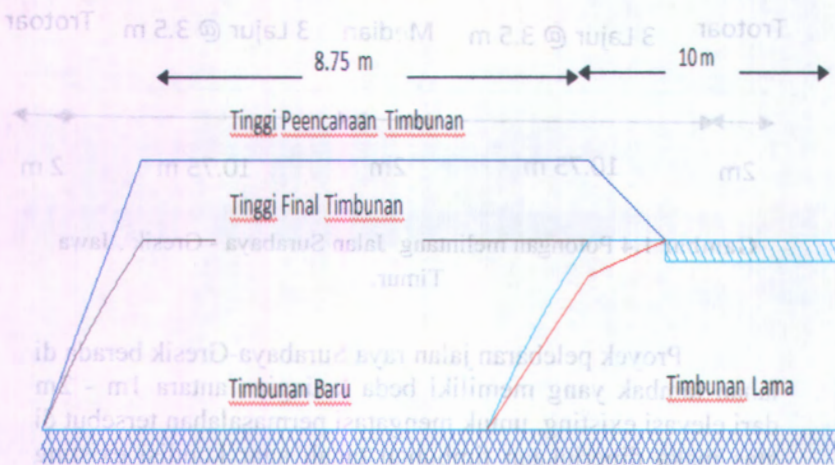
Jalan Surabaya-Gresik yang semula 2 lajur 2 arah tanpa median seperti pada Gambar 1.3 telah dilakukan pelebaran menjadi 6 lajur 2 arah dengan median. Hal ini dikarenakan sesuai dengan rencana nasional semua jalan arteri nasional sampai dengan radius 100 km dari Surabaya harus memiliki banyak ruas. Pada beberapa ruas jalan raya Surabaya- Gresik pelebaran jalan tersebut telah dilakukan dengan dimensi seperti pada Gambar 1.4 berikut:



**Gambar 1.4** Potongan melintang Jalan Surabaya - Gresik , Jawa Timur.

Proyek pelebaran jalan raya Surabaya-Gresik berada di lahan tambak yang memiliki beda ketinggian antara 1m - 2m dari elevasi existing, untuk mengatasi permasalahan tersebut di atas maka diperlukan timbunan tanah agar kondisi existing dan ruas jalan baru memiliki elevasi yang sama. Oleh karena kondisi tanah asli adalah lempung lembek, tinggi perencanaan ( $H_{initial}$ ) timbunan perlu diperhitungkan agar tinggi final ( $H_{final}$ ) timbunan tetap selevel dengan elevasi existing jalan tersebut setelah terjadinya penurunan akibat konsolidasi tanah dasarnya.

Pada perencanaan proyek jalan Surabaya-Gresik dikhawatirkan terjadi beda penurunan antara timbunan jalan lama dan timbunan baru, hal tersebut dikarenakan timbunan lama telah lama berdiri (puluhan tahun) dan telah terkonsolidasi sedangkan timbunan baru akan terkonsolidasi secara perlahan dengan nilai yang cukup besar ( seperti diperlihatkan pada Gambar 1.5 ). Akibat beda penurunan tersebut ,dapat terjadi kerusakan yang serius pada perkerasaan jalan yang berdiri diatasnya, sehingga diperlukan suatu solusi untuk mengurangi beda penurunan tersebut.



**Gambar 1.5** Skema Penimbunan jalan Surabaya Gresik.

Perencanaan yang telah ada pada proyek pelebaran jalan Surabaya- Gresik memiliki beberapa kelemahan antara lain:

1. Perencanaan dan pelaksanaan di lapangan tidak memperhitungkan terjadinya penurunan lapisan tanah asli. Padahal jalan tersebut terletak di atas lapisan tanah lunak sampai dengan kedalaman 25 meter dari muka tanah asli, sehingga dapat terjadi penurunan badan jalan yang cukup besar akibat konsolidasi tanah dasarnya .
2. Pada perencanaan yang ada lapisan perkerasaan yang digunakan adalah lapisan perkerasaan dengan tebal minimum, kondisi tersebut dikawatirkan perkerasaan jalan tidak mampu menahan beban kendaraan yang ada di lapangan selama umur rencana sehingga perkerasaan rusak dalam waktu relatif singkat.

Perencanaan jalan yang baik harus sesuai dengan aturan (*code*) yang dipakai dan harus memperhatikan penurunan tanah dasar yang terjadi akibat pemampatan tanah dasarnya sehingga jalan tersebut tetap berada dalam kondisi baik selama umur yang direncanakan.

Oleh karena beberapa kekurangan di atas, diperlukan adanya suatu perencanaan baru yang dapat menyelesaikan permasalahan tersebut. Dengan adanya design baru diharapkan pihak yang terkait dapat menerapkannya di lapangan sehingga dapat dihindari kerusakan badan jalan akibat penurunan tanah dan rusaknya lapisan perkerasaan akibat tidak mampu menahan beban yang akan lewat.

## 1.2 PERUMUSAN MASALAH

Dari uraian diatas, masalah yang akan dibahas dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Berapa tinggi initial (Hintial) timbunan agar tinggi akhir timbunan yang direncanakan tetap tercapai setelah settlement pada lapisan tanah lembek berakhir?
2. Bagaimanakah caranya mengurangi pengaruh beda penurunan antara timbunan yang lama dan yang baru?
3. Bagaimana perbaikan tanah dasar agar dapat mempercepat settlement yang diprediksi akan terjadi serta dapat meningkatkan daya dukung tanah dasarnya?
4. Berapa tebal perkerasan untuk kondisi lalu-lintas yang ada selama umur rencana?

## 1.3 TUJUAN TUGAS AKHIR

Tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Mengetahui tinggi initial (Hintial) timbunan.
2. Mengetahui cara mengurangi pengaruh beda penurunan antara timbunan yang lama dan yang baru.
3. Menggunakan beberapa metode perbaikan tanah untuk menghilangkan settlement dan meningkatkan daya dukung tanah dasarnya.
4. Merencanakan Tebal perkerasan sesuai kondisi lalu-lintas yang ada selama umur rencana.

#### **1.4 BATASAN MASALAH**

Batasan masalah dalam perencanaan Tugas Akhir ini adalah:

1. Data tanah yang digunakan berasal dari Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, ITS
2. Jalan yang dirncanakan Antara STA 4+800 - STA7+000
3. Umur rencana perkerasan jalan adalah 20 tahun untuk perkerasaan kaku dan 10 tahun untuk perkerasaan lentur.
4. Tidak membahas biaya pelaksanaan yang digunakan.
5. Tidak membahas metode pelaksanaan.

#### **1.5 MANFAAT**

1. Dapat digunakan sebagai referensi oleh pihak-pihak yang terkait.

- 1.4 BATAAN MASALAH
- Batasan masalah dalam perencanaan Tugas Akhir ini adalah:
1. Data tanah yang digunakan berasal dari Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, ITS
  2. Jalan yang dimcanaan Antara STA 4+800 - STA3+000
  3. Umur rencana perkerasan jalan adalah 20 tahun untuk perkerasan kaku dan 10 tahun untuk perkerasan lentur.
  4. Tidak membahas biaya pelaksanaan yang digunakan.
  5. Tidak **"Halaman ini sengaja dikosongkan"**
- 1.5 MANFAAT
1. Dapat digunakan sebagai referensi oleh pihak-pihak yang terkait.

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Perkerasan Jalan (*Pavement*)

Perkerasan jalan adalah suatu lapisan tambahan yang diletakkan diatas jalur tanah, dimana lapisan tambahan tersebut terdiri dari material yang lebih keras/ kaku dengan tujuan agar jalur jalan tersebut dapat dilalui oleh kendaraan dalam segala cuaca. Berdasarkan material pengikatnya perkerasaan jalan dibedakan menjadi 2 macam yaitu perkerasaan kaku (*Rigid Pavement*) dan perkerasaan lentur (*Flexible Pavement*)

Desain perkerasan jalan raya pada dasarnya menggunakan konsep analisa dinamis. Ada banyak cara untuk mendesain perkerasan jalan, akan tetapi pada dasarnya cara-cara tersebut hampir sama. Dan dalam tugas akhir ini metode yang digunakan adalah Metode Bina Marga.

#### 2.1.1 Perkerasan Kaku

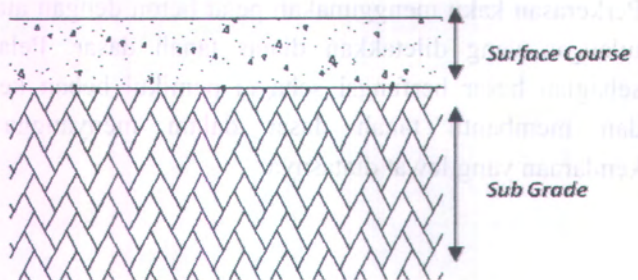
Konstruksi perkerasan kaku (*Rigid Pavement*) yaitu perkerasan yang menggunakan semen sebagai bahan pengikat. Perkerasan kaku menggunakan pelat beton dengan atau tanpa tulangan yang diletakkan diatas tanah dasar. Pelat beton sebagian besar berfungsi sebagai pemikul beban kendaraan dan membantu tanah dasar dalam menyangga beban kendaraan yang lewat diatasnya.





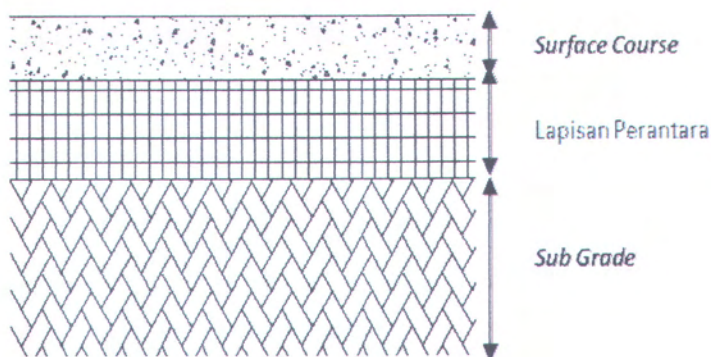
Perkerasan kaku dipilih jika kondisi tanah dasar yang akan dibangun jalan merupakan tanah dasar yang jelek. Biaya pelaksanaan perkerasan kaku lebih mahal daripada perkerasan lentur, tetapi perawatan yang dilakukan lebih jarang dan membutuhkan biaya yang lebih murah. Perkerasan kaku dapat dipilih pada suatu jalan yang akan dilewati kendaraan berat. Perkerasan kaku (*Rigid Pavement*) dibedakan menjadi 2 jenis berdasarkan susunan lapisan perkerasan, yaitu:

1. Perkerasan kaku tanpa lapisan perantara (Gambar 2.1)  
Lapisan perkerasan kaku diberi lapisan perantara bila tanah dasar merupakan tanah yang kokoh atau jenis berbutir (pasir), mudah mengalirkan air hujan dan mudah diresapi, serta pada pelaksanaan tidak ada syarat perlunya lapisan tanah dasar yang kuat.
2. Perkerasan kaku dengan lapisan perantara (Gambar 2.2)  
Lapisan perkerasan kaku diberi lapisan perantara bila tanah dasar sulit mengalirkan air, menjadi jenuh selama musim hujan, serta pada saat pelaksanaan konstruksi jalan tanah dasar mudah mengalami kerusakan akibat adanya alat – alat berat.



**Gambar 2.1** Perkerasan kaku tanpa lapisan perantara.

(Departemen Pekerjaan Umum, 1985)

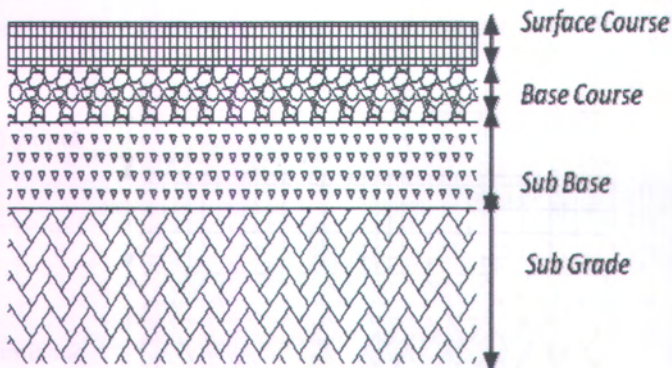


**Gambar 2.2** Perkerasan kaku dengan lapisan perantara.

### 2.1.2 Perkerasan Lentur

Konstruksi perkerasan lentur (*Flexible Pavement*) yaitu perkerasan yang menggunakan material aspal sebagai bahan pengikat. Beban lalu lintas yang melewati perkerasan lentur akan langsung disebarkan ke dasar tanah. Jadi fungsi dari lapisan perkerasan lentur adalah memikul beban lalu lintas dan langsung menyebarkannya ke tanah dasar.

Perkerasan lentur dipilih jika kondisi tanah dasar yang akan dibangun jalan cukup bagus yaitu memiliki nilai CBR minimum sebesar 5%. Biaya pelaksanaannya sebetulnya lebih ekonomis, tapi biaya perawatan yang cukup mahal. Perkerasan lentur memiliki umur rencana efektif 5 – 10 tahun. Gambar perkerasan lentur diberikan pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3. Lapisan perkerasan lentur.

### 2.1.3 Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Metode Bina Marga

Pada konstruksi perkerasan lentur dengan Metode Bina Marga rumus untuk menentukan tebal perkerasan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Log}W_{t18} = & 9.36 \text{Log} \left( \frac{ITP}{2.54} + 1 \right) - 0.2 \left[ 0.4 + \frac{1094}{\left( \frac{ITP}{2.54} + 1 \right)^{5.39}} \right] \\ & + \text{Log} \frac{1}{FR} + 0.372 \left( \frac{DDT}{1.2} - 3 \right) \end{aligned} \quad \dots\dots(2.1)$$

Dimana:  $W_{t18}$  = Total ekuivalen *axle load* 18.000 lbs EAL selama umur rencana

FR = Faktor regional

$G_t$  =  $\text{Log} \left[ \frac{IF_0 - IF_t}{IF_0 - 1.5} \right]$

ITP = Indeks Tebal Perkerasan

DDT = Daya dukung tanah

Dalam perhitungan konstruksi perkerasan Lentur, variabel - variabel yang digunakan antara lain:

1. Kekuatan tanah dasar
2. Angka ekivalen beban sumbu
3. Lalu lintas rencana

Adapun penjelasan tentang variable – variable yang digunakan dalam perhitungan konsrtuksi lentur adalah sebagai berikut:

o Kekuatan Tanah Dasar

Parameter yang paling umum digunakan untuk menyatakan daya dukung tanah dasar pada perkerasan Lentur adalah nilai DDT. Nilai DDT didapatkan dengan menggunakan rumus :

$$DDT = 4,3 \log (CBR) + 1,7 \dots\dots(2.2)$$

o Angka Ekivalen Beban Sumbu

Untuk menghitung lalu lintas rencana, dibutuhkan angka ekivalen beban sumbu kendaraan yang berdasarkan beban distribusi sumbu kendaraan. Perhitungannya didasarkan pada peraturan SNI 07 – 2461 – 1991 seperti yang diberikan dibawah ini :

$$\text{Angka ekivalensi STRT} = \left[ \frac{\text{beban sumbu (ton)}}{5.40} \right]^4 \dots (2.3)$$

$$\text{Angka ekivalensi STRG} = \left[ \frac{\text{beban sumbu (ton)}}{8.16} \right]^4 \dots (2.4)$$

$$\text{Angka ekivalensi SDRG} = \left[ \frac{\text{beban sumbu (ton)}}{13.76} \right]^4 \dots (2.5)$$

$$\text{Angka ekivalensi STRRG} = \left[ \frac{\text{beban sumbu (ton)}}{18.45} \right]^4 \dots (2.6)$$



o **Lalu Lintas Rencana**

Perhitungan lalu lintas rencana didasarkan pada jumlah volume lalu lintas harian (LHR) yang sudah direncanakan sesuai umur rencan. Dalam perencanaan lalu lintas rencana jika jumlah lajur yang direncanakan lebih dari 2, maka diperlukan faktor C untuk menghitung jumlah lalu lintas rencana di setiap lajur. Nilai C didasarkan pada peraturan SNI Bina Marga untuk perkerasan kaku yang disajikan pada Tabel 2.2.

**Tabel 2.2** Nilai C untuk menghitung lalu lintas rencana per lajur.

Jumlah Lajur	Kendaraan	
	1 arah	2 arah
1	1	1
2	0.7	0.5
3	0.5	0.475
4		0.45
5		0.425
6		0.4

### 2.1.4 Perencanaan Tebal Perkerasan Rigid Metode AASHTO 1981

Pada konstruksi perkerasan rigid dengan Metode AASHTO rumus untuk menentukan tebal perkerasan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\text{LogWt}_{18} = 7,35 \log (D+1) - 0,06 + \frac{Gt}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + 3.42 \log \left\{ \left( \frac{S'c}{215.63J} \right) \left( \frac{D^{0.75} - 1.132}{D^{0.75} - \frac{18.42}{z^{0.25}}} \right) \right\} \quad \dots(2.7).$$

Dimana:  $\text{Wt}_{18}$  = Total ekuivalen *axle load* 18.000 lbs EAL selama umur rencana

$D$  = Tebal dari pelat beton perkerasan (in)

$$G_t = \left( \frac{4.5 - Pt}{4.5 - 1.5} \right)$$

$S'c$  = Modulus hancur beton pada umur rencana 28hari

$J$  = *Load transfer coefficient* = 3,2 (Nilai yang disarankan)

$$Z = E / k$$

$E$  = Modulus *young* dari beton

$k$  = Modulus *of sub grade reaction* (pci)

Pada perkerasan rigid diperlukan suatu desain tulangan melintang dan tulangan membujur. Tulangan melintang pada perkerasan rigid disebut *dowel bars* sedangkan sambungan membujur dinamakan *tie bars*. *Dowel bars* berfungsi sebagai penyalur beban; *Tie bars* berfungsi sebagai pengikat pelat yang satu dengan yang lain dan untuk

menyalurkan beban roda kendaraan. Metode AASHTO 1981 memiliki ukuran *dowe bars* dan *tie bars* yang disajikan pada Tabel 2.3 dan Tabel 2.4

**Tabel 2.3** Ukuran *Dowel* yang Disarankan (AASHTO 1981)

Pavement Thickness In	Dowel Diameter In	Dowel Length In	Dowel Spacing In
6	¾	18	12
7	1	18	12
8	1	18	12
9	1¼	18	12
10	1¼	18	12
11	1¼	18	12
12	1¼	18	12

**Tabel 2.4** Ukuran *Tie Bars* yang Disarankan (AASHTO 1981)

Type and grade of Steel	Working Stress psi	Pavement Thickness in	½ in. Diameter Bars				¾ in. Diameter Bars			
			Overall Length in	Maximum spacing, In			Overall Length In	Maximum Spacing, In.		
				Lane Width 10 ft	Lane width 11 ft	Lane width 12 ft		Lane width 10 ft	Lane width 11 ft	Lane width 12 ft
Grade 40 Billet axle steel	30,000	6	25	48	48	48	30	48	48	48
		7		48	48	45		48	48	48
		8		48	44	40		48	48	48
		9		43	39	35		48	48	45
		10		38	35	32		48	48	45
		11		35	32	29		48	48	45
12	32	29	26	48	45	41				



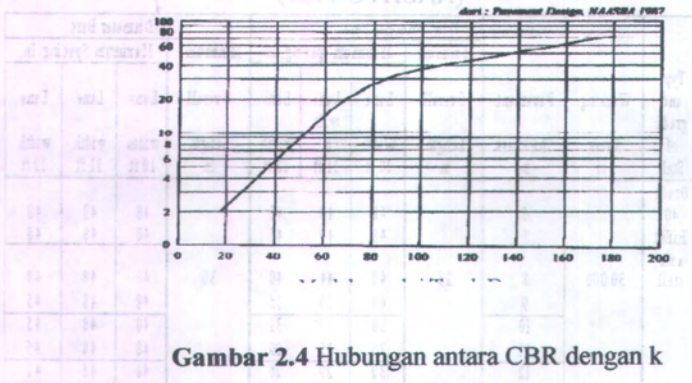
Dalam perhitungan konstruksi perkerasan kaku, variabel - variabel yang digunakan antara lain:

1. Kekuatan tanah dasar
2. Kekuatan beton rencana
3. Angka ekivalen beban sumbu
4. Lalu lintas rencana

Adapun penjelasan tentang variable – variable yang digunakan dalam perhitungan konsrtuksi lentur adalah sebagai berikut:

o Kekuatan Tanah Dasar

Parameter yang paling umum digunakan untuk menyatakan daya dukung tanah dasar pada perkerasan kaku adalah modulus reaksi tanah dasar ( $k$ ). Modulus reaksi tanah dasar ditetapkan di lapangan dengan pengujian *plate bearing*. Dalam keadaan tertentu, nilai  $k$  dapat juga ditentukan berdasarkan nilai CBR. Untuk menentukan besarnya nilai  $k$ , dapat dilihat pada garfik hubungan antara nilai CBR dan  $k$  pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Hubungan antara CBR dengan  $k$

**Gambar 2.4** Hubungan antara CBR dengan k

- o Kekuatan Beton Rencana  
Kekuatan beton harus dinyatakan dalam kuat tekan umur 28 hari dengan kekuatan beton dalam satuan MPa. Kekuatan beton untuk perencanaan dapat menggunakan Tabel 2.3 tentang penggunaan mutu beton untuk jalan raya.

**Tabel 2.5** Penggunaan mutu beton berdasarkan jenis jalan raya.

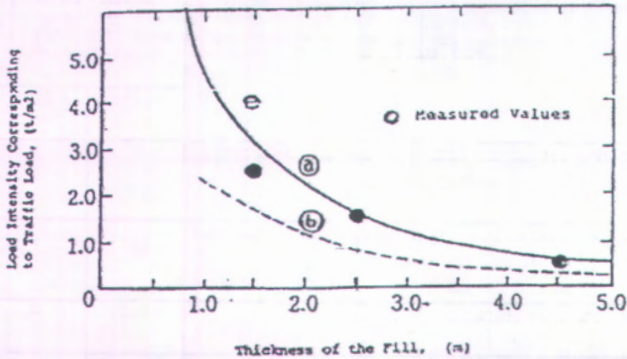
Jenis Jalan Raya	Mutu Beton Umur 28 Hari (f'c)	
	kg/cm <sup>2</sup>	Mpa
Jalan raya dengan lalu lintas berat dan truk berat dengan muatan berlebihan seperti di Indonesia.	400	40
Jalan raya dengan truk ringan sampai sedang, truk berat relatif sedikit.	350	35
Jalan kota untuk kendaraan ringan saja.	300	30
Lapangan parkir mobil, bukan truk.	250-300	25-30

- o Angka Ekuivalen Beban Sumbu  
Untuk menghitung lalu lintas rencana, dibutuhkan angka ekuivalen beban sumbu kendaraan yang berdasarkan beban distribusi sumbu kendaraan. Perhitungannya didasarkan pada peraturan SNI 07 - 2461 - 1991 dan Tabel 2.1
- o Lalu Lintas Rencana  
Perhitungan lalu lintas rencana didasarkan pada jumlah volume lalu lintas harian (LHR) yang sudah direncanakan

sesuai umur rencana. Nilai C didasarkan pada peraturan SNI Bina Marga untuk perkerasan kaku yang disajikan pada Tabel 2.2

## 2.2 Beban Traffic

Pada perencanaan jalan, beban *traffic* merupakan beban yang harus dipikul oleh tanah dasar. Beban *traffic* diperhitungkan sebagai beban merata yang tergantung dari tinggi timbunan embankment (Japan Road Association, 1986). Makin tebal tinggi timbunan, makin kecil pengaruh beban *traffic* terhadap tanah dasar. Kurva hubungan antara tinggi timbunan dengan beban *traffic* yang digunakan untuk perencanaan disajikan pada Gambar 2.5.



**Gambar 2.5** Kurva Hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban traffic (Japan Road Association, 1986)

### 2.3 Prakiraan Pemampatan Lapisan Tanah Lempung

Pada tanah lempung parameter yang dibutuhkan untuk menghitung perkiraan pemampatan adalah indeks compresi ( $C_c$ ), indeks mengembang ( $C_s$ ), tegangan prakonsolidasi ( $\sigma'_p$ ). Nilai  $C_c$ ,  $C_s$ , dan  $\sigma'_p$  didapatkan dari hasil tes konsolidasi di laboratorium dengan pemberian beban bertahap selama 24 jam. Ratio penambahan beban di laboratorium  $\Delta\sigma/\sigma = 1$ . Teori Terzaghi (1925) untuk perhitungan pemampatan pada tanah lempung :

1. untuk tanah terkonsolidasi normal (NC Soil)

$$S_{ci} = \left[ \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad \dots(2.8)$$

2. untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC Soil)

$$S_{ci} = \left[ \frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] \times H_i \quad \dots (2.9)$$

Dimana :

$S_{ci}$  : pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau.

$H_i$  : tebal lapisan tanah ke-i

$e_o$  : angka pori awal dari lapisan tanah ke-i

$C_c$  : indeks kompresi dari lapisan ke-i

$C_s$  : indeks mengembang dari lapisan ke-i

$P_o'$  : tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik ditengah-tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri

diatas titik tersebut di lapangan (efektif overburden pressure)

$P_c$  : efektif past overburden pressure, tegangan konsolidasi efektif di masa lampau.

## 2.4 Metode Perbaikan Tanah Lempung Lembek

Pembangunan konstruksi diatas tanah lunak dikhawatirkan akan terjadi perbedaan penurunan tanah (*differensial settlement*) yang berakibat pada kerusakan konstruksi yang bersangkutan. Untuk itu diperlukan perbaikan tanah yang mampu menghilangkan sama sekali atau sebagian besar pemampatan serta mampu meningkatkan daya dukung tanah. Teknologi perbaikan tanah *compressible* (lempung lembek) yang digunakan (Indrasurya B.M., 2000) adalah:

1. Perbaikan Tanah Cara Pemberian Kekuatan (*Reinforcement*)
2. Perbaikan Tanah Dengan Teknik Pemampatan Awal (*Precompression*).

### 2.4.1 Perbaikan Tanah Dengan Teknik Pemampatan Awal (*Precompression*)

Metode perbaikan tanah lunak yang umum adalah metode pemampatan awal (*precompression*). Metode ini bertujuan untuk memampatkan partikel tanah agar lebih kokoh dan rapat sehingga daya dukung tanah meningkat. Dengan metode pemampatan awal (*precompression*) maka :

1. Penurunan konsolidasi yang akan terjadi pada tanah lunak sebagai akibat adanya beban konstruksi yang ada akan hilang sama sekali atau hilang sebagian sesuai dengan perencanaan yang dilakukan.

2. Nilai gaya geser (*Shear Strength*) dari tanah meningkat. Pemampatan pada tanah dapat mempengaruhi naiknya nilai gaya geser dari tanah sehingga daya dukung dari tanah yang semula kurang mampu untuk menahan beban menjadi lebih kuat dan stabil dalam mendukung beban.

Dalam metode pemampatan awal (*precompression*) dikenal beberapa jenis teknik pemampatan. Teknik pemampatan awal (*precompression*) secara garis besar dibagi menjadi dua, yaitu:

1. Pemberian Beban Awal Eksternal

Metode ini menggunakan beban yang diletakkan diatas tanah dasar yang akan dimampatkan. Beban yang digunakan bisa berupa beban timbunan, beban tangki atau kolam air buatan atau beban luar lainnya. Dengan adanya beban luar ini maka tanah dasar akan memampat.

2. Pemberian Beban Awal Internal

Metode ini membedakan 3 jenis cara untuk melakukan pemberian beban awal internal, yaitu :

- Menggunakan metode vacuum

Cara ini dilakukan dengan melakukan pemompaan dengan vacuum dari lapisan tanah di bawah lapisan tipis membran yang kedap air sehingga tegangan air pori didalam tanah dapat dibuat negatif. (Holtz dan Wager, 1975; Pilot, 1977).

- Menurunkan muka air tanah

Menurunkan muka air tanah dengan pemompaan, sehingga dapat menyebabkan pemampatan konsolidasi tanah. Hanya saja cara ini dapat membahayakan stabilitas bangunan disekitar lokasi pemompaan.

- Menggunakan cara elektro osmosis.

Air pori dikeluarkan dengan cara pengaliran arus listrik searah sehingga tegangan efektif tanah meningkat.

Cara pemberian beban internal mempunyai kelebihan dibandingkan pemberian beban eksternal karena cara ini tidak menimbulkan masalah stabilitas talud timbunan dan cara ini tidak memerlukan bahan timbunan yang sangat banyak. Hanya saja cara pemberian beban internal ialah cara ini lebih kompleks dan lebih sulit dilaksanakan daripada cara pemberian beban eksternal.

#### 2.4.2 Metode Pemampatan Awal Dengan Percepatan

Sistem drainase vertikal (*vertical drain*) sangat efektif untuk mempercepat konsolidasi dari tanah *compressible* (seperti tanah lempung atau tanah lempung berlanau). *Vertical Drain* umumnya berupa tiang – tiang vertikal yang mudah mengalirkan air yang dapat berupa *sand drain* / tiang pasir atau dari bahan geosintesis yang dikenal dengan “*wick drain*” atau juga dikenal *Prefabricated Vertikal Drain* (PVD)

##### A. Waktu Konsolidasi dengan Vertical Drain

Penentuan waktu konsolidasi menurut Barron (1948) berdasarkan teori aliran pasir vertikal, menggunakan asumsi teori terzagi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter drain, jarak antara drain, koefisien konsolidasi dan rata – rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah :

$$t = \left( \frac{D^2}{8Ch} \right) F(n) \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \dots (2.10)$$

Dimana :

$t$  = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.

$D$  = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.

Harga  $D = 1.13 \times s$  untuk pola susunan bujur sangkar

(Gambar 2.13).

Harga  $D = 1.05 \times s$  untuk pola susunan segitiga

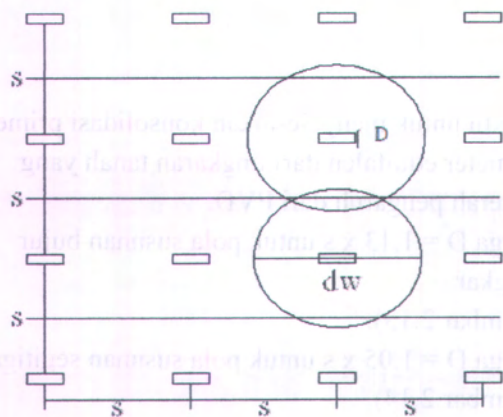
(Gambar 2.14)

$C_h$  = koefisien konsolidasi tanah horisontal

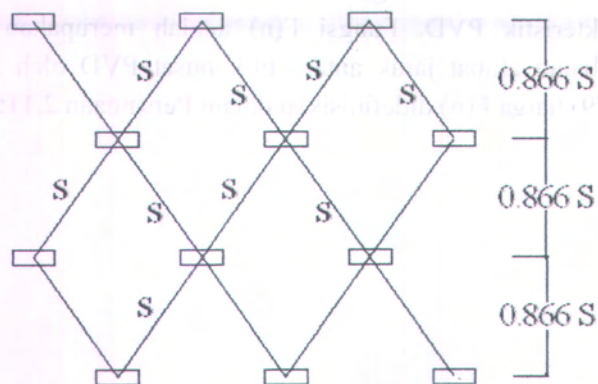
$\bar{U}_h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Persamaan 2.10 dikembangkan lagi oleh Hansbo (1979) yang mendekati teori Barron. Teori Hansbo (1979) lebih sederhana dengan memasukkan dimensi fisik dan karakteristik PVD. Fungsi  $F(n)$  adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD oleh Hansbo (1979) harga  $F(n)$  didefinisikan dalam Persamaan 2.11:





**Gambar 2.6** Pola susunan bujur sangkar,  $D = 1.13.s$



**Gambar 2.7** Pola susunan segitiga,  $D = 1.05.s$

$$F(n) = \left( \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[ \ln(n) - \left( \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right]$$

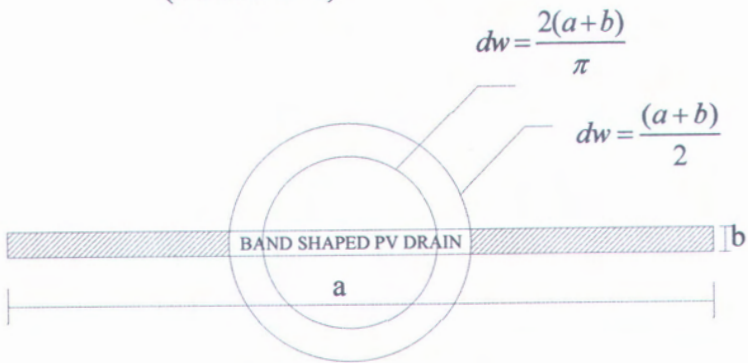
atau

$$F(n) = \left( \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[ \ln(n) - 3/4 - \left( \frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad \dots (2.11)$$

Dimana:  $n = D/dw$

$dw$  = diameter *equifalen* dari vertikal drain

(Gambar 2.15)



Gambar 2.8 *Equifalent* diameter ( $dw$ ) untuk PVD.

Pada umumnya  $n > 20$  sehingga dapat dianggap  $1/n = 0$  dan

$$\left( \frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \approx 1;$$

jadi :

$$\begin{aligned} F(n) &= \ln(n) - 3/4, \text{ atau} \\ F(n) &= \ln(D/dw) - 3/4 \end{aligned} \quad \dots (2.12)$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan Persamaan sebagai berikut:

$$t = \left( \frac{D^2}{8.Ch} \right) \cdot (F(n) + F_s + F_r) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \dots (2.13)$$

Dimana :

- t = waktu yang diperlukan untuk mencapai  $\bar{U}h$
- D = diameter *equifalen* lingkaran  
= 1.13 x S untuk pola susunan bujur sangkar  
= 1.05 x S untuk pola susunan segitiga
- S = jarak antara titik pusat PVD
- Ch = koefisien aliran horisontal =  $(k_h/k_v) \cdot \bar{U}h$
- $k_h/k_v$  = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 - 5
- F(n) = faktor hambatan disebabkan karena jarak antara PVD
- Fr = faktor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri
- Fs = faktor hambatan tanah yang terganggu *disturbed*
- $\bar{U}h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Harga  $F_r$  merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan pada PVD sendiri dan dirumuskan sebagai berikut :

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \left( \frac{kh}{q_w} \right) \quad \dots(2.14)$$

Dimana:

$L$  = panjang drain

$Kh$  = koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*)

$Q_w$  = *discharge capacity* (kapasitas *discharge*) dari *drain* (tergantung dari jenis PVDnya)

$F_s$  merupakan faktor ada atau tidaknya perubahan tanah di sekitar PVD akibat pemancangan. Faktor ini memasukkan pengaruh gangguan terhadap tanah karena pemancangan,  $F_s$  dirumuskan:

$$F_s = \left( \frac{kh}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{ds}{dw} \right) \quad \dots (2.15)$$

Dimana :

$k_s$  = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah sudah terganggu (*disturbed*)

$ds$  = diameter tanah yang terganggu (*disturbed*) sekeliling *vertical drain*

$dw$  = *equivalen* diameter.

Dalam Persamaan 2.13, adanya faktor  $F_s$  dan  $F_r$  cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Factor yang paling penting adalah  $F(n)$  sedangkan nilai  $F_s$  dapat mendekati atau lebih besar dari  $F(n)$ . Data lapangan didapatkan harga  $F_s/F(n)$  berkisar antara 1 sampai 3, untuk memudahkan perencanaan maka perencanaan maka diasumsikan  $F(n) = F_s$  dan harga  $F_r$  dianggap nol sehingga Persamaan 2.13 berubah menjadi:

$$t = \left( \frac{D^2}{8.Ch} \right) \cdot (2.F(n)) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \quad \dots (2.16)$$

Dimana :

- $t$  = waktu yang diperlukan untuk mencapai  $\bar{U}h$
- $D$  = diameter lingkaran
- $F(n)$  = faktor hambatan disebabkan karena jarak antara PVD
- $Ch$  = koefisien konsolidasi tanah horisontal
- $\bar{U}h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Dengan memasukkan harga  $t$  tertentu, dapat dicari harga  $\bar{U}_h$  pada lapisan tanah yang dipasang PVD. Selain konsolidasi arah horisontal juga terjadi konsolidasi arah vertikal  $\bar{U}_v$  harga  $\bar{U}_v$  dicari dengan Persamaan :

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2} \quad \dots (2.17)$$

Dimana :

$H_{dr}$  = ketebalan lapisan tanah yang dipasang PVD

$C_v$  = harga  $C_v$  tanah pada lapisan setebal panjang PVD

$t$  = waktu sembarang yang dipilih

Harga  $\bar{U}_v$  dicari dengan rumus:

$$\text{Untuk } \bar{U}_v > 60\% \rightarrow \bar{U}_v = (100 - 10^a)\% \quad \dots (2.18)$$

$$\bar{U}_v < 60\% \rightarrow \bar{U}_v = \left( 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad \dots (2.19)$$

$$\text{Dimana : } a = \frac{1.781 - T_v}{0.933} \quad ; \pi = 3.14$$

Derajat konsolidasi rata-rata  $\bar{U}$  dapat dicari dengan cara :

$$\bar{U} = [1 - (1 - \bar{U}_h)(1 - \bar{U}_v)] \times 100\% \quad \dots (2.20)$$

## B.Perhitungan Kenaikan Daya Dukung Tanah Akibat Pemasangan PVD

Penggunaan PVD yang dikombinasikan dengan *preloading* mempercepat waktu konsolidasi dan memampatkan tanah. Dengan memampatnya tanah, maka nilai  $C_u$  (undrained shear strength) pada tanah menjadi meningkat sehingga daya dukung tanah meningkat. Nilai kenaikan  $C_u$  (undrained shear strength) dapat dicari dengan menggunakan Persamaan:

1. untuk harga Plastisitas Indeks, PI tanah < 120 %.

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.0737 + (0.1899 - 0.0016 \text{ PI}) \sigma_p'$$

2. untuk harga Plastisitas Indeks, PI tanah > 120 %.

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.0737 + (0.0454 - 0.00004 \text{ PI}) \sigma_p'$$

dimana : harga  $\sigma_p'$  dalam  $\text{kg/cm}^2$

$$\sigma_p' = \left( \frac{\sigma_o' + \Delta p'}{\sigma_o'} \right)^U \cdot \sigma_o' \dots\dots\dots(2.21)$$

$\sigma_o'$  = tegangan *overburden* efektif mula – mula

$\Delta p'$  = penambahan tegangan akibat penambahan timbunan

U = derajat konsolidasi rata – rata akibat pemasangan PVD





Kondisi stabilitas internal tercapai bila tidak terjadi longsor pada lereng AC, dan bila perlu digunakan beberapa lapis geotextile.

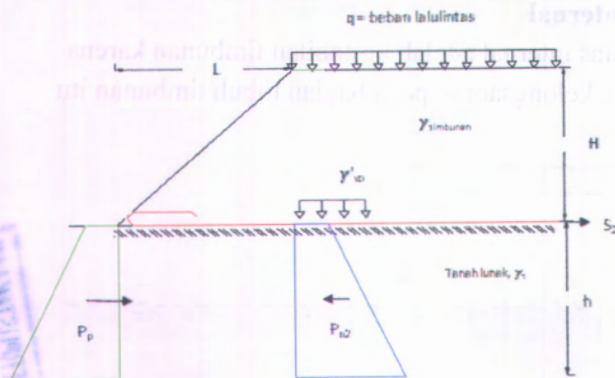
$$P_{al} \leq \frac{(\text{Berat efektif } ABC) \times \tan \delta}{SF}$$

Dimana:

$\delta$  = Sudut geser antara tanah timbunan dan material geotextile

SF = Safety Factor (SF = 1,2 untuk jalan semi permanen  
SF = 1,5 untuk jalan permanen.)

## B. Stabilitas Pondasi



Gambar 2.10 Anggapan Stabilitas Pondasi timbunan.

Kondisi Stabilitas pondasi terpenuhi bila :

$$P_{a2} \leq \frac{P + 2 \cdot S_u \cdot L}{SF} \quad \text{dan} \quad S_2 \geq (S_u \times L) \times S$$

$$P_{a2} = (\sigma'_{vo} - 2 \cdot C_u) \cdot h + 0,5 \cdot h^2 \cdot \gamma_t$$

$$\sigma'_{vo} = q + H \cdot \gamma_{\text{timbunan}}$$

$$P_p = 0,5 \cdot h^2 \cdot \gamma_t + 2 \cdot C_u \cdot h$$

Dimana :

Su = Harga Cu (undrained shear strength) dari tanah lunak

H = Tinggi timbunan

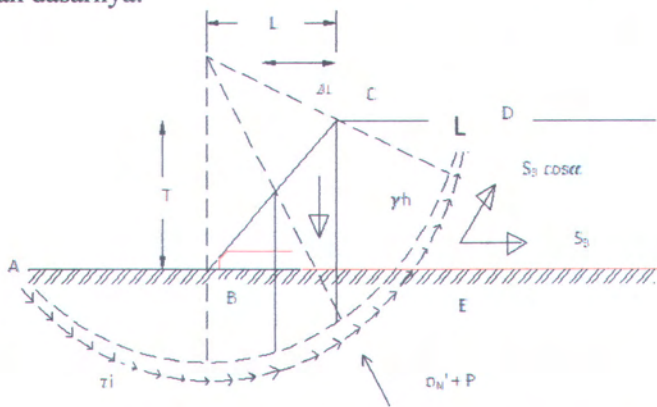
h = Tinggi lapisan tanah dasar yang ditinjau

SF = Safety Factor (SF = 1,25 untuk jalan semi permanen , SF = 1,5 untuk jalan permanen.)

$\gamma_t$  = Berat jenis tanah

### C. Stabilitas Keseluruhan

Stabilitas keseluruhan adalah kestabilan timbunan bila ditinjau terhadap bidang gelincir lingkaran timbunan dan tanah dasarnya.



Gambar 2.11 Anggapan Stabilitas Keseluruhan.

Syarat:

Momen penggerak = ( berat segmen busur ABCDEA ) x Jarak titik berat busur ABCDEA terhadap titik O

$$M_{\text{penggerak}} = \sum_A^D g \cdot h \cdot (\Delta L) \cdot L = \int_{\text{titik A}}^{\text{titik D}} g \cdot h \cdot (\Delta L) \cdot L$$

Momen Penahan:

$$M_{\text{penahan}} = \sum_A^D \tau_{iR} \cdot (\Delta L) + S_3 \cdot T = \int \tau_i \cdot R \cdot (\Delta L) + S_3 \cdot T$$

Syarat Stabilitas:

$$\frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{penggerak}}} \geq SF$$

Dimana :

SF = Safety Factor (SF = 1,25 untuk jalan semi permanen , SF = 1,5 untuk jalan permanen.)

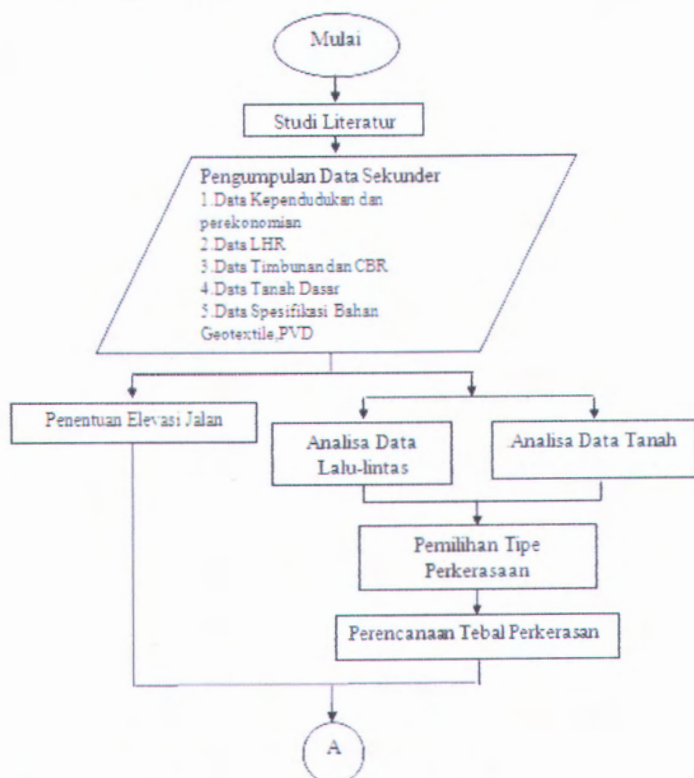
*"Halaman ini sengaja dikosongkan"*

## BAB III

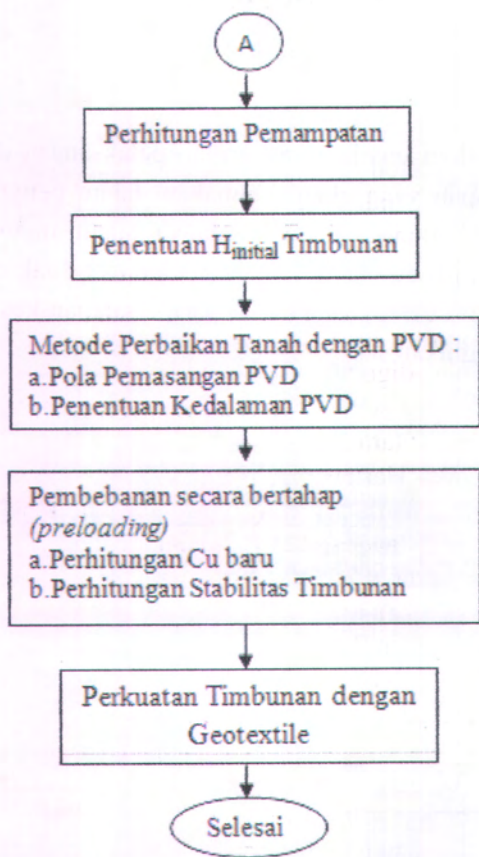
### METODOLOGI

#### 3.1. Umum

Bab metodologi menjelaskan urutan pelaksanaan disertai penjelasan tahapan yang akan digunakan dalam penyusunan tugas akhir. Diharapkan dengan adanya suatu metodologi yang jelas maka pengerjaan tugas akhir ini dapat dilaksanakan dengan Sistematis sehingga terhindar dari kesalahan-kesalahan yang tidak di inginkan.



Gambar 3.1 Flowchart Prosedur Pengerjaan Tugas akhir.



**Gambar 3.2** Flowchart Prosedur Pengerjaan Tugas akhir.(lanjutan)

Penjelasan tentang flowchart pengerjaan Tugas Akhir diatas adalah:

### 3.2 Studi Literatur

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini diperlukan studi literatur untuk menunjang dan menambah pengetahuan tentang lempung, metode perbaikan tanah, dan perencanaan tebal perkerasan. Studi literatur didapat dari buku diktat kuliah, internet, jurnal, serta buku – buku penunjang yang berhubungan dengan penyelesaian Tugas Akhir.

### 3.3 Pengumpulan Dan Analisa Data Lapangan

Data yang digunakan dalam perencanaan Tugas Akhir ini adalah data sekunder. Data yang digunakan dalam proses perhitungan antara lain:

- Data Lalu Lintas Harian (LHR)  
Data lalu lintas harian (LHR) diperoleh dari Dinas Bina Marga Provinsi Jawa timur ,merupakan data lalu lintas yang diambil pada ruas Jalan Surabaya -Gresik.
- Data Kependudukan dan Perekonomian  
Data kependudukan dan perkonomian diambil dari Badan Pusat Statistik (BPS), Surabaya, meliputi Jumlah Penduduk, PDRB, dan PDRB per Kapita daerah regional (Jawa Timur). Data ini digunakan untuk menghitung faktor pertumbuhan lalu lintas rencana yang digunakan dalam menentukan tebal perkerasan.
- Data timbunan dan data CBR  
Data timbunan dan data CBR diambil dari Laboratorium Jalan Dinas **PU Bina Marga** Propinsi Jawa Timur.Data CBR timbunan digunakan untuk menghitung tebal perkerasan.
- Data Tanah Dasar  
Data tanah dasar diperoleh dari Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan, Jurusan Teknik Sipil, FTSP – ITS , Surabaya.

### **3.4 Perencanaan Elevasi Rencana**

Perencanaan Elevasi rencana disesuaikan dengan elevasi jalan yang telah berdiri disebelahnya

### **3.5 Analisa Data Lalu lintas**

Data lalu lintas harian yang diperoleh diekivalenkan dengan beban sumbu tunggal standar seberat 8,16 ton .

### **3.6 Analisa Data Tanah**

Menentukan Parameter parameter tanah dasar yang akan digunakan dalam desain seperti : berat jenis tanah , Cu tanah ,Cc ,Cs dan Cv.

### **3.7 Pemilihan Tipe Perkerasaan.**

Pemilihan tipe perkerasan pada Tugas Akhir ini didasarkan pada :

- Kondisi Tanah Dasar.
- Beban dan jumlah lalu lintas (traffic).
- Umur Rencana Perkerasan.
- Jenis Material Perkerasan.
- Biaya dan faktor rehabilitasi nanti.

### **3.8 Perencanaan Tebal Perkerasaan**

Perhitungan tebal perkerasan menggunakan Persamaan 2.1 dan 2.7

### **3.9 Besar pemampatan**

Perhitungan pemampatan tanah lempung dihitung dengan menggunakan persamaan Terzaghi (1925).



### 3.10 Penentuan $H_{\text{inisial}}$ timbunan

Setelah besar pemampatan akibat beban di prediksi,  $H_{\text{inisial}}$  Timbunan dapat ditentukan. Dalam hal ini  $H_{\text{inisial}}$  harus ditentukan agar setelah lapisan tanah dasar memampat, tinggi timbunan yang dipasang di lapangan sesuai dengan tinggi timbunan yang direncanakan ( $H_{\text{final}}$ ). Perhitungan tersebut menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{akhir}} = q &= (H_{\text{awal}} - Sc) \gamma_{\text{timb}} + Sc (\gamma_{\text{sat-timb}} - \gamma_w) \\
 q &= H_{\text{awal}} \cdot \gamma_{\text{timb}} - Sc \cdot \gamma_{\text{timb}} + Sc \cdot \gamma'_{\text{timb}} \\
 q &= H_{\text{awal}} \cdot \gamma_{\text{timb}} - Sc (\gamma_{\text{timb}} - \gamma') \\
 H_{\text{inisial}}(i) &= \frac{q(i) + Sc(i) (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \dots\dots\dots(3.1)
 \end{aligned}$$

$$H_{\text{final}}(i) = H_{\text{inisial}}(i) - Sc(i) \dots\dots\dots(3.2)$$

Bila  $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{timb}}$ , maka

$$q = H_{\text{awal}} \cdot \gamma_{\text{timb}} - Sc \cdot \gamma_w$$

$$H_{\text{inisial}}(i) = \frac{q(i) + Sc(i) \cdot \gamma_w}{\gamma_{\text{timb}}} \dots\dots\dots(3.3)$$

$\gamma_{\text{timb}}$

### 3.11 Perbaikan tanah dengan Preloading dan PVD

Metode perbaikan tanah dengan menggunakan PVD (*Prefabricated Vertical Drain*) menjadi pilihan dalam Perencanaan Tugas Akhir ini karena dapat mempercepat proses konsolidasi tanah dasarnya (tanah dasar berupa lempung lunak)

#### a. Pola Pemasangan PVD.

Pola Pemasangan PVD menggunakan pola segi -tiga dan segi -empat ,dengan jarak yang telah ditentukan yaitu 0.8m ,1m ,1.2m ,1.3m, dan 1.5 m. Dari berbagai macam pola yang ada tersebut akan dipilih satu pola yang paling efektif dan efisien.

#### **b. Penentuan Kedalaman PVD.**

Penentuan kedalaman PVD yang digunakan disesuaikan sampai *rate of settlement* (rata-rata penurunan tanah ) mencapai kurang dari 1 cm/tahun.

### **3.12 Pembebanan Secara Bertahap (*Preloading*)**

Metode perbaikan tanah dengan menggunakan *preloading* (pembebanan beban awal secara bertahap) digunakan karena tanah dasar yang ada memiliki daya dukung tanah yang rendah, sehingga timbunan yang akan ditimbun di atasnya harus dilakukan secara bertahap sampai tinggi kritis tertentu agar timbunan tidak mengalami keruntuhan.

#### **a. Perhitungan $C_u$ baru.**

Peningkatan nilai  $C_u$  tanah dasar terjadi akibat tanah dasar mengalami konsolidasi karena beban timbunan di atasnya. Peningkatan nilai  $C_u$  akan semakin besar seiring dengan berjalannya waktu.

#### **b. Perhitungan Stabilitas Timbunan.**

Perhitungan stabilitas timbunan menggunakan program bantu XSTABLE dengan memakai nilai  $C_u$  baru akibat tahapan pembebanan.

### **3.13 Perkuatan Timbunan dengan Geotextile.**

Perkuatan Geotextile digunakan agar daya dukung tanah dasarnya meningkat serta sebagai separator tanah timbunan dengan tanah dasarnya.

## BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

### 4.1 Elevasi Final Timbunan

Elevasi final timbunan disesuaikan dengan tinggi jalan lama yang telah berdiri disampingnya, dan pada kondisi di lapangan tinggi timbunan dari muka tanah aslinya antara 1m-2 m

### 4.2 Data Tanah Timbunan

Data tanah yang diperlukan untuk perencanaan tebal perkerasan adalah data CBR lapisan tanah *subgrade* (tanah timbunan dibawah perkerasan). Data tanah timbunan tersebut selain CBR juga diberikan sifat fisiknya yaitu:

1. Sifat fisik timbunan meliputi  $G_s = 2.57$  ,  $W_c = 12\%$  , dengan asumsi bahwa nilai  $\phi = 30^\circ$  dan nilai  $c = 0$ .
2. Nilai CBR test (CBR rendaman) = 24.37%  
Nilai CBR rencana =  $60\% \times 24.37\% = 15\%$

### 4.3 Data Lalu Lintas Harian (LHR)

Pada perencanaan Tugas Akhir ini, penggolongan jenis kendaraan didasarkan pada penggolongan kendaraan Bina Marga

Data LHR lengkap yang diperoleh dari Dinas Bina Marga disajikan pada lampiran 3. Dari data tersebut ditentukan jumlah LHR yang maksimum untuk penentuan tebal perkerasan. Data LHR yang digunakan untuk perencanaan Tugas Akhir adalah jumlah LHR pada ruas Jalan Surabaya gersik yang disajikan pada Tabel 4.1

**Tabel 4.1** Data LHR yang Digunakan Dalam Perencanaan  
(PU Bina Marga Jawa Timur ,2009)

Konfigurasi sumbu	1.1 MP	1.2 BUS	1.2L truck	1.2 H truck	1.22	1.2+1.22
Jumlah (kendaraan/hari/2 arah)	21146	727	1421	1541	1.149	1317

#### 4.4 Data Kependudukan dan Perekonomian.

Adapun data kependudukan dan perekonomian yang digunakan meliputi:

1. Jumlah Penduduk.
2. PDRB Jawa Timur.
3. PDRB per kapita.

Data kependudukan dan perekonomian disajikan pada Tabel 4.2, Tabel 4.3 dan Tabel 4.4. Dari data yang diperoleh tersebut, dilakukan penggambaran grafik hubungan antara tahun dengan masing – masing parameter, Jumlah penduduk, PDRB dan PDRB per kapita. Penggambaran grafik disajikan pada gambar 4.1, Gambar 4.2 dan Gambar 4.3.

**Tabel 4.2** Data Penduduk Jawa Timur

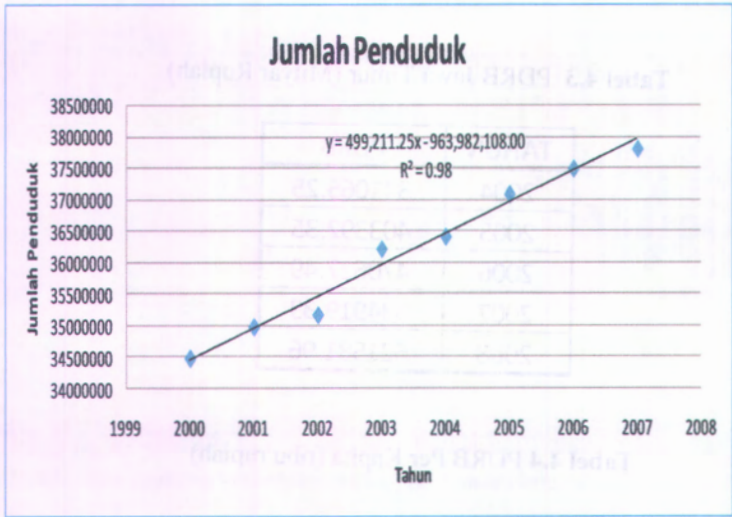
Tahun	Jumlah penduduk (jiwa)
2000	34456897
2001	34956681
2002	35148579
2003	36199078
2004	36396345
2005	37070731
2006	37478737
2007	37794003

**Tabel 4.3** PDRB Jawa Timur (Milyar Rupiah)

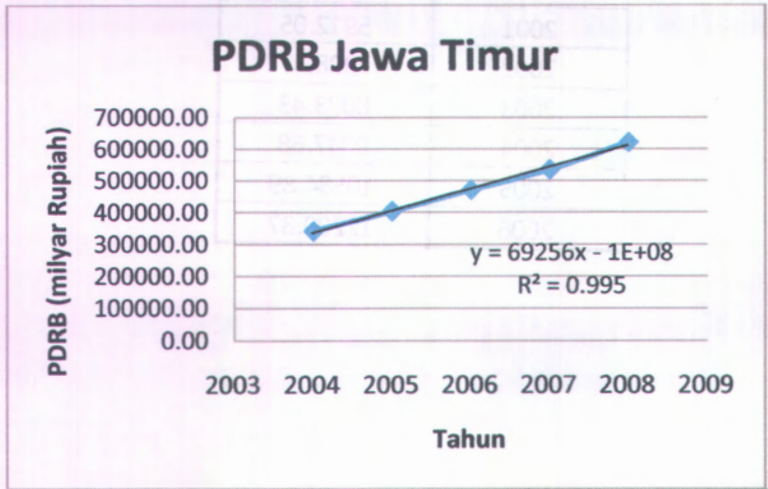
TAHUN	PDRB
2004	341065.25
2005	403392.35
2006	470627.49
2007	534919.33
2008	621581.96

**Tabel 4.4** PDRB Per Kapita (ribu rupiah)

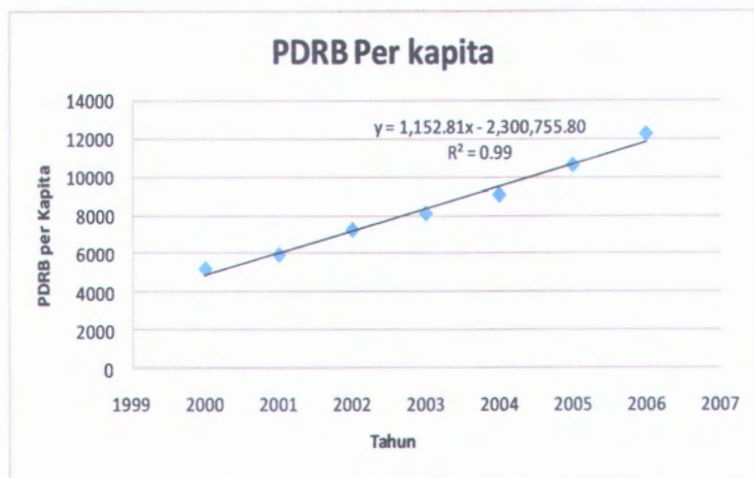
Tahun	PDRB per kapita
2000	5171.96
2001	5912.05
2002	7228.47
2003	8073.43
2004	9047.68
2005	10584.89
2006	12209.87



Gambar 4.1 Grafik Jumlah Penduduk dan Tahun



Gambar 4.2 Grafik PDRB dan Tahun.



Gambar 4.3 Grafik PDRB Per kapita dan Tahun.

Dari Grafik dan persamaan linear tersebut diatas kemudian dilakukan perhitungan untuk mencari faktor pertumbuhan yang digunakan sebagai dasar perencanaan dari lalu lintas rencana.

$$F = P \times (1 + i)^n$$

$$i = \left( \frac{F}{P} \right)^{1/n} \times -1$$

Dimana:

F = nilai tahun yang akan datang

P = nilai sekarang

n = tahun ke-

i = factor pertumbuhan

Dalam perencanaannya, dibedakan menjadi 3 jenis faktor pertumbuhan untuk menghitung lalu lintas rencana yaitu:

1. Jumlah penduduk untuk menghitung faktor pertumbuhan lalu lintas kendaraan bus.
2. PDRB digunakan untuk menghitung faktor pertumbuhan lalu lintas kendaraan truk.
3. PDRB perkapita digunakan untuk menghitung faktor pertumbuhan lalu lintas mobil pribadi.

Faktor pertumbuhan (i) yang digunakan untuk perencanaan jumlah lalu lintas rencana yaitu :

**Tabel 4.5** Faktor pertumbuhan ( i ).

Tahun	i Bus	i Truk	i Mobil pribadi
2011	1.1%	5.8%	4.8%
2021	1.0%	3.5%	3.1%

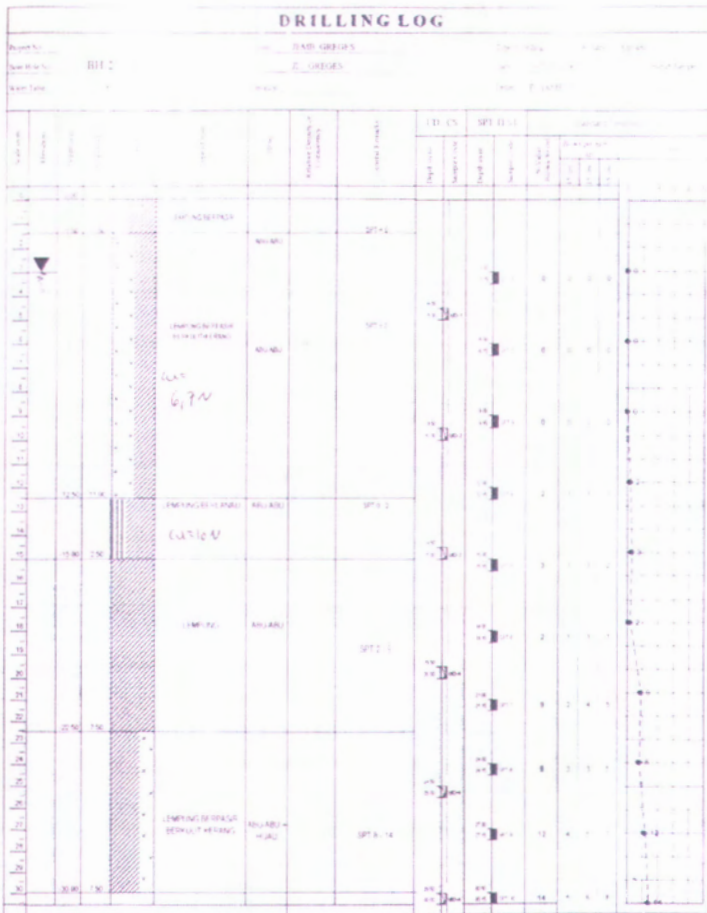
#### 4.5 Data Tanah Dasar

4.5.1. Data tanah dasar diperoleh dari Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS. Data tersebut berdasarkan pengujian dilapangan di jembatan Greges (4+725).



**Gambar 4.4** Lokasi Penyelidikan Tanah.





Gambar 4.4 Titik Pengeboran BH-2.

Dari data diatas maka dapat disimpulkan tanah asli tersebut terbagi menjadi empat macam lapisan, seperti dijelaskan Tabel 4.6

**Tabel 4.6** Parameter Tanah Dasar.

Jenis Tanah	Yt	yd	eo	Wc(%)	Ds (%)	LL(%)	PL(%)	PI(%)
Lempung berpasir berkulit kerang	1.566	0.935	1.715	67.6	100.00	76.62	35.44	41.18
Lempung berlanau	1.609	0.985	1.658	63.3	100.00	70.04	33.34	36.70
Lempung	1.661	1.057	1.528	57.2	100.00	63.15	30.24	32.91
Lempung berpasir berkulit kerang	1.660	0.990	1.574	61.8	100.00	69.53	33.45	36.08

Dengan menggunakan persamaan *Kosasih dan Mochtar*, 1997 maka diperoleh nilai  $C_c$  dan  $C_s$  :

$$C_c = 0.007LL + 0.0001wc^2 - 0.18$$

$$C_s = 0.002LL + 0.00002wc^2 - 0.06$$

**Tabel 47** Perhitungan nilai  $C_c$  dan  $C_s$ .

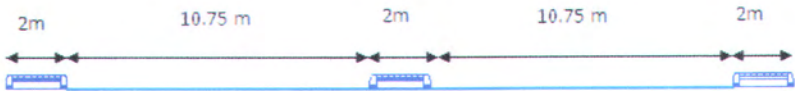
Kedalaman (m)	Y sat (gr/cc)	Liquid Limit (%)	eo	Wc	$C_c$	$C_s$
1-12.5	1.566	76.62	1.715	67.6	0.813	0.185
12.5-15	1.609	70.04	1.658	63.3	0.711	0.160
15-22.5	1.661	63.15	1.528	57.2	0.589	0.132
22.5-30	1.601	69.53	1.574	61.8	0.689	0.155

## BAB V PERENCANAAN PERKERASAN DAN METODE PERBAIKAN TANAH

### 5.1 Perencanaan Tebal Perkerasan

Seperti yang sudah dijelaskan pada analisa data bahwa perencanaan untuk tebal perkerasan menggunakan perkerasan kaku (*rigid pavement*) metode AASHTO 1981. Sebelum melakukan design terhadap perkerasan, perencanaan jalan ini direncanakan 6 lajur 2 arah (6/2D), dengan rincian sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Lebar lalu lintas 6 lajur 2 arah} &= 2 \times 10.5 \text{ m} \\ \text{(1 lajur} &= 3,5 \text{ m)} \\ \text{Lebar bahu} &= 2 \times 2 \text{ m} \\ \text{Lebar median} &= \underline{2 \text{ m}} + \\ &= 27.5 \end{aligned}$$



**Gambar 5.1** Potongan melintang Jalan Surabaya - Gresik , Jawa Timur.

Langkah – langkah dalam menentukan tebal perkerasan dengan Metode AASHTO 1981, adalah sebagai berikut:

1. Mengelompokkan data lalu lintas harian (LHR) sesuai dengan kriteria beban sumbunya. Dalam perencanaan Tugas Akhir ini, yang disesuaikan dengan klasifikasi kendaraan Bina Marga. Pengelompokkan jenis kendaraan ini disajikan dalam Tabel 5.1.

**Tabel 5.1** Pengelompokan Jenis Kendaraan dari klasifikasi Jasa Marga berdasarkan konfigurasi beban sumbu Klasifikasi Bina Marga.

Golongan (Jasa Marga)	Jenis Kendaraan	Konfigurasi Beban Sumbu (berd.Bina Marga)
Gol I	Bus	1.2
	Jeep (Mobil Pribadi)	1.1
	Pick Up	1.1
Gol II	Truk	T.1.2L
	Truk 2 gandar	T.1.2H
Gol III	Truk 3 gandar	T.1.22
Gol IV	Truk 4 gandar	T.1.2-22
		T.1.2+2.2
Gol V	Truk 5 gandar atau lebih	T.1.22-222

2. Menghitung nilai angka ekuivalen beban sumbu kendaraan yang disesuaikan dengan konfigurasi sumbu dan pembagian beban sesuai dengan konfigurasi sumbu Bina Marga. Perhitungan angka ekuivalen beban sumbu kendaraan (E) disajikan dalam Tabel 5.2.

**Tabel 5.2** Perhitungan angka ekuivalen kendaraan

Jenis Kendaraan	Konfigurasi Beban Sumbu (berd.Bina Marga)	E
Bus	1.2	0.384
Jeep (Mobil Pribadi)	1.1	0.002
Pick Up	1.1	0.002
Truk	T.1.2L	0.278
Truk 2 gandar	T.1.2H	6.420
Truk 3 gandar	T.1.22	5.242
Truk 4 gandar	T.1.2-22	15.536
	T.1.2+2.2	5.887
Truk 5 gandar atau lebih	T.1.22-222	6.659



3. Menghitung nilai LHR rencana selama umur rencana  
 Perhitungan LHR rencana menggunakan persamaan:
- $LHR \text{ Lajur rencana} = LHR * i * C$   
 $i = \text{faktor pertumbuhan per tahun ( dari Tabel 4.5)}$

**Tabel 5.3** Perhitungan LHR rencana selama umur rencana

Tahun	i Bus	i Truk	i Mobil	Nilai C	LHR Bus	LHR T.1.2.L	LHR T.1.2.H	LHR T.1.22	LHR T1.2+2.2	LHR Mobil
2009					364	711	771	575	659	10573
2010	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	184	376	408	304	349	5540
2011	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	186	398	432	322	369	5806
2012	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	188	421	457	340	390	6085
2013	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	190	445	483	360	413	6377
2014	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	192	471	511	381	437	6683
2015	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	194	499	541	403	462	7004
2016	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	196	528	572	427	489	7340
2017	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	199	558	605	451	517	7692
2018	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	201	590	640	478	547	8062
2019	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	203	625	677	505	579	8449
2020	1.1%	5.8%	4.8%	0.5	205	661	717	535	613	8854
2021	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	207	684	742	553	634	9129
2022	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	209	708	768	573	656	9412
2023	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	211	733	795	593	679	9703
2024	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	214	758	822	613	703	10004
2025	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	216	785	851	635	728	10314
2026	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	218	813	881	657	753	10634
2027	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	220	841	912	680	779	10964
2028	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	222	870	944	704	807	11303
2029	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	225	901	977	729	835	11654
2030	1.0%	3.5%	3.1%	0.5	227	932	1011	754	864	12015
Total LHR Lajur Rencana Selama Umur Rencana					4124	13222	14337	10693	12255	177483

4. Menghitung nilai EAL pada masing – masing jenis kendaraan. Nilai EAL dihitung dengan:

○  $EAL = E \times \sum LHR$  selama umur rencana (per lajur per arah)

Perhitungan EAL pada masing – masing kendaraan dijumlahkan untuk mendapatkan nilai EAL total yang digunakan dalam perencanaan. Perhitungan nilai EAL disajikan pada Tabel 5.6.

**Tabel 5.4 Perhitungan EAL**

Jenis Kendaraan	Konfigurasi Beban Sumbu (berd.Bina Marga)	LHR Lajur Selama Rencana umur Rencana	E	EAL
Bus	1.2	4124	0.384	1584
Jeep (Mobil Pribadi)	1.1	177483	0.002	355
Pick Up	1.1			
Truk	T.1.2L	13222	0.278	3676
Truk 2 gandar	T.1.2H	14337	6.42	92044
Truk 3 gandar	T.1.22	10693	5.242	56053
Truk 4 gandar	T.1.2-22		15.536	
	T.1.2+2.2	12255	5.887	72145
Truk 5 gandar atau lebih	T.1.22-222		6.659	
Total EAL Selama Umur Rencana				225856

○  $EAL_{UR\ 20\ Tahun} = \sum EAL \times 365 \times SF^*$   
 $= 225856 \times 365 \times 5$   
 $= 412187200$

Dengan :

SF = Faktor keamanan untuk mengatasi kelebihan muatan yang biasa terjadi di Indonesia

Digunakan SF = 5 (Mochtar dkk. 1999)

○  $Log\ Wt\ 18 = Log(412046675)$   
 $= 8.61$

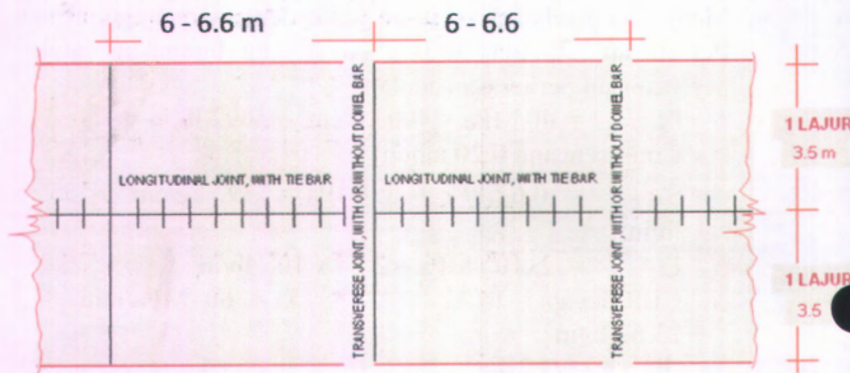
5. Menghitung tebal perkerasan kaku dengan menggunakan Persamaan 2.7. Adapun data – data yang digunakan untuk perencanaan perkerasan adalah:

- $f_c = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ kg/cm}^2 = 5692 \text{ lb/in}^2$
- Umur rencana = 20 tahun
- $S'c = 0.62\sqrt{f'c} = 3.9 \text{ MPa} = 39 \text{ kg/cm}^2 = 555 \text{ lb/in}^2$
- $E = 2 \times 10^4 \text{ MPa} = 2.84 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$
- CBR design = 15 %  $\longrightarrow k = 60 \text{ MPa/mm} = 23.62 \text{ lb/in}^3$
- $J = 3.2$

Dengan menggunakan persamaan 2.7 didapatkan tebal perkerasan (t) = 12.8 inch = 32.5cm. Untuk memudahkan didalam pelaksanaan, maka untuk tebal perkerasan menggunakan tebal = 33 cm. Dari ketebalan plat = 33 cm, direncanakan untuk dowel dan tie bars. Berdasarkan Tabel 2.3 dan Tabel 2.4, ukuran perencanaan untuk dowel dan tie bars adalah:

- Dowel :
  - $\Phi$  dowel = 1.25 in = 3.2 cm
  - Panjang dowel = 18 in = 45.72 cm
  - Spasi dowel = 12 in = 30.48 cm
- Tie Bars
  - $\Phi$  tie bars = 1/2 in
  - Spasi tie bars = 32 in
- Jarak sambungan :  $\pm 18-20 \times$  tebal pelat.  
(beton tebal 33 cm, jarak sambungan  $\pm 6 - 6.6 \text{ m}$ ).

Gambar sketsa pemasangan dowel, tie bar dan jarak sambungan disajikan dalam Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Sketsa Pemasangan dowel, tie bar dan jarak sambungan yang digunakan untuk perkerasan.

6. Menghitung tebal perkerasan Lentur dengan menggunakan Persamaan 2.1. Adapun data – data yang digunakan untuk perencanaan perkerasan adalah:
- $IP_t = 2.5$  (jalan arteri  $LER > 1000$ )
  - $IP_o = 4.5$
  - Umur rencana = 10 tahun
  - CBR Subgrade (Tanah timbunan) design = 15 %  
     → DDT = 6.75
  - CBRbase(Batu pecah kelas A) = 80%  
     → DDT = 9.88
  - CBR Sub Base (Sirtu kelas A) = 50 %  
     → DDT = 9
  - $FR = 2.5$



Dibawah ini disajikan tabel perhitungan LHR Lajur rencana selama umur 10 tahun:

**Tabel 5.5** Perhitungan LHR rencana selama umur rencana

Tahun	i Bus	i Truk	i Mobil P	Nilai C	LHR Bus	LHR T.1.2.L	LHR T.1.2.H	LHR T.1.2.2	LHR T1.2+2.2	LHR Mobil
2009					364	711	771	575	659	10573
2010	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	184	376	408	304	349	5540
2011	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	186	398	432	322	369	5806
2012	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	188	421	457	340	390	6085
2013	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	190	445	483	360	413	6377
2014	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	192	471	511	381	437	6683
2015	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	194	499	541	403	462	7004
2016	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	196	528	572	427	489	7340
2017	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	199	558	605	451	517	7692
2018	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	201	590	640	478	547	8062
2019	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	203	625	677	505	579	8449
2020	1.10%	5.80%	4.80%	0.5	205	661	717	535	613	8854
Total LHR Lajur Rencana Selama Umur Rencana					1955	5196	5635	4202	4816	72351

Tabel 5.6 Perhitungan EAL selama 10 tahun

Jenis Kendaraan	Konfigurasi Beban Sumbu (berd.Bina Marga)	LHR Lajur Selama Rencana umur Rencana	E	EAL
Bus	1.2	1955	0.384	751
Jeep (Mobil Pribadi)	1.1	72351	0.002	145
Pick Up	1.1			
Truk	T.1.2L	5196	0.278	1445
Truk 2 gandar	T.1.2H	5635	6.42	36174
Truk 3 gandar	T.1.22	4202	5.242	22028
Truk 4 gandar	T.1.2-22		15.536	
	T.1.2+2.2	4816	5.887	28352
Truk 5 gandar atau lebih	T.1.22-222		6.659	
Total EAL Selama Umur Rencana				88894

$$\begin{aligned}
 \circ \text{ EAL UR 10 Tahun} &= \sum \text{EAL} \times 365 \times \text{SF}^* \\
 &= 88894 \times 365 \times 5 \\
 &= 162231550
 \end{aligned}$$

Dengan :

SF = Faktor keamanan untuk mengatasi kelebihan muatan yang biasa terjadi di Indonesia

Digunakan SF = 5 (Mochtar dkk. 1999)

$$\begin{aligned}
 \circ \text{ Log Wt 18} &= \text{Log} (162174975) \\
 &= 8.2
 \end{aligned}$$

Tebal lapisan permukaan (surface course):

$$\text{ITP} = a1. D1$$

$$8.9 = 0.4 \cdot D1$$

$$D1 = 8.9/0.4$$

$$= 22.25 > \text{Tebal minimum}$$

Maka dipakai  $D1 = 23 \text{ cm}$

Tebal lapisan pondasi atas (base course):

$$ITP = a_1.D_1 + a_2.D_2$$

$$9.46 = 0.4 \cdot 23 + 0.14 \cdot D_2$$

$$D_2 = 1.857 < \text{Tebal minimum}$$

Maka dipakai tebal minimum  $D_2 = 20 \text{ cm}$

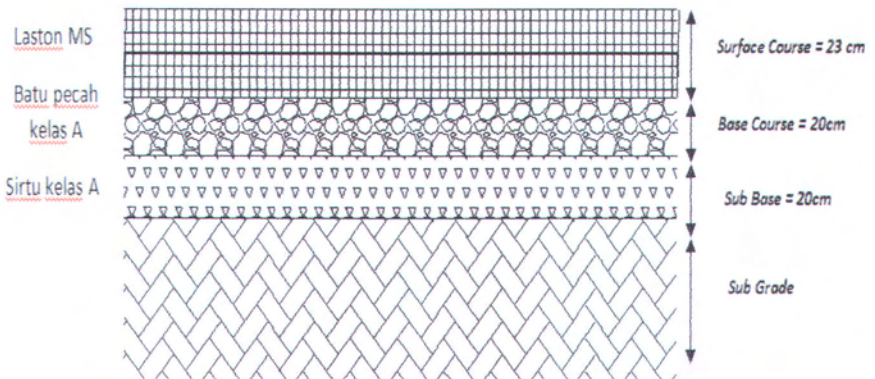
Tebal lapisan pondasi Bawah (Sub base course):

$$ITP = a_1.D_1 + a_2.D_2 + a_3 \cdot D_3$$

$$11 = 0.4 \cdot 23 + 0.14 \cdot 20 + 0.12 \cdot D_3$$

$$D_3 = - 8.333 < \text{Tebal minimum}$$

Maka dipakai tebal minimum  $D_3 = 20 \text{ cm}$



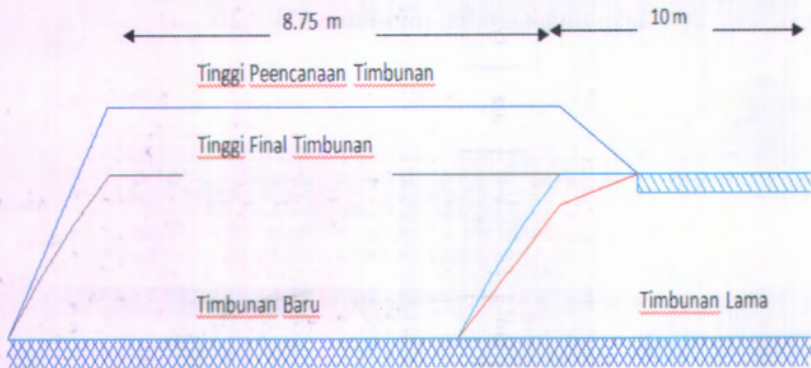
**Gambar 5.3** Rencana Tebal Perkerasan Lentur

## 5.2 Perhitungan Pemampatan/Settlement( $S_c$ )

Perhitungan pemampatan tanah dasar digunakan asumsi beban timbunan ( $q$  konstan sebesar  $6 \text{ t/m}^2$ ). Adapun data tanah dasar berdasarkan hasil tes laboratorium sedangkan nilai  $C_c$  dan  $C_s$  diperoleh dengan menggunakan persamaan Kosasih dan Mochtar, 1997:

$$C_c = 0.007LL + 0.0001wc^2 - 0.18$$

$$C_s = 0.002LL + 0.00002 wc^2 - 0.06$$



Gambar 5.4 Skema Timbunan

Tabel 5.7 Data Tanah Dasar.

Kedalaman (m)	$\gamma$ sat (gr/cc)	Liquid Limit (%)	$e_o$	Wc	$C_c$	$C_s$
1-12.5	1.566	76.62	1.715	67.6	0.813	0.185
12.5-15	1.609	70.04	1.658	63.3	0.711	0.160
15-22.5	1.661	63.15	1.528	57.2	0.589	0.132
22.5-30	1.601	69.53	1.574	61.8	0.689	0.155

Tabel 5.8 Perhitungan Settlement akibat Beban timbunan 6 ton /m<sup>2</sup>.

No.	Tebal lapisan (m)	z (m)	e <sub>o</sub>	Cc	Cs	γ <sub>sat</sub> t/m <sup>3</sup>	P <sub>o'</sub> t/m <sup>2</sup>	P <sub>c'</sub> t/m <sup>2</sup>	a/z	b/z	I	Δp t/m <sup>2</sup>	Δp + p <sub>o'</sub> t/m <sup>2</sup>	Sc (m)	Sc <sub>cum</sub> (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1	0.5	1.715	0.813	0.185	1.566	0.28	2.28	6.22	17.50	1.00	6.00	6.28	0.19	0.19
2	1	1.5	1.715	0.813	0.185	1.566	0.85	2.85	2.07	5.83	1.00	6.00	6.85	0.15	0.34
3	1	2.5	1.715	0.813	0.185	1.566	1.42	3.42	1.24	3.50	1.00	6.00	7.42	0.13	0.47
4	1	3.5	1.715	0.813	0.185	1.566	1.98	3.98	0.89	2.50	0.98	5.88	7.86	0.11	0.58
5	1	4.5	1.715	0.813	0.185	1.566	2.55	4.55	0.69	1.94	0.96	5.76	8.31	0.10	0.67
6	1	5.5	1.715	0.813	0.185	1.566	3.11	5.11	0.57	1.59	0.93	5.58	8.69	0.08	0.76
7	1	6.5	1.715	0.813	0.185	1.566	3.68	5.68	0.48	1.35	0.91	5.46	9.14	0.07	0.83
8	1	7.5	1.715	0.813	0.185	1.566	4.25	6.25	0.41	1.17	0.87	5.22	9.47	0.07	0.90
9	1	8.5	1.715	0.813	0.185	1.566	4.81	6.81	0.37	1.03	0.84	5.04	9.85	0.06	0.96
10	1	9.5	1.715	0.813	0.185	1.566	5.38	7.38	0.33	0.92	0.80	4.82	10.20	0.05	1.01
11	1	10.5	1.715	0.813	0.185	1.566	5.94	7.94	0.30	0.83	0.76	4.56	10.50	0.04	1.05
12	1	11.5	1.715	0.813	0.185	1.566	6.51	8.51	0.27	0.76	0.74	4.44	10.95	0.04	1.09
13	1	12.5	1.715	0.813	0.185	1.566	7.08	9.08	0.25	0.70	0.73	4.38	11.46	0.04	1.13
14	1	13.5	1.658	0.711	0.160	1.609	7.68	9.68	0.23	0.65	0.72	4.32	12.00	0.03	1.16

**Tabel 5.9** Perhitungan Settlement akibat Beban timbunan 6 ton /m<sup>2</sup> (lanjutan) .

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
15	1	14.5	1.658	0.711	0.160	1.609	8.293	10.293	0.214	0.60	0.68	4.08	12.37	0.03	1.19	
16	1	15.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.201	0.56	0.65	3.90	12.19	0.02	1.21	
17	1	16.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.188	0.53	0.63	3.78	12.07	0.02	1.23	
18	1	17.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.178	0.50	0.61	3.68	11.98	0.02	1.25	
19	1	18.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.168	0.47	0.58	3.47	11.76	0.02	1.27	
20	1	19.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.159	0.45	0.56	3.35	11.64	0.02	1.29	
21	1	20.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.152	0.43	0.54	3.24	11.53	0.02	1.31	
22	1	21.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.145	0.41	0.53	3.18	11.47	0.02	1.32	
23	1	22.5	1.528	0.589	0.132	1.661	8.293	10.293	0.138	0.39	0.52	3.12	11.41	0.02	1.34	
24	1	23.5	1.574	0.689	0.155	1.601	14.182	16.182	0.132	0.37	0.51	3.07	17.25	0.01	1.35	
25	1	24.5	1.574	0.689	0.155	1.601	14.783	16.783	0.127	0.36	0.50	3.00	17.78	0.01	1.36	
															Total	1.36

Dengan :

$h$  timbunan = 3.1 m

$\gamma$  timb = 1.93

$q$  timb = 6 t/m<sup>2</sup>

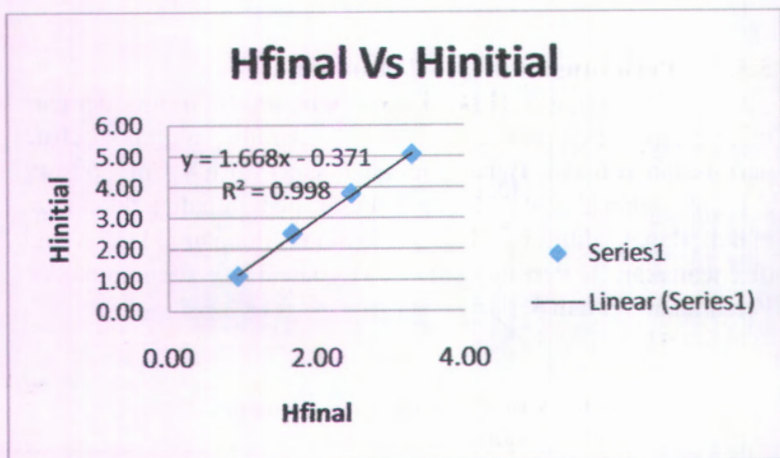
### 5.3. Perhitungan $H_{initial}$ Timbunan :

Penentuan  $H_{initial}$  timbunan dihitung dengan menghitung pemampatan terlebih dahulu akibat beban permisalan konstan (Beban timbunan saja) yaitu  $8 \text{ t/m}^2$ ,  $6 \text{ t/m}^2$ ,  $4 \text{ t/m}^2$ , dan  $2 \text{ t/m}^2$ . Dengan besar pemampatan diketahui maka dapat dihitung  $H_{initial}$  sesuai dengan  $H_{final}$  yang direncanakan. Perhitungan  $H_{initial}$  dan  $H_{final}$  menggunakan Persamaan 3.3 dan 3.2

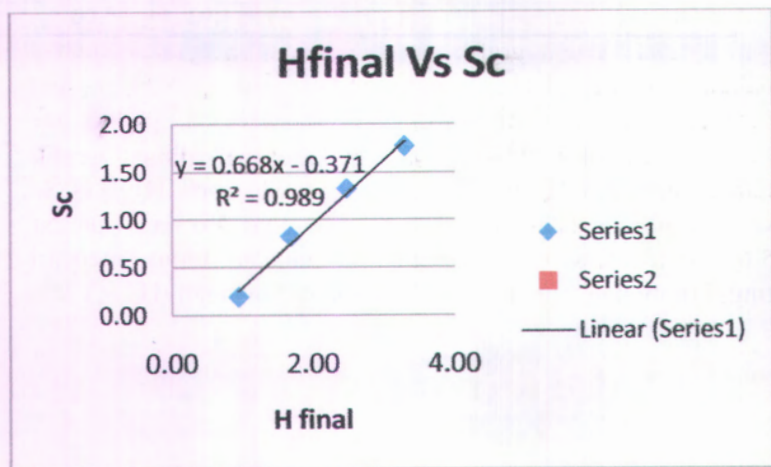
Tabel 5.10 Perhitungan  $H_{initial}$  Timbunan.

No.	Beban q ( $\text{t/m}^2$ )	Settlement akibat q (m)	$\gamma_{rata-rata}$ ( $\text{t/m}^3$ )	$H_{initial}$ (m)	$H_{final}$ (m)
1	2	0.19	1.93	1.14	0.94
2	4	0.82	1.93	2.50	1.68
3	6	1.33	1.93	3.80	2.47
4	8	1.77	1.93	5.06	3.29

Dari data tabel diatas maka dapat dibuat grafik hubungan antara  $H_{final}$  vs  $H_{initial}$ ,  $H_{final}$  vs  $S_c$ , serta  $H_{initial}$  vs  $S_c$  yang disajikan dalam Gambar 5.5, Gambar 5.6 dan Gambar 5.6. Grafik tersebut selanjutnya digunakan untuk mencari tinggi timbunan yang harus diletakkan di lapangan ( $H_{initial}$ ).

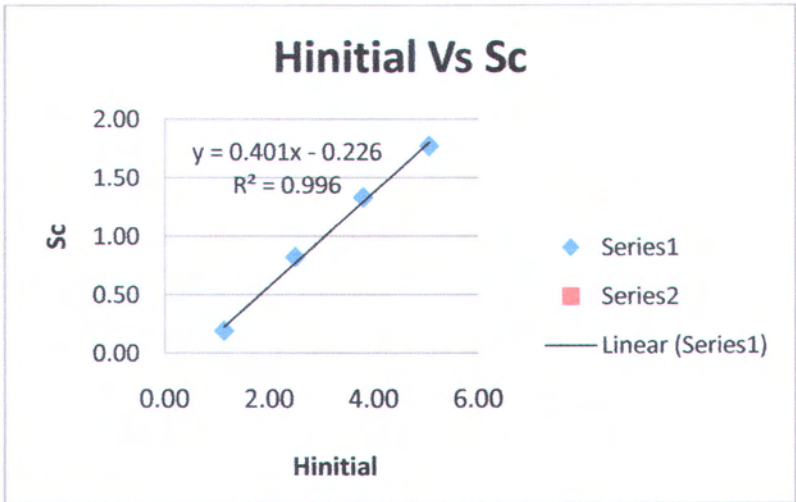


Gambar 5.5 Grafik H<sub>final</sub> vs H<sub>initial</sub>



Gambar 5.6 Grafik H<sub>final</sub> vs Sc





**Gambar 5.7** Grafik  $H_{initial}$  vs Sc

Dari kedua grafik tersebut, dapat menjadi pedoman dalam menentukan  $H_{initial}$  timbunan sesuai dengan  $H_{final}$  yang direncanakan. Seperti yang telah dijelaskan pada Bab sebelumnya, bahwa  $H_{final}$  yang akan dicapai adalah 1- 2m dari tanah aslinya. Dengan melihat grafik diatas ,maka didapatkan  $H_{initial} = 1.3 - 3m$  dan Sc yang terjadi = 0.3 - 1m.

## 5.4. Metode Perbaikan Tanah dengan PVD.

### 5.4.1. Pola pemasangan dan jarak PVD

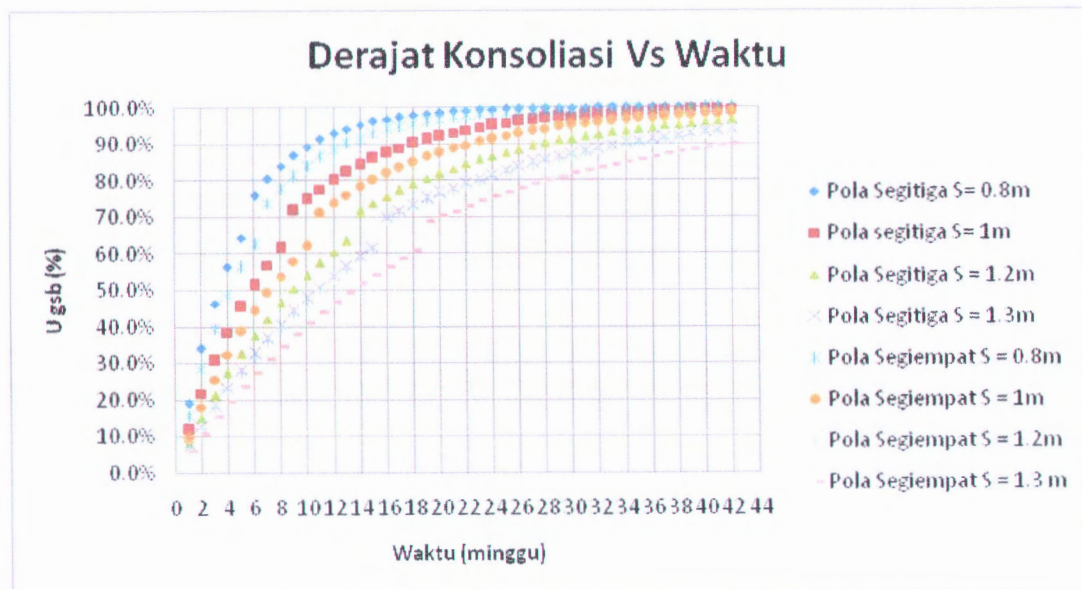
Perbaikan tanah dengan PVD berfungsi untuk mempercepat waktu pemampatan. Perencanaan PVD yang digunakan untuk perencanaan Tugas Akhir ini adalah tipe PVD Nylex Flodrain dengan lebar 100 mm dan tebal 5 mm. PVD dipasang dengan pola pemasangan segi-3 dan segi-4, dengan jarak pemasangan bervariasi. Jarak pemasangan dilakukan bervariasi terlebih dahulu karena dalam menentukan derajat konsolidasi ( $U\%$ ) 90 % dipilih pola, waktu dan jarak yang efisien, maka untuk perhitungan  $S$ ,  $dw$ , dan  $F(n)$  disajikan dalam Tabel 5.11

**Tabel 5.11** Perhitungan  $S$ ,  $dw$ , dan  $F(n)$  untuk pemasangan PVD pola segi-3 dan segi-4

Pola Segi-3				Pola Segi-4			
S m	D m	dw m	F(n)	S m	D m	dw m	F(n)
0.8	0.84	0.052	2.032	0.8	0.92	0.0525	2.123
1	1.05	0.052	2.255	1	1.15	0.0525	2.346
1.2	1.26	0.052	2.438	1.2	1.38	0.0525	2.529
1.3	1.365	0.052	2.518	1.3	1.495	0.0525	2.609
1.5	1.575	0.052	2.661	1.5	1.725	0.0525	2.752

Dari Tabel 5.12 dilakukan perhitungan untuk mencari derajat konsolidasi gabungan ( $U\%$ ). Parameter lain yang digunakan menghitung derajat konsolidasi gabungan yaitu  $C_v = 0.0006 \text{ cm}^2/\text{det}$ ,  $C_h$  dengan nilai  $C_h = 2 \times C_v$  dan nilai  $H_{dr} = 25\text{m}$  (dimisalkan seluruh lapisan tanah terpasang PVD). Dari perhitungan  $U_{gabungan}$  dan dengan pola pemasangan PVD, dibuat kurva hubungan antara waktu (minggu) dengan derajat konsolidasi gabungan yang diberikan dalam Gambar 5.7 serta Tabel 5.12 berikut:

**Gambar 5.6** Grafik Derajat Konsolidasi Gabungan versus Waktu.



Tabel 5.12 Perhitungan Derajat Konsolidasi Gabungan.

waktu	Pola Segi-3				Pola Segi-4			
	U gab untuk S = 0.8	U gab untuk S = 1	U gab untuk S = 1.2	U gab untuk S = 1.3	U gab untuk S = 0.8	U gab untuk S = 1	U gab untuk S = 1.2	U gab untuk S = 1.3
1	19.0%	11.8%	8.0%	6.8%	15.6%	9.7%	6.7%	5.7%
2	34.1%	21.8%	15.0%	12.7%	28.5%	18.1%	12.4%	10.6%
3	46.3%	30.6%	21.3%	18.2%	39.3%	25.6%	17.8%	15.2%
4	56.3%	38.4%	27.2%	23.3%	48.5%	32.4%	22.8%	19.5%
5	64.4%	45.3%	32.6%	28.0%	56.3%	38.6%	27.4%	23.5%
6	76.0%	51.4%	37.6%	32.5%	62.9%	44.2%	31.8%	27.4%
7	80.4%	56.8%	42.2%	36.6%	73.9%	49.2%	35.9%	31.0%
8	84.0%	61.7%	46.5%	40.5%	77.8%	53.8%	39.8%	34.5%
9	86.9%	71.7%	50.4%	44.2%	81.1%	58.0%	43.4%	37.8%
10	89.3%	74.8%	54.1%	47.6%	83.9%	61.8%	46.8%	40.9%
11	91.3%	77.6%	57.4%	50.8%	86.3%	71.1%	49.9%	43.8%
12	92.9%	80.1%	60.6%	53.8%	88.4%	73.7%	52.9%	46.6%
13	94.2%	82.3%	63.5%	56.7%	90.1%	76.0%	55.7%	49.3%
14	95.2%	84.2%	71.7%	59.3%	91.6%	78.2%	58.4%	51.8%
15	96.1%	86.0%	73.7%	61.8%	92.8%	80.1%	60.9%	54.2%
16	96.8%	87.5%	75.6%	69.9%	93.9%	81.9%	69.2%	56.5%
17	97.4%	88.9%	77.4%	71.8%	94.8%	83.5%	71.0%	58.6%
18	97.9%	90.1%	79.0%	73.5%	95.6%	85.0%	72.7%	60.7%
19	98.3%	91.2%	80.6%	75.1%	96.2%	86.3%	74.3%	68.6%
20	98.6%	92.2%	82.0%	76.6%	96.8%	87.6%	75.8%	70.1%
21	98.8%	93.0%	83.3%	78.0%	97.3%	88.7%	77.2%	71.6%
22	99.1%	93.8%	84.5%	79.3%	97.7%	89.7%	78.5%	73.0%
23	99.2%	94.5%	85.6%	80.5%	98.0%	90.6%	79.8%	74.3%
24	99.4%	95.1%	86.6%	81.7%	98.3%	91.4%	81.0%	75.5%
25	99.5%	95.6%	87.6%	82.8%	98.6%	92.2%	82.1%	76.7%
26	99.6%	96.1%	88.5%	83.8%	98.8%	92.9%	83.2%	77.9%
27	99.7%	96.5%	89.3%	84.8%	99.0%	93.5%	84.1%	78.9%
28	99.7%	96.9%	90.1%	85.7%	99.1%	94.1%	85.1%	80.0%
29	99.8%	97.3%	90.8%	86.6%	99.3%	94.6%	85.9%	80.9%
30	99.8%	97.6%	91.5%	87.4%	99.4%	95.1%	86.8%	81.9%
31	99.8%	97.8%	92.1%	88.1%	99.5%	95.6%	87.5%	82.8%
32	99.9%	98.1%	92.7%	88.9%	99.5%	96.0%	88.3%	83.6%
33	99.9%	98.3%	93.2%	89.5%	99.6%	96.3%	89.0%	84.4%
34	99.9%	98.5%	93.7%	90.2%	99.7%	96.6%	89.6%	85.2%
35	99.9%	98.6%	94.2%	90.8%	99.7%	96.9%	90.2%	85.9%
36	99.9%	98.8%	94.6%	91.3%	99.8%	97.2%	90.8%	86.6%
37	100.0%	98.9%	95.0%	91.8%	99.8%	97.5%	91.3%	87.2%
38	100.0%	99.0%	95.3%	92.3%	99.8%	97.7%	91.8%	87.8%
39	100.0%	99.2%	95.7%	92.8%	99.9%	97.9%	92.3%	88.4%
40	100.0%	99.2%	96.0%	93.2%	99.9%	98.1%	92.8%	89.0%
41	100.0%	99.3%	96.3%	93.6%	99.9%	98.3%	93.2%	89.5%
42	100.0%	99.4%	96.5%	94.0%	99.9%	98.4%	93.6%	90.0%

Untuk perencanaan PVD, dipilih pola pemasangan segi-empat dengan jarak pemasangan 1 m, dibutuhkan waktu selama  $\pm 23$  minggu atau 5 bulan.

#### 5.4.2. Penentuan Kedalaman PVD

Untuk menentukan kedalaman PVD rencana maka dicari *rate of settlement* dari lapisan tanah dibawah kedalaman PVD yang direncanakan dengan asumsi beban koanstan  $q = 5.79$  ton/m akibat timbunan setinggi 3m (tinggi timbunan maksimum) . Pemasangan PVD direncanakan mulai dari muka tanah asli sampai ke lapisan yang memiliki nilai *rate of settlement*  $\leq 1$  cm/tahun. Penentuan kedalaman PVD di rencanakan sampai pada umur jalan mengalami overlay yaitu selama 10 tahun untuk jalan aspal dan 20 tahun untuk jalan dengan perkerasan kaku. Perhitungan kedalaman PVD disajikan dalam Tabel 5.11 dan 5.12 .

Dari Tabel 5.13 dan 5.14 didapat pemasangan PVD dilakukan sampai pada kedalaman 11 m dari muka tanah asli untuk umur rencana 10 tahun(perkerasan lentur) dan 6 m untuk umur rencana 20 tahun (perkerasan kaku) karena *rate of settlement* pada tanah sudah menunjukkan nilai 0.943 cm/tahun dan 0.978 cm/tahun ( $\leq 1$  cm/tahun).

**Tabel 5.13** Perbandingan kedalaman PVD dengan Rate of Settlement untuk umur rencana 10 tahun.

Tebal lapisan terkonsolidasi			Koefisien konsolidasi Cv rata-rata	Kedalaman di bawah PVD 1 (m)	Settlement akibat timbunan			Setelah 10 tahun			Rate of Settlement ( cm / tahun )
Total (m)	Kedalaman PVD (m)	Di bawah PVD (m)			Total (m)	Sedalam PVD (m)	Sisa Settlement (m)	Tv	Uv (%)	Settlement (m)	
25	1	24	0.0006	24	1.306	0.262	1.044	0.0329	20.457	0.214	2.136
25	2	23	0.0006	23	1.306	0.396	0.910	0.0358	21.346	0.194	1.942
25	3	22	0.0006	22	1.306	0.511	0.795	0.0391	22.316	0.177	1.774
25	4	21	0.0006	21	1.306	0.610	0.696	0.0429	23.379	0.163	1.628
25	5	20	0.0006	20	1.306	0.696	0.610	0.0473	24.548	0.150	1.497
25	6	19	0.0006	19	1.306	0.772	0.534	0.0524	25.840	0.138	1.380
25	7	18	0.0006	18	1.306	0.838	0.468	0.0584	27.275	0.128	1.275
25	8	17	0.0006	17	1.306	0.897	0.409	0.0655	28.880	0.118	1.180
25	9	16	0.0006	16	1.306	0.950	0.356	0.0739	30.685	0.109	1.092
25	10	15	0.0006	15	1.306	0.996	0.310	0.0841	32.731	0.101	1.014
25	11	14	0.0006	14	1.306	1.037	0.269	0.0965	35.068	0.094	0.943
25	12	13	0.0006	13	1.306	1.075	0.231	0.1120	37.766	0.087	0.874
25	13	12	0.0006	12	1.306	1.107	0.199	0.1314	40.913	0.081	0.813
25	14	11	0.0006	11	1.306	1.135	0.171	0.1564	44.633	0.076	0.764
25	15	10	0.0006	10	1.306	1.158	0.148	0.1892	49.096	0.073	0.726
25	16	9	0.0006	9	1.306	1.179	0.127	0.2336	54.551	0.070	0.695

**Tabel 5.14** Perbandingan kedalaman PVD dengan Rate of Settlement untuk umur rencana 20 tahun.

Tebal lapisan terkonsolidasi			Koefisien konsolidasi	Kedalaman di bawah PVD	Settlement akibat timbunan			Setelah 20 tahun			Rate of Settlement ( cm / tahun )
Total (m)	Kedalaman PVD (m)	Di bawah PVD (m)	Cv rata-rata	Kedalaman 1 (m)	Total (m)	Sedalam PVD (m)	Sisa Settlement (m)	Tv	Uv (%)	Settlement (m)	
25	1	24	0.0006	24	1.306	0.262	1.044	0.0657	28.930	0.302	1.510
25	2	23	0.0006	23	1.306	0.396	0.910	0.0715	30.188	0.275	1.373
25	3	22	0.0006	22	1.306	0.511	0.795	0.0782	31.560	0.251	1.255
25	4	21	0.0006	21	1.306	0.610	0.696	0.0858	33.063	0.230	1.151
25	5	20	0.0006	20	1.306	0.696	0.610	0.0946	34.716	0.212	1.059
25	6	19	0.0006	19	1.306	0.772	0.534	0.1048	36.543	0.195	0.976
25	7	18	0.0006	18	1.306	0.838	0.468	0.1168	38.573	0.180	0.902
25	8	17	0.0006	17	1.306	0.897	0.409	0.1309	40.842	0.167	0.834
25	9	16	0.0006	16	1.306	0.950	0.356	0.1478	43.395	0.154	0.772
25	10	15	0.0006	15	1.306	0.996	0.310	0.1682	46.288	0.143	0.717
25	11	14	0.0006	14	1.306	1.037	0.269	0.1931	49.594	0.133	0.667
25	12	13	0.0006	13	1.306	1.075	0.231	0.2239	53.409	0.124	0.618
25	13	12	0.0006	12	1.306	1.107	0.199	0.2628	57.860	0.115	0.575
25	14	11	0.0006	11	1.306	1.135	0.171	0.3128	63.120	0.108	0.540
25	15	10	0.0006	10	1.306	1.158	0.148	0.3784	69.432	0.103	0.513
25	16	9	0.0006	9	1.306	1.179	0.127	0.4672	77.147	0.098	0.492

Karena pemasangan PVD tidak dilakukan pada keseluruhan tanah lembek maka derajat konsolidasi perlu dihitung kembali sesuai dengan Panjang PVD rencana yaitu 11 m dan 6m untuk pola segi-empat dengan  $S = 1$  m ,sehinga nilai derajat konsolidasinya menjadi :

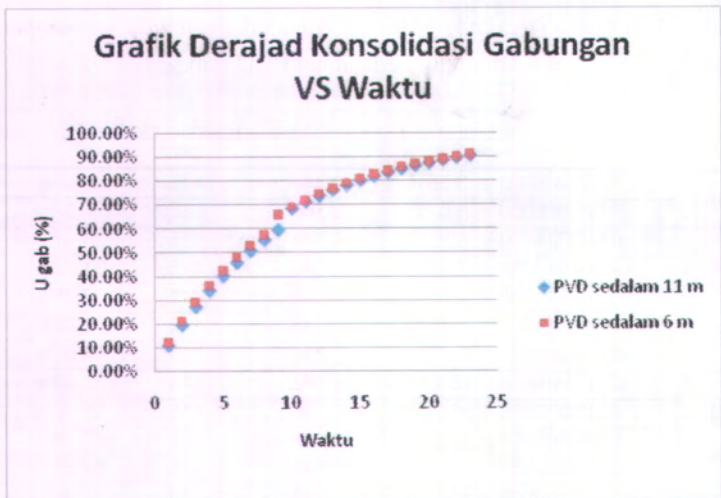
**Tabel 5.15** Tabel Derajat Konsolidasi Tanah dengan pola segi-empat  $S = 1$ m untuk kedalaman PVD 11m.

Waktu (minggu)	$T_v$	$U_v$	$F(N)$	$S = 100$ cm dw	$U_r$	$U_g$
1	0.000299901	1.95%	2.346	115	8.93%	10.7
2	0.000599802	2.76%	2.346	115	17.07%	19.3
3	0.000899702	3.39%	2.346	115	24.47%	27.0
4	0.001199603	3.91%	2.346	115	31.22%	33.9
5	0.001499504	4.37%	2.346	115	37.36%	40.1
6	0.001799405	4.79%	2.346	115	42.96%	45.6
7	0.002099306	5.17%	2.346	115	48.05%	50.7
8	0.002399207	5.53%	2.346	115	52.69%	55.3
9	0.002699107	5.86%	2.346	115	56.92%	59.4
10	0.002999008	19.52%	2.346	115	60.76%	68.4
11	0.003298909	19.58%	2.346	115	64.27%	71.2
12	0.003598810	19.64%	2.346	115	67.46%	73.8
13	0.003898711	19.70%	2.346	115	70.37%	76.2
14	0.004198612	19.76%	2.346	115	73.01%	78.3
15	0.004498512	19.82%	2.346	115	75.42%	80.2
16	0.004798413	19.88%	2.346	115	77.62%	82.0
17	0.005098314	19.94%	2.346	115	79.62%	83.6
18	0.005398215	20.00%	2.346	115	81.44%	85.1
19	0.005698116	20.06%	2.346	115	83.10%	86.4
20	0.005998017	20.11%	2.346	115	84.61%	87.7
21	0.006297917	20.17%	2.346	115	85.98%	88.8
22	0.006597818	20.23%	2.346	115	87.23%	89.8
23	0.006897719	20.29%	2.346	115	88.37%	90.7



**Tabel 5.16** Tabel Derajat Konsolidasi Tanah dengan pola segi-empat  
 $S = 1\text{ m}$  untuk kedalaman PVD  $6\text{ m}$ .

Waktu (minggu)	Tv	Uv	F(N)	S = 100 cm dw	Ur	Ugab
1	0.001008000	3.58%	2.346	115	8.93%	12.19%
2	0.002016000	5.07%	2.346	115	17.07%	21.27%
3	0.003024000	6.21%	2.346	115	24.47%	29.16%
4	0.004032000	7.17%	2.346	115	31.22%	36.15%
5	0.005040000	8.01%	2.346	115	37.36%	42.38%
6	0.006048000	8.78%	2.346	115	42.96%	47.96%
7	0.007056000	9.48%	2.346	115	48.05%	52.98%
8	0.008064000	10.14%	2.346	115	52.69%	57.49%
9	0.009072000	20.72%	2.346	115	56.92%	65.84%
10	0.010080000	20.92%	2.346	115	60.76%	68.97%
11	0.011088000	21.11%	2.346	115	64.27%	71.81%
12	0.012096000	21.31%	2.346	115	67.46%	74.39%
13	0.013104000	21.50%	2.346	115	70.37%	76.74%
14	0.014112000	21.70%	2.346	115	73.01%	78.87%
15	0.015120000	21.89%	2.346	115	75.42%	80.80%
16	0.016128000	22.09%	2.346	115	77.62%	82.56%
17	0.017136000	22.28%	2.346	115	79.62%	84.16%
18	0.018144000	22.47%	2.346	115	81.44%	85.61%
19	0.019152000	22.67%	2.346	115	83.10%	86.93%
20	0.020160000	22.86%	2.346	115	84.61%	88.12%
21	0.021168000	23.05%	2.346	115	85.98%	89.21%
22	0.022176000	23.24%	2.346	115	87.23%	90.20%
23	0.023184000	23.43%	2.346	115	88.37%	91.10%



**Gambar 5.8** Grafik Derajat Konsolidasi Gabungan versus Waktu untuk kedalaman PVD 11m dan 6m.

### 5.5. Preloading dengan Kombinasi PVD

Pada pelaksanaan di lapangan, timbunan yang dibutuhkan ( $H_{initial}$ ) ditimbun secara bertahap (*Preloading*) ,dikarenakan daya dukung tanah dasarnya yang rendah hal ini dapat dilihat melalui hasil perhitungan dengan menggunakan program bantu XSTABL yang disajikan dalam Tabel 5.17 .

**Tabel 5.17** Tabel Perhitungan Tinggi Timbunan dengan Safety Faktor menggunakan program bantu XSTABL

No	Htimb (m)	SF	Pusat lingkaran		Radius (m)	Resisting Moment (t.m)	Nama file
			x (m)	y (m)			
1	3.0	0.658	12.26	33.78	5.87	56.57	UNANG1A.opt
2	2.4	0.793	11.38	32.99	4.69	35.6	UNANG1B.opt
3	1.8	1.016	11.75	34.48	5.15	39.67	UNANG1C.opt
4	1.2	1.13	11.38	31.78	2.26	6.9	UNANG1D.opt
5	0.6	2.14	10.96	31.56	1.83	3.49	UNANG1E.opt

Berdasarkan data diatas ,maka penimbunan secara bertahap direncanakan memiliki kecepatan penimbunan 60 cm/minggu. Jumlah tahapan penimbunan yang dilakukan adalah  $H_{initial}$  timbunan dibagi dengan kecepatan penimbunan.

Kecepatan penimbunan	=	60 cm/2minggu
H initial timbunan	=	3 m
Jumlah timbunan bertahap	=	5 kali

Tabel 5.18 Tabel Umur Timbunan.

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)				
	0,6 m	1,2 m	1,8 m	2,4 m	3,0 m
0,6 m	2				
1,2 m	4	2			
1,8 m	6	4	2		
2,4 m	8	6	4	2	
3,0 m	10	8	6	4	2

Dari kecepatan penimbunan tersebut akan menimbulkan pemampatan pada tanah dasar. Dengan pemampatan yang terjadi daya dukung tanah dapat meningkat. Hal ini dikarenakan terjadinya peningkatan nilai  $C_u$  akibat adanya penimbunan. Berikut ini akan disajikan tabel Perhitungan nilai  $C_u$  baru pada kedalaman 0 - 10 m akibat beban timbunan bertahap :

**Tabel 5.19** Tabel Perhitungan Tegangan Efektif Vertical pada Lapisan Satu(0 - 2 m) akibat Beban Timbunan 0.6 m .

No	Tahapan penimbunan	Umur timbuna	Derajat konsolidasi	Simbol	Tegangan efektif (t/m <sup>2</sup> )	Δpi pada U <sub>i</sub> % (t/m <sup>2</sup> )
1	Tanah asli	-	100.0%	po'	0.56	0.56
2	0-0,6 m	2	21.3%	σ1'	1.72	0.15
						Σ σbaru = 0.71

$$Cu \text{ baru} = 0,74 + (0,19 - 0,0016 \cdot PI) \cdot \sigma \text{baru}$$

$$PI \text{ tanah lapisan tanah 1 (0-2m)} = 41$$

$$Cu \text{ baru lapisan tanah 1 (0-2m)} = 0,828 \text{ t/m}^2$$

Dengan cara seperti diatas ,hitung perubahan nilai Cu pada kedalaman 0-10 m yang dibagi menjadi 5 lapisan tanah(sedalam 2m per lapisan). Berikut ini akan disajikan tabel rekapitulasi perhitungannya:

**Tabel 5.20** Tabel Perhitungan Cu baru pada Lapisan 0-10 m akibat Beban Timbunan 0.6 m.

No	Kedalaman ( m )	PI	Σ σbaru (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
1	0-2	41	0.71	0.83
2	2-4	41	1.90	0.98
3	4-6	41	3.04	1.12
4	6-8	45	4.18	1.26
5	8-10	45	5.32	1.41

**Tabel 5.21** Tabel Perhitungan Tegangan Efektif Vertical pada Lapisan Satu (0 - 2 m) akibat Beban Timbunan 1.2 m .

No	Tahapan penimbun	Umur timbunan	Derajat konsolidasi	Simbol	Tegangan efektif (t/m <sup>2</sup> )	Δpi pada Ui % (t/m <sup>2</sup> )
1	Tanah asli	-	100.0%	po'	0.56	0.56
2	0-0,6 m	4	36.1%	σ1'	1.72	0.28
3	0.6-1.2m	2	21.3%	σ2'	2.88	0.20
						Σ σbaru 1.04

$$Cu \text{ baru} = 0,74 + (0,19 - 0,0016 \cdot PI) \cdot \sigma_{baru}$$

$$PI \text{ tanah lapisan tanah 1 (0-2m)} = 41$$

$$Cu \text{ baru lapisan tanah 1 (0-2m)} = 0.869 \text{ t/m}^2$$

Dengan cara seperti diatas ,hitung perubahan nilai Cu pada kedalaman 0-10 m yang dibagi menjadi 5 lapisan tanah (sedalam 2m per lapisan) . Berikut ini akan disajikan tabel rekapitulasi perhitungannya:

**Tabel 5.22** Tabel Perhitungan Cu baru pada Lapisan 0 -10 m akibat Beban Timbunan 1.2 m.

No	Kedalaman ( m )	PI	Σ σbaru (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
1	0-2	41	1.04	0.87
2	2-4	41	2.27	1.02
3	4-6	41	3.43	1.17
4	6-8	45	4.57	1.31
5	8-10	45	5.71	1.45

**Tabel 5.23** Tabel Perhitungan Tegangan Efektif Vertical pada Lapisan Satu( 0 - 2 m) akibat Beban Timbunan 1.8 m

No	Tahapan penimbunan	Umur timbunan	Derajat konsolidasi	Simbol	Tegangan efektif (t/m <sup>2</sup> )	Δpi pada U <sub>i</sub> % (t/m <sup>2</sup> )
1	Tanah asli	-	100.0%	po'	0.56	0.56
2	0-0,6 m	6	48.0%	σ <sub>1</sub> '	1.72	0.40
3	0.6-1.2m	4	36.1%	σ <sub>2</sub> '	2.88	0.35
4	1.2-1.8m	2	21.3%	σ <sub>3</sub> '	4.03	0.21
						Σ σ <sub>baru</sub> 1.53

$$Cu \text{ baru} = 0,74 + (0,19 - 0,0016 \cdot PI) \cdot \sigma_{baru}$$

$$PI \text{ tanah lapisan tanah 1 (0-2m)} = 41$$

$$Cu \text{ baru lapisan tanah 1 (0-2m)} = 0,93 \text{ t/m}^2$$

Dengan cara seperti diatas ,hitung perubahan nilai Cu pada kedalaman 0-10 m yang dibagi menjadi 5 lapisan tanah (sedalam 2m per lapisan) . Berikut ini akan disajikan tabel rekapitulasi perhitungannya:

**Tabel 5.24** Tabel Perhitungan Cu baru pada Lapisan 0 -10 m akibat Beban Timbunan 1.8 m.

No	Kedalaman ( m )	PI	Σ σ <sub>baru</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
1	0-2	41	1.53	0.93
2	2-4	41	2.78	1.09
3	4-6	41	3.95	1.23
4	6-8	45	5.10	1.37
5	8-10	45	6.24	1.52

**Tabel 5.25** Tabel Perhitungan Tegangan Efektif Vertical pada Lapisan Satu( 0 - 2 m) akibat Beban Timbunan 2.4 m .

No	Tahapan penimbunan	Umur timbunan	Derajat konsolidasi	Simbol	Tegangan efektif (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta p_i$ pada $U_i$ % (t/m <sup>2</sup> )
1	Tanah asli	-	100.0%	$p_{o'}$	0.56	0.56
2	0-0,6 m	8	57.5%	$\sigma_1'$	1.72	0.51
3	0.6-1.2m	6	48.0%	$\sigma_2'$	2.88	0.48
4	1.2-1.8m	4	36.1%	$\sigma_3'$	4.03	0.37
5	1.8-2.4m	2	21.3%	$\sigma_4'$	5.19	0.22
						$\Sigma \sigma_{baru}$ 2.15

$$Cu \text{ baru} = 0,74 + (0,19 - 0,0016 \cdot PI) \cdot \sigma_{baru}$$

$$PI \text{ tanah lapisan tanah 1 (0-2m)} = 41$$

$$Cu \text{ baru lapisan tanah 1 (0-2m)} = 1.01 \text{ t/m}^2$$

Dengan cara seperti diatas ,hitung perubahan nilai  $C_u$  pada kedalaman 0-10 m yang dibagi menjadi 5 lapisan tanah (sedalam 2 m per lapisan) . Berikut ini akan disajikan tabel rekapitulasi perhitungannya:

**Tabel 5.26** Tabel Perhitungan  $C_u$  baru pada Lapisan 0 -10 m akibat Beban Timbunan 2.4 m.

No	Kedalaman ( m )	PI	$\Sigma \sigma_{baru}$ (t/m <sup>2</sup> )	$C_u$ baru (t/m <sup>2</sup> )
1	0-2	41	2.15	1.01
2	2-4	41	3.41	1.16
3	4-6	41	4.59	1.31
4	6-8	45	5.74	1.45
5	8-10	45	6.89	1.60

**Tabel 5.27** Tabel Perhitungan Tegangan Efektif Vertical pada Lapisan Satu (0 - 2 m) akibat Beban Timbunan 3 m.

No	Tahapan penimbunan	Umur timbunan	Derajat konsolidasi	Simbol	Tegangan efektif (t/m <sup>2</sup> )	Δpi pada Ui % (t/m <sup>2</sup> )
1	Tanah asli	-	100.0%	σ <sub>0</sub> '	0.56	0.56
2	0-0,6 m	10	69.0%	σ <sub>1</sub> '	1.72	0.65
3	0.6-1.2m	8	57.5%	σ <sub>2</sub> '	2.88	0.59
4	1.2-1.8m	6	48.0%	σ <sub>3</sub> '	4.03	0.51
5	1.8-2.4m	4	36.1%	σ <sub>4</sub> '	5.19	0.39
6	2.4-3.0m	2	21.3%	σ <sub>5</sub> '	6.35	0.23
					Σ σ <sub>baru</sub>	2.93

$$Cu \text{ baru} = 0,74 + (0,19 - 0,0016 \cdot PI) \cdot \sigma_{baru}$$

$$PI \text{ tanah lapisan tanah 1 (0-2m)} = 41$$

$$Cu \text{ baru lapisan tanah 1 (0-2m)} = 1.104 \text{ t/m}^2$$

Dengan cara seperti diatas ,hitung perubahan nilai Cu pada kedalaman 0-10 m yang dibagi menjadi 5 lapisan tanah (sedalam 2 m per lapisan) . Berikut ini akan disajikan tabel rekapitulasi perhitungannya:

**Tabel 5.28** Tabel Perhitungan Cu baru pada Lapisan 0 - 10 m akibat Beban Timbunan 3 m.

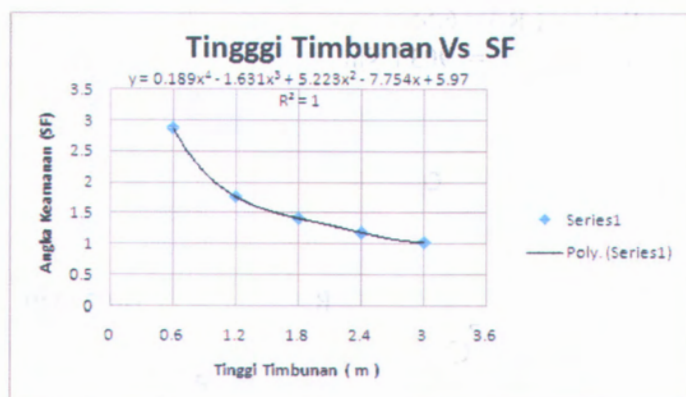
No	Kedalaman ( m )	PI	Σ σ <sub>baru</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
1	0-2	41	2.93	1.10
2	2-4	41	4.19	1.26
3	4-6	41	5.37	1.41
4	6-8	45	6.53	1.51
5	8-10	45	7.68	1.65



Dari perhitungan perubahan nilai Cu akibat penimbunan bertahap maka dapat diperoleh nilai angka keamanan longsor ( Safety factor) pada tiap - tiap tahapan penimbunan seperti diperlihatkan pada Tabel 5.29 dan Gambar 5.9 berikut ini:

**Tabel 5.29** Tabel Perhitungan nilai Angka Keaman Longsor ( SF )  
Pertahapan Penimbunan.

no	H timb (m)	SF
1	0.6	2.87
2	1.2	1.76
3	1.8	1.41
4	2.4	1.18
5	3	1.02



**Gambar 5.9** Grafik Tinggi Timbunan Vs Angka Keamanan Longsor.

## 5.6. Perhitungan Kekuatan Geotextile

### 5.6.1. Perhitungan untuk Bidang Longsor dengan SF Terkecil

Dari perhitungan program XSTABL dengan memasukkan nilai  $C_u$  baru di atas, maka diperoleh nilai SF terkecil = 1.023. Untuk mencapai SF = 1.2 digunakan geotextile untuk meningkatkan daya dukung tanah dasarnya, selain itu penggunaan geotextile juga berfungsi sebagai pemisah (*separator*) agar tanah timbunan tidak ambles ke tanah dasarnya. Untuk lebih jelasnya perhitungan kebutuhan geotextile dijelaskan dibawah ini dengan data perencanaan sebagai berikut:

Dari hasil XSTABL diperoleh data:

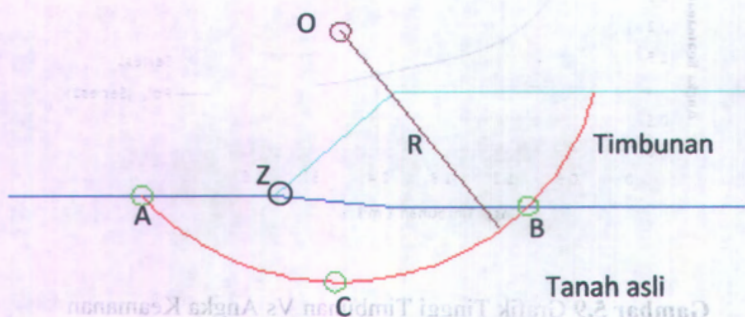
SF min = 1.023

Titik pusat lingkaran (titik O) :  $x = 11.6 \text{ m}$

$y = 34.3 \text{ m}$

Radius ( R ) = 6.55

M res = 903 kNm



Gambar 5.10 Koordinat Bidang Longsor.

Koordinat dasar bidang longsor (Titik C) :

$$x_C = 11.49$$

$$y_C = 26,37$$

Koordinat batas longsor (Titik A dan B) :

$$x_A = 6.67$$

$$y_A = 30$$

$$x_B = 16.6$$

$$y_B = 29.7$$

Adapun langkah-langkah dalam perencanaan geotextile adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan nilai momen dorong.

$$M \text{ dorong} = \frac{M \text{ res}}{SF} = \frac{903}{1.023} = 882 \text{ kNm}$$

2. Perhitungan Momen penahan rencana

$$\begin{aligned} M \text{ res (rencana)} &= M \text{ dorong} \times SF \\ &= 882 \text{ kNm} \times 1.2 \\ &= 1060 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan  $\Delta Mr$ .

$$\begin{aligned} \Delta Mr &= M \text{ res (rencana)} - M \text{ res (min)} \\ &= 1060 - 903 \\ &= 157 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Menghitung kekuatan *Geotextile* ( $T_{allow}$ )

Kekuatan *Geotextile* dihitung berdasarkan kuat tarik *ultimate* panjang *geotextile* (T) dan dipengaruhi oleh nilai angka keamanan dari beberapa faktor, antara lain:

- Angka keamanan untuk instalasi ( $F_{sid}$ ) = 1.3
- Angka keamanan untuk faktor rangkai ( $F_{cr}$ ) = 2
- Angka keamanan untuk faktor kimiawi ( $F_{scd}$ ) = 1.2
- Angka keamanan untuk faktor biologi ( $F_{sbd}$ ) = 1.1

$$T_{\text{allow}} = \frac{T}{(F_{\text{sid}} \times F_{\text{cr}} \times F_{\text{scd}} \times F_{\text{sb}})}$$

Dalam Perencanaan ini menggunakan tipe *geotextile* UW-250 dengan kekutan tarik sebesar 52kN/m ,maka diperoleh kekutan tarik ijin *geotextile* sebesar:

$$T_{\text{allow}} = \frac{52}{(1.3 \times 2 \times 1.2 \times 1.1)} = 15.15 \text{ kN/m}$$

### 5.Menghitung jumlah kebutuhan lapisan *geotextile*.

Jumlah kebutuhan lapisan *geotextile* dihitung berdasarkan nilai  $\Delta M_r$ ,  $M_{\text{geotextile}}$ , jarak pemasangan antar lapisan *geotextile* dan jumlah lembar *geotextile* per lapisan.

$$M_{\text{geotextile}} \geq \Delta M_r$$

- Jarak pemasangan antar lapisan *geotextile* = 0.6 m
- Jumlah perlapisan = 1 buah

$$M_{\text{geotextile}}$$

$$= T_{\text{allow}} \times T_i$$

dimana :

$$T_{\text{allow}} = \text{Kekuatan Geotextile}$$

$$T_i = \text{Jarak vertikal antara geotextile dengan pusat bidang longsor (Titik O pada Gambar)}$$

$$H_{i1} = H \text{ timbunan} = 3 \text{ meter}$$

$$T_{i1} = y_0 - y_z$$

$$= 34.3 - 30$$

$$= 4.3 \text{ meter}$$

Maka

$$T_{i2} = 4.3 - 0.6 = 3.7 \text{ m}$$

$$T_{i3} = 3.7 - 0.6 = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{\text{geotextile}} = \begin{array}{l} 1. \quad 15.15 \times 4.3 \times 1 = 65.14 \text{ kNm} \\ 2. \quad 15.15 \times 3.7 \times 1 = 56.05 \text{ kNm} \\ 3. \quad 15.15 \times 3.1 \times 1 = 46.96 \text{ kNm} \end{array} +$$

$$M_{\text{geotextile}} (\text{Total}) = 168.15 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{geotextile}} \geq \Delta M_r$$

$$168.15 \text{ kNm} \geq 157 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

Jadi, dilakukan pemasangan *geotextile* UW -250 sebanyak 3 lapis dengan jumlah *geotextile* 1 lembar per lapisan.

#### 6. Menghitung Panjang Geotextile di Belakang Bidang

Longsor:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{\text{allow}} \times FS = (\tau_1 + \tau_2) \times L_e \times E$$

$$L_e = \frac{T_{\text{allow}} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

dimana :

$L_e$  = Panjang geotextile di belakang bidang bidang longsor

$\tau_1$  = tegangan geser antar tanah timbunan dengan geotextile

$$\tau_1 = Cu_1 + \sigma_v \tan \phi_1$$

$\tau_2$  = tegangan geser antar tanah dasar dengan geotextile

$$\tau_2 = Cu_2 + \sigma_v \tan \phi_2$$

$E$  = efisiensi  $\rightarrow$  diambil  $E = 0.8$

$FS_{\text{rencana}} = 1.2$

$H_i$  = Tinggi timbunan di atas geotextile

Data timbunan :

$$H_i = 3 \text{ meter}$$

$$\gamma_{\text{timb}} = 1.93 \text{ t/m}^3 = 19.3 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_v = \gamma_{\text{timb}} \times H_i$$

$$= 19.3 \times 3$$

$$= 57.9 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{u1} = 0$$

$$\phi_1 = 30^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$\tau_1 = 0 + (57.9 \times \tan 20^\circ)$$

$$= 21.07 \text{ kN/m}^2$$

Data lapisan atas tanah dasar :

$$\gamma = 1.566 \text{ t/m}^3 = 15.66 \text{ kN/m}^3$$

$$C_{u2} = 6.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_2 = 0^\circ$$

$$\tau_2 = 6.7 + (0)$$

$$= 6.7 \text{ kN/m}^2$$

Panjang geotextile di belakang bidang longsor :

$$L_e = \frac{T_{\text{ulti}} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

$$= \frac{52 \times 1.2}{(21.07 + 6.7) \times 0.8}$$

$$= 2.8 \text{ meter}$$

$$= 2.8 \text{ meter}$$

Untuk lebih jelasnya akan perhitungan di atas akan disajikan dalam tabel berikut:

**Tabel 5.30** Tabel Perhitungan Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor ( $L_e$ )

Lapisan	kedalaman (m)	$F_s$	$E$	Tallow	$t_1$ kN/m <sup>2</sup>	$t_2$ kN/m <sup>2</sup>	$L_e$ (m)
1	3	1.2	0.8	52	21.07	6.7	2.8
2	2.4	1.2	0.8	52	16.86	16.86	2.3
3	1.8	1.2	0.8	52	12.64	12.64	3.1

### 7. Menghitung Panjang Geotextile di depan bidang longsor (LD).

Panjang geotextile ini dihitung dengan bantuan out put dari program XSTABL dengan cara :

$LD = (\text{koordinat-X bidang longsor lapisan i geotextile terpasang}) - (\text{koordinat tepi timbunan lapisan i geotextile dipasang})$

Panjang geotextile di depan bidang longsor adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.31** Tabel Perhitungan Panjang Geotextile di depan Bidang Longsor ( $L_d$ )

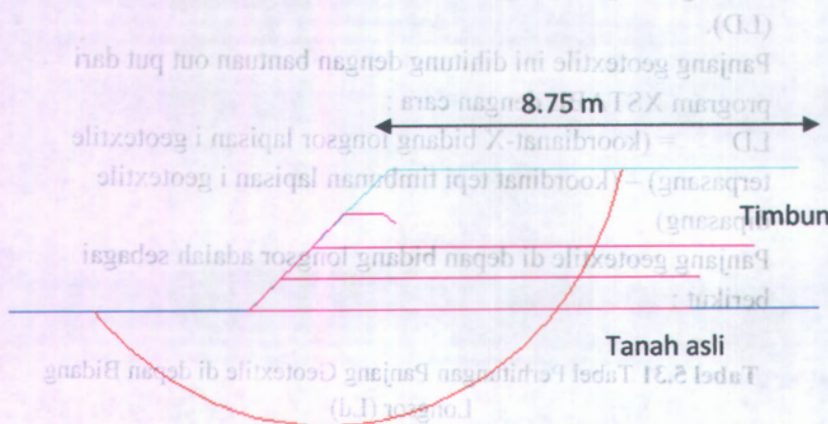
Lapisan	Koordinat y geotextile	Kordinat pakai		Koordinat x tepi timbunan	$L_d$ (m)
		x	y		
1	30	16.6	30	10	6.6
2	30.6	17.06	30.6	10.66	6.4
3	31.2	17.42	31.2	11.33	6.09

### 8 .Menghitung Panjang Total Geotextile

Panjang total geotextile 1 lapis =  $L_e + L_d$

Tabel 5.30 Tabel Perhitungan Panjang Geotextile di Belakang  
**Tabel 5.32 Tabel Perhitungan Panjang Geotextile Total (Lt)**

Lapisan	Le (m)	Ld (m)	Lt (m)	Lt pakai (m)
1	2.8	6.6	9.4	9.5
2	2.3	6.4	8.7	9
3	3.1	6.1	9.2	9.5



**Gambar 5.11 Pemasangan Geotextile untuk SF terkecil.**

Lapisan	Koordinat y geotextile (m)	Koordinat x geotextile (m)	Koordinat y pasir (m)	Koordinat x pasir (m)
1	30.8	17.08	30.8	10.88
2	31.2	17.42	31.2	11.33
3	31.5	17.75	31.5	11.78

8. Menghitung Panjang Total Geotextile  
 Panjang total geotextile 1 lapis =  $L_e + L_d$



### 5.6.2. Perhitungan untuk Bidang Longsor dengan Jari-jari Terbesar

Dari perhitungan program XSTABL dengan memasukan nilai  $C_u$  baru, maka diperoleh nilai  $SF = 1.084m$  dengan jari-jari bidang longsor terbesar yaitu: 10.73 m. Untuk lebih jelasnya perhitungan kebutuhan geotextile dijelaskan dibawah ini dengan data perencanaan sebagai berikut:

Dari hasil XSTABL diperoleh data:

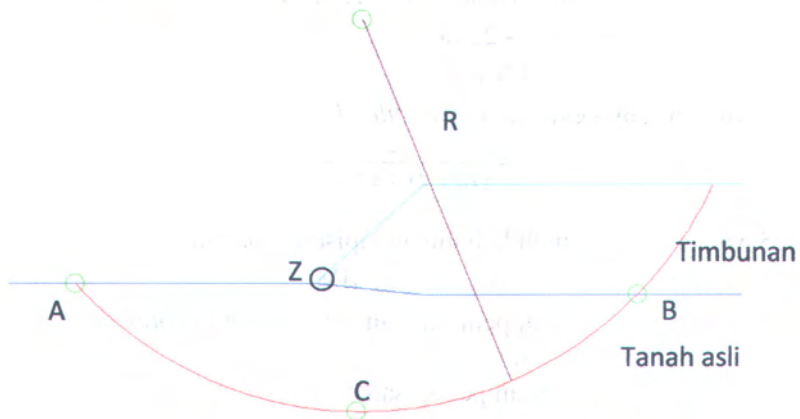
$$SF \text{ min} = 1.084$$

$$\text{Titik pusat lingkaran (titik O) : } x = 11.27 \text{ m}$$

$$y = 37.23 \text{ m}$$

$$\text{Radius ( R )} = 10.73 \text{ m}$$

$$M \text{ res} = 2238 \text{ kNm}$$



Gambar 5.11 Kordinat Bidang Longsor Terbesar.

Koordinat dasar bidang longsor (Titik C):

$$x_C = 11.9$$

$$y_C = 27.5$$

Koordinat batas longsor (Titik A dan B) :

$$x_A = 3.33$$

$$y_A = 30$$

$$x_B = 18.91$$

$$y_B = 29.7$$

Adapun langkah-langkah dalam perencanaan geotextile adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan nilai momen dorong.

$$M \text{ dorong} = \frac{M \text{ res}}{SF} = \frac{2238}{1.084} = 2064 \text{ kNm}$$

2. Perhitungan Momen penahan rencana

$$\begin{aligned} M \text{ res (rencana)} &= M \text{ dorong} \times SF \\ &= 2064 \text{ kNm} \times 1.2 \\ &= 2477 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan  $\Delta Mr$ .

$$\begin{aligned} \Delta Mr &= M \text{ res (rencana)} - M \text{ res (min)} \\ &= 2477 - 2238 \\ &= 239 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Menghitung kekuatan Geotextile ( $T_{allow}$ )

$$T_{allow} = \frac{52}{(1.3 \times 2 \times 1.2 \times 1.1)} = 15.15 \text{ kN/m}$$

5. Menghitung jumlah kebutuhan lapisan geotextile.

$$M_{geotextile} \geq \Delta Mr$$

- Jarak pemasangan antar lapisan geotextile = 0.6 m
- Jumlah perlapisan = 1 buah

$$\begin{aligned} M_{geotextile} &= T_{allow} \times T_i \\ \text{dimana : } T_{allow} &= \text{Kekuatan Geotextile} \end{aligned}$$

$T_i$  = Jarak vertikal antara geotextile dengan pusat bidang longsor (Titik O pada Gambar)

$$H_{i_1} = H \text{ timbunan} = 3 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned} T_{i_1} &= y_o - y_z \\ &= 37.23 - 30 \\ &= 7.23 \text{ meter} \end{aligned}$$

Maka

$$T_{i_2} = 7.23 - 0.6 = 6.63 \text{ m}$$

$$T_{i_3} = 6.63 - 0.6 = 6.03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{geotextile}} &= 1. \quad 15.15 \times 7.23 \times 1 = 109.53 \text{ kNm} \\ &2. \quad 15.15 \times 6.63 \times 1 = 100.44 \text{ kNm} \\ &3. \quad 15.15 \times 6.06 \times 1 = 91.81 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{\text{geotextile}} (\text{Total}) = 301.78 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{geotextile}} \geq \Delta Mr$$

$$301 \text{ kNm} \geq 239 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

Jadi, dilakukan pemasangan *geotextile* UW -250 sebanyak 3 lapis dengan jumlah *geotextile* 1 lembar per lapisan jarak antar lapisan 0.6 m.

6. Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor memiliki nilai yang sama dengan nilai  $L_e$  pada Perhitungan sebelumnya

( perhitungan  $L_e$  pada SF minimum) karena letak dan spasi geotextile yang digunakan sama :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{allow} \times FS = (\tau_1 + \tau_2) \times L_e \times E$$

$$L_e = \frac{T_{allow} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

Panjang geotextile di belakang bidang longsor :

$$L_e = \frac{T_{ulti} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

$$= \frac{52 \times 1.2}{(21.07 + 6.7) \times 0.8}$$

$$= 2.8 \text{ meter}$$

Untuk lebih jelasnya akan perhitungan di atas akan disajikan dalam tabel berikut:

**Tabel 5.33** Tabel Perhitungan Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor ( $L_e$ )

Lapisan	kedalaman (m)	Fs	E	Tallow	t1 kN/m <sup>2</sup>	t2 kN/m <sup>2</sup>	Le (m)
1	3	1.2	0.8	52	21.07	6.7	2.8
2	2.4	1.2	0.8	52	16.86	16.86	2.3
3	1.8	1.2	0.8	52	12.64	12.64	3.1

## 7. Menghitung Panjang Geotextile di depan bidang longsor (LD).

Panjang geotextile ini dihitung dengan bantuan out put dari program XSTABL dengan cara :

$L_D$  = (koordinat-X bidang longsor lapisan i geotextile terpasang) – (koordinat tepi timbunan lapisan i geotextile dipasang)

Panjang geotextile di depan bidang longsor adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.34** Tabel Perhitungan Panjang Geotextile di depan Bidang Longsor ( $L_D$ )

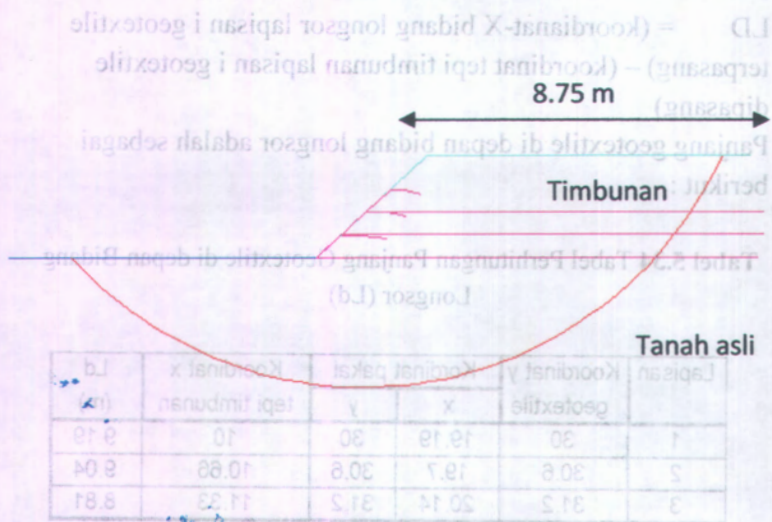
Lapisan	Koordinat y geotextile	Kordinat pakai		Koordinat x tepi timbunan	Ld (m)
		x	y		
1	30	19.19	30	10	9.19
2	30.6	19.7	30.6	10.66	9.04
3	31.2	20.14	31.2	11.33	8.81

## 8 .Menghitung Panjang Total Geotextile

Panjang total geotextile 1 lapis =  $L_e + L_d$

**Tabel 5.35** Tabel Perhitungan Panjang Geotextile Total ( $L_t$ )

Lapisan	$L_e$ (m)	$L_d$ (m)	$L_t$ (m)	$L_t$ pakai (m)
1	2.8	9.19	12.0	12
2	2.3	9.04	11.4	11.5
3	3.1	8.81	11.9	12



**Gambar 5.13** Pemasangan Geotextile untuk Jari-jari Terbesar

Dari kedua perencanaan tersebut diatas maka desain berdasarkan perhitungan jari-jari terbesar yang digunakan, karena dengan desain tersebut lapisan geotextile dapat memotong seluruh bidang longsor yang mungkin akan terjadi serta desain tersebut juga akan memudahkan pelaksanaan dilapangan.

Lapisan	Le (m)	(m)	(m)	(m)
1	2.8	9.19	12.0	12
2	2.3	9.04	11.4	11.5
3	3.1	8.81	11.9	12

## BAB VI PENUTUP

### 6.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini dapat diperoleh kesimpulan yaitu:

1.  $H_{\text{initial}}$  timbunan yang direncanakan adalah bervariasi antara 1.3 - 3 m, sesuai dengan variasi elevasi yang ada dilapangan.
2. Beda penurunan dapat diatasi dengan mempercepat proses penurunan tanah dasar dibawah timbunan baru dengan menggunakan PVD ,sehinga pada saat konstruksi jalan berdiri diatasnya tanah dasar telah terkonsolidasi hingga derajat konsolidasi 90% .Dengan demikian penurunan yang terjadi selama umur rencana sangat kecil nilainya yaitu kurang dari 1cm/tahun.
3. Metode perbaikan tanah yang digunakan untuk mempercepat pemampatan adalah dengan cara memberikan beban timbunan dan PVD ,sedangkan geotextile digunakan sebagai perkuatan timbunan dan juga sebagai separator tanah timbunan dan tanah dasarnya.
4. PVD yang digunakan adalah jenis PVD tipe Nylex Flodrain dengan lebar 100 mm, tebal 5 mm, pola pemasangan segi-4, jarak pemasangan 1 m dan untuk mencapai derajat konsolidasi 90 % dibutuhkan waktu selama 5 bulan. Penggunaan PVD dikombinasikan dengan menggunakan *preloading* dengan kecepatan penimbunan 60 cm/2minggu serta penggunaan geotextile sebanyak 3 lapisan sebagai perkutaan dan separator.

5. Tebal perkerasan Kaku metode AASHTO dengan umur rencana 20 tahun, didapat: tebal perkerasan setebal 33 cm, dengan perkerasan kaku tanpa tulangan dengan jarak sambungan 6 m sampai 6.6 m, Diameter Dowel = 3,2cm, Panjang Dowel = 46 cm, Spasi = 30.5 cm, Diameter Tie Bar = 1.27 cm, Spasi = 81.3cm.
6. Tebal perkerasan Lentur diperoleh dengan metode BINA MARGA selama umur rencana 20 tahun ,yaitu : tebal lapisan permukaan setebal 23 cm(laston), lapisan pondasi atas sebesar 20 cm (batu pecah kelas A) ,dan lapisan pondasi bawah 20cm (sirtu kelas A).
7. Dari kedua tipe perencanaan diatas maka sebaiknya digunakan tipe perkerasan lentur karena secara ekonomis lebih murah.

## 6.2 Saran

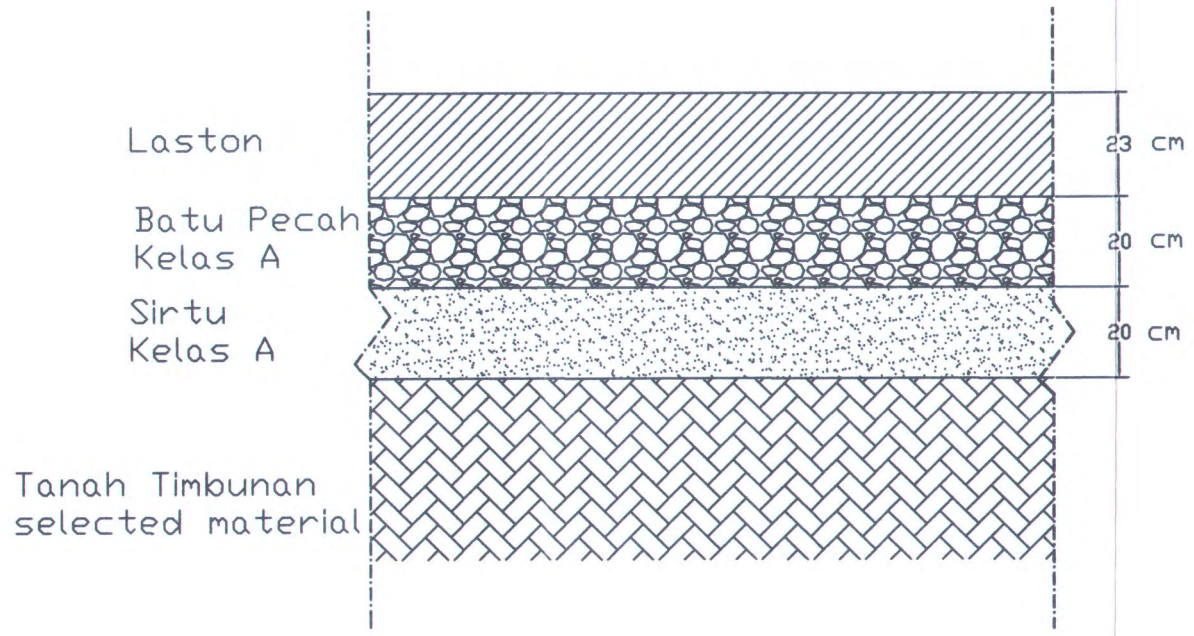
Dari hasil analisa perhitungan yang dilakukan dan kesimpulan diatas, maka saran yang diberikan antara lain:

1. Untuk mengatasi Penurunan elevasi permukaan jalan akibat sisa settlement sebesar 1cm/tahun maka dilakukan overlay permukaan jalan dalam kurun waktu tertentu agar elevasi jalan baru dan jalan lama tetap sama.

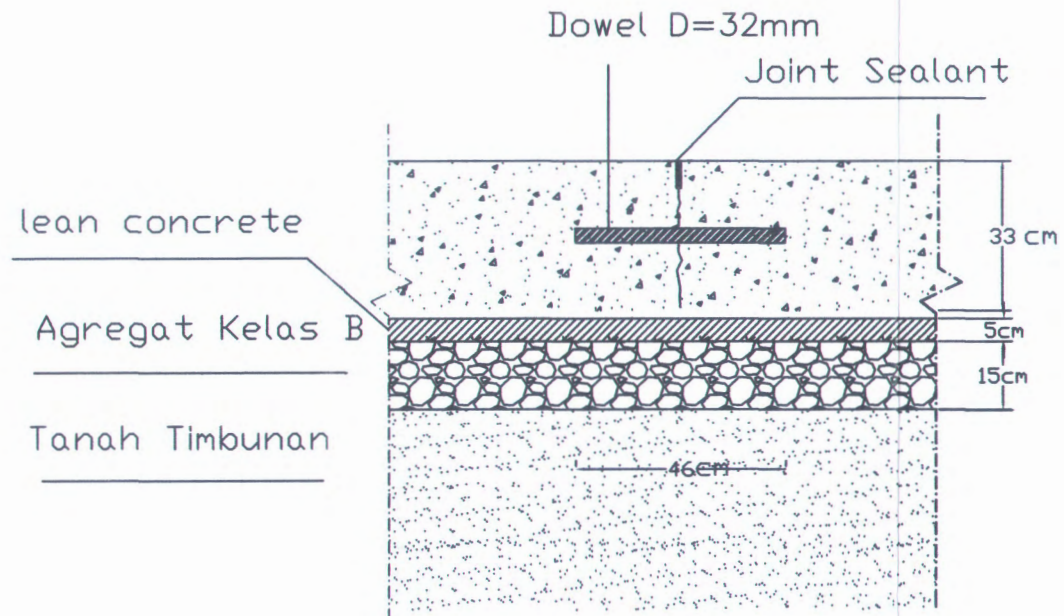


## DAFTAR PUSTAKA

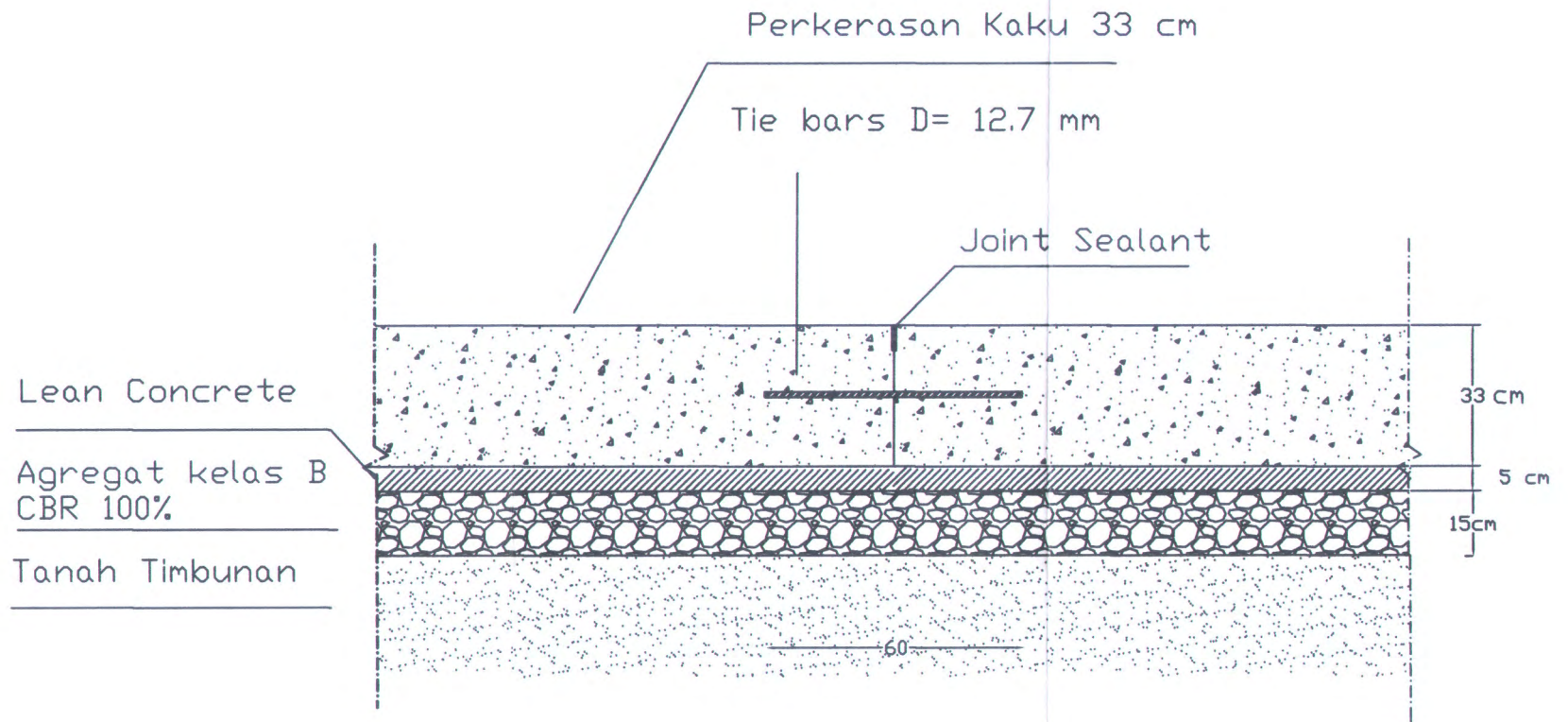
- AASHTO Interim Guide For Design of Pavement Structures  
1972. (1981). Chapter III Revised. Washington, America
- Departemen Pekerjaan Umum. 1991. SNI 07-2416-1991.
- M.Das, Braja. (1985). "**Mekanika Tanah 1** (prinsip-prinsip rekayasa geoteknis)", Jakarta. Erlangga.
- Mochtar, Indrasurya B. (2000). "Teknologi perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan Pada Tanah Bermasalah (Problematic Soil )". Surabaya. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Mochtar, Indrasurya B. "Modul Ajar Rekayasa Perkerasan Jalan (PS-1374)". Surabaya. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.



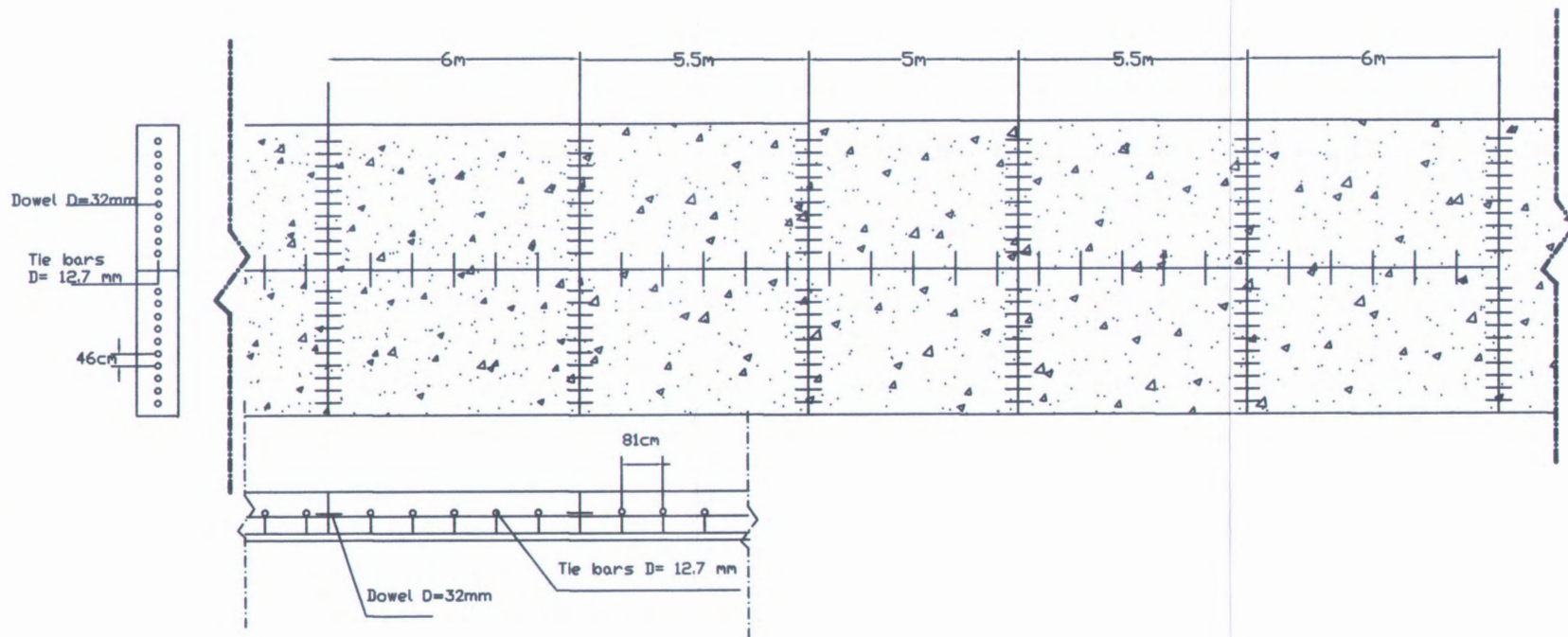
Gambar 1. Penampang Melintang Perkerasan Lentur



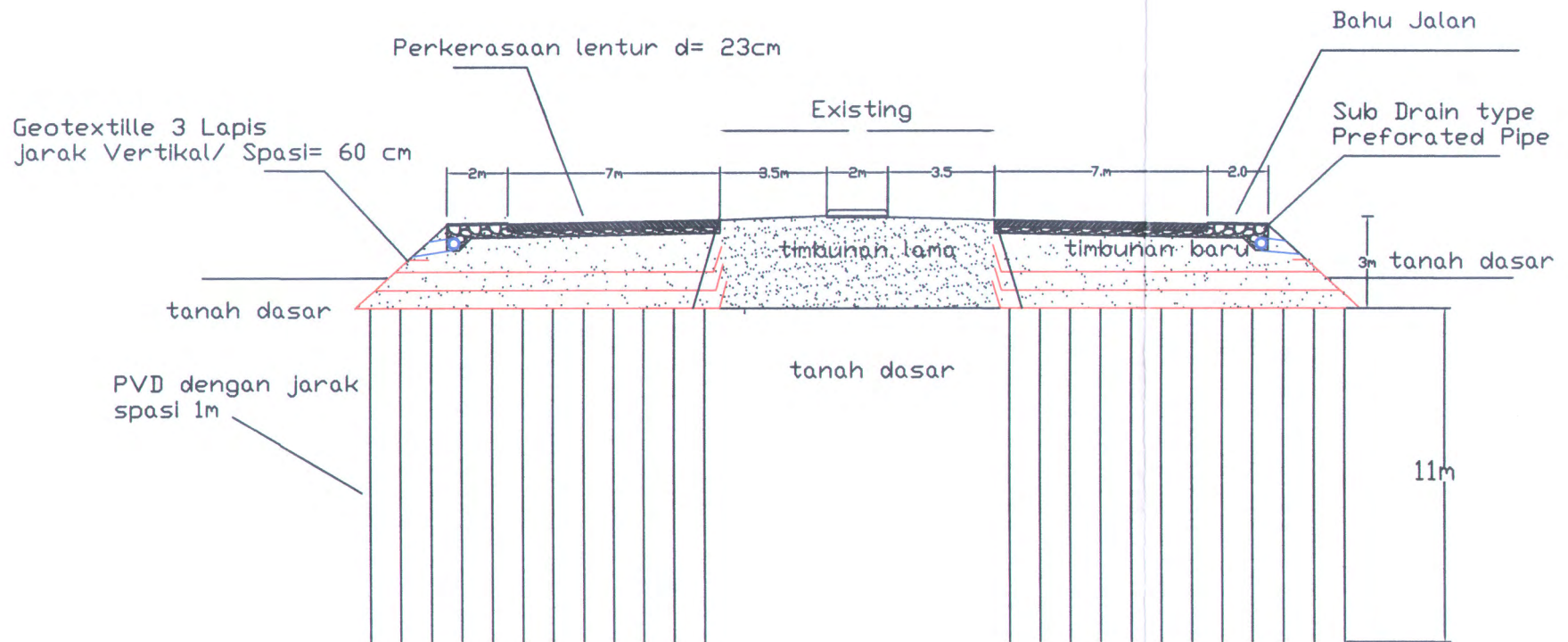
Gambar 2. Sambungan Melintang Perkerasan Kaku dengan Dowel 32 mm



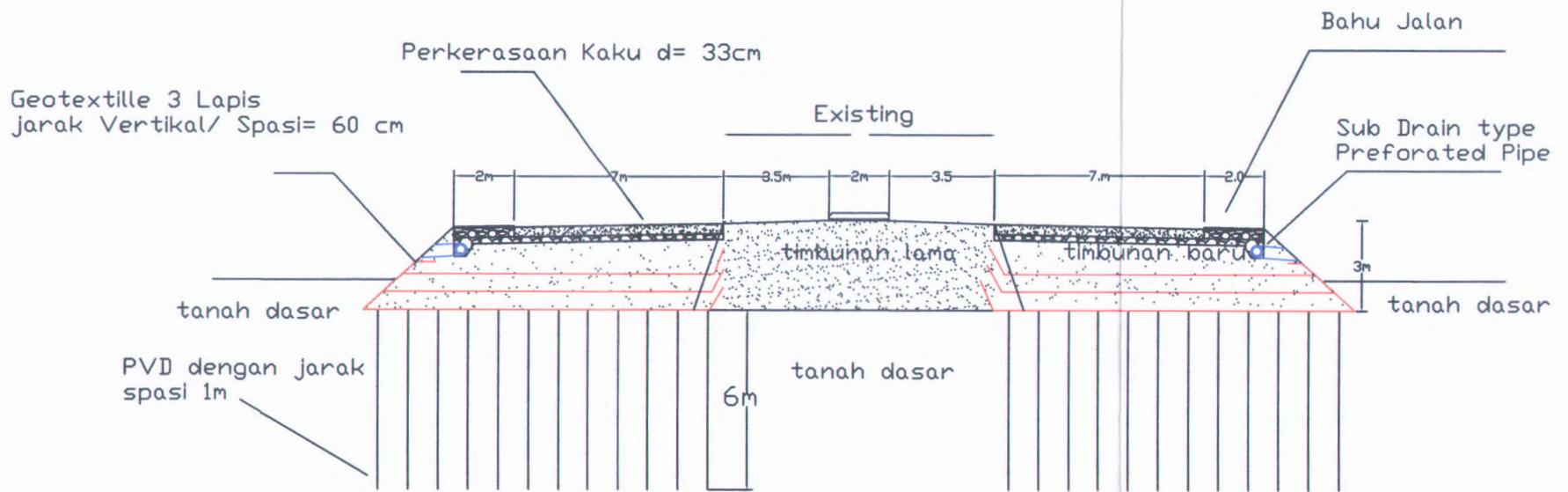
Gambar 3. Sambungan Memanjang Dengan Tie Bars D = 12.7 mm



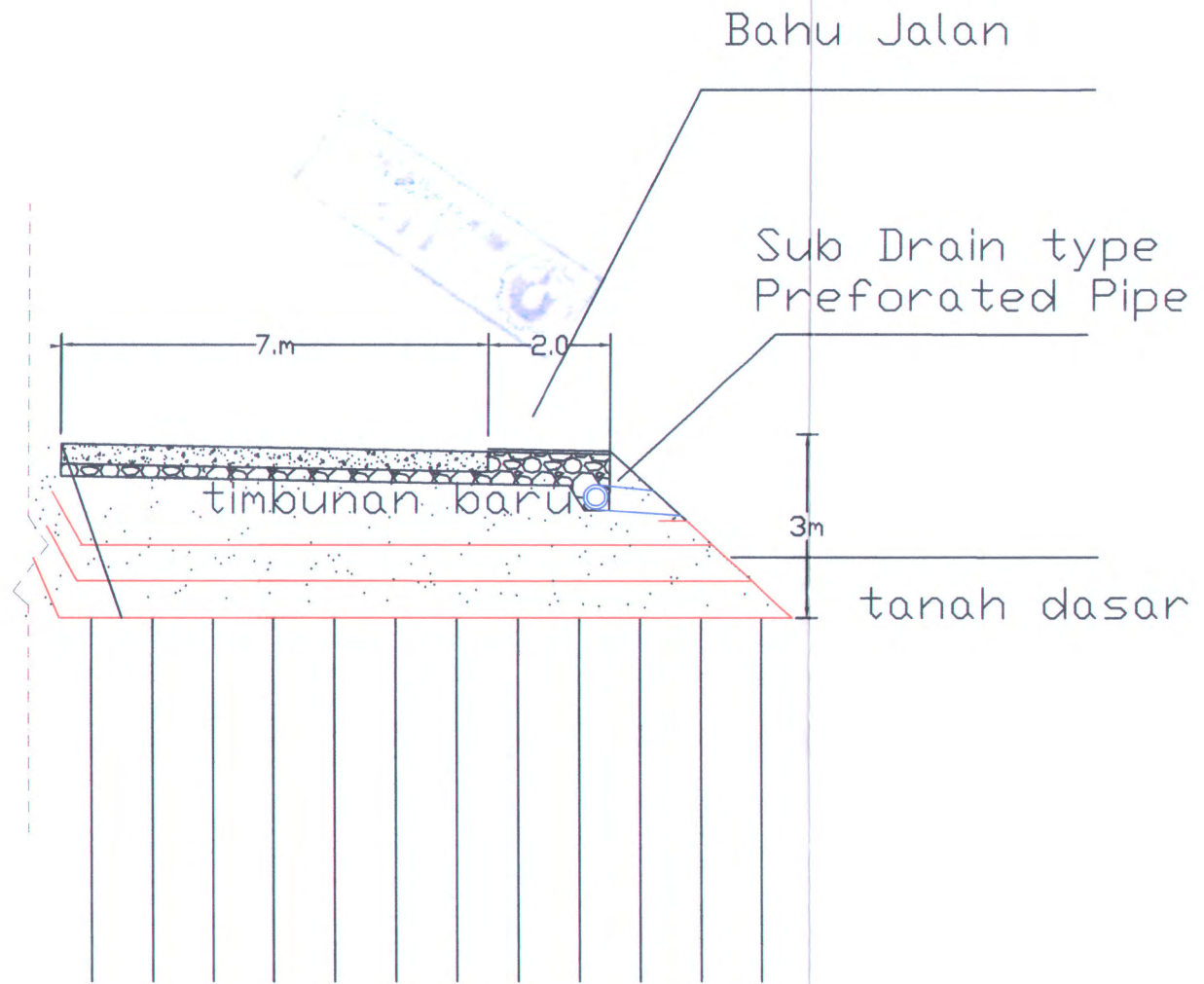
Gambar 4. Jarak Joint Transversal



Gambar 5. Potongan Melintang Konstruksi Perkerasan Lentur

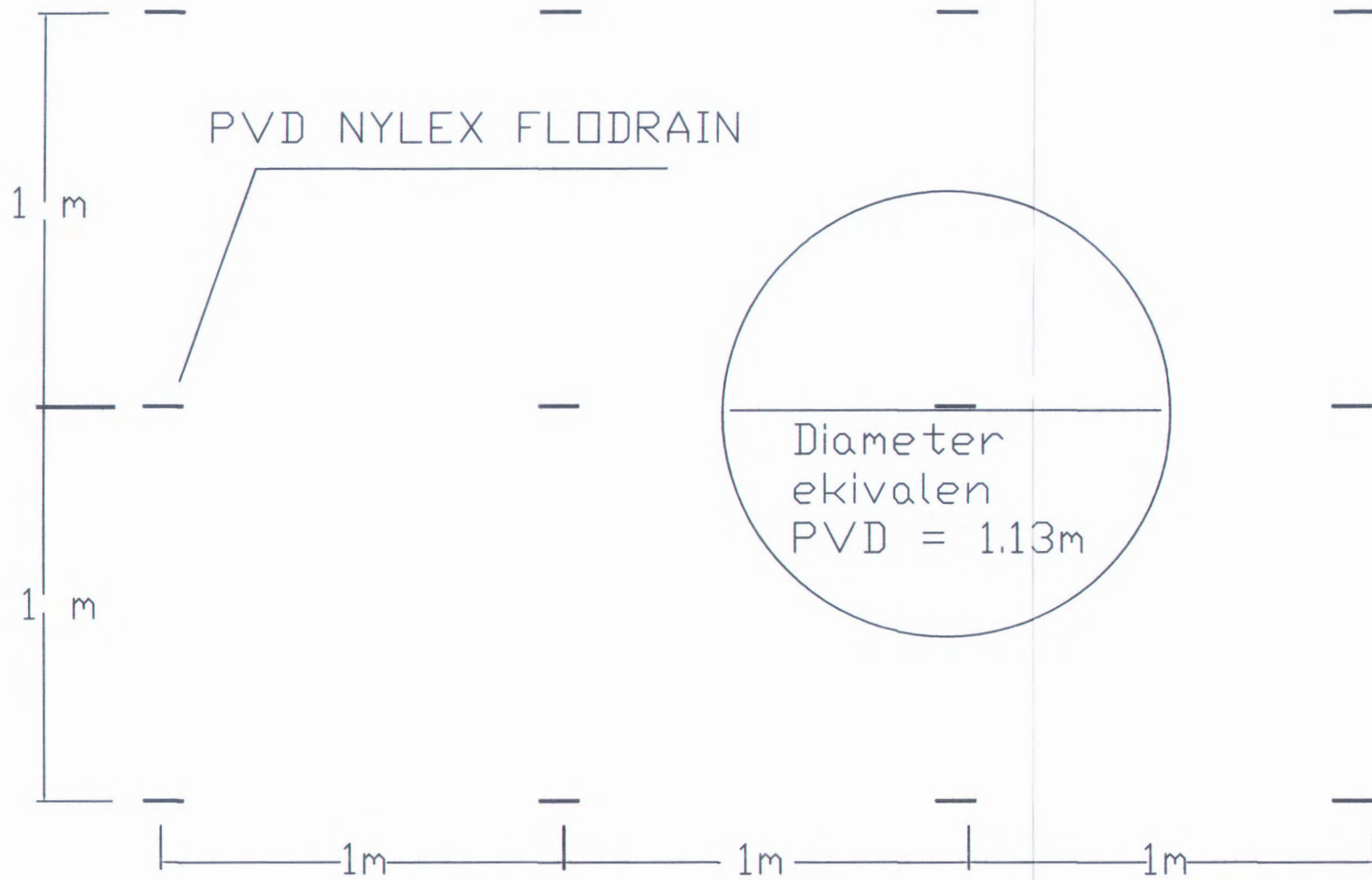


Gambar 6. Potongan Melintang Konstruksi Perkerasaan Kaku.



Gambar 7. Detail Konstruksi Pelebaran.





Gambar 8. Pola Pemasangan PVD

Lampiran 2

Data tanah

DRILLING LOG									
Project: TANJ. GREYS		Well No: 2		Date: 2017		Scale: 1:100		Sheet: 1 of 1	
Site No: B012		Well Name: TANJ. GREYS		Well Depth: 14.00 m		Well Diameter: 100 mm		Well Type: Observation	
Depth (m)	Soil Description	Soil Type	Soil Color	Moisture (%)	Plasticity Index (PI)	Liquid Limit (LL)	Shrinkage (%)	SPT (blows)	Remarks
0.00 - 0.50	SPONGEY SAND	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
0.50 - 1.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
1.00 - 1.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
1.50 - 2.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
2.00 - 2.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
2.50 - 3.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
3.00 - 3.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
3.50 - 4.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
4.00 - 4.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
4.50 - 5.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
5.00 - 5.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
5.50 - 6.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
6.00 - 6.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
6.50 - 7.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
7.00 - 7.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
7.50 - 8.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
8.00 - 8.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
8.50 - 9.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
9.00 - 9.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
9.50 - 10.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
10.00 - 10.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
10.50 - 11.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
11.00 - 11.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
11.50 - 12.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
12.00 - 12.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
12.50 - 13.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
13.00 - 13.50	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer
13.50 - 14.00	SPONGEY SAND WITH GRAVEL	MS-MS	10YR 5/1	15	0	15	0	1	Surface layer

## Lampiran 2 Nilai parameter tanah

SOLOKRE A2131

Borehole No.	BH-2	BH-2	BH-2	BH-2	BH-2	BH-2	
Sample No.							
Sample Depth (m)	From -4.50 To -5.00	-9.50 -10.00	-14.50 -15.00	-19.50 -20.00	-24.50 -25.00	-29.50 -30.00	
Condition of Sample	Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed	
Specific Gravity (Gs)	2.538	2.518	2.618	2.671	2.548	2.637	
Natural void ratio (e)	1.715	1.711	1.658	1.528	1.574	1.497	
Degree of saturation, (Sr) %	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	
Wet density, (γ) g/cm <sup>3</sup>	1.566	1.560	1.609	1.661	1.601	1.656	
Natural water content, (W <sub>n</sub> ) %	67.6	68.0	63.3	57.2	61.8	56.8	
Dry density, (γ <sub>d</sub> ) g/cm <sup>3</sup>	0.935	0.929	0.985	1.057	0.990	1.056	
Saturated density, (γ <sub>sat</sub> ) g/cm <sup>3</sup>	1.566	1.560	1.609	1.661	1.601	1.656	
Atterberg Limit	Liquid limit, (LL) %	76.62	79.86	70.04	63.15	69.53	65.55
	Plastic limit, (PL) %	35.44	34.07	33.34	30.24	33.45	30.97
	Plastic Index, (PI) %	41.18	45.79	36.70	32.91	36.08	34.58
Grain Size Distribution	Gravel, %	0.53	0	0	1.64	2.31	0
	Sand, %	74.61	71.58	12.44	15.09	15.52	18.02
	Silt, %	16.82	13.3	35.62	29.95	20.83	33.35
	Clay, %	8.04	15.12	51.94	53.32	61.34	48.63
	Max. diameter, mm	-	-	-	-	-	-
	Diam. at 60%, mm	-	-	-	-	-	-
Diam. at 10%, mm	-	-	-	-	-	-	
Unconfined Compression Test	Peak Deviator Stress, q <sub>p</sub> , kg/cm <sup>2</sup>	*	*	*	0.75	1.417	1.239
	Undisturbed Cohesion, C <sub>u</sub> , kg/cm <sup>2</sup>	*	*	*	0.375	0.7085	0.6195
	Modulus Elasticity, E <sub>u</sub> , kg/cm <sup>2</sup>	*	*	*	*	*	*
	Strain at failure, %	*	*	*	*	*	*
Triaxial Compression Test	Friction Angle, degree	*	*	*	*	*	*
	Cohesion Intercept, kg/cm <sup>2</sup>	*	*	*	*	*	*
	Drainage condition	*	*	*	*	*	*
Direct Shear Test	Friction Angle, degree	*	*	*	*	*	*
	Cohesion Intercept, kg/cm <sup>2</sup>	*	*	*	*	*	*
Lab. Vane Shear Test	Shear Undrained, S <sub>u</sub> , KPa	4	6	7.5	*	*	*
	Shear Undrained, S <sub>u</sub> , kg/cm <sup>2</sup>	0.04	0.06	0.075	*	*	*
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure, kg/cm <sup>2</sup>	*	*	*	*	*	*
	Compression Index, C <sub>c</sub> (Lap.)	*	*	*	*	*	*
	Coefficient of Consolidation, C <sub>v</sub> (50)	*	*	*	*	*	*
Chemical Test	pH value	*	*	*	*	*	*
	Total Sulphate content, %	*	*	*	*	*	*
	Chloride content, %	*	*	*	*	*	*
Remarks							
	* Not tested or sample not enough						



## Lampiran 3 Nilai LHR (lanjutan)

JALUR LINTAS KAKSI SATU-RATA (LHR) DI WILAYAH METRO SURABAYA

i	6	7	8	9	10	11	12	Total kendaraan	Q (orang/jam)
701	6.114	1.580	1.720	1.420	1.100	74.047	1.059	107.361	107.217
814	6.002	1.567	1.728	1.422	1.160	74.142	1.052	109.279	107.528
<b>672</b>	<b>16.116</b>	<b>6.833</b>	<b>3.682</b>	<b>2.861</b>	<b>2.388</b>	<b>148.095</b>	<b>2.261</b>	<b>214.820</b>	<b>202.725</b>
883	6.252	1.577	1.712	1.423	1.154	42.526	330	81.597	81.427
529	1.486	982	804	518	542	42.935	807	87.489	82.271
<b>662</b>	<b>6.738</b>	<b>2.510</b>	<b>1.728</b>	<b>1.228</b>	<b>2.058</b>	<b>85.062</b>	<b>1.206</b>	<b>127.223</b>	<b>118.808</b>
43	6.107	1.688	1.423	707	207	132.492	4.159	172.871	146.618
621	7.526	1.676	1.468	723	177	136.786	4.567	173.028	149.685
<b>106</b>	<b>13.633</b>	<b>3.376</b>	<b>3.891</b>	<b>1.424</b>	<b>278</b>	<b>268.790</b>	<b>6.661</b>	<b>344.425</b>	<b>298.293</b>
130	20.047	1.723	2.056	772	437	248.258	277	255.024	271.832
126	21.754	1.747	2.407	876	486	257.752	492	287.543	301.154
<b>267</b>	<b>41.761</b>	<b>3.884</b>	<b>4.848</b>	<b>1.848</b>	<b>903</b>	<b>582.610</b>	<b>792</b>	<b>763.647</b>	<b>688.883</b>
43	6.107	1.688	1.423	707	207	132.492	4.159	172.871	146.618
621	7.526	1.676	1.468	723	177	136.786	4.567	173.028	149.685
<b>106</b>	<b>13.633</b>	<b>3.376</b>	<b>3.891</b>	<b>1.424</b>	<b>278</b>	<b>268.790</b>	<b>6.661</b>	<b>344.425</b>	<b>298.293</b>
43	6.107	1.688	1.423	707	207	132.492	4.159	172.871	146.618
57	7.596	1.674	1.468	777	177	132.296	4.562	188.225	147.882
<b>96</b>	<b>13.263</b>	<b>3.376</b>	<b>3.891</b>	<b>1.423</b>	<b>278</b>	<b>268.790</b>	<b>6.661</b>	<b>342.654</b>	<b>287.818</b>
74	7.406	1.583	2.192	1.707	350	187.405	4.221	205.954	181.825
96	7.407	1.583	2.197	1.712	344	187.636	4.222	213.328	188.212
<b>130</b>	<b>14.803</b>	<b>4.782</b>	<b>4.772</b>	<b>3.598</b>	<b>704</b>	<b>375.041</b>	<b>8.441</b>	<b>422.680</b>	<b>371.646</b>
731	6.102	1.589	1.423	627	272	107.272	900	144.761	122.271
147	7.546	1.689	1.472	746	210	112.916	4.772	213.328	188.212
<b>274</b>	<b>14.647</b>	<b>2.944</b>	<b>3.826</b>	<b>1.387</b>	<b>483</b>	<b>200.192</b>	<b>3.208</b>	<b>209.000</b>	<b>203.881</b>
53	688	1.183	974	80	87	57.404	57.831	172.871	174.012
<b>86</b>	<b>809</b>	<b>1.188</b>	<b>192</b>	<b>88</b>	<b>85</b>	<b>87.484</b>	<b>51.891</b>	<b>172.877</b>	<b>184.915</b>
81	880	1.179	927	87	83	86.268	46.331	167.275	146.241
89	885	1.178	197	88	89	86.289	46.330	167.275	146.240
92	878	1.183	188	87	96	86.730	44.362	165.309	138.884
41	4.088	930	2.735	30	43	46.718	3.208	76.344	89.470
46	<b>4.889</b>	<b>930</b>	<b>2.738</b>	<b>32</b>	<b>43</b>	<b>48.719</b>	<b>3.208</b>	<b>76.344</b>	<b>89.470</b>
54	5.388	930	3.182	32	71	62.287	3.331	88.563	83.912
<b>54</b>	<b>5.388</b>	<b>930</b>	<b>3.180</b>	<b>32</b>	<b>71</b>	<b>62.287</b>	<b>3.331</b>	<b>88.563</b>	<b>83.912</b>
60	2.782	1.091	855	257	60	76.824	2.726	112.572	89.087
60	3.085	1.084	857	257	60	78.817	2.471	89.880	79.014
60	<b>5.847</b>	<b>3.178</b>	<b>985</b>	<b>261</b>	<b>68</b>	<b>161.688</b>	<b>4.197</b>	<b>198.123</b>	<b>188.182</b>
38	3.174	1.149	1.521	889	57	82.183	4.832	143.780	91.447
38	3.251	1.142	1.254	887	58	77.487	3.478	128.888	83.819
83	6.188	2.039	3.085	798	103	167.616	4.260	217.478	188.214
1318	1.102	897	119	—	—	41.148	1.211	75.443	42.511
167	1.134	879	106	—	—	42.643	762	88.717	80.289
244	2.423	888	288	—	—	86.881	1.813	125.128	112.288
150	1.192	833	127	—	—	43.408	747	81.487	42.017
150	1.321	483	929	—	—	46.622	585	99.349	43.798
288	2.888	878	284	—	—	88.338	1.878	114.829	88.791
109	1.183	887	874	116	542	46.720	714	80.220	14.110
198	1.174	1.061	919	802	172	47.126	920	82.817	86.686
<b>268</b>	<b>3.387</b>	<b>3.043</b>	<b>1.724</b>	<b>1.198</b>	<b>1.114</b>	<b>82.840</b>	<b>1.688</b>	<b>123.022</b>	<b>119.878</b>
107	1.407	1.182	1.112	780	621	83.038	1.106	70.271	87.827
198	1.892	1.220	1.178	792	536	58.714	1.163	76.676	62.725
<b>168</b>	<b>3.688</b>	<b>3.452</b>	<b>3.295</b>	<b>1.484</b>	<b>2.297</b>	<b>111.819</b>	<b>2.266</b>	<b>148.927</b>	<b>128.882</b>
253	1.761	208	838	471	208	38.808	402	51.254	48.136
198	1.410	488	878	741	472	38.987	687	86.140	80.812
<b>380</b>	<b>3.171</b>	<b>784</b>	<b>1.418</b>	<b>1.212</b>	<b>688</b>	<b>78.874</b>	<b>1.688</b>	<b>107.344</b>	<b>86.628</b>
209	1.875	712	634	214	335	70.885	642	87.028	74.818
235	1.746	814	699	279	379	70.380	574	86.488	74.638
444	2.821	1.688	1.338	643	772	141.335	1.244	173.484	169.384
594	2.182	877	985	678	859	80.798	980	54.230	46.114
534	2.184	744	897	477	813	80.617	487	52.432	41.394
727	4.566	1.421	1.841	1.448	1.481	74.225	1.183	126.727	83.878
101	3.741	1.340	1.024	87	72	40.930	767	78.712	89.810
123	3.124	1.385	1.372	108	89	46.124	591	77.288	89.818
224	7.228	3.747	3.426	188	143	96.824	1.368	188.781	188.644
103	405	848	483	87	72	30.884	1.261	87.823	81.158
267	1.192	424	407	97	47	44.123	1.099	74.280	86.281
475	1.686	1.049	838	615	117	83.287	3.261	144.188	127.487
408	18.151	1.728	911	519	38	82.888	2.002	103.084	146.719
<b>780</b>	<b>22.212</b>	<b>1.061</b>	<b>748</b>	<b>243</b>	<b>94</b>	<b>104.848</b>	<b>3.387</b>	<b>213.898</b>	<b>198.877</b>
<b>188</b>	<b>40.383</b>	<b>2.187</b>	<b>1.888</b>	<b>764</b>	<b>188</b>	<b>187.414</b>	<b>6.288</b>	<b>374.042</b>	<b>341.746</b>
385	4.136	1.718	1.188	448	193	83.204	1.101	26.141	21.717
381	5.761	1.643	1.074	375	120	311.172	2.331	276.501	280.839
<b>787</b>	<b>16.137</b>	<b>2.961</b>	<b>1.728</b>	<b>616</b>	<b>236</b>	<b>424.177</b>	<b>4.022</b>	<b>524.241</b>	<b>454.046</b>

# UnggulTex

POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES

## TECHNICAL SPECIFICATIONS

PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
<b>Physical Properties</b>					
Mass	gm <sup>2</sup>	ASTM D 5201-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	1.3	1.6	1.7
Colour			Black	Black	Black
<b>Mechanical Properties</b>					
Stap Tensile Strength (Warp/Weft)	kN/m	ASTM D 4595-94	3775	4775	5275
Elongation at Max Load (Warp/Weft)	%	ASTM D 4595-94	19.13		20.21
Stap Tensile Strength (Warp/Weft)	N	ASTM D 4832-91	12107.00	16667.00	17507.50
Elongation at Max Load (Warp/Weft)	%	ASTM D 4832-91	14.71	22.22	22.22
Trapezoidal Tear Strength (Warp/Weft)	N	ASTM D 4533-91	6158.15	7307.30	8068.00
<b>Hydraulic Properties</b>					
Pore Size (d <sub>10</sub> )	µm	ASTM D 4711-96	320	275	250
Water Permeability	cm <sup>3</sup> /sec	100 mm water head	4.5	3.9	3.6
<b>Environmental Properties</b>					
Effect of Alkalinity			90	90	90
Effect of Acidity			90	90	90
Effect of Bacteria			90	90	90
Effect of U.V. Light			Stable	Stable	Stable
<b>Packaging</b>					
Roll Length	m		150 - 200	150 - 200	150 - 200
Roll Width	m				
Roll Area	m <sup>2</sup>		640 - 760	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m		0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	Kg		96 - 114	124 - 152	160 - 190

All information, dimensions and specifications are based on the latest product information available at the time of printing. The right is reserved to make changes at any time without notice.

Distributed by


**PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL**

Bina Mitra Building, 11th Floor, Kaligata Indah Raya 11, Surabaya (INDO)

Telp. (62) 31-827092 Fax (62) 31-827091

 website : [www.geosistem.co.id](http://www.geosistem.co.id) E-mail : [info@geosistem.co.id](mailto:info@geosistem.co.id)

**NYLEX FLODRAIN™**

The Engineer's 1st Choice

**TECHNICAL SPECIFICATIONS**

<i>Flodrain Properties</i>	<i>Unit</i>	<i>Test Method</i>	<i>FD5</i>
Core Structure	-	-	Cusplate Profile
Core Material	-	-	HDPE
Compressive Strength	kPa	ASTM D 1621	>450
Tensile Strength	kN	ASTM D 4632	>1.0
Composite	-	-	-
Weight of drain	g/m	ASTM D 5261	70
Width	mm	-	100
Thickness	mm	ASTM D 5199	5
Discharge Capacity, qw at 350 kN/m <sup>2</sup>			
Index test - deformed foam	m <sup>3</sup> /s	ASTM D 4716	65 x 10 <sup>-4</sup>
Straight - embedded in clay	m <sup>3</sup> /s	ASTM D 4716	100x10 <sup>-4</sup>
Buckled - embedded in clay	m <sup>3</sup> /s	ASTM D 4716	80x10 <sup>-4</sup>
Tensile Strength	kN	ASTM D 4595	2.5
Elongation at break	%	ASTM D 4595	25
Strength at 10% elongation	kN	ASTM D 4595	1.3
<i>Filter Properties</i>			
Filter Structure	-	-	Non Woven Spunbond
Filter Material	-	-	Polyester
Straight Tensile Strength	kN/m	ASTM D 4595	8
Grab Strength	N	ASTM D 4632	500
Permeability	m/s	ASTM D 4491	2.0x10 <sup>-1</sup>
Permittivity	s <sup>-1</sup>	ASTM D 4491	0,5
Pore Size O <sub>95</sub>	micron	ASTM D 4751	<75
<i>Packing Details</i>			
Roll Length	m	Nominal	200
Roll Diameter	m	Nominal	1.1 ±5%
20ft container	m	Nominal	46,000
40ft container	m	Nominal	96,000

The Values given are indicative and corresponds to average values obtained in our laboratories and testing institutes. Right is reserved to make changes without notice at any time.

VALEURS NUMÉRIQUES DE COMPACTITE ET CONSOLIDATION

Nature des sols	compacité (G = 2,7)					consolidation										
	$\gamma_d$		$e^*$	n	$w_{sat}$	$\gamma_{sat}^*$	K			$C_v$		$\bar{V}$		$FR = \frac{1}{E}$		
	g/cm <sup>3</sup>	lb cb.ft					cm/s	ft/year	lugeon	cm <sup>2</sup> /s	ft <sup>2</sup> /year	bars	psi	cm <sup>2</sup> /kg	ft <sup>2</sup> /ton	
Argiles — molles — moyennes — dures	0.5	31.25	4.40	0.90	183.0	1.31	10 <sup>-8</sup>	1.03 10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	1.10 <sup>-5</sup>	2.4	0.01	0.142	108	97.8	
	0.6	37.50	3.60	0.78	129.4	1.38	10 <sup>-8</sup>	1.03 10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	2	6.8	0.05	0.71	20	19.5	
	0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44	10 <sup>-8</sup>	1.03 10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	3	10.1	0.1	1.42	10	9.78	
	0.8	50.00	2.38	0.70	88.9	1.50	10 <sup>-7</sup>	1.03 10 <sup>0</sup>	10 <sup>-1</sup>	4	11.4	0.5	7.05	2	1.95	
	0.9	56.25	1.91	0.67	74.1	1.57	1.10 <sup>0</sup>	1.03	10 <sup>1</sup>	5	16.9	1	14.2	1	0.978	
	1.0	62.50	1.70	0.62	63.0	1.63	2	2.06	10	6	20.3	2	28.4	0.5	0.488	
	1.1	68.75	1.45	0.58	53.9	1.69	3	3.10	100	7	23.6	3	42.6	0.33	0.325	
	1.2	75.00	1.25	0.56	46.3	1.76	4	4.13	1000	8	27.0	4	66.8	0.25	0.244	
	1.3	81.25	1.06	0.52	39.9	1.82	5	5.17	10000	9	30.4	5	71.0	0.20	0.195	
	1.4	87.50	0.93	0.48	34.4	1.88	6	6.20	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-3</sup>	33.8 10 <sup>1</sup>	6	85.2	0.17	0.163	
1.5	93.75	0.80	0.44	29.8	1.94	7	7.24	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-2</sup>	3.38 10 <sup>2</sup>	7	99.5	0.14	0.144		
1.6	100.00	0.69	0.41	25.5	2.01	8	8.28	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-1</sup>	3.38 10 <sup>3</sup>	8	113	0.12	0.122		
1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07	9	9.30	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>0</sup>	3.38 10 <sup>4</sup>	9	127	0.11	0.111		
1.8	112.50	0.50	0.33	18.5	2.13	10	10.33	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>1</sup>	3.38 10 <sup>5</sup>	10	142	0.10	0.0978		
1.9	118.75	0.42	0.30	15.6	2.20	10 <sup>-4</sup>	10.33	1	11	156	0.091	0.0897	11	156	0.0891	0.0897
2.0	125.00	0.35	0.26	13.0	2.26	10 <sup>-3</sup>	1.03 10 <sup>2</sup>	10	12	170	0.082	0.0815	12	170	0.082	0.0815
2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32	10 <sup>-2</sup>	1.03 10 <sup>3</sup>	100	13	185	0.071	0.0715	13	185	0.071	0.0715
2.2	137.50	0.23	0.19	8.4	2.39	10 <sup>-1</sup>	1.03 10 <sup>4</sup>	1000	14	199	0.071	0.07	14	199	0.071	0.07
2.3	143.75	0.17	0.15	6.4	2.45	10 <sup>0</sup>	1.03 10 <sup>5</sup>	10000	15	213	0.064	0.065	15	213	0.064	0.065
2.4	150.00	0.13	0.11	4.83	2.51	10 <sup>1</sup>	1.03 10 <sup>6</sup>	100000	20	284	0.056	0.0488	20	284	0.056	0.0488
2.5	156.25	0.090	0.074	2.86	2.57	10 <sup>2</sup>	1.03 10 <sup>7</sup>	1000000	50	710	0.028	0.0195	50	710	0.028	0.0195
2.6	162.50	0.038	0.037	1.42	2.64	10 <sup>3</sup>	1.03 10 <sup>8</sup>	10000000	100	1420	0.018	0.018 10 <sup>-2</sup>	100	1420	0.018	0.018 10 <sup>-2</sup>
2.7	168.75	0.000	0.000	0.00	2.70	10 <sup>4</sup>	1.03 10 <sup>9</sup>	100000000	500	7100	0.001	0.001 10 <sup>-2</sup>	500	7100	0.001	0.001 10 <sup>-2</sup>
									1000	14200	0.001	0.001 10 <sup>-2</sup>	1000	14200	0.001	0.001 10 <sup>-2</sup>

longueurs : 1 ft = 0.305 m = 12"  
1 in = 25.4 mm

masse : 1 lb = 453,59 g

masse vol. : 1 lb/cub.ft = 0.016 g/cm<sup>3</sup>

$\gamma = \gamma_{sat} - 1$      $e^* = a \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1$

Argile : lempung  
Sable : pasir

vitesse (perméabilité) :

1 ft/mn = 0.508 cm/s

1 ft/year = 0.968 10<sup>-6</sup> cm/s

1 lugeon = 10<sup>-5</sup> cm/s

\* 1 lugeon = 1 litre/mn sous 10 kg/cm<sup>2</sup>

de pression pour une poche de 5 m de long

(essai de roches)

coefficient de

consolidation :

1 ft<sup>2</sup>/year = 2.96 10<sup>-5</sup> cm<sup>2</sup>/s

1 sq.in./mn = 0.107 cm<sup>2</sup>/s

pressions :

1 ton/sq.ft = 0.976 t/cm<sup>2</sup>

1 psi = 0.0703 kg/cm<sup>2</sup>

1 lb./sq.ft = 0.488 10<sup>-3</sup> kg/cm<sup>2</sup>

1 bar = 10 T/m<sup>2</sup> = 9.8 10<sup>4</sup> Pascal

ECOLE CENTRALE DE PARIS

Tableaux pour élèves de 3<sup>e</sup> année





NAMA PEMBIMBING	: Ir. SUWARNO. M.Eng
NAMA MAHASISWA	: Maharshi Meunang Perwitta
NPM	: 3106100112
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Konstruksi Pelebaran Jalan Surabaya - Gresik (STA 4+000 - STA 7+000)
TANGGAL PROPOSAL	:
NOMOR SP-MMTA	: 390/12.3.2/PP/2010

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARA ASISTENSI
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	18/3/2010	Analisa data tanah - Teori dasar & data tanah	Test kondisi dasar sample	df
	8/04/2010	Perbaiki lagi Pendahuluan dan Permasalahan.	Teruskan dgn menyana-lisa data tanah & lalu-lintas	Ilu
	14/4/2010	Sdh sampai dgn perhitngn tebal perkerasan, tetapi masih ngawur	perbaiki dan teruskan	Ilu
		— — —	- LHR sbg 2 (4 sbg Babat) C = 0.5 ITP = rumus	
			CBR selected material = 606 x CBR = 606 x 24 = ± 14%	df
	20/4/2010	Ok dgn perhitungan tebal perkerasan. <u>Supaya dicari penurunan tanah &amp; upaya perbaikannya</u>	o.k.	sem
	28/4/2010	- menghitung settlement akibat beban konst. perkerasan, b. lalu lintas??	o.k.	df

NAMA PEMBIMBING	: Indra surya B. MOCHTAR. Ir, Msc, PhD., Prof
NAMA MAHASISWA	: Maharshi Meunang Perwitta
NPM	: 3106100112
JUDUL TUGAS AKHIR	: ALTERNATIF KONSOLIDASI PELEBARAN JALAN SURABAYA-GRESIK (STA 4+000 - STA 7+000)
ANGGAL PROPOSAL	:
D. SP-MMTA	: 390/12.3.2/PP/2010

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARA ASISTENSI
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	4/5.2010	Perhitungan H mortal timbunan	Perencanaan PUD	Slm
	11/5.2010	Perhitungan Derajat konsolidasi akibat PUD dengan berbagai pola	Perhitungan ke dalaman PUD	Slm
	18/5.2010	Perhitungan Derajat konsolidasi sedatan PUD	Perhitungan Pembe- baran per Ekap	Slm
	26/5.2010	Perhitungan Pembebaran ber Ekap dan perubahan nilai Cu	Perhitungan kestabi- lan timbunan dengan program stable	Slm
	2/6.2010	Perhitungan kestabilan timbunan (nilai SF & Bidang lurus) dengan program kontur XSTABLE	Perhitungan geotextile	Slm
	9/6.2010	Perhitungan geotex eide (Masih salah)	Pem betutan perhi- tungan geotextile	Slm

## BIODATA PENULIS



### **Maharshi Meunang Perwitta**

Penulis dilahirkan di Manado, 26 April 1987. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Dirgahayu Sidoarjo, SDN Gayungan I Surabaya, SMPN 4 Surabaya, dan SMAN 2 Surabaya. Setelah lulus dari SMAN pada tahun 2005, Penulis mengikuti seleksi penerimaan mahasiswa baru (SPMB) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2006 dan terdaftar dengan NRP. 3106100112.

Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil judul Tugas Akhir pada Bidang Studi Geoteknik. Penulis sempat aktif di berbagai organisasi kemahasiswaan serta kegiatan kepanitiaan dan beberapa kegiatan Seminar yang diselenggarakan oleh Jurusan. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email: [Maharshi\\_MP@yahoo.com](mailto:Maharshi_MP@yahoo.com).