TUGAS AKHIR (RC18-4803)

PERENCANAAN *SHORE PROTECTION* DAN TIPIKAL PONDASI PADA AREA PERLUASAN DI PROYEK PEMBANGUNAN PLTMG 50 MW PT. PERUSAHAAN LISTRIK NEGARA, SORONG

CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA
NRP. 031 1 1640000 033

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Dosen Pembimbing II
Musta'in Arif, ST. MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

PERENCANAAN *SHORE PROTECTION* DAN TIPIKAL PONDASI PADA AREA PERLUASAN DI PROYEK PEMBANGUNAN PLTMG 50 MW PT. PERUSAHAAN LISTRIK NEGARA, SORONG

CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA
NRP. 03111640000033

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Dosen Pembimbing II
Musta'in Arif, ST. MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

FINAL PROJECT (RC18-4803)

SHORE PROTECTION PLANNING AND FOUNDATION TYPE IN THE EXPANSION AREA OF THE SORONG 50 MW STATE ELECTRICITY COMPANY OF INDONESIA

CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA
NRP. 03111640000033

Academic Supervisor I
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Academic Supervisor II
Musta'in Arif, ST. MT

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
2020

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

PERENCANAAN *SHORE PROTECTION* DAN TIPIKAL PONDASI PADA AREA PERLUASAN DI PROYEK PEMBANGUNAN PLTMG 50 MW PT. PERUSAHAAN LISTRIK NEGARA, SORONG

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA
NRP. 03111640000033

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi ..... (Pembimbing I)

2. Musta'in Arif, ST. MT ..... (Pembimbing II)

SURABAYA
JULI 2020

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

PERENCANAAN *SHORE PROTECTION* DAN TIPIKAL PONDASI PADA AREA PERLUASAN DI PROYEK PEMBANGUNAN PLTMG 50 MW PT. PERUSAHAAN LISTRIK NEGARA, SORONG

Nama Mahasiswa : Candra Okto Rian Dwi Putra
NRP : 03111640000033
Departemen : Teknik Sipil – FTSPK – ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
2. Musta'in Arif, ST. MT

Abstrak

Salah satu pengembangan yang dilakukan oleh PT. Perusahaan Listrik Negara (PLN) di Sorong adalah perluasan lahan PLTMG (Pembangkit Listrik Tenaga Mesin Gas) sebagai usaha peningkatan kapasitas listrik menjadi 50 MW. Perluasan lahan ini direncanakan seluas 4,6945 hm^2 dan direncanakan untuk pembangunan sebuah tangki tegak berisi light fuel oil (LFO) sebagai Sumber energi pembangkit listrik. Disamping itu, terdapat beberapa kondisi yang dapat menghambat perencanaan perluasan lahan seperti lapisan tanah eksisting didominasi oleh lanau kelempungan, daya dukung tanah di area perluasan cenderung rendah hingga kedalaman kritis 16 meter (NSPT < 15), dan lokasi area pematangan lahan berada di pesisir pantai.

Dengan adanya kondisi- kondisi tersebut maka pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan shore protection dengan perbaikan tanah dan pondasi tipikal yang sesuai dengan beban tangki timbun. Dari hasil analisa gelombang air laut dan data tanah didapatkan tinggi puncak shore protection dengan struktur rubble mound setinggi 4,78 m dan diputuskan pembagian area perluasan sebanyak 3 zona untuk perencanaan. Metode perbaikan tanah yang direncanakan adalah metode preloading kombinasi PVD dengan pola segitiga dan segiempat; jarak antar PVD 0,8 m; dan panjang PVD hingga kedalaman lapisan comppressible. Berdasarkan hasil perhitungan peningkatan daya dukung tanah dan analisa stabilitas lereng shore protection dengan program

bantu didapatkan SF > 1,5 sehingga aman terhadap gelincir atau longsor.

Dilain hal, dari hasil perhitungan penurunan pondasi dangkal tangki timbun tidak direkomendasikan karena penurunan tangki sebesar 1,212 m melebihi batas izin maksimum tangki timbun oil and gas oleh API 653 yakni sebesar 2 inchi atau 50,8 mm. Oleh sebab itu maka diputuskan perencanaan pondasi dalam spunpile produk WIKA dengan kedalaman hingga 24 m tanpa perbaikan tanah di area pembangunan tangki timbun

.

Kata Kunci : PLTMG 50 MW, Preloading, Prefabricated Vertical Drain, Analisa Gelombang Air Laut, Shore Protection, Pondasi Dangkal, Pondasi Dalam

SHORE PROTECTION PLANNING AND FOUNDATION TYPE IN THE EXPANSION AREA OF THE SORONG 50 MW STATE ELECTRICITY COMPANY OF INDONESIA

Student Name : Candra Okto Rian Dwi Putra
NRP : 03111640000033
Department : Civil Engineering - FTSPK - ITS
Advisor : 1. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
2. Musta'in Arif, ST. MT

Abstract

One of the developments that PT. Perusahaan Listrik Negara (PLN) in sorong working on is expanding area of PLTMG (Pembangkit Listrik Tenaga Mesin Gas) as an effort to increasing the electricity capacity to 50 MW. This area expansion are planned to be 4,6945 hm2 and planned to build upright tank contain light fuel oil (LFO) as an energy source of power plants. Beside that, there are several conditions that can hampering the land expansion planning such as existing soil that dominated by silty clay, soil bearing capacity in the expansion area tends to be low until a depth of 16 meters (NSPT < 15), and the location of the land expansion area is on the coast.

Given these conditions, in this final project there will be planning of a shore protection with improving the soil and the typical foundation of storage tank. Based on the results of the sea water waves forcasting the data of soil that obtained the height of the planned peak shore protection with a rubble mound structure as high as 4,78 m and decided that area will be devided to 3 area expansion for the planning, the planned soil improvement method is a preloading method of PVD combination with a triangle and quadrilateral pattern; distance between PVD 0,8 m; and the length of the PVD to the depth of the comppressible layer. Based on the calculation of the increase in the carrying capacity of the soil and stability analysis of the shore protection slope with an assist

program obtained SF > 1.5 making it safe against slipping or landslides.

On the other hand, from the calculation of the decrease in the shallow foundation of the storage tank is not recommended because the reduction in the tank by 1,212 m exceeds the maximum permit limit of the oil and gas storage tank by API 653 which is equal to 2 inches or 50.8 mm. Therefore, it was decided to plan the foundation in the spunpile WIKA product with a depth of up to 24 m without soil improvement in the construction area of the storage tank.

Keywords: PLTMG 50 MW, Preloading, Prefabricated Vertical Drain, Sea Wave Analysis, Shore Protection, Shallow Foundation, Deep Foundation,

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Perencanaan *Shore Protection* dan Tipikal Pondasi pada Area Perluasan di Proyek Pembangunan PLTMG 50 MW PT. Perusahaan Listrik Negara, Sorong" ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Orang tua dan saudara kandung saya yang telah memberikan semangat selama beerkuliah di ITS
2. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi selaku Dosen Pembimbing I yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Musta'in Arif, ST. MT. Dosen Pembimbing II yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Anak Agung Ngurah Satria Damar Negara, S.T., M.T. PhD selaku Dosen konsultasi bidang hidroteknik yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Seluruh dosen pengajar di Departemen Teknik Sipil yang telah mengajar dan membimbing selama masa perkuliahan.
6. Dikky Prasetyo, Muarif, Wisnu Dito, Shalva Rania, Diaz Rachma, Avi, dan A58 yang telah memberikan bantuan dan motivasi selama proses penyusunan Tugas Akhir ini
7. Kakak – kakak alumni Mega S58 dan Belia S57 yang sudah membantu dalam proses penyusunan Tugas Akhir Ini
8. Rekan – rekan CECC HMS 2018/2019 yang selalu mendukung dalam penyusunan Tugas Akhir ini
9. Rekan – rekan S-59 serta semua pihak yang telah memberikan bantuan dalam proses penyusunan Tugas

Akhir ini

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan demi laporan ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, 26 Juli 2020

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak vii

Abstract ix

KATA PENGANTAR xi

DAFTAR ISI xiii

DAFTAR GAMBAR xxi

DAFTAR TABEL xxv

BAB I 1

PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 4
1.3 Tujuan 4
1.4 Batasan Studi 4
1.5 Manfaat 5
1.6 Lokasi Studi 5
1.7 Lingkup Studi 6

BAB II 9

TINJAUAN PUSTAKA 9

2.1 Jenis Tanah dan Perilakunya 9
2.2 Analisa Parameter Tanah 9
2.21 Korelasi Parameter Tanah 9
2.2.1 Pengelompokan Tanah 14
2.3 Definisi Pantai 14
2.4 Analisa Gelombang Air Laut 16
2.4.1 Angin 16
2.4.2 Analisa Periode Ulang 20
2.4.3 Gelombang 20
2.5 Fluktuasi Muka Air Laut 20

2.5.1 Kenaikan muka air karena gelombang (*Set Up Wave*) 21
2.5.2 Kenaikan muka air karena angin (*Wind Set Up*) 21
2.5.3 Pemanasan Global (*SLR)* 22
2.5.4 Pasang Surut Air Laut 23
2.5.5 Elevasi Muka Air Laut Rencana 23
2.5.6 Run-up Gelombang 24
2.6 Bangunan Pengaman Pantai (*Shore Protection*) 25
2.6.1 *Revetment* dengan struktur *Rubble Mound* 26
2.6.2 Stabilitas Batu Lapis Pelindung (*Armour Layer)* 26
2.6.3 Dimensi Pemecah Gelombang Sisi Miring 28
2.6.5 Stabilitas Pelindung Kaki 30
2.6.6 Stabilitas *Shore Protection* 32
2.7 Pemampatan Tanah 32
2.8 Distribusi Tegangan 32
2.9 Besar dan Lama Waktu Pemampatan 36
2.9.1 Besar Pemampatan Total / *Settlement (St)* 36
2.9.2 Lama Waktu Pemampatan Konsolidasi (t) 39
2.10 Metode untuk Mempercepat Waktu Konsolidasi dengan Menggunakan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) 41
2.10.1 *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) 41
2.10.2 Menentukan Waktu Konsolidasi akibat *Vertical Drain* 41
2.10.3 Derajat Konsolidasi Rata – Rata (U) 46
2.11 Metode Perbaikan Tanah dengan Sistem Preloading 46
2.11.1 Penentuan Tinggi Timbunan Awal (H inisial) 46
2.11.2 Penentuan Tinggi Kritis (Hcr) 47
2.11.3 Peningkatan Daya Dukung Tanah akibat *Preloading* 47
2.12 Stabilitas Lereng 49
2.13 *Geotextile* 49

2.13.1 Jenis – jenis *Geotextile* 49
2.13.2 Perencanaan *Geotextile* 50
2.14 Pondasi Dangkal 53
2.14.1 Daya Dukung Pondasi Dangkal 54
2.14.2 Daya Dukung Pondasi Diatas Dua Lapisan Tanah 55
2.15.3 Penurunan Pondasi Dangkal 57
2.15 Pondasi Dalam 58
2.15.1 Harga N Koreksi 58
2.15.2 Daya Dukung Pondasi Dalam Berdasarkan Hasil Standar Penetration Test (SPT) 58
2.15.3 Repartisi Beban untuk Satu Tiang 60
2.15.4 Daya Dukung Pondasi Dalam Kelompok 61
2.15.5 Penurunan Tiang dalam Group 62
2.15.6 Kontrol Kekuatan Pondasi Dalam 65
BAB III 71
METODOLOGI 71
3.1 Flowchart 71
3.2 Uraian tahapan perencanaan 72
3.2.1 Pengumpulan Data 72
3.2.2 Studi Literatur 73
3.2.3 Analisa Data 73
3.2.4 Perencanaan *Shore Protection* 73
3.2.5 Perencanaan Perbaikan Tanah 74
3.2.6 Perencanaan Perkuatan Tanah 74
3.2.7 Perencanaan Pondasi Tipikal 74
3.2.8 Penggambaran Hasil Perencanaan 75
3.2.9 Kesimpulan dan Saran 75
BAB IV 77
ANALISA DATA TANAH 77
4.1. Analisis Data NSPT Tanah Dasar 77
4.2 Analisis Sebaran Data Tanah Dasar 79
4.3 Korelasi Parameter Tanah Dasar 82

4.3.1 Korelasi Berat Volume Tanah ($\boldsymbol{\gamma}$) 82
4.3.2 Korelasi *Undrained Shear Strength* ($\boldsymbol{Cu}$) 83
4.3.3 Korelasi Angka Pori ($\boldsymbol{e0}$) dan Porositas (n) Tanah 83
4.3.4 Korelasi *Spesific Gravity* (Gs) 84
4.3.5 Korelasi Koefisien Kompresi Tanah ($\boldsymbol{Cc}$) 84
4.3.6 Korelasi Koefisien Mengembang Tanah ($\boldsymbol{Cs}$) 85
4.3.7 Korelasi Koefisien *Compression Ratio (CR)* .. 85
4.3.8 Korelasi Koefisien Pengaliran Tanah Vertikal ($\boldsymbol{Cv}$) 85
4.3.9 Korelasi Koefisien Pengaliran Tanah Horizontal ($\boldsymbol{Ch}$) 86
4.3.10 Korelasi Batas Cair Tanah ($\boldsymbol{LL}$) 86
4.3.11 Korelasi Batas Indeks Plastisitas Tanah ($\boldsymbol{PI}$) 87
4.3.12 Korelasi Sudut Geser *Undrained* $\boldsymbol{\emptyset u}$ 87
4.3.13 Korelasi Angka Poisson $\boldsymbol{\mu}$ 87
4.3.14 Korelasi Modulus Elastisitas **Eu** 88
4.3.15 Korelasi *Water Content (Wc)* 88
4.3.16 Rekapitulasi Parameter Tanah 88
BAB V 91
ANALISA GELOMBANG AIR LAUT 91
5.1 Pengumpulan Data Oceanografi 91
5.2 Analisis Fetch Efektif 91
5.3 Peramalan Tinggi Gelombang dan Periode Gelombang Laut Dalam 93
5.4 Periode Ulang Gelombang dengan Program Bantu Minitab 94
5.5 Perhitungan Elevasi Muka Air Rencana 95
5.5.1 Tinggi *Wave Set Up* (Sw) 95
5.5.2 Tinggi *Wind Set Up* ($\boldsymbol{\Delta h}$) 96
5.5.3 Tinggi Akibat Pemanasan Global (SLR) 96
5.5.4 Total Elevasi Muka Air Rencana 97
5.6 Perhitungan Elevasi Puncak Rencana *Shore Protection* 97

5.6.1 Tinggi *Run Up* (*Ru*) 97
5.6.2 Total Elevasi Puncak *Shore Protection* 99
BAB VI 101
PERENCANAAN *SHORE PROTECTION* DENGAN STRUKTUR *RUBBLE MOUND*..... 101
6.1 Jenis Batu *Shore Protection* dan Perencanaan *Layout Shore Protection.* 101
6.2 Stabilitas Batu Lapis Pelindung 102
6.2.1 Lapis Pelindung Pertama / *Primary Layer* (W_1) 102
6.2.2 Lapis Pelindung *Secondary Layer* (W_2) 103
6.2.3 Inti *Shore Protection / Core* (W_{core})..... 103
6.3 Perhitungan Dimensi *Revetment* 103
6.3.1 Dimensi Batu Pecah 103
6.3.2 Lebar Puncak *Revetment* 104
6.3.3 Tebal Lapis Pelindung 104
6.4 Stabilitas Pelindung Kaki (*Toe Protection)*..... 105
6.4.1 Berat Butir dan Tebal Lapis *Toe Protection*. 105
6.4.2 Dimensi *Toe Protection* dan..... 106
6.5 Geotextile Non Woven dan Rekapitulasi Dimensi Final *Revetment*..... 106
BAB VII..... 109
ANALISA *PRELOADING* DAN PERENCANAAN *PREFABRICATED VERTICAL DRAIN* 109
7.1 Perhitungan Timbunan *Preloading* 109
7.2 Data Timbunan dan Beban Lainnya 109
7.2.1 Spesifikasi Tanah Timbunan..... 109
7.2.2 Beban Operasional 110
7.3 Besar Pemampatan Konsolidasi (Sc)..... 110
7.3.1 Tegangan Overburden Efektif dan Tegangan Prakonsolidasi 111
7.3.2 Distribusi Tegangan Akibat Timbunan 112

7.3.3 Distribusi Tegangan Akibat Beban Operasional 112
7.3.4 Perhitungan Pemampatan (Sc) 113
7.4 Besar Pemampatan Segera (Si) 114
7.5 Total Pemampatan (St)..... 116
7.6 Perhitungan Tinggi Rencana Timbunan 116
7.6.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal ($H_{inisial}$) dan Tinggi Timbunan Akhir (H_{final}) 116
7.6.2 Penentuan Tinggi Awal ($H_{inisial}$) dan St Rencana Timbunan..... 120
7.7 Perhitungan Tinggi Awal ($H_{inisial}$) *Shore Protection*121
7.7.1 Besar Settlement akibat Batu *Shore Protection*.. 122
7.7.2 Hinisial dan *Settlement* Rencana Batu *Shore Protection* 123
7.7 Perhitungan Waktu Pemampatan Natural..... 126
7.8 Perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) . 128
7.8.1 Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertikal (U_V).. 128
7.8.2 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horizontal (U_h) 129
7.8.3 Perhitungan Derajat Konsolidasi Rata – Rata (***U***) 130
BAB VIII 135
ANALISA STABILITAS SLIDING TALUD *SHORE PROTECTION* 135
8.1 Penentuan Tinggi Kritis *Puncture* / *Poinconnement*135
8.1.1 Tinggi Kritis Timbunan 135
8.1.2 Tinggi Kritis *Shore Protection*..... 136
8.2 Penimbunan Bertahap 137
8.2.1 Perhitungan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah untuk Derajat Konsolidasi (U = 100%)..... 137
8.2.2 Perhitungan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah untuk Derajat Konsolidasi (U < 100 %)..... 138

8.3 Perhitungan Paramater Baru akibat Peningkatan Daya Dukung Tanah 138
8.4 Stabilitas *Puncture* pada Tinggi Timbunan dan Batu *Shore Protection* Kritis 143
8.5 Analisa Stabilitas Sliding (*Slope Stability*) dengan Program Bantu Geo 5 144
BAB IX 147
PERENCANAAN PONDASI TIPIKAL TANGKI TIMBUN 147
9.1 Layout Pembangunan Tangki Timbun 147
9.2 Analisa Pembebanan Tangki Timbun 147
9.2.1 Beban Mati 148
9.2.2 Beban Hidup 149
9.2.3 Beban Angin 149
9.2.4 Beban Gempa 149
9.2.5 Kombinasi Beban Tiang dalam Kelompok 150
9.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Dangkal dengan Cu baru 151
9.4 Kontrol Settlement Pondasi Dangkal 154
9.5 Perencanaan Pondasi Dalam 156
9.5.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal 157
9.5.2 Perencanaan Jumlah dan Kedalaman Tiang Pancang 162
9.6 Kontrol Penurunan Tiang Pancang dalam Group 167
9.6.1 Penurunan Konsolidasi Tiang dalam Group 167
9.6.2 Penurunan Elastis Tiang dalam Group 169
9.6.3 Total Penurunan Tiang dalam Group 171
9.7 Kontrol Bahan Tiang Pancang 173
9.7.1 Kontrol *Axial Ultimate Spunpile* 174
9.7.2 Kontrol Momen *Crack Spunpile* 174
9.8 Kontrol Lateral Tiang Pancang 175
9.8.1 Kontrol Defleksi Lateral 175
9.8.2 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 176
9.9 Pemilihan Tiang Pancang 176

9.10 Perencanaan Poer Pondasi Dalam 178
9.10.1Kontrol Geser Ponds 179
9.10.2 Perencanaan Penulangan Poer 180
BAB X 187
KESIMPULAN DAN SARAN 187
10.1 Kesimpulan 187
10.2 Saran 188
DAFTAR PUSTAKA 189
LAMPIRAN 191
BIODATA PENULIS……..…231

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi kabupaten penghasil minyak dan gas 1
Gambar 1. 2 Area perluasan lahan PLTMG 50 MW Sorong 2
Gambar 1. 3 Lokasi PLTMG 50 MW berada di pesisir pantai 3
Gambar 1. 4 Lokasi PLTMG 50 MW Sorong 5
Gambar 2. 1 Hubungan koefisien konsolidasi (Cv) dan batas cair (LL) (After US. Navy,1982) 11
Gambar 2. 2 Hubungan batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) Cassagrande (Ameratunga et. al, 2016) 11
Gambar 2. 3 Definisi dan Batasan Pantai 15
Gambar 2. 4 Faktor koreksi akibat perbedaan temperatur 17
Gambar 2. 5 Faktor koreksi kecepatan angin di laut dan darat .. 17
Gambar 2. 6 Fetch 19
Gambar 2. 7 Formula peramalan tinggi gelombang laut dalam (H) dan periode gelombang laut dalam (T) 19
Gambar 2. 8 Wave Set-Up dan Set-Down 21
Gambar 2. 9 Muka air laut karena badai 22
Gambar 2. 10 Perkirakan kenaikan muka air laut karena pemanasan global 23
Gambar 2. 11 Penentuan elevasi muka air rencana tanpa Tsunami 24
Gambar 2. 12 Grafik run up gelombang 25
Gambar 2. 13 Rubble mound Shore Protection 26
Gambar 2. 14 tampang tiga lapis yang disarankan dengan serangan gelombang pada satu sisi 29
Gambar 2. 15 Angka stabilitas Ns untuk pelindung kaki 30
Gambar 2. 16 Fondasi (a) dan pelindung kaki (b) dari tumpukan batu 31
Gambar 2. 17 Desain minimal pelindung kaki 31
Gambar 2. 18 Kurva faktor pengaruh I untuk beban trapezium 33
Gambar 2. 19 Visualisasi dan Notasi Δp 34
Gambar 2. 20 Kurva faktor pengaruh I untuk beban lingkaran . 35

Gambar 2. 21 Visualisasi distribusi beban terbagi rata 36
Gambar 2. 22 Material PVD 41
Gambar 2. 23 Pola segi empat 43
Gambar 2. 24 Pola segi tiga 43
Gambar 2. 25 Diameter lingkaran ekivalen penagaruh PVD 44
Gambar 2. 26 Kedudukan timbunan saat mengalamai 46
Gambar 2. 27 Harga tegangan berbeda – beda setiap kedalam tanah yang ditinjau 48
Gambar 2. 28 Non woven 50
Gambar 2. 29 Woven 50
Gambar 2. 30 Sketsa pemasangan geotextile 52
Gambar 2. 31 Pondasi dangkal D/B < 4 53
Gambar 2. 32 Dasar teori untuk tipe dua lapis tanah 55
Gambar 2. 33 Grafis Giroud daya dukung tanah pasir -lempung 56
Gambar 2. 34 Penurunan segera tanah berlapis - lapis 57
Gambar 2. 35 Konsolidasi tiang dalam group 64
Gambar 2. 36 3 Kondisi tiang pancang 66
Gambar 2. 37 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral 68
Gambar 2. 38 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi I. 68
Gambar 2. 39 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II 69
Gambar 3. 1 Diagram alir perencanaan tugas akhir 71
Gambar 3. 2 Diagram alir perencanaan tugas akhir (lanjutan) .. 72
Gambar 4. 1 Titik bor log pada area perencanaan perluasan lahan 77
Gambar 4. 2 Grafik gabungan data NSPT 78
Gambar 4. 3 Zonasi area perluasan lahan 81
Gambar 4. 4 Grafik NSPT vs γsat (J.E.Bowles,1984) 82
Gambar 4. 5 Korelasi nilai LL dengan PI 86
Gambar 4. 6 Korelasi nilai LL dengan PI 87

Gambar 5. 1 Analisis panjang fetch (a) arah utara; (b) arah barat; (c) arah selatan; (d) arah barat daya; (e) arah barat laut 92
Gambar 5. 2 Perkiraan terbaik kenaikan muka air akibat pemanasan global (Triatmodjo,2012) 97
Gambar 5. 3 Ploting nilai Ru/H 98
Gambar 5. 4 Sketsa elevasi puncak *shore protection* 99
Gambar 6. 1 Layout rencana pembangunan shore protection . 102
Gambar 6. 2 Grafik hubungan d_1/d_s dengan Ns^3 105
Gambar 7. 1 Grafik hubungan (a) Hinisial vs Hfinal; (b)Settlement vs Hfinal Zona 1 118
Gambar 7. 2 Grafik hubungan (a) Hinisial vs Hfinal; (b)Settlement vs Hfinal Zona 2 119
Gambar 7. 3 Grafik hubungan (a) Hinisial vs Hfinal; (b)Settlement vs Hfinal Zona 3 120
Gambar 7. 4 Grafik hubungan (a) H inisial dan H final; (b) Settlement dan Hfinal akibat beban batu *shore protection* zona 1 123
Gambar 7. 5 Grafik hubungan (a) H inisial dan H final; (b) Settlement dan Hfinal akibat beban batu *shore protection* zona 2 124
Gambar 7. 6 Grafik hubungan (a) H inisial dan H final; (b) Settlement dan Hfinal akibat beban batu *shore protection* zona 3 125
Gambar 7. 7 Grafik hubungan U rata – rata terhadap waktu dengan pola segitiga (a) zona 1; (b) zona 2; (c) zona 3 131
Gambar 7. 8 Grafik hubungan U rata – rata terhadap waktu dengan pola segiempat (a) zona 1; (b) zona 2; (c) zona 3 133
Gambar 8. 1 Skema pentahapan pemasangan batu *shore protection* dan timbunan 137
Gambar 8. 2 Analisa SF *Sliding* lereng *shore protection* zona 1 146

Gambar 8. 3 Analisa SF *Sliding* lereng *shore protection* zona 2 146
Gambar 8. 4 Analisa SF *Sliding* lereng *shore protection* zona 3 146
Gambar 9. 1 Layout Pembangunan Tangki Timbun LFO 147
Gambar 9. 2 Sketsa pembebanan tangki timbun LFO 148
Gambar 9. 3 Grafik spektral percepatan daerah sorong 149
Gambar 9. 4 Geometri perhitungan daya dukung pondasi dangkal 152
Gambar 9. 5 Metode grafis untuk mencari nilai Nc* 153
Gambar 9. 6 Geometri perhitungan penurunan segera tanah berlapis 155
Gambar 9. 7 Grafik daya dukung tiang tunggal izin dengan metode luciano decourt (koreksi MAT) zona 3 161
Gambar 9. 8 Ploting nilai qu untuk mencari nilai f 163
Gambar 9. 9 Geometri perhitungan penurunan konsolidasi group 168
Gambar 9. 10 Ploting grafik koefisien momen (Fm)..... 174
Gambar 9. 11 Ploting nilai L/T mencari koefisien defleksi (Fδ) 175
Gambar 9. 12 Permodelan poer pondasi dengan SAP 2000 180

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 N-SPT dan Korelasinya (J. E. Bowles, 1984) 10
Tabel 2. 2 Korelasi Parameter Tanah (Biarez & Favre,1976) 10
Tabel 2. 3 Korelasi Empiris untuk Cc (Ameratunga et. al, 2016) 12
Tabel 2. 4 Korelasi Empiris untuk Compression Ratio (Djoenaidi, 1985) 13
Tabel 2. 5 Harga – Harga Angka Poisson 13
Tabel 2. 6 Nilai tipikal Eu untuk tanah lempung (U.S Army (1994) dan Bowles (1986)) 14
Tabel 2. 7 Parameter Gelombang Laut Dalam, Transisi dan Dangkal 20
Tabel 2. 8 Koefisien Stabilitas KD untuk Berbagai Jenis Butiran 27
Tabel 2. 9 Tabel Koefisien Lapis 29
Tabel 2. 10 Tabel Nilai Koefisien Nc 47
Tabel 2. 11 Kapasitas Daya Dukung berbagai Jenis Pondasi 54
Tabel 2. 12 Nilai Nc, Nq, dan N$\boldsymbol{\gamma}$ dari Caquot & Kerisel 55
Tabel 2. 13 Nilai C_N terhadap $\sigma'v$ (SEED, dkk) 58
Tabel 2. 14 Koefisien Dasar Decourt α (1996) 60
Tabel 2. 15 Koefisien Dasar Decourt β (1996) 60
Tabel 4. 1 Cek Kovarian BH 1 dan BH 2 80
Tabel 4. 2 Cek Kovarian BH 2 dan BH 3 80
Tabel 4. 3 Cek Kovarian BH 1, BH2, dan BH3 81
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Korelasi Parameter Tanah Zona 1 89
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Korelasi Parameter Tanah Zona 2 89
Tabel 4. 6 Rekapitulasi Korelasi Parameter Tanah Zona 3 90
Tabel 5. 1 Data Pasang Surut Air Laut di Sorong 91
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Hmo dan Tp maksimum tiap tahun 94
Tabel 5. 3 Periode Ulang Tinggi dan Periode Gelombang 95
Tabel 6. 1 Berat Jenis Berbagai Batuan 101
Tabel 6. 2 Rekapitulasi perhitungan dimensi batu pecah 107

Tabel 7. 1 Beban Operasional Perancangan 110
Tabel 7. 2 Perhitungan Si Zona 3 untuk Tinggi Timbunan 3m 115
Tabel 7. 3 Perhitungan H inisial dan H final untuk Zona 1 117
Tabel 7. 4 Perhitungan H inisial dan H final untuk Zona 2 117
Tabel 7. 5 Perhitungan H inisial dan H final untuk Zona 3 117
Tabel 7. 6 Hasil Perhitungan Hinisial dan St rencana 121
Tabel 7. 7 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 1 akibat Beban Batu Shore Protection 122
Tabel 7. 8 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 2 akibat Beban Batu Shore Protection 122
Tabel 7. 9 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 3 akibat Beban Batu Shore Protection 122
Tabel 7. 10 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 3 akibat Beban Batu *Shore Protection* 126
Tabel 7. 11 Nilai Cv Per Lapisan untuk Semua Zona 126
Tabel 7. 12 Rekapitulasi perhitungann Waktu Konsolidasi Natural untuk Semua Zona 127
Tabel 7. 13 Rekapitulasi Jarak Pemasangan PVD 133
Tabel 8. 1 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Timbunan Zona 1 141
Tabel 8. 2 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Batu Shore Protection Zona 1 141
Tabel 8. 3 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Timbunan Zona 2 142
Tabel 8. 4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Batu Shore Protection Zona 2 142
Tabel 8. 5 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Timbunan Zona 3 143
Tabel 8. 6 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Batu Shore Protection Zona 3 143
Tabel 8. 7 Peningkatan Nilai SF puncture pada Timbunan 144
Tabel 8. 8 Peningkatan Nilai SF pada Batu Shore Protection .. 144

Tabel 9. 1 Parameter Tanah Baru Zona 3 151

Tabel 9. 2 Jumlah Tiang Pancang untuk Jarak antar Tiang 2,5 D 162
Tabel 9. 3 Jumlah Tiang Pancang untuk Jarak antar Tiang 3D 162
Tabel 9. 4 Kombinasi Beban Tiang Tidak Terfaktor untuk Diamater Tiang 0,6 dan Variasi Jarak antar Tiang 3D.....164
Tabel 9. 5 Rekapitulasi Pmax dan Pmin untuk Diamater Tiang 0,6 dan Variasi Jarak antar Tiang 3D 165
Tabel 9. 6 Rekapitulasi Kedalaman Tiang Pancang.....167
Tabel 9. 7 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Penurunan Elastis Tiang dalam Group kondisi *floating*.....171
Tabel 9. 8 Rekapitulasi Perhitungan *Settlement* Tiang Group Kondisi *Floating* variasi 2,5 D 172
Tabel 9. 9 Rekapitulasi Perhitungan *Settlement* Tiang Group Kondisi *Floating* variasi 3 D 172
Tabel 9. 10 Rekapitulasi Perhitungan Settlement Tiang Group hingga kedalaman End Bearing.....173
Tabel 9. 11 Kapasitas Kuat Bahan Tiang Diameter 60 cm 173
Tabel 9. 12 Kontrol Kuat Bahan (S = 2,5 D) 177
Tabel 9. 13 Kontrol Kuat Bahan (S = 3D) 177
Tabel 9. 14 Kontrol Lateral Tiang (S = 2,5D).....178
Tabel 9. 15 Kontrol Lateral Tiang (S = 3 D).....178

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

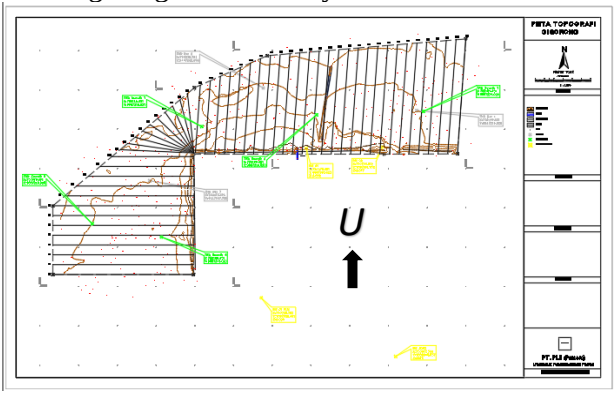
BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Potensi Sumber daya energi berupa minyak bumi, gas bumi, panas bumi, batu bara, tenaga air, tenaga matahari (solar) di Papua yang tersedia cukup besar tetapi belum dapat dimanfaatkan secara optimal. Minyak bumi dan gas bumi (Migas) pada saat ini masih menjadi Sumber daya andalan utama sebagai energi untuk kebutuhan dalam negeri maupun sebagai komoditas eksport. Ada beberapa kabupaten yang termasuk daerah penghasil migas diantaranya Teluk Bintuni, Kabupaten Sorong, dan Kepulauan Raja Ampat. Adapun lokasi daerah penghasil migas dapat ditunjukkan pada (**Gambar 1.1**). Oleh Sebab itu PT Perusahaan Listrik Negara (PLN) telah membangun sejumlah pembangkit listrik tenaga minyak gas (PLTMG) berskala 10-50 megawatt (MW) di beberapa kota di Papua.

Gambar 1. 1 Lokasi kabupaten penghasil minyak dan gas (Sumber : Google Earth)

PLTMG dengan kapasitas 50 MW telah dibangun di kota Sorong, Papua Barat merupakan upaya pemanfaatan Sumber daya migas untuk memenuhi kebutuhan listrik di wilayah tersebut. PLTMG 50 MW Sorong sudah beroperasi sejak tahun 2018 dan saat ini direncanakan untuk dilakukan pengembangan agar tercapai PLTMG dengan kapasitas seperti yang diharapkan. Salah satu pengembangan yang dilakukan oleh PT. Perusahaan Listrik Negara (PLN) di Sorong adalah perluasan lahan PLTMG untuk peningkatkan kapasitas pembangkit menjadi 50 MW. Perluasan lahan ini direncanakan ke arah barat laut dari PLTMG 50 MW Sorong yang sudah dibangun dengan luas lahan perluasan yang direncanakan sebesar 4,6945 hm2 seperti ditunjukkan pada (**Gambar 1.2**) dan perluaan lahan ini direncanakan untuk pembangunan tangki tegak berisi minyak.



Gambar 1. 2 Area perluasan lahan PLTMG 50 MW Sorong (Sumber : Dokumen PT. PLN,2019)

Untuk itu, dilakukan investigasi kondisi lapangan pada area perluasan lahan. Hasilnya disimpulkan bahwa kondisi lapisan tanah eksisting didominasi oleh lanau kelempungan dengan daya dukung tanah cenderung rendah hingga kedalaman kritis 16 meter sesuai ditunjukkan oleh data bor log pada **Lampiran 1.2**. Tanah dikategorikan lunak apabila nilai SPT kurang dari 15 sesuai dengan tabel NSPT dan korelasinya dapat dilihat pada **Tabel 2.1**. Selain

itu lokasi yang berada di pesisir pantai **Gambar 1.3** dapat menyebabkan tergerusnya tanah timbunan akibat abrasi.

Gambar 1. 3 Lokasi PLTMG 50 MW berada di pesisir pantai
(*Sumber : Google Earth*)

Kondisi tersebut di atas tentunya menjadi permasalahan dalam pengembangan lahan PLTMG. Adapun kondisi ideal yang diharapkan diantaranya beban tangki timbun yang berisi *light fuel oil* (LFO) harus didukung oleh tanah dibawahnya dan tidak boleh terjadi *settlement* berlebihan pada tangki. Pemampatan harus cepat selesai sebelum waktu yang telah ditentukan dan tidak boleh terjadi abrasi yang berlebihan pada area pesisir pantai.

Dengan adanya kondisi yang diharapkan maka perlu suatu usaha agar kondisi tersebut dapat dicapai. Adapun usaha – usaha yang dapat dilakukan diantaranya perbaikan tanah dengan cara peningkatan daya dukung tanah dan perkuatan tanah; alternatif perencanaan pondasi dangkal atau dalam untuk beban tangki timbun dan *shore protection* yang kuat menahan abrasi di sepanjang pesisir pantai

1.2 Rumusan Masalah

Adapun permasalahan yang muncul dalam studi ini, antara lain :

1. Berapa tinggi final puncak *Shore Protection* agar tidak terjadi *overtoping* ?
2. Berapa tinggi rencana timbunan dan *shore protection* agar tercapai tinggi final ?
3. Bagaimana cara mempercepat pemampatan akibat beban timbunan dan dan batu *shore protection* ?
4. Berapa dimensi *shore protection* dengan struktur *rubble mound* di pesisir pantai ?
5. Bagaimana stabilitas lereng dengan *shore protection* terhadap *slope stability* ?
6. Bagaimana tipikal pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah dan beban tangki timbun di atasnya?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari tugas akhir ini adalah diperoleh detail perencanaan *Shore Protection* yang stabil di sepanjang pesisir lahan perluasan dan desain pondasi tipikal yang sesuai untuk beban tangki timbun beserta isinya.

1.4 Batasan Studi

Pembatasan studi diperlukan agar pembahasan Perencanaan *Shore Protection* dan Tipikal Pondasi pada Area Perluasan di Proyek Pembangunan PLTMG 50 MW PT. Perusahaan Listrik Negara, Sorong tidak meluas. Adapun Batasan studi dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Daerah studi adalah area peluasan lahan PTLMG 50 MW sesuai dengan peta perluasan lahan dapat dilihat pada **Lampiran 1.4**
2. Data yang digunakan adalah data sekunder.
3. Tidak menganalisa difraksi dan refraksi akibat pulau – pulau kecil
4. Tidak melakukan studi perubahan pola arus dan sedimentasi

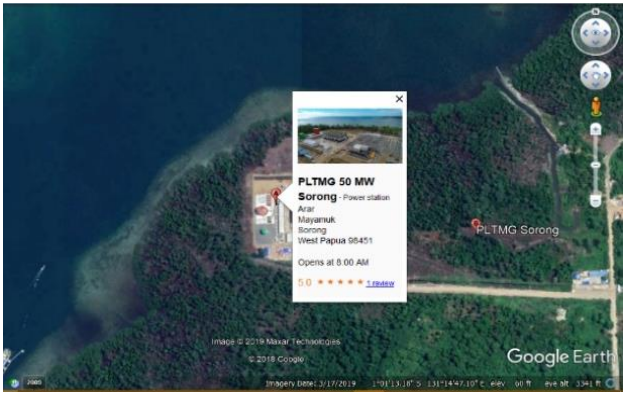
5. Analisis stabilitas hanya pada lereng dengan *shore protection*
6. Analisis penurunan tangki timbun berdasarkan penurunan seragam
7. Tidak menghitung biaya perencanaan dan menganalisis *scheduling* serta metode pelaksanaan proyek

1.5 Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini adalah sebagai bahan masukan dan referensi untuk perencanaan perencanaan *shore protection* yang stabil dan perencanaan pondasi yang sesuai untuk beban tangki timbun diatasnya.

1.6 Lokasi Studi

Secara geografis pekerjaan pematangan lahan PLTMG 50 MW terletak di sekitar 1º01’13.18’’ LS dan 131º14’47.10’’ BT di Desa Arar, Kecamatan Mayamuk, Kabupaten Sorong, Provinsi Papua Barat **Gambar 1.4**.



Gambar 1. 4 Lokasi PLTMG 50 MW Sorong
(Sumber : *Google Earth*)

1.7 Lingkup Studi

a. Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari data sekunder. Adapun data-data yang diperlukan, yaitu:

1. Data tanah berupa data boring log dan SPT
2. Data *oceanografi* diantaranya :
   - Data angin satelit 2009 – 2019
   - Data parameter pasang surut air laut
3. Peta topografi
4. Data dimensi dan beban tangki timbun

b. Studi Literatur

Berikut ini adalah studi literatur yang digunakan untuk acuan dalam penyelesaian tugas akhir sebagai berikut :

1. Teori tentang korelasi parameter tanah
2. Teori analisa gelombang air laut
3. Teori tentang perencanaan *shore protection*
4. Teori perbaikan tanah
5. Teori tentang perencanaan pondasi dangkal
6. Teori tentang perencanaan pondasi dalam

c. Analisa Data

1. Analisa data tanah dilakukan untuk mengetahui data tanah bersifat homogen atau heterogen sehingga dapat diputuskan data tersebut dapat digabung atau tidak. Setelah itu dilakukan korelasi parameter data tanah sebagai acuan perencanaan disebabkan Sumber data hanya terbatas dari data NSPT saja.
2. Analisa gelombang air laut dilakukan untuk mengetahui tinggi elevasi puncak rencana *shore protection*

d. Perencanaan *Shore Protection* dengan struktur *Rubble Mound*

Dalam perencanaan *Shore Protection* ada beberapa tahapan dilakukan diantaranya :

1. Perhitungan batu lapis pelindung

2. Perhitungan dimensi *revetment*

e. Perencanaan dan Analisa Stabilitas Timbunan

Setelah didapatkan tinggi timbunan rencana dilakukan perencanaan perbaikan tanah diantaranya sebagai berikut :

1. Perhitungan besarnya pemampatan akibat beban timbunan dan beban operasional
2. Menghitung lama dan besar pemampatan
3. Perencanan kebutuhan, pola, dan kedalaman PVD
4. Mencari nilai parameter tanah baru akibat beban bertahap timbunan dan *shore protection*
5. Kontrol timbunan dan *shore protection* terhadap keruntuhan / *puncture*
6. Kontrol stabilitas lereng (*slopre stability*) timbunan dengan *shore protection* tanpa perkuatan
7. Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan tanah apabila lereng timbunan tidak stabil

f. Perencanaan Pondasi Dangkal Tangki Timbun

Dalam perencaan pondasi dangkal perlu diperhatikan kontrol sebagai berikut :

1. Kontrol daya dukung tanah
2. Kontrol terhadap *Settlement*

g. Perencanaan Pondasi Dalam Tangki Timbun

Dalam perencanan pondasi dalam perlu diperhatikan kontrol sebagai berikut :

1. Kontrol beban axial (*axial load)*
2. Kontrol beban horizontal (*lateral load*)
3. Kontrol defleksi dan beban momen
4. *Settlement* tiang pancang dalam group

h. Kesimpulan dan Saran

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Jenis Tanah dan Perilakunya

Pengertian Tanah menurut Ramman adalah bahan batuan yang sudah dirombak menjadi partikel-partikel kecil yang telah berubah secara kimiawi bersama-sama dengan sisa-sisa tumbuhan dan hewan yang hidup di dalam dan diatasnya. (Ramman (Jermana, 1917)). Berdasarkan ukurannya, tanah terdiri dari berbagai ukuran butiran, mulai dari butiran yang paling kecil (halus) hingga butiran yang besar (kasar). Dalam ilmu teknik sipil, tanah perlu diklasifikasikan berdasarkan jenis dan karakteristiknya dengan tujuan untuk mengelompokkan tanah yang berbeda- beda namun mempunyai sifat yang serupa ke dalam grup maupun sub group.

Berdasarkan sifat lekatannya, tanah dapat dibagi menjadi 2 jenis, antara lain:

1. Tanah non kohesif,
   Tanah non kohesif adalah tanah yang tidak mempunyai lekatan antar butirannya (c = 0). Umumnya tanah non kohesi tidak mengandung lempung contohnya yaitu pasir.
2. Tanah kohesif,
   Tanah kohesif adalah tanah yang mempunyai lekatan antar butirannya (c > 0).

2.2 Analisa Parameter Tanah

2.21 Korelasi Parameter Tanah

Parameter tanah dapat dikorelasi apabila parameter tanah tidak didapatkan pada hasil laboratorium. Tabel hubungan parameter tanah dan rumus empiris digunakan untuk korelasi parameter tanah. Adapun tabel. grafik dan rumus empiris dapat dilihat pada **Tabel 2.1** sampai dengan **Tabel 2.6**

Tabel 2. 1 N-SPT dan Korelasinya (J. E. Bowles, 1984)

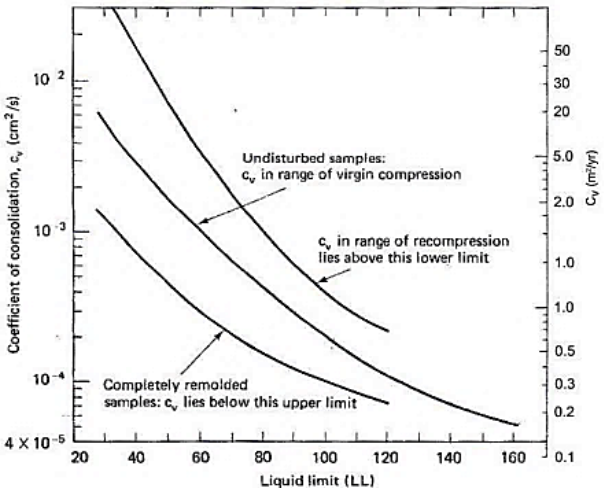
Cohesionless Soil					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (kN/m^3)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
$\phi^{(o)}$	-	25-32	28-36	30-40	>40
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Cohesive Soil					
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (kN/m^3)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu (kPa)	<25	20-50	30-60	40-200	>200
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Sumber : Wahyudi, 1999

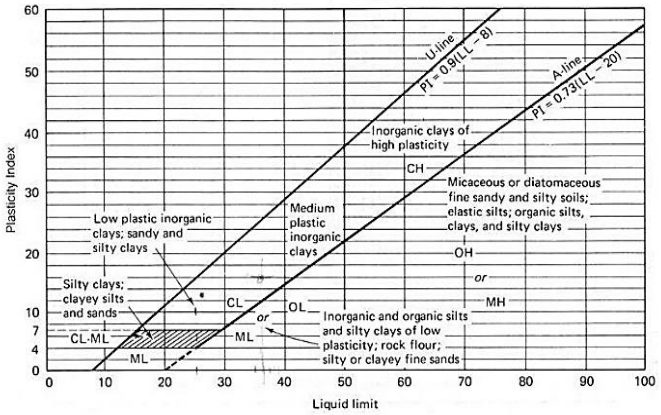
Tabel 2. 2 Korelasi Parameter Tanah (Biarez & Favre,1976)

SIFAT TANAH		γd g/cm^3	γd lb.cb.ft	e	n	Wsat %	γ *sat* g/cm^3	Cv cm^2/s	Cv ft^2/year
silt clay	lunak	0,5	31,25	4,4	0,8	163	1,31	10^{-5}	
		0,6	37,5	3,5	0,78	129,6	1,38		
		0,7	43,75	2,86	0,74	105,8	1,44	1×10^{-4}	3,4
		0,8	50	2,38	0,7	88	1,5	2×10^{-4}	6,8
		0,9	56,25	2	0,67	74,1	1,57	3×10^{-4}	10,1
								4×10^{-4}	11,1
	rata - rata	1	62,5	1,7	0,63	63	1,63	5×10^{-4}	16,9
		1,1	58,85	1,45	0,59	53,9	1,69	6×10^{-4}	20,3
		1,2	75	1,25	0,56	46,3	1,76	7×10^{-4}	23,6
		1,3	81,25	1,08	0,52	39,9	1,82	8×10^{-4}	27
		1,4	87,5	0,93	0,48	34,4	1,88	9×10^{-4}	30,4
Gravel, Sand	sand	1,5	93,75	0,8	0,44	29,6	1,94	10^{-3}	338
		1,6	100	0,69	0,41	25,5	2,04		
		1,7	106,25	0,59	0,37	21,8	2,07		
		1,8	112,5	0,5	0,33	18,5	2,13	10^{-2}	338
		1,9	118,75	0,42	0,3	15,6	2,2		
								10^{-1}	338
	Gravel	2	125	0,35	0,26	13	2,26		
		2,1	131,25	0,29	0,22	10,6	2,32		
		2,2	137,5	0,23	0,19	8,4	2,39		
		2,3	143,75	0,17	0,15	6,4	2,45		
		2,4	150	0,13	0,11	4,63	2,51		
		2,5	156,25	0,08	0,074	2,96	2,57		
		2,6	162,5	0,038	0,037	1,42	2,64		
		2,7	168,75	0	0	0	2,7		

Sumber : Haq, 2017



Gambar 2. 1 Hubungan koefisien konsolidasi (Cv) dan batas cair (LL) (*After US. Navy*,1982)



Gambar 2. 2 Hubungan batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI) *Cassagrande* (Ameratunga et. al, 2016)

Tabel 2. 3 Korelasi Empiris untuk Cc (Ameratunga et. al, 2016)

Korelasi	Keterangan	Referensi
$Cc = 0{,}009\,(LL - 10)$	Undisturbed clay of sensitivity less than 4. Reliability ± 30%	Terzaghi and Peck (1948)
$Cc = 0{,}007\,(LL - 10)$	Remoulded clay	Skempton (1944)
$Cc = 0{,}0046\,(LL - 9)$	Sao Paulo, Brazil clays	Cozzolino (1961)
$Cc = 0{,}0186\,(LL - 30)$	Soft silty Brazilian clays	Cozz0lino (1961)
$Cc = 0{,}01(LL - 13)$	All clays	USACE (1990)
$Cc = 0{,}008(LL - 8{,}2)$	Indiana Soils	Lo and Lovell (1982)
$Cc = 0{,}21 + 0{,}009\,LL$	Weathered & soft Bangkok clays	Balasubramanian and Brenner (1981)
$Cc = 0{,}3\,(e_0 + 0{,}27)$	Inorganic Silty clay	Hough (1957)
$Cc = 1{,}15\,(e_0 + 0{,}35)$	All clays	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}75\,(e_0 + 0{,}5)$	Soil of very low plasticity	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}4\,(e_0 + 0{,}25)$	Clays from Greece & part of US	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}141 {G_S}^{1{,}2} (\frac{1 + e_0}{G_S})^{2{,}382}$	90 samples; Bowles(1988) suggest e0 be less than 0,8	Rendon - Herrero (1980)
$Cc = 0{,}256 + 0{,}43(e_0 + 0{,}84)$	Brazilian clays	Cozzolino (1961)
$Cc = 0{,}54\,(e_0 - 0{,}35)$	All clays	Noshida (1956)
$Cc = 0{,}22 + 0{,}29\,e_0$	Weathered & soft Bangkok clays	Balasubramanian and Brenner (1981)
$Cc = 0{,}575 e_0 + 0{,}241$	French clays	Balasubramanian and Brenner (1981)
$Cc = 0{,}5363(e_0 + 0{,}411)$	Indiana Soils	Goldberg et al. (1979)
$Cc = 0{,}496 e_0 - 0{,}195)$	Indiana Soils	Lo and Lovell (1982)
$Cc = 0{,}4\,(e_0 - 0{,}25)$	Clays from Greece & part of US	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}01\,W_n$	Chicago clays	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}01\,W_n$	Canada clays	Koppula (1981)
$Cc = 0{,}0115\,W_n$	Organic soils, peat	USACE (1990) and Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}012\,W_n$	All clays	USACE (1990)
$Cc = 0{,}01\,(W_n - 5)$	Clays drom Greece & parts of US	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0{,}0126\,W_n - 0{,}162$	Indiana Soils	Lo and Lovell (1982)
$Cc = 0{,}008\,W_n - 0{,}2$	Weathered soft Bangkok clays	Balasubramanian and Brenner (1981)
$Cc = 0{,}0147\,W_n - 0{,}213$	French clays	Balasubramanian and Brenner (1981)
$Cc = (1 + eo)[0{,}1 + 0{,}006(W_n\text{-}25)]$	Varved clays	USACE (1990)

Sumber : kumpulan korelasi parameter geoteknik dan fondasi, 2019

Tabel 2. 4 Korelasi Empiris untuk Compression Ratio (Djoenaidi, 1985)

Jenis Tanah	Korelasi	Referensi
Marine clays of southeast Asia	CR = 0.0043 w_n	Azzouz et al. (1976)
	CR = 0.0045 LL	Balasubramaniam and Brenner (1981)
Bangkok clays	CR = 0.00463LL – 0.013	Balasubramaniam and Brenner (1981)
	CR = 0.0039 w_n + 0.013	
French clays	CR = 0.0039 w_n + 0.013	Balasubramaniam and Brenner (1981)
Indiana clays	CR = 0.0249 +0.003 w_n	Lo and Lovell (1982)
	CR = 0.0294 + 0.00238 LL	
	CR = 0.0125 + 0.0152 e_0	
Indiana clays	CR = 0.2037 (e_0 – 0.2465)	Goldberg et al. (1979)
Clays from Greece & part of US	CR = 0.002 (LL + 9)	Azzouz et al. (1976)
	CR = 0.14 (e_0 – 0.007)	
	CR = 0.003 (w_n + 7)	
	CR = 0.126 (e_0 + 0.003LL-0.06)	
Chicago clays	CR = 0.208 e_0 + 0.0083	Azzouz et al. (1976)
Inorganic & organic clays and silty soils	CR = 0.156 e_0 + 0.0107	Elnaggar and Krizek (1970)

Sumber : kumpulan korelasi parameter geoteknik dan fondasi, 2019

Tabel 2. 5 Harga – Harga Angka Poisson

Jenis Tanah	Angka Poisson
Pasir lepas	0,2 - 0,4
Pasir agak padat	0,25 - 0,4
Pasir padat	0,3 - 0,45
Pasir berlanau	0,2 - 0,4
Lempung lembek	0,15 - 0,25
Lempung agak kaku	0,2 - 0,5

Sumber : Braja M, 1988

Tabel 2. 6 Nilai tipikal Eu untuk tanah lempung (U.S Army (1994) dan Bowles (1986))

Clay	E_u (MPa)
Lempung sangat lunak	0.5-5
Lempung lunak	5-20
Lempung sedang	20-50
Lempung kaku; lempung berlanau	50-100
Lempung berpasir	25-200
Lempung serpihan	100-200

Sumber : kumpulan korelasi parameter geoteknik dan fondasi, 2019

2.2.1 Pengelompokan Tanah

Pendekatan statistik yang digunakan adalah dengan pengambilan keputusan berdasarkan koefisien varian (Kv) dari suatu distribusi nilai parameter tanah.

Beberapa persamaan statistik untuk banyak data kurang dari 100 sebagai berikut (ITS, 1998) :

Rata-rata (Mean),

$$\overline{X} = \frac{\sum_{n=1}^{1} X}{n} \quad (2.1)$$

Standar Deviasi,

$$STD = \sqrt{\frac{\sum(x-U)^2}{n-1}} \quad (2.2)$$

Koefisien Varian,

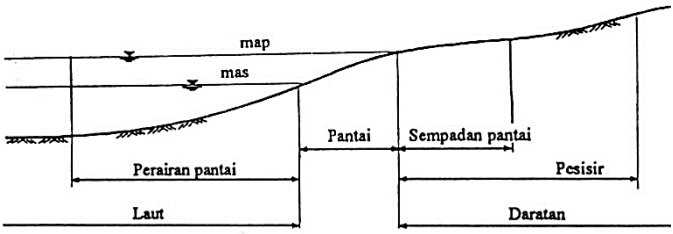
$$Kv = \frac{STD}{U} \text{ x } 100\% \quad (2.3)$$

Dimana distribusi sebaran suatu nilai dapat diterima jika harga koefisien varian (CV) dari sebaran tersebut bernilai lebih kecil atau sama dengan 20%. Apabila nilai koefisien varian (CV) lebih besar dari pada 20%, maka perlu dilakukan pembagian *layer* tanah sampai nilai CV tersebut kurang dari atau sama dengan 20%.

2.3 Definisi Pantai

Pantai adalah perbatasan antara lautan dengan daratan. Terdapat dua pemahaman tentang pantai yang sering rancu, yakni

pesisir (*coast*) dan pantai (*shore)*. Pemahaman tentang beberapa definisi tentang pantai dapat dilihat pada **Gambar 2.3**



Gambar 2. 3 Definisi dan Batasan Pantai
Sumber: Triatmodjo, 2012

Keterangan :

1. Pesisir adalah daerah darat di tepi laut yang masih mendapat pengaruh laut seperti pasang surut, angin laut dan perembesan air laut.
2. Pantai adalah daerah di tepi perairan yang dipengaruhi oleh air pasang tertinggi dan air surut terendah.
3. Daerah daratan adalah daerah yang terletak di atas dan di bawah permukaan daratan dimulai dari batas garis pasang tertinggi.
4. Daerah lautan adalah daerah yang terletak di atas dan di bawah permukaan laut di mulai dari sisi laut pada garis surut terendah.
5. Garis pantai adalah garis batas pertemuan antara daratan dan air laut, di mana posisinya tidak tetap dan dapat berpindah sesuai dengan pasang surut air laut dan erosi pantai yang terjadi. 6. Sempadan pantai adalah kawasan tertentu sepanjang pantai yang mempunyai manfaat penting untuk mempertahankan kelestarian fungsi pantai.

2.4 Analisa Gelombang Air Laut

2.4.1 Angin

Angin merupakan salah satu faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan bangunan pantai. Hal ini dikarenakan angin dapat menyebabkan arus dan gelombang yang menimbulkan efek tekanan pada bangunan pantai.

1. Efek elevasi
   Untuk pengukuran angin yang tidak pada elevasi 10 m maka haru dikonversikan pada elevasi berikut. Berikut formula yang dpapat digunakan untuk memudahkan perhitungan konversi sebagai berikut :

$$U_{(10)} = U_{(y)} \left(\frac{10}{y}\right)^{\frac{1}{7}} \quad (2.4)$$

   dimana :

   U(10) = kecepatan angin pada ketinggian 10 m di atas permukaan laut.

   U(y) = kecepatan angin pada ketinggian y di atas permukaan laut.

   Apabila angin diukur didarat maka data kecepatan angin tersebut harus dikonversikan seolah – olah angin diukur oleh air laut. Berikut perumusan CERC, 1984 yang digunakan untuk konversi :

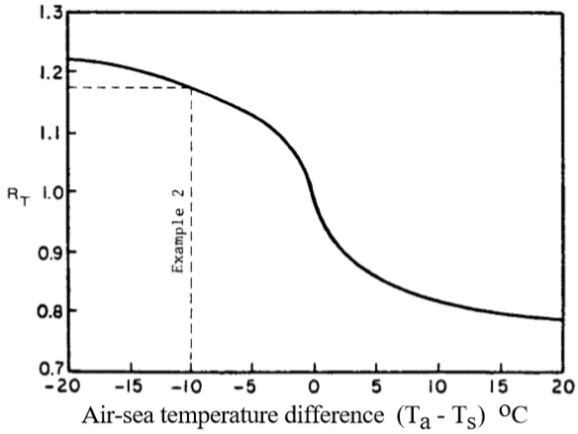
$$U = R_T . R_L . U_{(10)L} \quad (2.5)$$

   dimana :

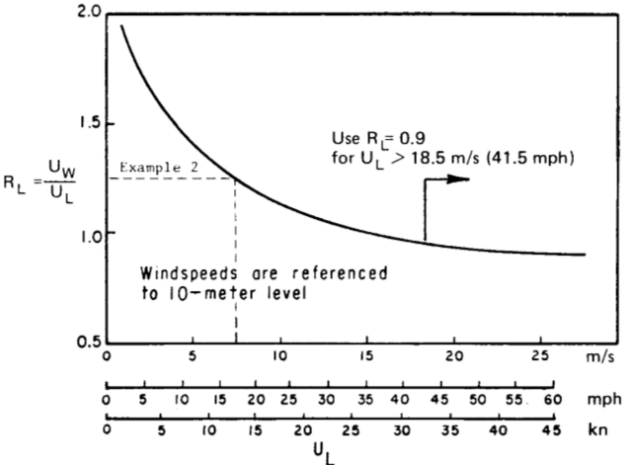
   RT = faktor koreksi terhadap perbedaan temperatur antara udara dan air **Gambar 2.4**

   RL = faktor koreksi terhadap kecepatan angin di darat **Gambar 2.5**

   U(10)L = kecepatan angin pada ketinggian 10 m di atas tanah (Land)



Gambar 2. 4 Faktor koreksi akibat perbedaan temperatur
Sumber: CERC, 1984



Gambar 2. 5 Faktor koreksi kecepatan angin di laut dan darat
Sumber: CERC, 1984

2. Koreksi stabilitas
   Apabila terjadi perbedaaan antara temperatit udara dan air laut maka harus dikoreksi dengan faktor koreksi RT. Adapun formula yang diberikan sebagai berikut :

   $$U = R_T . U_{(10)} \quad (2.6)$$

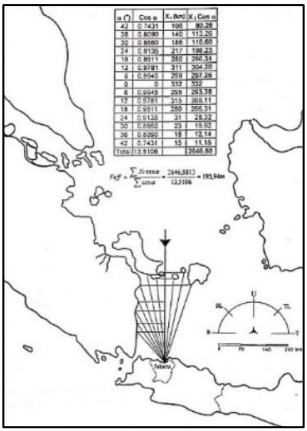
3. Koefisien drag
   Dalam peramalan gelombang yang diperlukan kecepatan angin yang telah disesuaikan (Adjusted windspeed, UA) :

   $$U_A = 0{,}71 . U^{1{,}23} \quad (2.7)$$

4. Fetch
   Pada pembangkitan gelombang air laut perhitungan fetch dipengaruhi oleh daratan yang mengelilingi lautan. Fetch rata – rata efektif dapat diberikan dalam persamaan sebagai berikut (Triadmodjo,2012) :

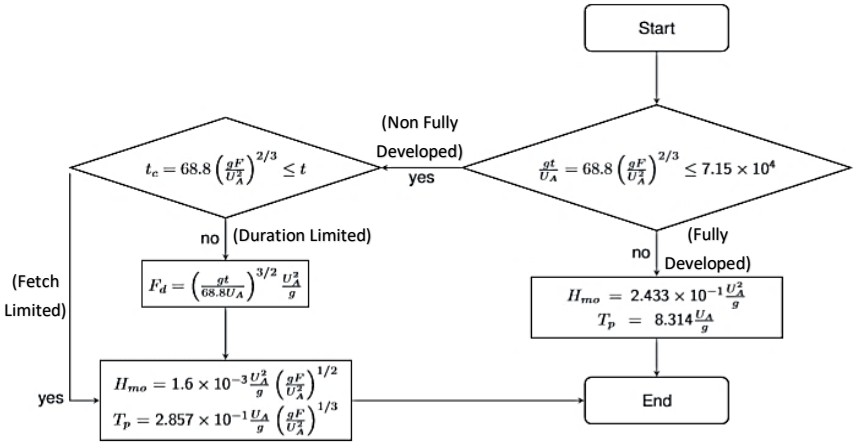
   $$F_{eff} = \frac{\Sigma\ (Xi . \cos \propto i)}{\Sigma\ (\cos \propto i)} \quad (2.8)$$

   dimana :
   F_{eff} = fetch rata – rata efektif
   Xi = Panjang segmen fetch yang diukur dari titik observasi gelombang ke ujung akhir fetch.
   $\cos \propto i$ = deviasi pada kedua sisi arah angin dengan menggunakan pertambahan 6º sampai sudut 42º pada kedua sisi dari arah mata angin.
   Adapun contoh penggambaran fetch dapat dilihat pada **Gambar 2.6**



Gambar 2. 6 Fetch
Sumber: Triadmodjo, 2012

5. Peramalan gelombang laut dalam
   Dalam peramalan gelombang laut dalam menggunakan alur Flowchart yang ditampilkan pada **Gambar 2.7**



Gambar 2. 7 Formula peramalan tinggi gelombang laut dalam (H) dan periode gelombang laut dalam (T)
Sumber : CERC, 1984

2.4.2 Analisa Periode Ulang

Analisa periode ulang merupakan analisa prediksi gelombang ekstrim yang terjadi pada periode ulang tertentu. Untuk analisa prediksi gelombang priode ulang bisa digunakan program bantu aplikasi Minitab atau sejenisnya.

2.4.3 Gelombang

Gelombang air laut dikategorikan menjadi beberapa macam berdasarkan pembangkitya. Gelombang tersebut adalah gaya yang dibangkitkan oleh tiupan angin dipermukaan laut, gelombang pasang surut dibangkitkan oleh gaya tarik benda benda langit terutama matahari dan bulan terhadap bumi dan sebagainya. (Triatmodjo, 2012)

Perbandingan antara kedalaman air dan panjang gelombang (d/L) didapatkan klasifikasi gelombang terhadap kedalaman relatif. Gelombang dikategorikan dalam 3 gelombang air laut sebagai acuan dapat dilihat pada **Tabel 2.7**

Tabel 2. 7 Parameter Gelombang Laut Dalam, Transisi dan Dangkal

Parameter	Laut Dalam	Laut Transisi	Laut Dangkal
Kedalaman Relatif (d/Lo)	$> \frac{1}{25} - \frac{1}{2}$	$\frac{1}{25} - \frac{1}{2}$	$< \frac{1}{25} - \frac{1}{2}$
Cepat Rambat (C)	1,56 T	$\frac{gT}{2\pi} \tan kd$	$\sqrt{gd}$
Panjang Gelombang (L)	$1{,}56\ T^2$	$\frac{gT}{2\pi} \tan kd$	$\sqrt{gd}\ T$

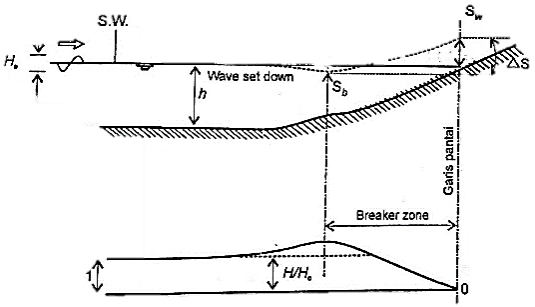
Sumber: CERC, 1984

2.5 Fluktuasi Muka Air Laut

Beberapa proses alam yang terjadi dalam waktu yang bersamaan membentuk variasi muka air laut dengan periode panjang. Proses alam tersebut meliputi tsunami, gelombang badai, kenaikan muka air karena gelombang, kenaikan muka air karena perubahan suhu global, dan pasang surut.

2.5.1 Kenaikan muka air karena gelombang (*Set Up Wave*)

Gelombang yang datang dari laut menuju pantai menyebabkan fluktuasi muka air di daerah pantai terhadap muka air diam. Pada waktu gelombang pecah akan terjadi penurunan elevasi muka air rerata terhadap elevasi muka air diam di sekitar lokasi gelombang pecah. Kemudian dari titik di mana gelombang pecah permukaan air rerata miring ke atas ke arah pantai. Turunnya muka air tersebut dikenal dengan wave set-down, sedang naiknya muka air disebut wave set-up; seperti **Gambar 2.8**



Gambar 2. 8 *Wave Set-Up* dan *Set-Down*
Sumber : Triatmodjo, 2012

2.5.2 Kenaikan muka air karena angin (*Wind Set Up*)

Angin dengan kecepatan besar (badai) yang terjadi di atas permukaan laut bisa memebangkitkan fluktuasi muka air laut yang besar di sepanjang pantai jika badai tersebut cukup kuat dan daerah pantai dangkal dan luas. Penentuan elevasi muka air rencana selama terjadinya badai adalah sangat kompleks yang melibatkan interaksi antara angin dan air, perbedaan tekanan atmosfer dan beberapa parameter lainnya.

Kenaikan elevasi muka air karena badai dapat dihitung dengan persamaan berikut :

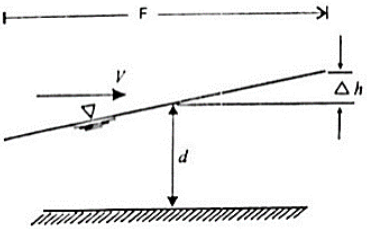
$$\Delta h = \frac{Fi}{2} \quad (2.9)$$

$$\Delta h = Fc.\frac{V^2}{2gd} \quad (2.10)$$

dimana :

Δh = kenaikan elevasi muka air karena badai (m)
F = panjang Fetch (m)
I = kemiringan muka air
c = konstanta (3,5 x 10^{-6})
V = kecepatan angin (m/dt)
d = kedalaman air (m)
g = percepatan gravitasi (m/d2)

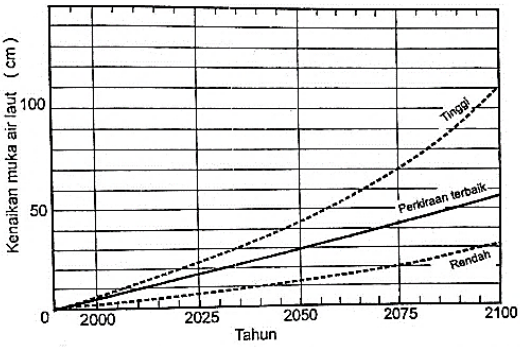
Berikut ilustrasi fluktuasi air laut akibat badai dapat dilihat pada **Gambar 2.9**



Gambar 2. 9 Muka air laut karena badai
Sumber: Triatmodjo, 2012

2.5.3 Pemanasan Global (*SLR)*

Peningkatan konsentrasi gas-gas rumah kaca di atmosfer menyebabkan kenaikan suhu bumi sehingga mengakibatkan kenaikan muka air laut. Di dalam perencanaan bangunan pantai, kenaikan muka air karena pemanasan global harus diperhitungkan. Berdasarkan perkiraan **Gambar 2.10** memberikan perkiraan besarnya kenaikan muka air laut dari tahun 1990 sampai 2100, yang disertai perkiraan batas atas dan bawah.



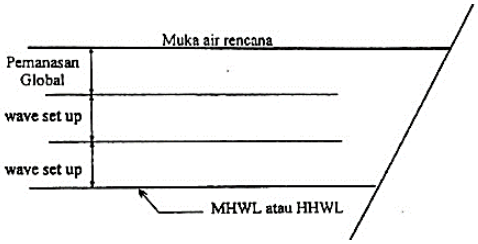
Gambar 2. 10 Perkirakan kenaikan muka air laut karena pemanasan global
Sumber: Triatmodjo, 2012

2.5.4 Pasang Surut Air Laut

Pasang surut adalah fluktuasi muka air laut karena adanya gaya tarik benda-benda di langit, terutama matahari dan bulan terhadap massa air laut di bumi. Meskipun massa bulan jauh lebih kecil dari massa matahari, tetapi karena jaraknya terhadap bumi jauh lebih dekat, maka pengaruh gaya Tarik bulan terhadap bumi lebih besar daripada pengaruh gaya tarik matahari. Gaya tarik bulan yang mempengaruhi pasang surut adalah 2,2 kali lebih besar daripada gaya tarik matahari (Triatmodjo, 2012)

2.5.5 Elevasi Muka Air Laut Rencana

Elevasi muka air laut rencana merupakan parameter yang sangat penting dalam perencanaan bangunan pantai. Elevasi tersebut merupakan penjumlahan dari beberapa parameter yaitu pasang surut, tsunami, wave set-up, wind set-up, dan kenaikan muka air karena perubahan suhu global **Gambar 2.11** menunjukkan contoh penentuan elevasi muka air rencana



Gambar 2. 11 Penentuan elevasi muka air rencana tanpa Tsunami
Sumber: Triatmodjo, 2012

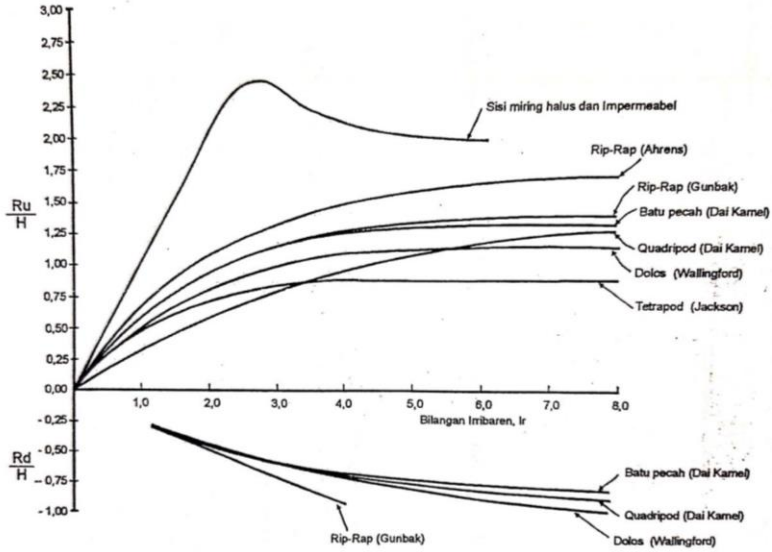
2.5.6 Run-up Gelombang

Run up gelombang terbentuk ketika gelombang menghantam bangunan pantai. Tinggi run-up tergantung pada bentuk dan kekasaran bangunan, kemiringan dasar laut, kedalaman air pada kaki bangunan, dan karakteristik gelombang.

Berikut cara penentuan tinggi *run up* adalah sebagai beikut dengan nilai Ir di plot pada grafik **Gambar 2.12** :

$$\text{Ir} = \frac{tg\ \theta}{\left(\frac{H}{Lo}\right)^{0,5}} \tag{2.11}$$

dimana :
Ir = bilangan Irribaren
θ = sudut kemiringan sisi pemecah gelombang
H = tinggi gelombang di lokasi bangunan
L_0 = panjang gelombang di laut dalam



Gambar 2. 12 Grafik run up gelombang
Sumber: Triatmodjo, 2012

2.6 Bangunan Pengaman Pantai (*Shore Protection*)

Bangunan pengaman pantai memiliki fungsi sebagai proteksi agar material timbunan tidak terjadi penggerusan secara berlebihan oleh gelombang air laut. Adapun beberapa cara yang dapat dilakukan untuk melindungi pantai diantaranya:

1. Perkuatan pada pantai agar dapat menahan hantaman gelombang air laut
2. Perubahan laju transport sedimen di sepanjang pantai
3. Pengurangan energi gelombang air laut hingga ke pantai
4. Reklamasi dengan cara yakni penambahan sedimen di pantai

2.6.1 *Revetment* dengan struktur *Rubble Mound*

Revetment adalah bangunan pengaman pantai yang didesain miring dan diaplikasikan di sepanjang garis pantai untuk menahan abrasi air laut. Adapun struktur *rubble mound breakwater* merupakan salah satu dari beberapa struktur *breakwater* yang identik dengan batuan pecah sebagai lapis pelindung / *armour layer* dan inti / *core* dibagian tengah. Berikut contoh foto *revetment* dengan *rubble mound* dapat dilihat **Gambar 2.13**

Gambar 2. 13 *Rubble mound Shore Protection*
Sumber: CERC, 1984

2.6.2 Stabilitas Batu Lapis Pelindung (*Armour Layer)*

Armour layer adalah lapisan batuan pelindung yang memiliki fungsi sebagai peredam hantaman air laut. Dalam perhitungan armour layer dapat menggunakan perumusan oleh Hudson sebagai berikut:

$$W = \frac{\gamma_r . H}{K_D \, (Sr - 1)^3 . \cot \theta} \tag{2.12}$$

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_a} \tag{2.13}$$

dimana:

W = berat armour (ton)
γ_r = berat jenis armour
γ_a = berat jenis air laut (=1,025 ton/m^3)
H = tinggi gelombang rencana (m)
θ = sudut kemiringan tanggul

K_D = koefisien stabilitas tergantung pada bentuk batu pelindung (batu alam atau buatan), kekasaran permukaan batu, ketajaman sisi-sisinya, ikatan antara butir, dan keadaan pecahnya gelombang, yang diberikan dalam **Tabel 2.8**

Tabel 2. 8 Koefisien Stabilitas *KD* untuk Berbagai Jenis Butiran

Lapis Lindung	n	Penem-patan	Lengan Bangunan		Ujung (kepala) bangunan		Kemi-ringan
			K_D		K_D		
			Gelomb. Pecah	Gelomb. Tidak Pecah	Gelomb. Pecah	Gelomb. Tidak Pecah	Cot θ
Batu pecah							
Bulat halus	2	Acak	1,2	2,4	1,1	1,9	1,5 - 3,0
Bulat halus	>3	Acak	1,6	3,2	1,4	2,3	*2
Bersudut kasar	1	Acak	*1	2,9	*1	2,3	*2
Bersudut kasar	2	Acak	2,0	4,0	1,9 1,6 1,3	3,2 2,8 2,3	1,5 2,0 3,0
Bersudut kasar	>3	Acak	2,2	4,5	2,1	4,2	*2
Bersudut kasar	2	Khusus *3	5,8	7,0	5,3	6,4	*2
Paralelepipedum	2	Khusus	7,0-20,0	8,5-24,0	-	-	
Tetrapod dan Quadripod	2	Acak	7,0	8,0	5,0 4,5 3,5	6,0 5,5 4,0	1,5 2,0 3,0
Tribar	2	Acak	9,0	10,0	8,3 7,8 6,0	9,0 8,5 6,5	1,5 2,0 3,0
Dolos	2	Acak	15,8	31,8	8,0 7,0	16,0 14,0	2,0 3,0
Kubus dimodifikasi	2	Acak	6,5	7,5	-	5,0	*2
Hexapod	2	Acak	8,0	9,5	5,0	7,0	*2
Tribar	1	Seragam	12,0	15,0	7,5	9,5	*2
Batu pecah (K_{RR}) (graded angular)	-	Acak	2,2	2,5	-	-	

Sumber: Triatmodjo, 2012

Catatan :

N : jumlah susunan butir batu dalam lapis pelindung

*1 : penggunaan n=1 tidak disarankan untuk kondisi gelombang pecah

*2 : Sampai ada ketentuan lebih lanjut tentang nilai K_D, penggunaan K_D dibatas pada kemiringan 1:1,5 sampai 1:3

*3 : Batu ditempatkan dengan sumbu panjangnya tegak lurus dengan permukaan bangunan

2.6.3 Dimensi Pemecah Gelombang Sisi Miring

1. Elevasi Puncak Gelombang
   Elevasi puncak gelombang batu tergantung pada limpahan (*overtopping*) yang diijinkan. Air laut yang melimpah dapat merusak bangunan yang ada di atas lahan timbunan. Elevasi puncak pemecah dapat dihitung berdasarkan *run – up* gelombang. Berikut perumusan yang dapat digunakan dalam penentuan elevasi puncak :

   $$Elv.puncak = \text{EMA} + Run\ Up + \text{tinggi kebebasan (}Freeboard\text{)} \quad (2.14)$$

   dimana :
   EMA = Elevasi muka air rencana
   Run up = tinggi limpasan air pada bangunan
   Tinggi kebebasan = diasumsikan 1 m

2. Lebar Puncak Tanggul (B)
   Lebar puncak tanggul (B) dalam perumusan Hudson adalah sebagi berikut :

   $$B = n.K_{\Delta}\left(\frac{W}{\gamma_r}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \quad (2.15)$$

   dimana:
   n = Jumlah armour unit pada puncak tanggul,
   KΔ = Koefisien lapis dapat dilihat pada **Tabel 2.9**
   W = Berat batu
   γ_r = Berat Jenis Batuan

3. Tebal Lapisan
   Tebal masing-masing lapisan dapat dihitung dengan menggunakan perumusan Hudson di bawah ini:

$$t = n.K_{\Delta}\left(\frac{W}{\gamma_r}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \quad (2.16)$$

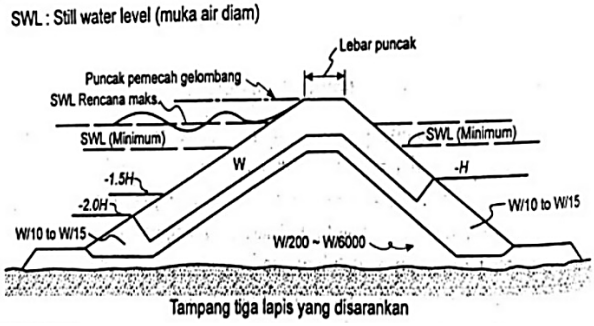
Untuk lebih aman maka perlu diperhatikan adalah tebal masing – masing lapisan minimum 2 kali diameter batu.

Tabel 2. 9 Tabel Koefisien Lapis

Batu Pelindung	n	Penempatan	Koef . Lapis (KΔ)	Porositas P (%)
Batu alam (halus)	2	random (acak)	1,02	38
Batu alam (kasar)	2	random (acak)	1,15	37
Batu alam (kasar)	>3	random (acak)	1,1	40
Kubus	2	random (acak)	1,1	47
Tetrapod	2	random (acak)	1,04	50
Quadripod	2	random (acak)	0,95	49
Hexapod	2	random (acak)	1,15	47
Tribar	2	random (acak)	1,02	54
Dolos	2	random (acak)	1	63
Tribar	1	seragan	1,13	47
Batu Alam		random acak		37

Sumber: Triatmodjo, 2012

Sebagai contoh referensi diambil contoh desain dimensi untuk tampang tiga lapis yang disarankan dengan serangan gelombang pada satu sisi seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.14**



Gambar 2. 14 tampang tiga lapis yang disarankan dengan serangan gelombang pada satu sisi

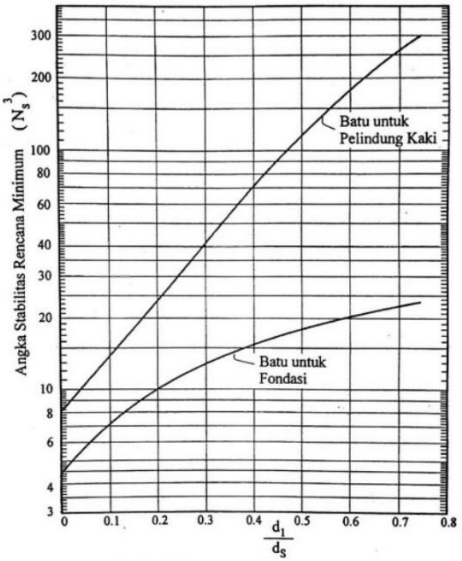
Sumber: Triatmodjo, 2012

2.6.5 Stabilitas Pelindung Kaki

Berat butir batu untuk pondasi dan pelindung kaki bangunan digunakan rumus sebagai berikut :

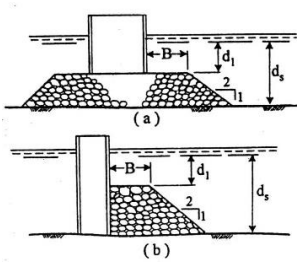
$$W = \frac{\gamma_r . H^3}{{N_s}^3 (Sr - 1)^3} \quad (2.17)$$

dimana :
W = berat rerata butir batu (ton)
γr = berat jenis batu (ton/m3)
H = tinggi gelombang rencana (m)
γa = berat jenis air laut (1,025 ~ 1,03 ton/m3)
Sr = perbandingan antara berat jenis batu dan berat jenis air laut = γr / γa
NS = angka stabilitas rencana untuk fondasi dan pelindung kaki bangunan seperti **Gambar 2.15**



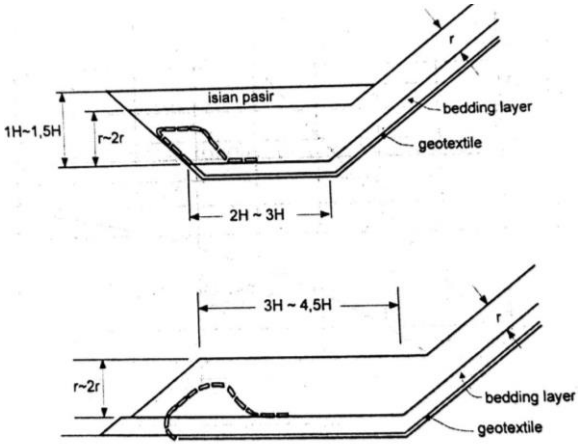
Catatan : d_1 dan d_s lihat Gambar 2.16

Gambar 2. 15 Angka stabilitas Ns untuk pelindung kaki
Sumber : Triadmodjo, 2012



Gambar 2. 16 Fondasi (a) dan pelindung kaki (b) dari tumpukan batu
Sumber : Triadmodjo, 2012

Pelindung kaki berfungsi sebagai pelindung bagian bawah terhadap gerusan akibat gelombang air laut dan ditempatkan di depan bangunan. Adapun desain dimensi minimal *shore protection* yang harus disesuaikan seperti pada **Gambar 2.17**



Gambar 2. 17 Desain minimal pelindung kaki
Sumber : Triadmodjo, 2012

2.6.6 Stabilitas *Shore Protection*

Stabilitas breakwater ditinjau berdasarkan sliding, settlement dan daya dukung tanah. Sliding ditentukan berdasarkan jenis batuan armour, perhitungan settlement untuk mengetahui penuruan tanah akibat dari beban diatas tanah, dan daya dukung tanah untuk mengetahui kemampuan tanah dasar supaya mampu menahan beban diatas tanah dasar.

Stabilitas terhadap Sliding, Settlement, dan daya dukung tanah dapat digunakan program bantu Geo 5 atau program sejenis lainnya.

2.7 Pemampatan Tanah

Tanah dasar jika diberi beban diatasnya maka akan terjadi pemampatan (settlement). Hal ini terjadi oleh deformasi pertikel tanah, perpindahan partikel tanah, dan keluarnya air di dalam pori. Pemampatan dibagi menjadi beberapa kelompok terhadap pembebanan yakni :

1. Pemampatan segera/ *immediate settlement*,
   Merupakan pemampatan akibat perubahan elastis dari tanah kering, basah, dan jenuh air, tanpa adanya perubahan kadar air. Perhitungan immediate settlement ini umumnya didasarkan pada teori elastisitas.
2. Pemampatan konsolidasi/ *consolidation settlement*.
   Merupakan pemampatan yang disebabkan oleh keluarnya air dari pori-pori di dalam tanah. Penurunan konsolidasi dibagi lagi menjadi dua bagian, yaitu: konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder.

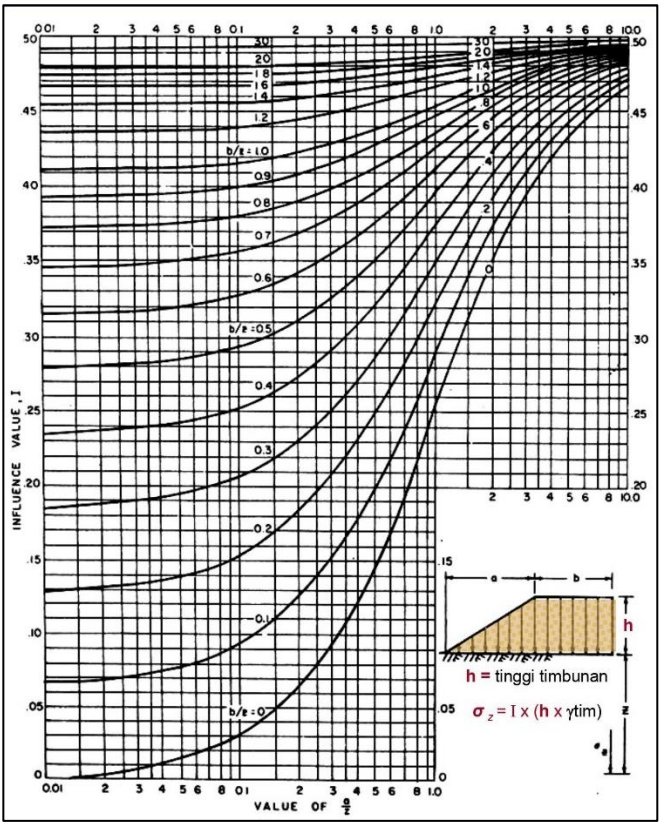
2.8 Distribusi Tegangan

Beban yang ada di muka tanah akan diditribusikan kedalam lapisan tanah, besarnya distribusi tegangan dipengaruhi oleh beberapa hal sebagai berikut :

1. Besar beban persatuan luas yang diberikan di muka tanah
2. Kedalam lapisan tanah yang ditentukan besar penambahan bebanya

3. Bentuk dan luas area yang dibebani
4. Pengaruh – pengaruh lainnya

Berikut distribusi tegangan *embankment* atau timbunan dengan bentuk beban trapezium dapat dilihat pada **Gambar 2.18** dan untuk distribusi dengan beban lainnya dapat dilihat pada buku manual NAVFAC DM 7 – 01. (NAVFAC DM- 7.01, 1986).



Gambar 2. 18 Kurva faktor pengaruh I untuk beban trapezium
Sumber : NAVFAC DM -7.01, 1986

Besar penambahan beban (Δ_P), akibat beban tambahan (embankment) dapat dihitung dengan rumus sebagi berikut :

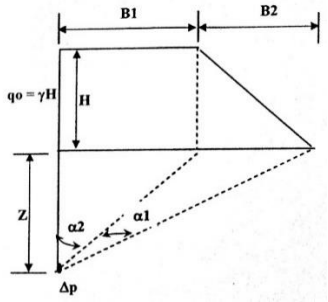
$$\Delta_P = \sigma_z = 2\ x\ I\ x\ q \qquad (2.18)$$

dimana :

q = tegangan vertical efektif dimuka tanah berupa timbunan

I = faktor pengaruh *(influence factor*) yang ditentukan dari kurva (dari NAVFAC DM-7.01)

Selain menggunakan grafik, menurut Braja M. Das (1986), dalam bukunya "*Principles of Foundation Engineering, Second Edition"* diagram tegangan tanah aibat timbunan dapat dilihat pada **Gambar 2.19**



Gambar 2. 19 Visualisasi dan Notasi Δp
Sumber : Mochtar, 2012

Maka besarnya Δp adalah :

$$\Delta p = \frac{q_0}{\pi} \text{x } ((\frac{B_1 + B_2}{B_2}) \text{ x } (\propto_1 + \propto_2) - (\frac{B_1}{B_2} x \propto_2)) \qquad (2.19)$$

dimana :

q_O = beban timbunan (t/m^2) ($q_O = \gamma_{timb}$ x h_{timb})

Δp = besarnya tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah – tengah lapisan (t/m^2)

π = 180

$\propto_1$ = $\tan^{-1}(\frac{B_1 + B_2}{B_2})$ - $\tan^{-1}(\frac{B_1}{z})$ (radian)

$\propto_1$ = $\tan^{-1}(\frac{B_1}{z})$ (radian)

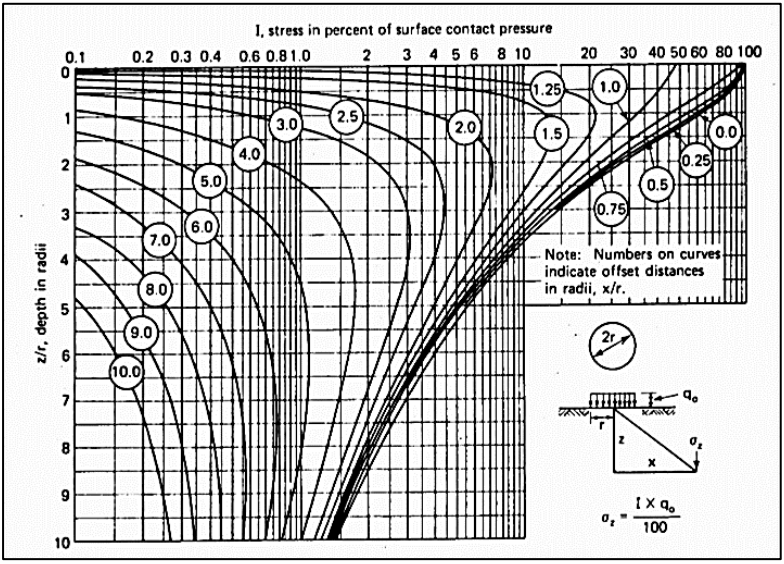
B1 = ½ lebar timbunan

B2 = panjang proyeksi horizontal kemiringan timbunan.

Nilai Δp yang diperoleh adalah untuk ½ bentuk timbunan sehingga untuk bentuk timbunan yang simetris, nilai I yang diperoleh harus dikali 2, dan berubah menjadi:

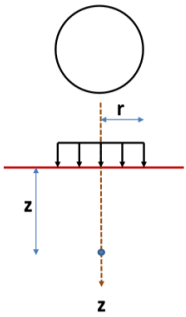
$\Delta\sigma' = 2 \times q_O$ (2.20)

Sedangkan untuk beban terbagi rata berbentuk lingkaran digunakan grafik (Foster dan Ahlvin,1954) dalam diktat kuliah Distribusi Tegangan oleh Prof. Ir. Noor Endah Msc. Ph.D. seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.20**



Gambar 2. 20 Kurva faktor pengaruh I untuk beban lingkaran
Sumber : NAVFAC DM-7.01, 1986

Dari grafik pada **Gambar 2.20** diperoleh rumus untuk mencari nilai faktor pengaruh (I) untuk beban terbagi merata lingkaran adalah sebagai berikut :



Gambar 2. 21 Visualisasi distribusi beban terbagi rata

$$I = \left(1 - \frac{1}{\left(1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}}\right) \quad (2.21)$$

2.9 Besar dan Lama Waktu Pemampatan

2.9.1 Besar Pemampatan Total / *Settlement (St)*

Besarnya amplitude / penurunan tanah total berdasarkan Das (1988) berdasarkan Besarnya amplitudo / penurunan tanah total adalah :

$$St = Sc + Ss + Si \quad (2.22)$$

dimana :

St = total settlement
Sc =Penurunan akibat konsolidasi primer (*consolidation primer settlement*)
Ss =Penurunan akibat konsolidasi sekunder (*consolidation secondary settlement*)
Si = Penurunan segera *immediate settlement*

Pada perhitungan perencanaan timbunan penurunan akibat konsolidasi sekunder tidak diperhitungkan. Adapun alasan tidak diperhitungkan penurunan akibat konsolidasi sekunder adalah sebagai berikut:

- Besarnya Ss sangat kecil jika dibandingkan dengan Sc maupun Si.
- Proses terjadinya konsolidasi sekunder berlangsung sangat lama.

1. Besar Pemampatan Segera / *Immediate settlement (Si)*,
   Penurunan segera (immediate settlement) pada tanah dapat dihitung dari persamaan yang diberikan oleh Biarez. Adapun bentuk persamaan tersebut adalah sebagai berikut :

$$Si = q.\Sigma i.\left(\frac{hi}{Ei'}\right) \quad (2.23)$$

   dimana :
   Si = penurunan segera
   q = tegangan yang bekerja pada permukaan tanah (kN/m^2)
   hi = tebal lapisan tanah i (m)
   Ei' = modulus oedometrik pada lapisan i
   Adapun korelasi antara modulus young dengan modulus oedometrik sebagi berikut :

$$Ei' = E\ X\left[1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right] \quad (2.24)$$

   dimana :
   E = modulus elatisitas tanah (*Modulus Young*) **(Tabel 2.6)**
   μ = Angka Poison **(Tabel 2.5)**

2. Besar Pemampatan Konsolidasi Primer / *Primary Consolidation (Sc)*
   Penurunan tanah akibat konsolidasi primer dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

- Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC-Soil),

$$Sc = \frac{Cc}{1+e_0} Hilog \left(\frac{p'o + \Delta p}{p'o} \right) \quad (2.25)$$

- Untuk tanah terkonsolidasi berlebihan (OC Soil),

Tanah OC soil terbagi lagi menjadi 2 perumusan yakni :

Jika (Po' + Δp) $\leq Pc'$

$$Sc = \frac{Cs}{1+e_0} Hilog \left(\frac{p'o + \Delta p}{p'o} \right) \quad (2.26)$$

Jika (Po' + Δp) $> Pc'$

$$Sc = \frac{Cs}{1+e_0} Hilog \frac{P'c}{P'o} + \frac{Cc}{1+e_0} Hilog \frac{p'o + \Delta p}{p'c} \quad (2.27)$$

dimana :

Sc = Konsolidasi Primer
Hi = Tebal lapisan tanah ke – i
e_0 = Angka pori awal dari lapisan tanah ke-i
Cc = indeks pemampatan dari lapisan ke-i (*compression index*)
Cs = indeks pemuaian dari lapisan ke-i (*swelling index*)
P'o = tegangan efektif *overburden*
P'c = tegangan prakonsolidasi efektif yang lebih besar dari P'o
Δp = penambahan tegangan vertical di titik yang ditinjau (di tengah lapisan ke i) akibat beban luar.

*Catatan: Tanah lunak di Indonesia umumnya dianggap sebagai tanah agak over consolidated dengan harga P'c sebagai berikut :

P'c = P'o + Δp (akibat fluktuasi terbesar muka air tanah)

Terdapat beberapa perumusan untuk menghitung nilai dari indeks pemampatan (Cc) Adapun perumusan-perumusan tersebut dapat dilihat pada **Tabel 2.3**.

2.9.2 Lama Waktu Pemampatan Konsolidasi (t)

Pemampatan konsolidasi lapisan tanah yang terjadi diakibatkan oleh keluarnya air pori ke lapisan yang lebih *porous*, yaitu : ke atas atau ke bawah (*single drainage*) atau keatas dan kebawah *(double drainage*).

1. Lama Pemampatan Konsolidasi
   Berdasarkan Terzaghi lama konsolidasi dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$Cs = \left(\frac{1}{5}\ s.d\frac{1}{10}\right)Cc \qquad (2.28)$$

   dimana :
   t = waktu konsolidasi
   Tv = faktor waktu (*time factor*)
   Hdr = Jaral terjauh air pori di lapisan tanah untuk mengalir keluar
   Cv = Koefisien konsolidasi akibat aliran air pori ke arah vertical

2. Parameter tanah yang dibutuhkan untuk menghitung lama waktu pemampatan konsolidasi

- Faktor Waktu (Tv),
  Proses konsolidasi tanah lempung yang tebal dapat berlangsung dalam waktu yang sangat lama. Perbandingan antara pemampatan tanah pada saat t dengan pemampatan total yang terjadi disebut derajat konsolidasi. Nilai derajat konsolidasi adalah antara 0% sampai 100%. Derajat konsolidasi dirumuskan dengan:
  Untuk 0 % ≤ U ≤ 60 % :

$$Tv = \frac{\pi}{4}\frac{(U\%)^2}{100} \qquad (2.29)$$

Untuk U > 60 % :

$$Tv = 1{,}781 - 0{,}933.\log(\ 100 - U\%\ ) \qquad (2.30)$$

- Panjang aliran drainase (Hdr),
  Hdr merupakan ketebalan lapisan tanah lempung (*Compressible*). Hdr terbagi menjadi 2 kondisi yakni :
  Hdr (½ H) = dikatakan ½ H apabila arah aliran disaat proses pemampatan dua arah aliran air yakni ke atas dan ke bawah (*double drainage)*.
  Hdr (1 H) = dikatakan 1 H apabila arah aliran disaat proses pemampatan terdapat satu arah aliran air yakni ke atas atau ke bawah. Kondisi seperti ini dapat terjadi apabila lapisan tanah di atas atau di bawah tanah yang termampatkan bersifat kedap air *(single drainage)*

- Koefisien konsolidasi vertikal (Cv)
  Menurut (ABSI, 1965), apabila kondisi tanah heterogen maka nilai Cv akan beragam sehingga perlu diperhitungkan pula Cv rata – rata dengan rumus :

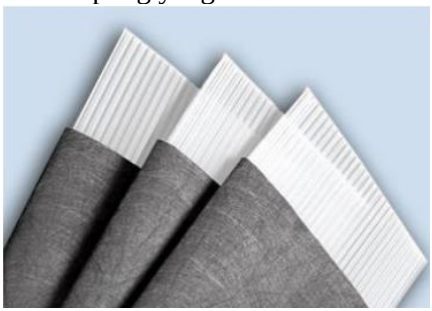
$$Cv\,rata - rata = \frac{(\sum i\ \ hi)^2}{\left(\sum i \frac{hi}{\sqrt{Cvi}}\right)^2} \qquad (2.31)$$

  dimana :
  H = Tebal total lapisan *compressible*
  Hi = Tebal lapisan compressible lapisan ke-i
  Cvi = Harga Cv lapisan ke-i

2.10 Metode untuk Mempercepat Waktu Konsolidasi dengan Menggunakan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

2.10.1 *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

PVD (*prefabricated vertical drain*) merupakan salah satu produk geosintetik yang berfungsi sebagai pengalir air (*drainage*). PVD merupakan material komposit yang terdiri dari inti (*core*) dan penyaring (*filter*) seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.22** PVD dibutuhkan untuk mempercepat waktu konsolidasi / pemampatan di tanah lempung yang lama.



Gambar 2. 22 Material PVD
Sumber : Kuswanda, 2016

2.10.2 Menentukan Waktu Konsolidasi akibat *Vertical Drain*

Hansbo (1979), penentuan waktu konsolidasi akibat *vertical drain* dengan menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$t = \left(\frac{D^2}{8.Ch}\right).(F(n) + Fs + Fr).ln\left(\frac{1}{1-Uh}\right) \quad (2.32)$$

dimana :

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai UH
D = Diameter ekivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh vertical drain
untuk pola segitiga, D = s x 1,05
untuk pola segiempat, D = s x 1,13

Ch = koefisien konsolidasi tanah akibat aliran air pori arah radial

$$Ch = \left(\frac{kh}{kv}\right) x\ Cv \quad (2.33)$$

kh / kv = perbandingan antara koefisien permeabilitas arah horizontal dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga (kh/kv) berkisar antara 2 sampai 5

Fr = faktor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri

$$Fr = \pi . z . (L - z) . \left(\frac{kh}{qw}\right) \quad (2.34)$$

dimana :

Z = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah

L = Panjang aliran

Kh = koefisien permeabilitas arah horizontal dalam tanah yang tidak terganggu

Qw = *discharge capacity* dari drain (tergantung dari jenis PVD nya)

Fs = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)

$$Fs = \left(\frac{kh}{ks} - 1\right) . \ln\left(\frac{ds}{dw}\right) \quad (2.35)$$

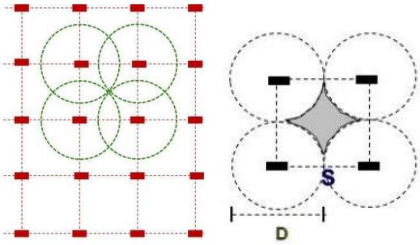
dimana :

ks = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah

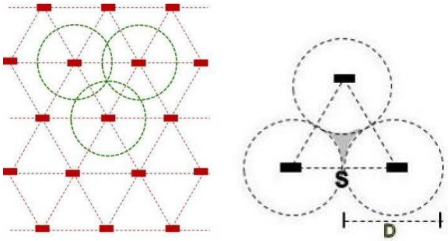
ds = Panjang aliran

dw = koefisien permeabilitas arah horizontal dalam tanah yang tidak terganggu

Terdapat 2 pola pemasangan PVD yakni pola pemasangan segi empat dan segi tiga. Adapun pola tersebut dapat dilihat pada **Gambar 2.23** dan **Gambar 2.24** dibawah ini.



Gambar 2. 23 Pola segi empat
Sumber : Kuswanda, 2016



Gambar 2. 24 Pola segi tiga
Sumber : Kuswanda, 2016

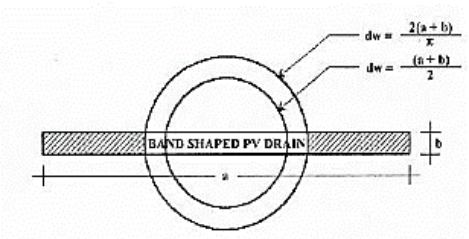
Fungsi $F(n)$ merupakan fungsi hambatan yang dipengaruhi oleh jarak antar titik pusat PVD. Oleh Hansbo (1979) harga $F(n)$ didefiinisikan sebagai beirikut :

$$F\,(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2}\right)\left[\ln(\,n\,) + \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2}\right)\right] \qquad (2.36)$$

dimana :

n = D / dw

dw = diameter ekivalen dari vertical drain dapat dilihat pada **Gambar 2.25**



Gambar 2. 25 Diameter lingkaran ekivalen penagaruh PVD
Sumber: Mochtar, 2012

Pada umumnya n > 20 sehingga dapat dianggap 1/n = 0 dan $\left(\frac{n^2}{(n^2-1)}\right) \approx 1$;

Jadi :

$$F\ (n) = \ln(n) - \frac{3}{4} \tag{2.37}$$

atau

$$F\ (n) = \ln\left(\frac{D}{dw}\right) - \frac{3}{4} \tag{2.38}$$

Adanya faktor Fs dan Fr menyebabkan perlambatan kecapatan konsolidasi. Dari hasil penyelidikan faktor yang terpenting adalah F(n). Dari data lapangan didapatkan harga Fs / F(n) dapat berkisar 1 -3. Untuk memudahkan perencanaan maka dapat diasumsikan Fs = F(n), sedangkan nilai Fr umumnya kecil sehingga nilai Fr dapat dianggap nol.

Dengan mengsubstitusikankan asumsi – asumsi diatas maka perumusan watu yang diperlukan untuk mencapai nilai Uh adalah sebagai berikut :

$$t = \left(\frac{D^2}{8.Ch}\right).\left(2\ x\ F(n)\right).ln\left(\frac{1}{1-Uh}\right) \tag{2.39}$$

Nilai Uh pada lapisan tanah yang dipasang PVD dapat dicari dengan memasukkan harga (t) tertentu. Selain konsolidasi akibat aliran air pori arah horizontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air pori arah vertikal Uv. Nilai Tv dapat dicari dengan rumus sebagai berikut:

$$Tv = \left(\frac{t\ x\ Cv}{Hdr^2}\right) \quad (2.40)$$

dimana :

Tv = faktor waktu
t = waktu yang dipilih
Cv = harga Cv tanah pada lapisan tanah setebal panjang PVD
Hdr = panjang PVD

Sedangkan nilai Uv dan Uh didapatkan pada perumusan dibawah ini :

- Uv dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :
  Untuk Uv antara 0 s/d 60%

  $$Uv = 2\sqrt{\frac{Tv}{\pi}}x\ 100\ \% \quad (2.41)$$

  Untuk Uv > 60%

  $$Uv = (\ 100 - 10^{a}\ )\% \quad (2.42)$$

  dimana:

  Uv = derajat konsolidasi arah vertikal
  Tv = faktor waktu
  a = $\frac{1.781 - Tv}{0.933}$
- Uh dicari menggunakan persamaan:

  $$Uh = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{tx8xCh}{D^2x\,F\,(n)}\right)}}\right)\right] \quad (2.43)$$

  dimana:

  Uh = derajat konsolidasi arah horizontal
  e = bilangan natural
  t = waktu konsolidasi
  Ch = koefisien konsolidasi arah horizontal
  D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah pengaruh PVD

F(n) = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD

2.10.3 Derajat Konsolidasi Rata – Rata (U)

Derajat konsolidasi rata – rata U dicari menggunakan persamaan *Carillo, 1942*:

$$U = [1 - (1 - Uh).(1 - Uv)]\ x\ 100\ \% \quad (2.44)$$

dimana:

U = derajat konsolidasi total
Uv = derajat konsolidasi arah vertikal
Uh = derajat konsolidasi arah horizontal

2.11 Metode Perbaikan Tanah dengan Sistem Preloading

2.11.1 Penentuan Tinggi Timbunan Awal (H inisial)

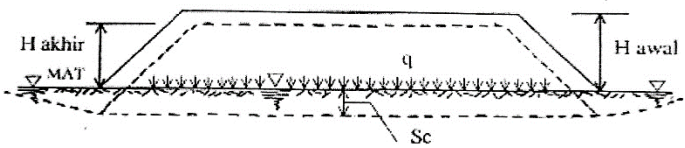
Berdasarkan (Mochtar, 2000), dalam hal penentuan tinggi timbunan awal tidak sama antara tinggi saat awal perencanaan dengan tinggi timbunan rencana. Penentuan tinggi timbunan rencana dapat dihitung dengan rumus dibawah ini dan dapat dilihat penjelasan gambar pada **Gambar 2.29** :

$$q\ final = (\ Hin - Sc)\gamma_{timbunan} + Sc.\gamma'_{timbunan} \quad (2.45)$$

$$q\ final = q = (\ Hinisial\ x\ \gamma_{timb}) - (Sc\ x\ \gamma_{timb}) + (Sc\ x\ \gamma'_{timb}) \quad (2.46)$$

$$H_{inisial} = \frac{q + (\ Sc\ X\ \gamma_{timb}) - (Sc\ X\ \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad (2.47)$$

$$H_{akhir} = H_{inisial} - Sc \quad (2.48)$$



Gambar 2. 26 Kedudukan timbunan saat mengalamai
Sumber : Mochtar, 2012

Karena pada timbunan pematangan lahan, terdapat pengaruh permukaan air laut setinggi (HWL) maka perumusan dapat didefinisikan sebagai (Mochtar, 2000):

$$q\ final = (\ Hinisial - Hw - Sc)\gamma_{timb} + Hw\ x\ \gamma'_{tim} + Sc\ x\ \gamma'_{timb} \quad (2.49)$$

$$H_{inisial} = \frac{q + (\ Scx\ Hwl) - (\gamma_{timb}\ x\ \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad (2.50)$$

2.11.2 Penentuan Tinggi Kritis (Hcr)

Tinggi kritis digunakan sebagi beban awal preloading. Dalam kondisi muka air berada di muka tanah, Tinggi timbunan kritis beban dapat diperhitungkan dengan rumus sebagai berikut :

$$Hcr = \frac{Cu\ x\ Nc}{\gamma_{timb}\ x\ SF} \quad (2.51)$$

dimana :

Cu = kohesi tanah dasar (t/m^2)

γ_{timb} = berat volume tanah timbunan (t/m^2)

Hcr = Tinggi timbunan kritis (m)

Nc = Tergantung besar B/H (**Tabel 2.10)**

B = Lebar timbunan

H = Kedalaman tanah lunak

SF = 1

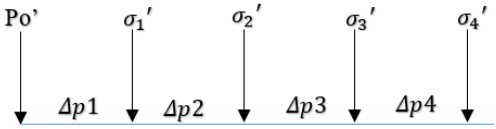
Tabel 2. 10 Tabel Nilai Koefisien Nc (Mandel dan Salencon,1974)

B/H	0-1,49	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nc	5,14	5,3	5,8	6,3	6,8	7,3	7,8	8,2	8,7	9,15

2.11.3 Peningkatan Daya Dukung Tanah akibat *Preloading*

Menurut (Mochtar, 2012) sebagai akibat terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan, maka lapisan tanah yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat sebagai akibat kenaikan harga Cu (*undrained shear*

strength). Apabila proses perletakan timbunan diletakkan secara bertahap, daya dukung tanah juga akan meningkat secara bertahap. Ilustrasi penambahan beban dapat dilihat pada **Gambar 2.27**



Gambar 2. 27 Harga tegangan berbeda – beda setiap kedalam tanah yang ditinjau

Nilai Cu baru dapat dihitung dengan tahapan sebagai berkut :

1. Tegangan tanah awal (tegangan overburden) = Po'
2. Penambahan stegangan beban (Δp_1), akibat tahap penimbunan (1) dari 0 m – h_1 m selama t_1 dengan derajat konsolidasi ($U1$).

$$\Delta p_{1-U1} = \left(\frac{\sigma_1'}{P'o}\right)^{U_1} . Po' - Po' \qquad (2.52)$$

3. Penambahan tegangan beban (Δp_2), akibat tahap penimbunan (2) dari h1 m – h2 m selama t2 dengan derajat konsolidasi (U2).

$$\Delta p_{2-U2} = \left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}\right)^{U_2} . \sigma 1' - \sigma 1' \qquad (2.53)$$

4. Tegangan tanah yang baru dilapisan yang ditinjau adalah :

$$\sigma'_{baru} = P'o + \left[\left(\frac{\sigma_1'}{P'o}\right)^{U_1} . P'o - P'o\right] + \left[\left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}\right)^{U_2} . \sigma 1' - \sigma 1'\right] + \cdots \qquad (2.54)$$

5. Harga Cu baru dari tanah pada saat tercapainya H = h(rencana)
   - Untuk harga Plasticity Index, PI tanah < 120%

$$Cu\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 0{,}0737 + (\,0{,}1899 - 0{,}0016\,PI)\sigma' baru \qquad (2.55)$$

- Untuk harga Plasticity Index, PI tanah > 120%

$$Cu\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 0{,}0737 + (\,0{,}0454 - 0{,}00004\,PI)\sigma' baru \quad (2.56)$$

2.12 Stabilitas Lereng

Analisis talud timbunan bertujuan untuk penentuan nilai *safety factor* dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2.57)$$

dimana :

F = Faktor keamanan

τ_f = kekuatan geser rata – rata dari tanah

τ_m = kekuatan geser yang bekerja sepanjang bidang longsor

Terdapat 2 komponen kekuatan geser tanah, yakni kohesi dan sudut geser tanah. Sehingga dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\tau_f = C_d + \sigma \tan \emptyset d \quad (2.58)$$

dimana :

Cd = kohesi

$\emptyset d$ = sudut geser yang bekerja sepanjang bidang longsor

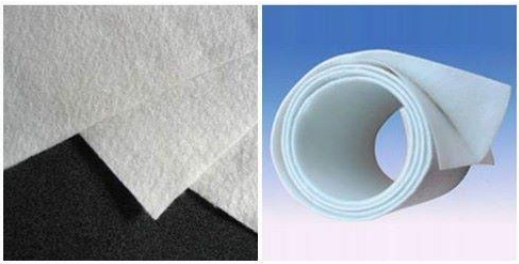
Selain dengan cara rumus diatas, untuk mengetahui stabilitas lereng dapat juga digunakan program aplikasi seperti xtsble, geo slope, geo 5, dan program bantu sejenisnya.

2.13 *Geotextile*

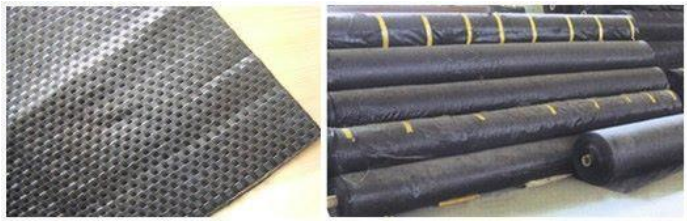
2.13.1 Jenis – jenis *Geotextile*

Geotextile (*Geotekstil / Filter Fabrics*) adalah salah satu bahan Geosynthetics (Geosintetik) yang tembus air, yang dapat digunakan sebagai separator, filter, proteksi, dan perkuatan. Bahan dasar pembuatannya adalah Polyesther atau Polyprophilene. Secara umum terbagi menjadi dua jenis yakni *non woven* (kain dan tidak teranyam) dan *woven* (terpal / karung beras dan teranyam).

Berikut bahan geotextile dapat dilihat pada **Gambar 2.28** dan **Gambar 2.29**



Gambar 2. 28 Non woven
Sumber : http://isparmo.web.id/2011/01/23/geotextile/
diakses 13 Januari 2019



Gambar 2. 29 Woven
Sumber : http://isparmo.web.id/2011/01/23/geotextile/
diakses 13 Januari 2019

2.13.2 Perencanaan *Geotextile*

Tahapan perencanaan *geotextile* digunakan refereni perencanaan perkuatan slope dalam Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah (Mochtar,2012) sebagai berikut :

1. Mencari nilai momen dorong

$$SF = \frac{MRmin}{Mdorong} \quad (2.59)$$

2. Mencari nilai momen rencana dengan angka keamanaan rencanan $SF_{rencana} = 1{,}5$

$$M_{Rencana} = M_{dorong} \text{ x } SF_{rencana} \quad (2.60)$$

3. Mencari nilai tambahan momen penahan (ΔM_R)
   $\Delta M_R = M_{Rencana} \times M_{Rmin}$ (2.61)

4. Mencari kekuatan *geotextile* yang diizinkan

   $$T_{allow} = \frac{T}{FSid \times FScr \times FScd \times FSbd} \quad (2.62)$$

   dimana :
   Tall = Kapasitas kekuatan geotextile
   FSid = Faktor keamanan akibat kerusakan pemasangan, diambil = 1,5
   FScr = Faktor keamanan akibat kerusakan rangkak, diambil = 3
   FScd = Faktor keamanan akibat kerusakan bahan – bahan kimia, diambil = 1,25
   FSbd = Faktor keamanan akibat kerusakan aktifitas biologi dalam tanah, diambil = 1,3

5. Menghitung panjang geotextile di belakang bidang longsor
   $\sum Fx = 0$
   Tallow x FS = $(\tau_{1+}\tau_2)$ x Le x E

   $$Le = \frac{Tall \times FS}{(\tau_{1+}\tau_2) x\, E} \quad (2.63)$$

   dimana :
   Le = Penjang *geotextile* di belakang bidang longsor
   τ_1 = tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*
   $\tau_1 = Cu_1 + \sigma v\ tan\ \varphi 1$ (2.64)
   τ_2 = tegangan geser antar tanah dasar dengan *geotextile*
   $\tau_2 = Cu_2 + \sigma v\ tan\ \varphi 2$ (2.65)
   $\sigma v = \gamma timbunan \times Hi$
   E = efisiensi → diambil 0,8
   Hi = tinggi timbunan di atas *geotextile*

6. Menghitung kebutuhan jumlah *geotextile*

$M_{geotextile} = T_{allow} \times Ti$ (2.66)

$Ti = Yo - Yz$

$\sum M = Mgeo_{(1)} + \ldots + M\ geo_{(n)} > \Delta M_R$ (2.67)

Dimana :

Ti = Jarak vertikal antara *geotextile* dengan pusat bidang longsor

Yo = koordinat pusat kelongsoran pada arah vertikal

Yz = koordinat dasar timbunan pada arah vertikal

$\sum M$ = total momen akibat pemasangan *geotextile* (kNm)

7. Menghitung panjang geotextile

Panjang *geotextile* di depan bidang longsor dihitung dengan menggunakan program autocad, sedangkan panjang total *geotextile* pada setiap lapisan dihitung menggunakan persamaan berikut :

$L_{total} = L_e + L_D + Lo + Sv$ (2.68)

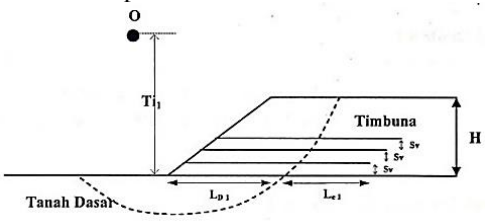
dimana :

Le = Panjang geotextile di belakang bidang longsor (m)

L_D = Panjang *geotextile* didepan bidang longsor (m)

Lo = Panjang lipatan geotextile

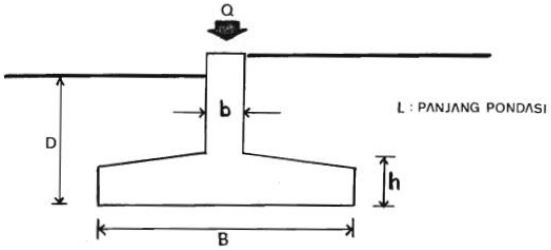
Sv = Tebal lapisan timbunan per tahap (m) dapat dilihat pada **Gambar 2.30**



Gambar 2. 30 Sketsa pemasangan geotextile
Sumber : Mochtar,2012

2.14 Pondasi Dangkal

Berdasarkan pada **Gambar 2.31** Pondasi dapat dikatakan dangkal apabila perbandingan D/B < 4 atau 5



Gambar 2. 31 Pondasi dangkal D/B < 4
Sumber : Wahyudi, 1999

Dalam perencanaan pondasi dangkal tidak lepas dari metoda perhitungan yaitu :

- Perhatikan selalu kondisi *short & long terms*
- Perhitungan berdasarkan teori kekuatan batas (*rupture / runtuh)*
- Kontrol selalu terhadap penurunan (*settlement)*, baik *immediate* ataupun *consolidation settlement*

Sedangkan prinsip dasar perhitungan *short dan long terms* dibedakan sebagai berkut :

- Perhitungan *long term* terhadap material cohesive lanau dan lempung (*silt & clay)* dan untuk semua kasus (*short dan long terms*) untuk material kerikil dan pasir *non cohesive (gravel & sand)*. Karena kondisi tersebut, maka digunakan perhitungan (C' dan $\emptyset'$). Perhitungan dilakukan dalam tegangan efektif (σ') dan diambil dibawah muka air tanah berat volume efektif (γ').
- Perhitungan *short term* terhadap material cohesive lanau dan lempung (*silt & clay)* jenuh air. Karena kondisi tersebut, maka digunakan perhitungan (Cu dan $\emptyset u$). Perhitungan dilakukan dalam tegangan total (σ) dan diambil dibawah muka air tanah berat volume jenuh (γsat).

2.14.1 Daya Dukung Pondasi Dangkal

Daya dukung tanah adalah besarnya tekanan atau kemampuan tanah untuk menerima beban dari luar sehingga menjadi stabil. Daya dukung batas (qult, ultimate bearing capacity; m/A) suatu tanah yang berada di bawah beban pondasi akan tergantung kekuatan geser (shear strength). Daya dukung ijin (qa, allowable bearing capacity) bergantung kepada nilai SF (Safety Factor) yang dipilih. Nilai SF yang dipilih adalah 2 untuk C = 0 dan 3 untuk C ≠ 0 (Wahyudi, 1999). Oleh sebab itu maka nilai daya dukung dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$q_a = \frac{q_{ult}}{SF} \tag{2.69}$$

dimana :

q_a = daya dukung ijin (kN/m^2)
q_{ult} = daya dukung batas (ultimate) (kN/m^2)
SF = 2 untuk C = 0 dan 3 untuk C ≠ 0

Sedangkan kapasitas daya dukung berbagai jenis pondasi (qult) dapat diggunakan perumusan yang diperkenalkan oleh Terzaghi (1943) dan dapat dilihat pada **Tabel 2.11**

Tabel 2. 11 Kapasitas Daya Dukung berbagai Jenis Pondasi

Jenis Pondasi	Kapasitas Daya Dukung (Terzaghi)
Lajur/menerus	q_{ult} = c.Nc+ q.Nq + 0,5.γ.B.Nγ
Segi empat	q_{ult} = 1,3 c.Nc+ q.Nq + 0,4.γ.B.Nγ
Lingkaran	q_{ult} = 1,3 c.Nc + q.Nq+ 0,3.γ.B.Nγ

dimana :

qult = Kapasitas daya dukung batas
c = Kohesi tanah
q = $\gamma \; x \; D$ (berat jenis tanah x kedalaman)
B = Dimensi lebar atau diameter pondasi
Φ = Sudut geser dalam

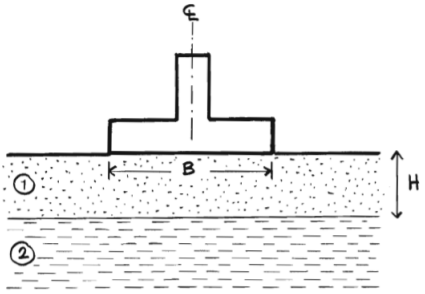
Untuk nilai Nc, Nq, N γ dapat diperoleh dari tabel dibawah ini perhitungan yang disajikan pada **Tabel 2.12** dibawah ini.

Tabel 2. 12 Nilai Nc, Nq, dan N$\boldsymbol{\gamma}$ dari Caquot & Kerisel

Φ	Nc	Nq	Nγ	Φ	Nc	Nq	Nγ	Φ	Nc	Nq	Nγ
0	5,14	1	0	17	12,34	4,77	1,66	34	42,16	29,44	31,15
1	5,38	1,09	0	18	13,1	5,26	2	35	46,12	33,3	37,15
2	5,63	1,2	0,01	19	13,93	5,8	2,4	36	50,59	37,75	44,43
3	5,9	1,31	0,02	20	14,83	6,4	2,87	37	55,63	42,92	53,27
4	6,19	1,43	0,04	21	15,82	7,07	3,42	38	61,35	48,93	64,07
5	6,49	1,57	0,07	22	16,88	7,82	4,07	39	67,87	55,96	77,33
6	6,81	1,72	0,11	23	18,05	8,66	4,82	40	75,31	64,2	93,69
7	7,16	1,88	0,15	24	19,32	9,6	5,72	41	83,86	73,9	113,99
8	7,53	2,06	0,21	25	20,72	10,66	6,77	42	93,71	85,38	139,32
9	7,92	2,25	0,28	26	22,25	11,85	8	43	105,11	99,02	171,14
10	8,35	2,47	0,37	27	23,94	13,2	9,46	44	118,37	115,31	211,41
11	8,8	2,71	0,47	28	25,8	14,72	11,19	45	133,88	134,88	262,74
12	9,28	2,97	0,6	29	27,86	16,44	13,24	46	152,1	158,51	328,73
13	9,81	3,26	0,74	30	30,14	18,4	15,67	47	173,64	187,21	414,32
14	10,37	3,59	0,92	31	32,67	20,63	18,56	48	199,26	222,31	526,44
15	10,98	3,94	1,13	32	35,49	23,18	22,02	49	229,93	265,51	674.91
16	11,63	4,34	1,38	33	38,64	26,09	26,17	50	266,89	319,07	873,84

2.14.2 Daya Dukung Pondasi Diatas Dua Lapisan Tanah

Dalam buku daya dukung pondasi dangkal (Wahyudi, 1999) untuk lapisan tanah pasir / lempung dapat dihitung dengan perumusan (TCHENG) sebagai berikut :



Gambar 2. 32 Dasar teori untuk tipe dua lapis tanah
Sumber : Wahyudi,1999

Pada **Gambar 2.32** dijelaskan bahwa pondasi dangkal berada diatas dua lapis tanah. Untuk tanah pasir (1) dan lempung (2) daya dukung pondasi dangkal digunakan rumus (TCHENG) sebagai berikut :

$$q_l = Cu\ x\ Nc*$$
untuk : 0 < H/B < 1,5 (2.70)

$$q_l = 1/2.\gamma.B.N\gamma* + Cu.Nc*$$
untuk : 1,5 $< H/B <$ 3,5 (2.71)

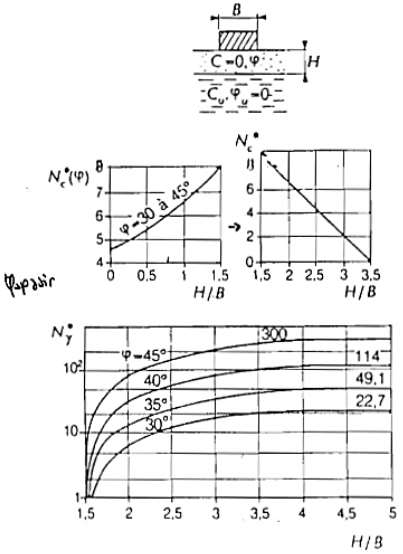
$$q_l = 1/2.\gamma.B.N\gamma*$$
untuk : $H/B >$ 3,5 (2.72)

Apabila ada unsur kedalaman pondasi (D), tinggal ditambahkan perumusan tersebut dengan :

$$\gamma 1\ x\ D\ x\ Nq \quad (2.73)$$

Cu = Kohesi lapisan lempung

$N\gamma*, Nc*$ = bergantung pada Φ dan H/B pada grafik **Gambar 2.33**



Gambar 2. 33 Grafis Giroud daya dukung tanah pasir -lempung
Sumber : Wahyudi, 1999

2.14.3 Penurunan Pondasi Dangkal

Penurunan pondasi perlu diperhitungkan agar dapat dikontrol besar pemampatannya. Besar penurunan pondasi dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{cs} + S_l \quad (2.74)$$

dimana :

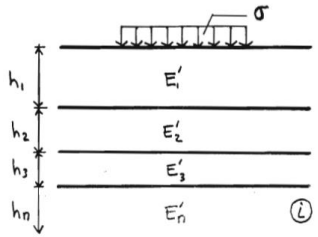
S_t = Total settlement
S_i = Immediate settlement
S_{cp} = Settlement konsolidasi primer
S_{cs} = Settlement konsolidasi sekunder (sangat kecil dan berangsung lama)
S_l = Settlement pergerakan lateral tanah (terjadi pada tanah gambut)

Untuk tanah berlapis – lapis dapat dilihat pada **Gambar 2.34** penurunan segera (Δh) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\Delta h\, total = \sigma \sum_{1=1}^{H} \frac{hi}{E'i} \quad (2.75)$$

dimana :

hi = tebal tanah pada lapisan i
E'i = modul oedometrik pada lapisan i
σ = tegangan akibat beban
E'i = $\frac{E}{\left(1-\frac{2v^2}{1-v}\right)}$, E adalah modulus young



Gambar 2. 34 Penurunan segera tanah berlapis - lapis
Sumber : Giroud dalam Wahyudi,1999

2.15 Pondasi Dalam

Penyaluran beban bangunan ke tanah keras pada kondisi tanah dengan daya dukung rendah digunakan pondasi dalam. Pondasi dalam umumnya dipasang pada kedalaman lebih dari 3 m di bawah elevasi permukaan tanah.

2.15.1 Harga N Koreksi

Nilai N apabila terdapat dibawah muka air maka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan rumusan oleh (Terzaghi & Peck) sebagai berikut :

$$N' = 15 + 0{,}5\,(N - 15) \qquad (2.76)$$

dimana :

N = Nilai NSPT di lapangan

Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar bilai N $\leq$15 tidak ada koreksi

Disisi lain, Seed dkk menyajikan faktor koreksi C_N untuk koreksi harga N lapangan, dimana $N_1 = C_N \times N$

Bersarnya koefisien koreks C_N tergantung pada nilai tegangan vertikal tanah ($\sigma' v$), dengan N_1 = harga N koreksi dapat dilihat pada **Tabel 2.13**

Tabel 2. 13 Nilai C_N terhadap $\sigma' v$ (SEED, dkk)

$\sigma' v$	30	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
C_N	1,6	1,22	0,95	0,78	0,65	0,57	0,5	0,45	0,42	0,4	0,39

Kedua koreksi ini tidak boleh digabung ambil yang paling kritis pada proyek.

2.15.2 Daya Dukung Pondasi Dalam Berdasarkan Hasil Standar Penetration Test (SPT)

Ada 2 metode yang digunakan dalam perhitungan daya dukung tiang diantaranya :

1. Metode Meyerhof,
   Daya dukung dengan moetode ini untuk pasir. Adapun rumusan yang diberikan sebagai berikut :

   $$\text{Pult} = \text{Cn. Ajung} + \sum Cli \,.\, Asi \qquad (2.77)$$

   dimana :
   Cli = hambatan geser selimut tiang segmen i
   Asi = luas selimut tinag pada segmen I = Oi x hi
   Oi = Keliling tiang
   Cn = 40. $\widetilde{N}$
   $\widetilde{N}$ = harga rata – rata Nkoreksi (4D dibawah ujung s/d 8D diatas ujung tiang)
   Cli = fsi = N/2 t/m^2 (tanah lempung / lanau)
   = N/5 t/m^2 (tanah pasir)
   Pijin = Pult / SF, SF = 3

2. Metode Luciano Decourt (1982),
   Metode Luciano Decourt digunakan untuk semua jenis tanah. Berikut perhitungan daya dukung tanah dengan metode ini :

   $$QL = Qp + Qs \qquad (2.78)$$
   $$Qp = qp \,.\, Ap = \alpha.(Np.K).Ap \qquad (2.79)$$

   dimana :
   Np = Harga rata – rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)
   K = Koefisien karakteristik tanah,
   12 t/m^2 = 117,7 kPa, untuk lempung murni
   20 t/m^2 = 196 kPa, untuk lanau berlempung
   25 t/m^2 = 245 kPa, untuk lanau berpasir
   12 t/m^2 = 392 kPa, untuk pasir
   Ap = Luas penampang dasar tiang
   qp = Tegangan diujung tiang

α = koefisien dasar pada **Tabel 2.14**

$$Qs = qs\,.As\; = \beta\left(\frac{Ns}{3} + 1\right).As \tag{2.80}$$

dimana :

qs = Tegangan akibat lekatan lateral dalam (t/m^2)

Ns = Harga rata – rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$, khusu untuk aspek *frcition*

As = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

β = koefisien dasar pada **Tabel 2.15**

Tabel 2. 14 Koefisien Dasar Decourt α (1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

Tabel 2. 15 Koefisien Dasar Decourt β (1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.0	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.0	1.5	3.0

2.15.3 Repartisi Beban untuk Satu Tiang

Perhitungan besar gaya yang bekerja pada tiap 1 tiang dalam kelompok dapat ditunjukkan pada formula dibawah ini :

$$Pmax = \sum \frac{V}{n} + \frac{Mx\,.Ymax}{nx.\Sigma y^2} + \frac{My.Xmax}{ny.\Sigma x^2} \tag{2.81}$$

$$Pmin = \sum \frac{V}{n} - \frac{Mx\,.Ymax}{nx.\Sigma y^2} - \frac{My.Xmax}{ny.\Sigma x^2} \tag{2.82}$$

dimana :

Pmax = Beban penyebab tiang tertekan
Pmin = Beban penyebab tiang tertarik
nx = Banyak tiang dalam satu baris sumbu x
ny = Banyak tiang dalam satu baris sumbu y
Σy^2 = Jumlah kuadrat absis tiang pancang
Σx^2 = Jumlah kuadrat ordinat tiang pancang
V = Total beban vertikal struktur
n = jumlah tiang

2.15.4 Daya Dukung Pondasi Dalam Kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari group, daya dukung pondasi mengalami modifikasi, hal ini disebabkan oleh pengaruh dari group tiang tersebut. Terdapat 2 fenomena yang menyebabkan modifikasi daya dukung sebagai berikut :

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan pondasi dalam
- Pengaruh group akibat beban sebuah beban yang bekerja

Untuk kasus daya dukung group pondasi harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (Ce). Berikut formula daya dukung group sebagai berikut :

$$Ql\ (group) = Ql(1\ tiang)x\ n\ x\ Ce \quad (2.83)$$

dimana :

n = jumlah tiang dalam group
Ce = koefisien efisiensi

Diberikan beberapa perumusan untuk perhitungan Ce diantaranya :

1. Converse – Labaire,

$$Ce = 1 - \frac{arc\tan\left(\frac{\emptyset}{S}\right)}{90^0} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (2.84)$$

dimana :

$\emptyset$ = Diameter sebuah tiang pondasi
S = Jarak As ke antar tiang dalam group
m = Jumlah baris tiang dalam group
n = Jumlah kolom tiang dalam group

2. Los Angeles,

$$Ce = 1 - \frac{D}{\pi.s}\left(\frac{(m(n-1)+n(m-1)+(m-1)(n-1)\sqrt{2})}{(mxn)}\right) \quad (2.85)$$

dimana :
D = Diameter sebuah tiang pondasi
S = Jarak As ke antar tiang dalam group
m = Jumlah baris tiang dalam group
n = Jumlah kolom tiang dalam group

Dari hasil kedua koefisien koreksi dipilih nilai paling kecil untuk mencari nilai terkritis

2.15.5 Penurunan Tiang dalam Group

Dalam buku *Principle of Foundation Engineering* edisi ke 6 oleh Braja M. Das dijelaskan bahwa penurunan pondasi tiang terdapat 2 jenis yakni :

1. Penurunan Elastis Tiang
   Total penurunan elastis (penurunan segera) dinyatakan dengan beban Qw (beban yang ditahan disepanjang tiang dengan kondisi beban berkerja).

$$Se_{(g)} = Se_{(1)} + Se_{(2)} + Se_{(3)} \quad (2.86)$$

dimana :
$Se(g)$ = total penurunan elastis
$Se(1)$ = penurunan elastis tiang
$Se(2)$ = Penurunan elastis yang disebabkan beban di ujung tiang (daya dukung ujung)
$Se(3)$ = Penurunan elastis yang disebabkan beban di sepanjang selimut tiang (daya dukung selimut)

$$Se_{(1)} = \frac{(Qwp + \xi Qws)\, x\, L}{Ap\, .\, Ep} \quad (2.87)$$

dimana :

Qwp = Beban yang ditahan di ujung tiang dengan kondisi beban yang bekerja (QW)

Qws = Beban yang ditahan di sepanjang tiang (*friction)* dengan kondisi beban yang bekerja, (QW)

Ap = Luas penampang

Ep = Modulus elastisitas tiang

ξ = nilai variasi magnitude sebesar 0,5 – 0,67 tergantung dari distribusi unit satuan daya dukung selimut sepanjang tiang.

$$Se_{(2)} = \frac{(qwp\ x\ D)}{Es}\, x\, (1 - \mu s^2)\, x\, Iwp \quad (2.88)$$

$$qwp = \frac{Qwp}{Ap} \quad (2.89)$$

dimana :

qwp = unit satuan kapasitas daya dukung ujung

D = Lebar atau diameter tiang

Ap = Luas penampang

μs = Rasio angka poisson

Iwp = Faktor pengaru sekitar 0,85

Es = modulus elastisitas tanah

$$Se_{(3)} = \left(\frac{Qws}{p.L}\right)\, x\, \left(\frac{D}{Es}\right)\, x\, (1 - \mu s^2)\, x\, Iws \quad (2.90)$$

dimana :

Iws = faktor pengaruh

$$Iws = 2 + 0{,}35\,x\,\sqrt{\frac{L}{D}} \qquad (2.91)$$

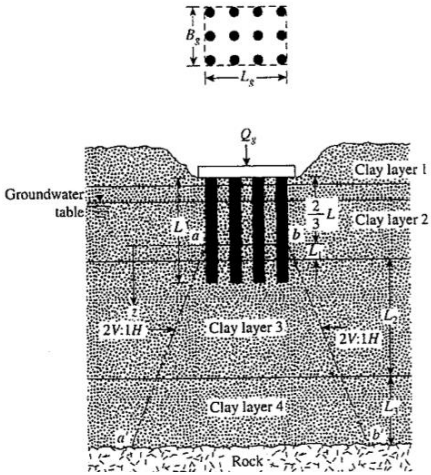
dimana :

L = kedalaman tiang

D = Lebar atau diameter tiang

2. Penurunan Konsolidasi Tiang

Penurunan konsolidasi tiang dalam grup di tanah lempung dapat dihitung menggunakan metode 2:1 distribusi tegangan. Adapun urutan perhitungan konsolidasi tiang dalam group sebagai berikut (lihat **Gambar 2.35**):



Gambar 2. 35 Konsolidasi tiang dalam group
Sumber : M.Das, 2007

Perhitungan konsolidasi kelompok tiang dihitung berdasarkan penelitian Terzaghi dan Peck yang mengganggap tanah bagian 2/3 panjang tiang tidak mudah mampat dan penyebaran beban pondasi dianggap berawal dari 2/3 panjang tiang kearah bawah.

Untuk perhitungan distribusi tegangan diberikan rumus sebagai berikut :

$$\Delta\sigma = \frac{Qg}{(Bg + z)(Lg + Z)} \quad (2.92)$$

dimana :

Δσ = tambahan tegangan vertikal ditengah-tengah lapisan yang ditinjau

Lg = panjang tiang

Bg = lebar tiang kelompok

z = jarak dari z = 0 ke tengah lapisan tanah

Perhitungan penurunan konsolidasi disesuaikan dengan perumusan yang dijelasakan pada sub bab 2.9

2.15.6 Kontrol Kekuatan Pondasi Dalam

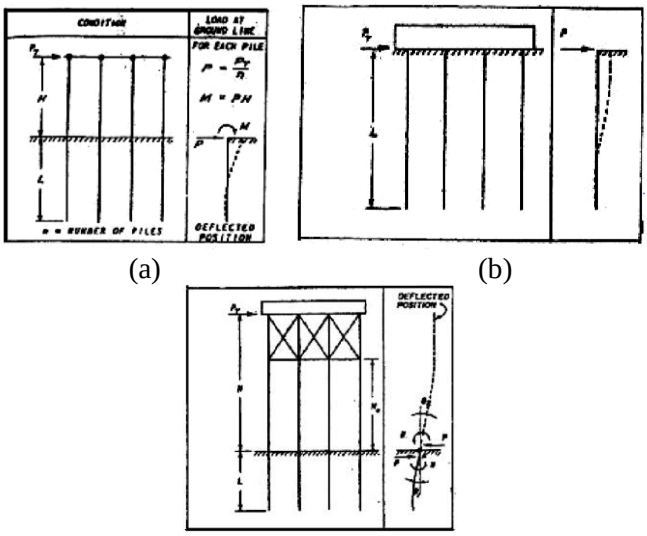
Kontrol harus dilakukan agar tiang pondasi mampu menahan beban - beban yang terjadi. Beban yang dimaksud adalah beban axial dan lateral yang mana dapat ditahan oleh kapasitas kekuatan pondasi dalam yakni *allowable compression* dan *moment crack*. Berikut penjelasan kontrol yang menurut NAFVAC DM-7.02 (1997) untuk pondasi dalam sebagai berikut :

1. Kontrol kuat bahan pondasi dalam.
   Kontrol kuat bahan pondasi dalam didasarkan oleh kapasitas momen crack dan kapasitas axial load. Untuk mengetahui momen dan gaya normal yang terjadi akibat beban luar yang terjadi dapat dicari dapat dengan menggunakan aplikasi bantu SAP 2000 atau program sejenisnya yang dapat menganalisa struktur. Berikut formula yang dapat digunakan untuk kontrol bahan adalah :

$$M_{pondasi\ tiang} < M_{crack} \quad (2.93)$$

$$P\ ultimate < P\ allowable \quad (2.94)$$

2. Kontrol lateral pondasi dalam,
   Selain pondasi mampu menahan beban axial dan momen, pondasi juga harus mampu menahan beban lateral. Untuk kontrol lateral pondasi dalam, NAFVAC DM-7.02 (1986) digunakan sebagai referensi dalam perhitungan kontrol. Menurut NAFVAC DM-7.02, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas tiga kondisi, yakni:
   1. Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit diujungnya **Gambar 2.36 (a)**
   2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel diatas permukaan tanah **Gambar 2.36 (b).**
   3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian **Gambar 2.36 (c)**



(a) (b)

(c)

Gambar 2. 36 3 Kondisi tiang pancang

Menurut (Wahyudi,1999) dalam buku "Daya Dukung Pondasi Dangkal" poer dikatakan kaku apabila $h > \frac{B-b}{4} + 0{,}05;\ hmin = 0{,}15\ m$ (lihat **Gambar 2.31)**

Prosedur perhitungan untuk kondisi 1 dan 2 adalah sebagai berikut :

a. Kondisi I,
   - Perhitungan faktor kekakuan relative (*relative stiffness faktor*)

     $$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.95)$$

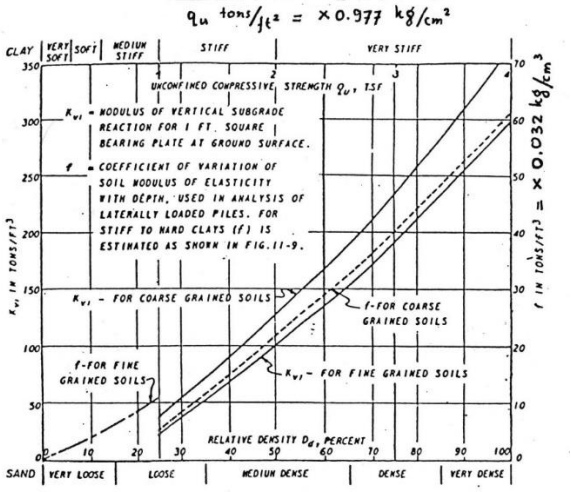
     dimana :
     T = Faktor kekakuan relatif
     E = Modulus elastisitas tiang pancang.
     I = Momen inersia penampang tiang pancang.
     f = Koefisien variasi (dicari pada **Gambar 2.37**)
   - Penentuan koefisien defleksi ($F\partial$), koefisien momen (FM) dan koefisien geser (FV) berdasarkan **Gambar 2.38**
   - Perhitungan defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau rumus terdapat pada **Gambar 2.38**

b. Kondisi II,
   - Langkah sama dengan langkah pertama pada kondisi I
   - Penentuan koefisien defleksi ($F\partial$) dan koefisien momen (FM) berdasarkan **Gambar 2.39**
   - Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkaan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.39**
   - Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah :

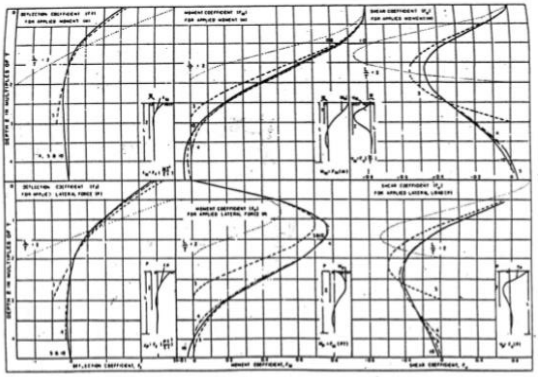
     $$P = \frac{PT}{n} \quad (2.105)$$

     dimana :

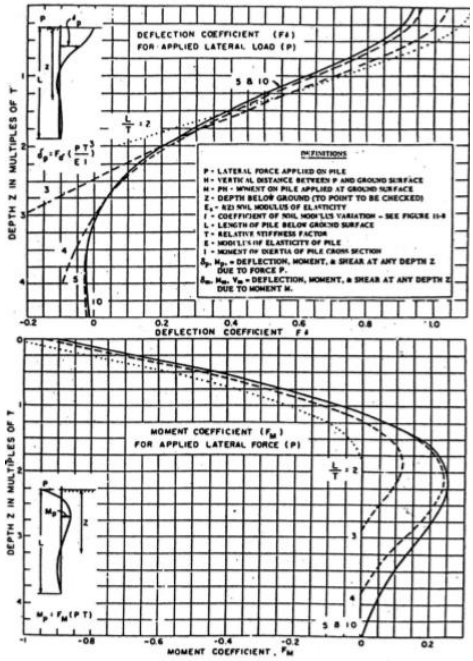
P = Besar gaya geser 1 tiang pancang.
PT = Besar gaya geser total yang bekerja.
n = Jumlah tiang pancang



Gambar 2. 37 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral



Gambar 2. 38 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi I.



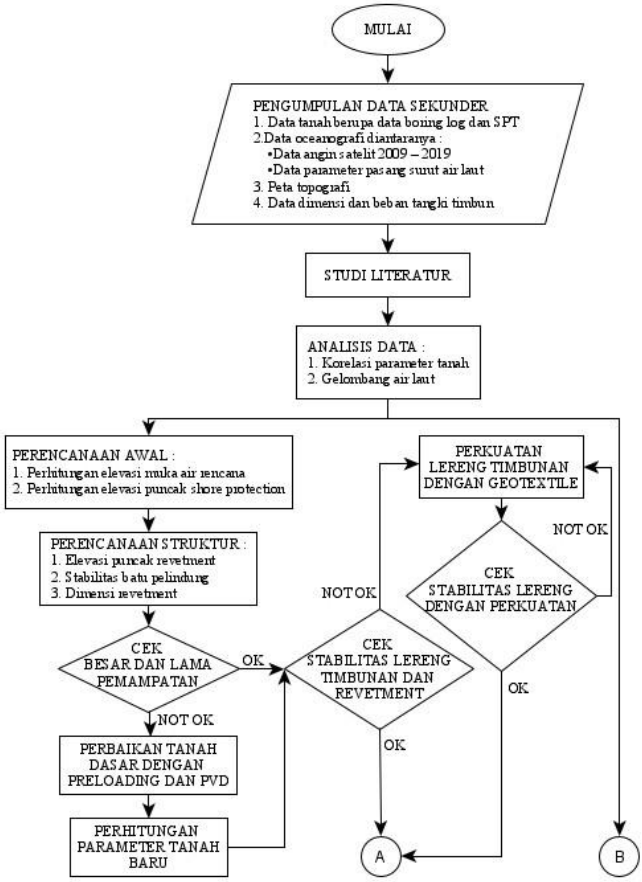
Gambar 2. 39 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

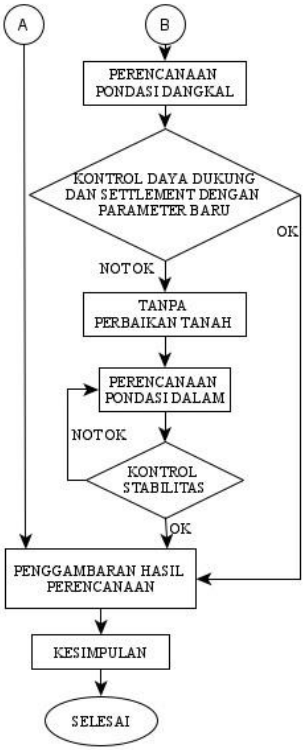
BAB III
METODOLOGI

3.1 Flowchart

Langkah – langkah perencanaan dalam tugas akhir ini ditunjukkan pada diagram alir **Gambar 3.1** :



Gambar 3. 1 Diagram alir perencanaan tugas akhir



Gambar 3. 2 Diagram alir perencanaan tugas akhir (lanjutan)

3.2 Uraian tahapan perencanaan

3.2.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari data sekunder. Adapun data-data yang diperlukan, yaitu:

a. Data tanah berupa data boring log dan SPT
b. Data Oceanografi berupa data angin, dan elevasi muka air pasang surut air laut
c. Peta topografi area perluasan lahan
d. Data beban tangki timbun berbentuk silinder tegak

3.2.2 Studi Literatur

Dalam menganalisis dan menyelesaikan permasalahan tersebut perlu adanya tahapan studi literatur untuk mendukung pemahaman melalui bahan studi yang ada sehingga permasalahan dapat diselesaikan dengan tepat. Adapun bahan studi yang akan dipakai dalam perencanaan *Shore Protection* dan tipikal pondasi adalah sebagai berikut:

a. Analisis data tanah dan gelombang air laut
b. Metode perkuatan timbunan dan perbaikan tanah
c. Studi literatur tentang analisis stabilitas timbunan
d. Studi literatur tentang perencanaan bangunan pantai (*revetment)* dengan sturktut *Rubble Mound*
e. Studi literatur tentang pondasi dangkal dan dalam

3.2.3 Analisa Data

Analisis data dalam perencanaan tugas akhir ini terbagi menjadi dua lingkup data yakni :

a. Analisa Data tanah
   Analisis data tanah adalah mengetahui sifat dasar tanah eksisting dan mengolah data sehingga didapatkan parameter tanah sebagai dasar perencanaan
b. Analisa Pembebanan di Atas Pondasi
c. Analisa Gelombang Air Laut
   Adapun analisi gelombang air laut dalam perencanaan tugas akhir ini diantaranya :
   - Analisis fetch efektif
   - Peramalan tinggi gelombang dan periode gelombang dari olah data angin harian
   - Penentuan tinggi gelombang rencana periode ulang 50 tahun

3.2.4 Perencanaan *Shore Protection*

Perencanaan *Shore Protection* dengan struktur *Rubble Mound* terbagi menjadi 4 tahap penting diantaranya :

a. Perhitungan tinggi puncak *Shore Protection*

b. Perhitungan stabilitas batu pelindung
c. Perhitungan dimensi *revetment*
d. Kontrol stabilitas *Shore Protection* diantaranya sliding, settlement, dan daya dukung tanah

3.2.5 Perencanaan Perbaikan Tanah

Dengan kondisi tanah eksisting dengan daya dukung rendah dan untuk mencapai elevasi final maka dibutuhkan metode perbaikan tanah. Adapun langkah – langkah dalam perencanaan perbaikan tanah untuk tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

a. Perhitungan besar dan lama pemampatan oleh beban timbunan
b. Kontrol terhadap waktu pemampatan secara natural
c. Perencananaan PVD dan PHD untuk percepatan pemampatan tanah lunak
d. Perhitungan nilai Cu baru untuk perencanaan pondasi dangkal tangki timbun
e. Kontrol stabilitas lereng timbunan terhadap geser, guling, dan *overall stability*

3.2.6 Perencanaan Perkuatan Tanah

Perkuatan tanah dibutuhkan apabila kontrol stabilitas tidak memenuhi. Dalam tugas akhir ini perkuatan tanah terfokus pada stabilitas lereng timbunan dan stabilitas *shore protection*. Adapun alternatif perencanaan perkuatan tanah yang digunakan adalah *geotextile*.

3.2.7 Perencanaan Pondasi Tipikal

a. Perencanaan Pondasi Dangkal Tangki Timbun
   Dalam perencaan pondasi dangkal perlu diperhatikan kontrol sebagai berikut :
   1. Kontrol daya dukung tanah
   2. *Settlement*
b. Perencanaan Pondasi Dalam Tangki Timbun

Dalam perencanan pondasi dalam perlu diperhatikan kontrol sebagai berikut :

3. Kontrol beban axial (*axial load)*
4. Kontrol beban horizontal (*lateral load*)
5. Kontrol defleksi dan beben momen
6. *Settlement*

3.2.8 Penggambaran Hasil Perencanaan

Dalam tahap ini dilakukan penggambaran hasil perencanaan / *shop drawing* apabila semua desain sudah memenuhi kontrol stabilitas.

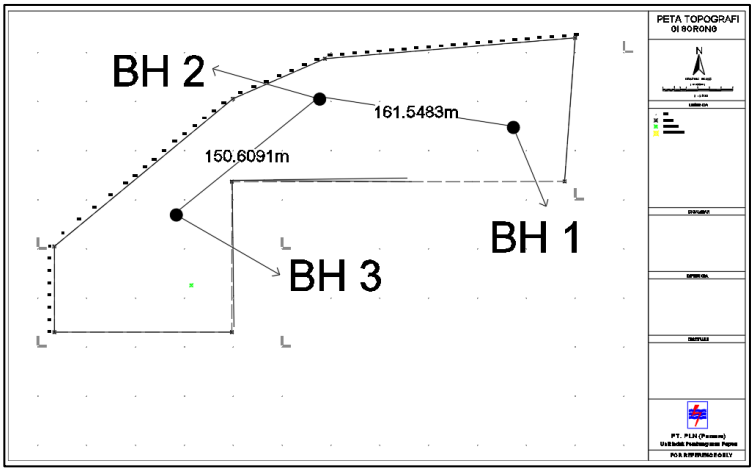
3.2.9 Kesimpulan dan Saran

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BAB IV
ANALISA DATA TANAH

4.1. Analisis Data NSPT Tanah Dasar

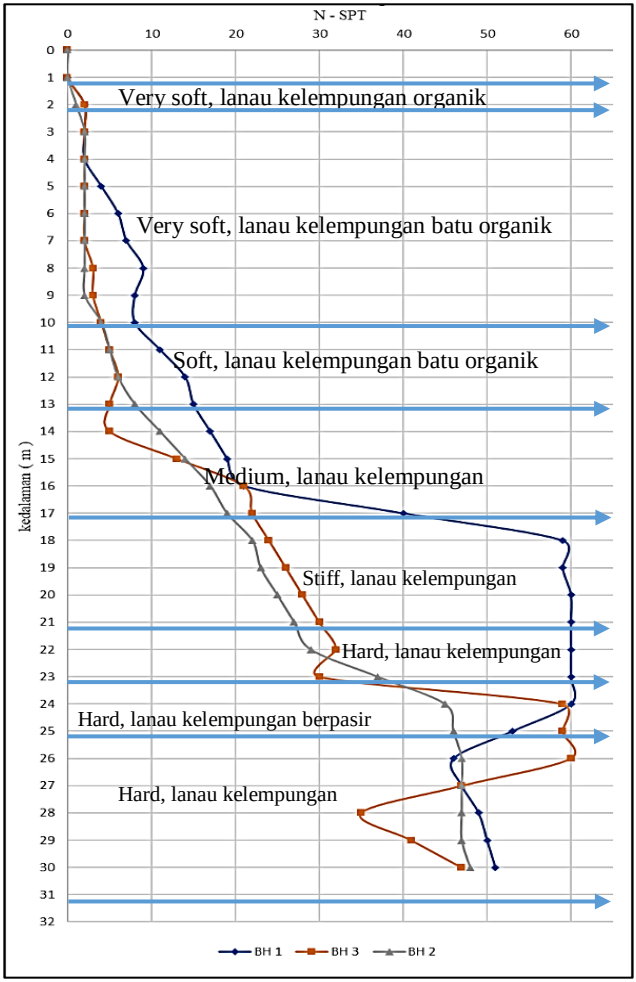
Data tanah yang tersedia pada proyek peluasan lahan dan perencanaan *Shore Protection* adalah 3 data Bor Log dapat dilihat pada **Lampiran 1.2** dengan lokasi titik borlog dapat dilihat pada **Gambar 4.1.** Dalam perencanaan perbaikan tanah dasar maupun perencanaan bangunan diatas tanah dasar perlu diketahui diputuskan pengggunanan data yang tepat sehingga tidak terjadi salah perencanaan maupun perencanaan yang belebihan atau boros. Dari hasil ketiga sebaran data NSPT apat disajikan dalam bentuk grafik gabungan N-SPT dapat dilihat pada **Gambar 4.2**



Gambar 4. 1 Titik bor log pada area perencanaan perluasan lahan
Sumber : Dokumen PT. PLN,2019

Berdasarkan **Gambar 4.1** diketahui bahwa lokasi berada di 3 tempat yang berbeda dengan jarak antar lokasi bor lebih dari 150 m. Berdasarkan kondisi tersebut maka perlu diketahui 3 data

tersebut dikatakan homogen atau heterogen sehingga perlu dicek terhadap kovarian.



Gambar 4. 2 Grafik gabungan data NSPT
Sumber: Data bor log site regasifikasi sorong (surveyor indonesia,2019)

Dari hasil visualisasi data dengan cara grafis didapatkan informasi bahwa tanah dasar didominanasi oleh tanah bersifat lanau kelempungan dengan NSPT kurang dari 15 hingga kedalaman kritis lebih dari 16 meter.

4.2 Analisis Sebaran Data Tanah Dasar

Analisis sebaran data tanah pada tugas akhir ini digunakan keputusan statistik koefisien variasi (Kv) untuk mengetahui persebaran data tanah. Nilai koefisien variasi (Kv) apabila kurang 20% maka data tersebut dapat disimpulkan homogen, sebaliknya kovarian lebih dari atau sama dengan 20% maka data tersebut heterogen atau tidak dapat digabung atau dirata - rata.

Dalam perhitungan nilai (Kv) data NSPT perlu dikelompokkan terlebih dahulu kedalam konsistensi tanah berdasarkan tabel NPT dan korelasinya menurut (J.E. Bowles, 1984) untuk diketahui keseragaman sebaran data. Berikut contoh cek nilai (Kv) BH-1 dengan BH-2 dalam satu konsistensi tanah sebagai berikut :

- Konsistensi Tanah = Very Soft
- N SPT BH 1 = 0,0,2,2,2
- N SPT BH 2 = 0,0,1,2,2,2,2,2,2,2
- n (BH 1 +BH 2) = 11 (“0” tidak masuk rata-rata)
- $\bar{x}$ ($mean$) = 20 / 11 = 1,9
- S (n<100) $= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(Xi-\bar{x})^2}{n-1}}$
  $= \sqrt{\frac{(1-1{,}9)^2+10(2-1{,}9)^2}{11-1}}$
  = 0,301511345
- maka, Kv (kovarian) $= \frac{S}{\bar{x}} = \frac{0{,}30151345}{1{,}9}$
  $=$ 15,79 % (**homogen**)

Hasil perhitungan cek kovarian untuk data tanah lainnya dapat dilihat pada **Tabel 4.1, 4.2, dan 4.3**

Tabel 4. 1 Cek Kovarian BH 1 dan BH 2

KEDALAMAN	bor log 1	KONSISTENSI	bor log 2	KONSISTENSI	MEAN	STANDAR DEVIASI	KOEFISIEN VARIASI	KONTROL	KONSISTENSI
m	N SPT		N SPT						
0	0	VERY SOFT	0	VERY SOFT	1,90909091	0,301511345	15,79345138	OKE	VERY SOFT
1	0		0						
2	2		1						
3	2		2						
4	2		2						
5	4	SOFT	2						
6	6		2						
7	7	MEDIUM	2						
8	9		2						
9	8		2						
10	8		4	SOFT	5	1	20	NOT OKE	SOFT
11	11		5						
12	14		6						
13	15		8	MEDIUM	10,5	2,953340858	28,12705579	NOT OKE	MEDIUM
14	17	STIFF	11						
15	19		14						
16	21		17	STIFF	20,375	2,875388173	14,11233459	OKE	STIFF
17	40	HARD	19						
18	59		22						
19	59		23						
20	60		25						
21	60		27	HARD	48,9166667	9,301316721	19,01461681	OKE	HARD
22	60		29						
23	60		37						
24	60		45						
25	53		46						
26	46		47						
27	47		47						
28	49		47						
29	50		47						
30	51		48						

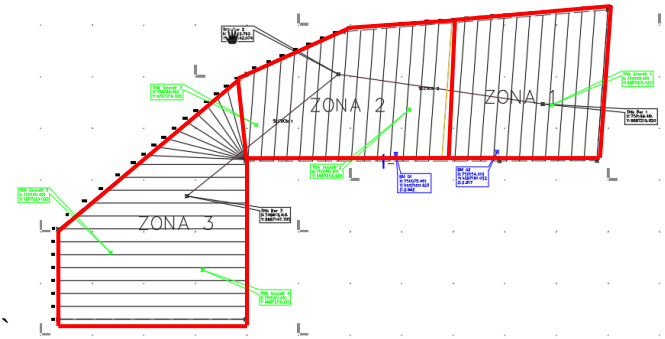
Tabel 4. 2 Cek Kovarian BH 2 dan BH 3

KEDALAMAN	bor log 2	KONSISTENSI	bor log 3	KONSISTENSI	MEAN	STANDAR DEVIASI	KOEFISIEN VARIASI	KONTROL	KONSISTENSI
m	N SPT		N SPT						
0	0	VERY SOFT	0	VERY SOFT	2,0625	0,442530602	21,45602917	NOT OKE	VERY SOFT
1	0		0						
2	1		2						
3	2		2						
4	2		2						
5	2		2						
6	2		2						
7	2		2						
8	2		3						
9	2		3						
10	4		4						
11	5	SOFT	5	SOFT	5	0,755928946	15,11857892	OKE	SOFT
12	6		6						
13	8		5						
14	11	MEDIUM	5						
15	14		13	MEDIUM	11,5	2,645751311	23,00653314	NOT OKE	MEDIUM
16	17		21						
17	19		22	STIFF	21,625	2,615202806	12,09342338	OKE	STIFF
18	22	STIFF	24						
19	23		26						
20	25		28						
21	27		30						
22	29		32						
23	37		30						
24	45		59	HARD	41,5455	10,72925361	25,82533693	NOT OKE	HARD
25	46		59						
26	47	HARD	60						
27	47		47						
28	47		35						
29	47		41						
30	48		47						

Tabel 4. 3 Cek Kovarian BH 1, BH2, dan BH3

KEDALAMAN	bor log 1	ONSISTENSI	bor log 2	KONSISTENSI	bor log 3	KONSISTENSI	MEAN	STANDAR DEVIASI	KOEFISIEN VARIASI	KONTROL	KONSISTENSI
m	N SPT		N SPT		N SPT						
0	0		0		0						
1	0		0		0						
2	2	VERY SOFT	1		2						
3	2		2		2	VERY SOFT					
4	2		2	VERY SOFT	2		2,05263158	0,40465132	19,71378221	OKE	VERY SOFT
5	4	SOFT	2		2						
6	6		2		2						
7	7		2		2						
8	9		2		3						
9	8	MEDIUM	2		3						
10	8		4		4						
11	11		5	SOFT	5	SOFT	5	0,81649658	16,32993162	OKE	SOFT
12	14		6		6						
13	15		8		5						
14	17		11	MEDIUM	5						
15	19	STIFF	14		13	MEDIUM	10,7272727	2,90141032	27,04704531	NOT OKE	MEDIUM
16	21		17		21						
17	40		19		22	STIFF					
18	59		22	STIFF	24		20,9090909	2,66287609	12,73549436	OKE	STIFF
19	59		23		26						
20	60		25		28						
21	60		27		30						
22	60		29		32						
23	60		37		30						
24	60	HARD	45		59	HARD					
25	53		46		59		45,7575758	11,0892483	24,23478112	NOT OKE	HARD
26	46		47	HARD	60						
27	47		47		47						
28	49		47		35						
29	50		47		41						
30	51		48		47						

Dari hasil analisis kovarian diatas dapat disimpulkan bahwa dari 3 data bor log tersebut bersifat heterogen sehingga data tersebut tidak dapat digabung. Dengan kondisi ini maka perlu dibuat zonasi agar perencanaan lebih efisien. Adapun daerah pembagian zonasi dapat diilustrasikan pada **Gambar 4.3.**

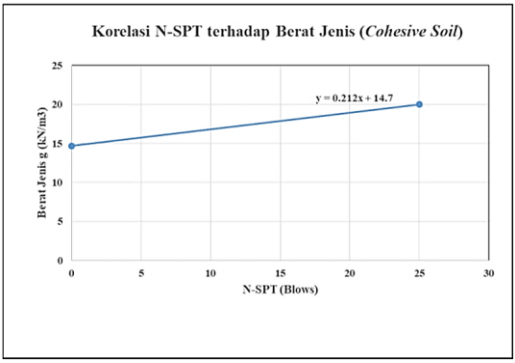


Gambar 4. 3 Zonasi area perluasan lahan
Sumber: layout perluasan lahan, Dokumen PT. PLN,2019

4.3 Korelasi Parameter Tanah Dasar

4.3.1 Korelasi Berat Volume Tanah (γ)

Penentuan nilai berat volume tanah jenuh (γsat) digunakan tabel NSPT dan korelasinya menurut Bowles (1984) yang ditunjukkan pada **Tabel 2.1**. Dari korelasi tersebut didapatkan hasil Formula grafik regresi linier seperti **Gambar 4.4** dengan batas maksimal γsat adalah sebesar 20 kN/m^3.



Gambar 4. 4 Grafik NSPT vs γsat (J.E.Bowles,1984)

Dari formula pada grafik dapat dihitung nilai (γsat) pada zona 1 di kedalaman 10 meter sebagai berikut :

γsat = 0,212 x NSPT +14,7

γsat = 0,212 x 10 +14,7

maka, γsat = 16,82 kN/m^3

Sedangkan korelasi parameter berat volume tanah kering (γd) digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$\gamma d = \frac{Gs\ .\ \gamma w}{1 + e}$$

$$\gamma d = \frac{2{,}69\ .10}{1 + 1{,}48}$$

maka, γd = 10,85 kN/m^3

dimana nilai e_o dan Gs dapat dicari pada pembahasan pada sub bab 4.3.4 dan 4.3.5

4.3.2 Korelasi *Undrained Shear Strength* (Cu)

Untuk mendapatkan nilai *Undrained Shear Strength* (Cu) digunakan korelasi interpolasi linier menurut tabel bowless seperti yang ditunjukkan pada **Tabel 2.1**.

Contoh korelasi nilai *undrained shear strength* (Cu) pada zona 1 di kedalaman 10 meter sebagai berikut :

- Batas atas:
  N = 6
  qu = 30 kN/m^2
  Cu = qu/2 = 15 kN/m^2
- Batas bawah:
  N = 16
  qu = 40 kN/m^2
  Cu = qu/2 = 20 kN/m^2
  Maka nilai Cu untuk NSPT = 10
  Cu = ((10-6) x (20-15)/ (16-6)) +15
  Cu = 17 kN/m^2
  Sedangkan untuk nilai C' sebesar 2/3 dari nilai Cu, maka :
  Cu = 17 kN/m^2
  C' = 11,33 kN/m^2

4.3.3 Korelasi Angka Pori (e_0) dan Porositas (n) Tanah

Korelasi angka pori tanah berdasarkan pada berat volume tanah jenuh (γsat) dan dikorelasi terhadap tabel korelasi parameter tanah oleh Biarez dan Favre seperti pada **Tabel 2.2.** Untuk mencari nilai angka pori (e_0) digunakan metode interpolasi linier dengan batas bawah adalah sebesar 0,93

Contoh korelasi nilai angka pori tanah (e_0) pada zona 1 di kedalaman 10 meter :

- Batas atas:
  γsat = 16,13 kN/m^3
  eo = 1,7
- Batas bawah:
  γsat = 16,9 kN/m^3

eo = 1,45

Maka nilai eo untuk γsat = 16,82 kN/m^3

eo = ((16,82-16,3) x (1,45-1,7) / (16,9-16,3)) + 1,7

eo = 1,48

Sedangkan untuk mencari nilai porositas (n) digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$n = \frac{1{,}48}{1+1{,}48}$$

$$n = 0{,}6$$

4.3.4 Korelasi *Spesific Gravity* (Gs)

Nilai *specific gravity* dicari dengan rumus empiris sebagai berikut:

$$\gamma\text{sat} = \frac{(Gs+e)\gamma\text{w}}{1+e}$$

Contoh korelasi koefisien *Spesific Gravity* (Gs) pada zona 1 di kedalaman 10 meter :

$$Gs = \frac{\gamma\text{sat}(1+e)}{\gamma\text{w}} - e$$

$$Gs = \frac{16{,}82(1+1{,}48)}{10} - 1{,}48$$

maka, $Gs = 2{,}69$

4.3.5 Korelasi Koefisien Kompresi Tanah (Cc)

Nilai koefisien kompresi tanah (Cc) didapatkan dengan persamaan menurut (Hough,1957) pada **Tabel 2.3** yakni untuk tanah *inorganic cohesive soil*

Contoh korelasi nilai koefisien kompresi tanah (Cc) pada zona 1 di kedalaman 10 meter :

$e_0 = 1{,}48$

maka, $Cc = 0{,}3\ (1{,}48 - 0{,}27) = 0{,}36$

4.3.6 Korelasi Koefisien Mengembang Tanah (Cs)

Untuk nilai koefisien mengembang tanah (Cs) didapatkan dengan asumsi sebesar (1/5) terhadap nilai Cc.

Contoh korelasi nilai koefisien memgembang tanah (Cs) pada zona 1 di kedalaman 10 meter :

$Cc = 0{,}36$

maka, $Cs = 0{,}36$ x (1/5) = 0,07

4.3.7 Korelasi Koefisien *Compression Ratio (CR)*

Nilai koefisien *Compressin Ration* (CR) digunakan rumus Elnaggar dan Krizek (1970) pada **Tabel 2.4** dengan jenis tanah *Inorganic & organic clays and silty soils.*

Contoh korelasi nilai koefisien *Compression Ratio* (CR) pada zona 1 di kedalaman 10 meter :

$e_0 = 0{,}95$

$CR = 0{,}156\ x\ e_0 + 0{,}0107$

$CR = 0{,}156\ x\ 1{,}48 + 0{,}0107$

maka, $CR = 0{,}24$

4.3.8 Korelasi Koefisien Pengaliran Tanah Vertikal (Cv)

Koefisien pengaliran tanah vertikal (Cv) dikorelasi dengan menggunakan tabel korelasi interpolasi parameter tanah oleh Biarez dan Favre seperti pada **Tabel 2.2**

Contoh korelasi nilai koefisien pengaliran tanah vertikal (Cv) pada zona 1 di kedalaman 10 meter sebagai berikut :

- Batas atas:
  γsat = 16,3 kN/m^3
  Cv = 0,0005 cm^2/s
- Batas bawah:
  γsat = 16,9 kN/m^3
  Cv = 0,0006 cm^2/s
  Maka nilai Cv untuk γsat = 16,82 kN/m^3
  Cv =((16,82-16,3) x (0,0006-0,0005)/(16,9-16,3))+0,0005
  Cv = 0,00059

4.3.9 Korelasi Koefisien Pengaliran Tanah Horizontal (Ch)

Nilai koefisien pengaliran tanah horizontal (Ch) umumnya untuk tanah lempung jenuh air berkisar 2-5. Untuk nilai kh/kv digunakan sebesar 3 untuk jenis tanah *Varved clays and other deposits caontaining embedded and more or less continuos permeable layers* oleh sebab itu nilai Ch = 3 x Cv.

Contoh korelasi nilai koefien pengaliran tanah horizontal (Ch) pada zona 1 di kedalaman 10 meter :

Cv = 0,00059 cm^2/s

Ch = 3 x Cv

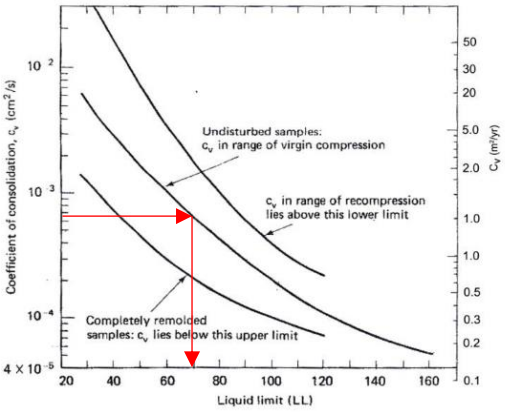
Ch = 3 x 0,00059

maka, Ch = 0,018 cm^2/s

4.3.10 Korelasi Batas Cair Tanah (LL)

Korelasi batas cair tanah didapatkan dengan menggunakan grafik hubungan nilai Cv dengan LL seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.1.**

Contoh korelasi nilai koefisien pengaliran tanah horizontal (Ch) pada zona 1 di kedalaman 10 meter dengan grafik **Gambar 4.5** yang diambil dari After US. Navy sebagai berikut :



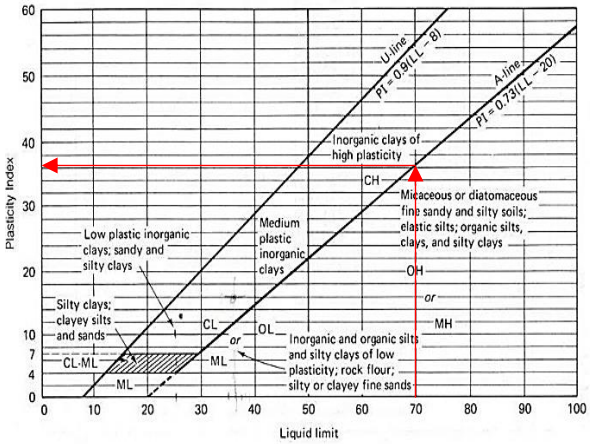
Gambar 4. 5 Korelasi nilai LL dengan PI

Cv = 0,00059 cm^2/s
maka, LL = 70 %

4.3.11 Korelasi Batas Indeks Plastisitas Tanah (*PI*)

Korelasi batas cair tanah didapatkan dengan menggunakan grafik hubungan nilai LL dengan PI dari ASTM, Cassagrande seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.2**

Contoh korelasi nilai batas indeks plastisitas tanah (PI) pada zona 1 di kedalaman 10 meter dengan grafik **Gambar 4.6** sebagai berikut :



Gambar 4. 6 Korelasi nilai LL dengan PI

LL = 70 %
maka, PI = 36,5 %

4.3.12 Korelasi Sudut Geser *Undrained* (Ø**u**)

Penentuan nilai sudut geser *undrained* ($Øu$) untuk tanah lempung adalah bernilai 0 dengan asumsi kondisi short term.

4.3.13 Korelasi Angka Poisson (**μ**)

Penentuan angka *poisson ratio* digunakan tabel harga – harga angka poisson ratio seperti ditunjukkan pada **Tabel 2.5.**

Untuk tanah lempung lembek memiliki angka poisson berkisar 0,15 – 0,25 dan lempung agak kaku 0,2 – 0,5.

4.3.14 Korelasi Modulus Elastisitas (Eu)

Korelasi modulus elastisitas digunakan tabel nilai tipikal Eu untuk tanah lempung (U.S Army (1994) dan Bowles (1986)) pada **Tabel 2.6**.

4.3.15 Korelasi *Water Content (Wc)*

Korelasi parameter tanah *water content* digunakan tabel Biarez dan Favre **Tabel 2.2** terhadap parameter berat jenis jenuh. Berikut contoh perhitungan interpolasi liner pada zona 1 di kedalaman 10 meter sebagai berikut :

- Batas atas:
  γsat = 16,3 kN/m^3
  Wc = 63 %
- Batas bawah:
  γsat = 16,9 kN/m^3
  Wc = 53,9 %
  Maka nilai wc untuk γsat = 16,82 kN/m^3
  Wc = ((16,82-16,3) x (53,9-63)/(16,9-16,3))+63
  Wc = 55,11 %

4.3.16 Rekapitulasi Parameter Tanah

Rekapitulasi sasil korelasi pada sub bab 4.2.2 hingga sub bab 4.2.16 dapat disajikan ke dalam bentuk tabel rekapitulasi parameter tiap zonasi dapat dilihat pada **Tabel 4.4** hingga **Tabel 4.6**

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Korelasi Parameter Tanah Zona 1

BOR LOG 1																				
DEPTH	KONSISTENSI	N	γsat	γd	Gs	eo	n	Cc	Cr	Cs	Cv	Ch	Cu	C'	Wc	μ	Eu	Φu	LL	PI
m		SPT	kN/m^3	kN/m^3							cm^2 / s	cm^2 / s	kPa	kPa	%		MPa		(%)	(%)
0-5	VERY SOFT	1	14,91	7,81	2,69	2,45	0,71	0,65	0,39	0,13	0,00172	0,0052	5,00	3,33	90,61	0,15	3,00	0,00	68,00	35,04
5-7	SOFT	5	15,76	9,13	2,71	1,97	0,66	0,51	0,32	0,10	0,00033	0,0010	12,50	8,33	72,91	0,20	5,00	0,00	64,00	32,12
7-14	MEDIUM	10	16,82	10,85	2,69	1,48	0,60	0,36	0,24	0,07	0,00059	0,0018	17,00	11,33	55,11	0,25	20,00	0,00	70,00	36,50
14-17	STIFF	19	18,73	13,90	2,69	0,94	0,48	0,20	0,16	0,04	0,00089	0,0027	46,67	31,11	35,06	0,30	50,00	0,00	52,00	23,36
17-30	HARD	54	20,00	15,18	2,93	0,93	0,48	0,20	0,16	0,04	0,00090	0,0027	100,00	66,67	34,40	0,40	100,00	0,00	50,00	21,90

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Korelasi Parameter Tanah Zona 2

BOR LOG 2																				
DEPTH	KONSISTENSI	N	γsat	γd	Gs	eo	n	Cc	Cr	Cs	Cv	Ch	Cu	C'	Wc	μ	Eu	Φu	LL	PI
m		SPT	kN/m^3	kN/m^3							cm^2 / s	cm^2 / s	kPa	kPa	%		MPa		(%)	(%)
0-10	VERY SOFT	2	15,12	8,14	2,70	2,31	0,70	0,61	0,37	0,12	0,00022	0,0007	6,00	4,00	85,54	0,15	4,00	0,00	67,00	34,31
10-13	SOFT	5	15,76	9,13	2,71	1,97	0,66	0,51	0,32	0,10	0,00033	0,0010	12,50	8,33	72,91	0,20	5,00	0,00	64,00	32,12
13-16	MEDIUM	11	17,03	11,18	2,70	1,41	0,59	0,34	0,23	0,07	0,00062	0,0019	17,75	11,83	52,47	0,25	20,00	0,00	59,00	28,47
16-21	STIFF	22	19,36	14,55	2,81	0,93	0,48	0,20	0,16	0,04	0,00090	0,0027	73,33	48,89	34,40	0,30	50,00	0,00	51,00	22,63
21-30	HARD	42	20,00	15,18	2,93	0,93	0,48	0,20	0,16	0,04	0,00090	0,0027	100,00	66,67	34,40	0,40	100,00	0,00	50,00	21,90

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Korelasi Parameter Tanah Zona 3

BOR LOG 3																				
DEPTH	KONSISTENSI	N	γsat	γd	Gs	eo	n	Cc	Cr	Cs	Cv	Ch	Cu	C'	Wc	μ	Eu	Φu	LL	PI
m		SPT	kN/m^3	kN/m^3							cm^2 / s	cm^2 / s	kPa	kPa	%		MPa		(%)	(%)
0-10	VERY SOFT	2	15,12	8,14	2,70	2,31	0,70	0,61	0,37	0,12	0,00022	0,0007	6,00	4,00	85,54	0,15	4,00	0,00	67,00	34,31
10-15	SOFT	5	15,76	9,13	2,71	1,97	0,66	0,51	0,32	0,10	0,00033	0,0010	12,50	8,33	72,91	0,20	5,00	0,00	64,00	32,12
15-16	MEDIUM	13	17,46	11,82	2,71	1,29	0,56	0,31	0,21	0,06	0,00068	0,0020	18,50	12,33	47,86	0,25	20,00	0,00	58,00	27,74
16-19	STIFF	23	19,58	14,76	2,85	0,93	0,48	0,20	0,16	0,04	0,00090	0,0027	82,22	54,81	34,40	0,30	50,00	0,00	51,00	22,63
19-30	HARD	42	20,00	15,18	2,93	0,93	0,48	0,20	0,16	0,04	0,00090	0,0027	100,00	66,67	34,40	0,40	100,00	0,00	50,00	21,90

BAB V
ANALISA GELOMBANG AIR LAUT

5.1 Pengumpulan Data Oceanografi

Dalam analisis gelombang air laut diperlukan beberapa data *oceanografi* berupa dapat berupa data angin untuk peramalan tinggi dan periode gelombang air laut dalam serta data pasang surut air laut sebagai dasar perhitungan elevasi muka air rencana. Data angin dalam perencanaan ini adalah data angin harian sekunder yang diperoleh dari data satelit pada website *www.climate.copernicus.eu* tahun 2009 hingga 2019. Dari hasil rekapitulasi data angin kemudian diolah dan dapat disajikan kedalam *windrose* dengan bantuan apilikasi WR PLOT seperti disajikan pada **Lampiran 5.1.**

Data pasang surut air laut merupakan data hasil analisa pasang surut air laut di Sorong yang diperoleh dari *analysis wave final report* PLTMG 50 MW Sorong dapat ditunjukkan pada **Tabel 5.1**

Tabel 5. 1 Data Pasang Surut Air Laut di Sorong

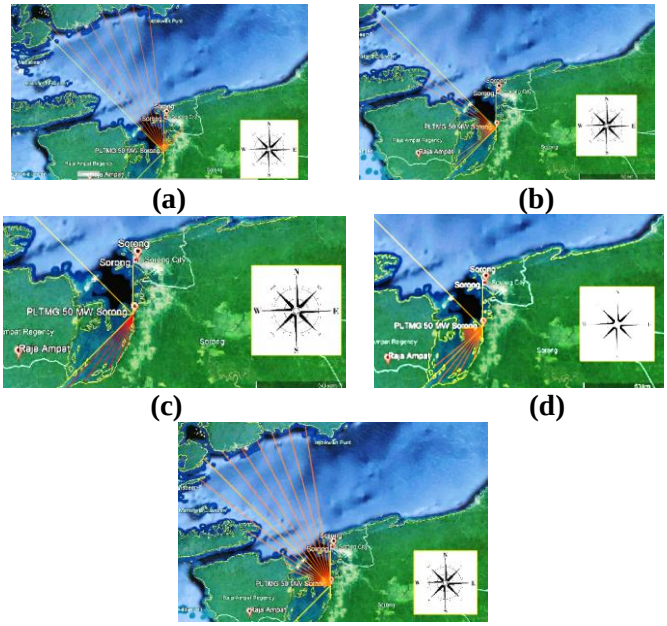
No	Parameter Pasang Surut	Simbol	Elevasi (m)
1	*Highest Astronomical Tide*	HAT	1,33
2	*Higher High Water Level*	HHWL	1,21
3	*Mean High Water Level*	MHWL	0,79
4	*Mean Sea Level*	MSL	0
5	*Mean Low Water Level*	MLWL	-0,79
6	*Chart Datum Line*	CDL	-1,02
7	*Lowest Low Water Level*	LLWL	-1,21
8	*Lowest Astronomical Tide*	LAT	-1,33

Sumber: *Wave analysis final report* PLTMG 50 MW Sorong, 2019

5.2 Analisis Fetch Efektif

Analisis fetch dilakukan untuk peramalan tinggi dan periode gelombang air laut dalam. Arah datangnya gelombang dari hasil

visualisasi peta didapatkan 5 arah mata angin yang disumsikan gelombang datang menuju tepi pantai seperti pada **Gambar 5.1**



Gambar 5. 1 Analisis panjang fetch (a) arah utara; (b) arah barat; (c) arah selatan; (d) arah barat daya; (e) arah barat laut

Contoh analisis perhitungan fetch efektif arah utara dapat dihitung sebagai berikut :

$$\text{Feff} = \frac{\sum \cos \propto}{\sum \text{X}.\cos \propto} = \frac{13{,}51}{563{,}79} = 41{,}72817085 \text{ km}$$

Hasil analisis perhitungan fetch efektif untuk semua arah dapat dilihat pada **Lampiran 5.2** dan hasil perhitungan fetch efektif didapatkan nilai fetch efektif 5 arah mata angin sebagai berikut :

Fetch efektif arah utara (N) : 41,7281708 km
Fetch efektif arah barat (W) : 21,5755635 km
Fetch efektif arah selatan (S) : 9,0175066 km
Fetch efektif arah barat daya (SW) : 14,3664381 km
Fetch efektif arah barat laut (NW) : 55,8671849 km

5.3 Peramalan Tinggi Gelombang dan Periode Gelombang Laut Dalam

Dalam peramalan tinggi gelombang dan periode gelombang laut dalam mengikuti aturan flowchart dalam buku *shore protection manual* / CERC tahun 1984 dan dapat dilihat pada **Gambar 2.7**

Adapun contoh perhitungan peramalan gelombang dapat di selesaikan sebagai berikut :

Time = 2009-01-01 (06:00)
U10 = 1,99 m/s
Direction = $218{,}25^0$ → SW (Barat Daya)
Feff (barat daya)= 14366,44 m
UA = $0{,}71\ X\ Uw^{1{,}23}$
Uw = $Rl\ X\ U10 = 1{,}99\ x\ 1{,}71 = 3{,}40$ m/s
UA = $0{,}71\ X\ 3{,}4^{1{,}23}$
= 3,20 m/s

gt/Ua = $68{,}8\ x\ \left(\frac{gF}{Ua^2}\right)^{\frac{2}{3}}$

= $68{,}8\ x\ \left(\frac{9{,}81\ .14366{,}44}{3{,}2^2}\right)^{\frac{2}{3}}$

= $39591{,}03\ s$

Kontrol :
gt/Ua ≤ 71500
39591,03 ≤ 71500 → **Non Fully Developed**
Kontrol :

tc = $68{,}8\ x\ \left(\frac{9{,}81.14366{,}44}{3{,}2^2}\right)^{\frac{2}{3}}\ x\ \frac{3{,}2}{9{,}81} \leq$ 6 x 3600
tc = $12895{,}27406\ s\ \leq$ 21600 s → **Fetch Limited**

Hmo $= 0{,}0016\ x\ \left(\frac{Ua^2}{g}\right)\ x\left(\frac{gF}{Ua^2}\right)^{0,5}$

$= 0{,}0016\ x\ \left(\frac{3{,}2^2}{9{,}81}\right)\ x\left(\frac{9{,}81x14366{,}438}{3{,}2^2}\right)^{0,5}$

$= 0{,}2\ m$

Tp $= 0.2857x\ \left(\frac{Ua}{g}\right)\ x\left(\frac{gF}{Ua^2}\right)^{1/3}$

$= 0.2857x\ \left(\frac{3{,}2}{9{,}81}\right)\ x\left(\frac{9{,}81\ x14366{,}438}{3{,}2^2}\right)^{1/3}$

= 2,23 s

Tabel perhitungan tinggi dan periode gelombang laut dalam dari tahun 2009 dapat dilihat pada tabel peramalan tinggi dan periode gelombang laut dalam pada **Lampiran 5.3**

5.4 Periode Ulang Gelombang dengan Program Bantu Minitab

Dari hasil perhitungan peramalan gelombang didapatkan nilai tinggi gelombang maksimum dapat dilihat pada **Tabel 5.2**. Sedangkan hasil perhitungan tinggi gelombang periode ulang 50 tahun dengan program bantu *Minitab*.

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Hmo dan Tp maksimum tiap tahun

TAHUN	MAXIMUM Hmo (m)	MAXIMUM Tp (s)
2009	0,720725678	5,503992672
2010	0,786190619	5,572925472
2011	0,609621262	5,382886225
2012	0,607030271	5,648111041
2013	0,501994055	5,260132755
2014	0,585575877	5,355947489
2015	0,638884148	5,415310778
2016	0,481408605	5,250327805
2017	0,473787516	5,397611412
2018	0,624301961	5,668273493
2019	0,634443916	5,410415784

Dari tinggi dan periode maksimum tiap tahun pada **Tabel 5.2** dilakukan analisis gelombang periode ulang (*return period)* dengan program bantu *minitab*. Hasil analisis tinggi dan periode gelombang untuk periode ulang dapat dilihat pada **Tabel 5.3**

Tabel 5. 3 Periode Ulang Tinggi dan Periode Gelombang

No	Periode Ulang (tahun)	Persentasi	Ho (m)	To (s)
1	1,25	20%	0,524	5,3234
2	2	50%	0,599	5,2218
3	5	80%	0,685	5,5489
4	10	90%	0,734	5,6346
5	20	95%	0,778	5,7168
6	25	96%	0,791	5,7429
7	50	98%	0,829	5,8232
8	100	99%	0,867	5,9092

5.5 Perhitungan Elevasi Muka Air Rencana

Dari hasil perhitungan tinggi gelombang signifikan 50 tahun didapatkan tinggi sebesar 0,829 m dan periode gelombang 5,823 s. Data – data tersebut digunakan untuk perhitungan elevasi muka air laut rencana.

Parameter – parameter yang menjadi perhitungan elevasi muka air laut rencana dalam perencanaan ini diantaranya tinggi *wave set up (Sw),* tinggi *wind set up* **(Δh),** dan tinggi akibat pemanasan global (SLR).

5.5.1 Tinggi *Wave Set Up* (Sw)

Perhitungan tinggi *wave set up* dapat digunakan dengan perumusan sebagai berikut :

$$Sw = 0{,}19 \left[1 - 2{,}82. \sqrt{\frac{H}{gT^2}}\right].H$$

$$Sw = 0{,}19\left[1 - 2{,}82.\sqrt{\frac{0{,}829}{g\ x\ 5{,}823^2}}\right].0{,}829$$

maka, $Sw = 0{,}851\ m$

5.5.2 Tinggi *Wind Set Up* (Δh)

Perhitungan tinggi *wind set up* dapat digunakan dengan perumusan sebagai berikut :

$$\Delta \text{h} = \text{F. c.}\frac{V^2}{2.g.d}$$

diketahui:

F = 41728,17 m (Fetch dominan arah utara)
C = 3,5 x 10^{-6}
V =16,49 m/s (kecepatan angin maksimum)
g = 9,81 m/s^2
To = 5,82 s
Lo = 1,56 x To^2
= 1,56 x $5{,}82^2$
= 52,899 m

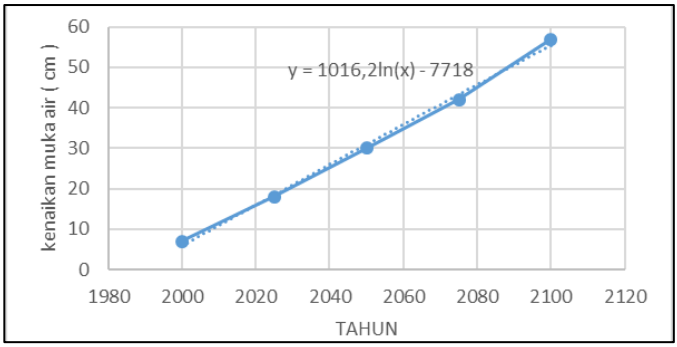
Parameter laut dalam → d/Lo > 1/25 s.d ½
maka:
d = Lo x ½
= 52,9 x ½
= 26,45 m

maka, $\Delta \text{h} = 41728{,}17 \text{ x } 3{,}5 \text{ x } 10^{-6}\ \frac{16{,}49^2}{2.9{,}81.26{,}45}$ = 0,144 m

5.5.3 Tinggi Akibat Pemanasan Global (SLR)

Di dalam perencanaan bangunan pantai, kenaikan muka air karena pemanasan global perlu diperhitungkan. Berdasarkan **Gambar 2.11** didapatkan grafik informasi perkiraan besarnya kenaikan muka air laut dari tahun 1990 sampai 2100, yang disertai perkiraan batas atas dan bawah.

Dari grafik perkiraan terbaik dapat dibuat grafik hubungan yang kemudian dicari formula hubungan dapat dilihat pada **Gambar 5.2**



Gambar 5. 2 Perkiraan terbaik kenaikan muka air akibat pemanasan global (Triatmodjo,2012)

Direncanakan *shore protection* dengan umur rencana 50 tahun, maka pekiraan terbaik di tahun 2070 :

SLR = 1016,2 x ln (2070)-7718 = 0,41 m

5.5.4 Total Elevasi Muka Air Rencana

Total elevasi muka air dapat dihitung sebagai berikut :

EMA = HAT + SW +Δh + SLR

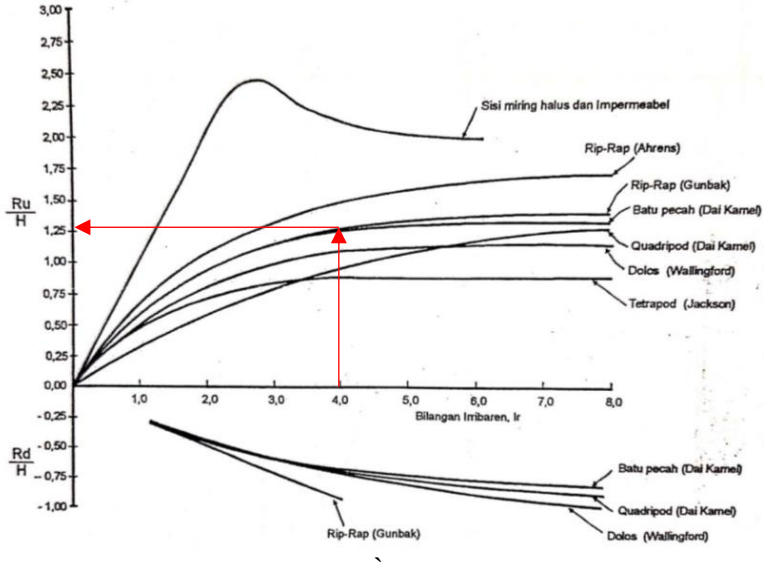
= 1,33 + 0,851 + 0,144 + 0,41

= 2,735 m

5.6 Perhitungan Elevasi Puncak Rencana *Shore Protection*

5.6.1 Tinggi *Run Up* (*Ru*)

Untuk menghitung elevasi puncak rencana adalah sebagai berikut :



Gambar 5. 3 Ploting nilai Ru/H

Run Up (batu pecah)

Rencana kemiringan revetment = 1 : 2

Lo = 1,56 x To^2

= 1,56 x $5,82^2$

= 52,899 m

$Ir = \frac{tg\theta}{\left(\frac{H}{Lo}\right)^{0,5}} = \frac{0,5}{\left(\frac{0,829}{52,899}\right)^{0,5}} = 3,99$

Bilangan irribaren diplot pada grafik **Gambar 5.3** (batu pecah) sehingga didapatkan nilai :

$\frac{Ru}{H} = 1,26$

Ru = 1,26 x 0,829 = 1,045 m

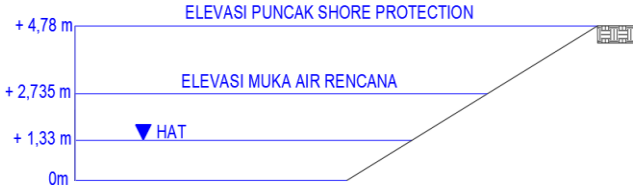
5.6.2 Total Elevasi Puncak *Shore Protection*

Total elevasi ini selain digunakan sebagai acuan elevasi puncak *shore protection* juga digunakan sebagai data elevasi minimum rencana timbunan.

Total elevasi puncak *revetmen*t dihitung sebagi berikut :

H_{puncak} = EMA + Ru + Freeboard `
= 2,735 + 1,045 + 1
= 4,78 m

Sketsa hasil perhitungan elevasi muka air dapat dilihat pada **Gambar 5.4**



Gambar 5. 4 Sketsa elevasi puncak *shore protection*

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BAB VI
PERENCANAAN *SHORE PROTECTION* DENGAN STRUKTUR *RUBBLE MOUND*

6.1 Jenis Batu *Shore Protection* dan Perencanaan *Layout Shore Protection.*

Jenis bangunan pelindung pantai dalam perencanaan ini adalah bangunan pantai *revetment* (sisi miring) dengan struktur *rubble mound* (batu pecah) sebagai pelindung / armor.

Pemilihan jenis struktur *rubble mound* selain efektif dalam meredam gelombang air laut, material yang digunakan juga mudah ditemukan dan harga relatif murah jika dibandingkan jenis struktur lainnya seperti *revetment* beton. Selain itu dari aspek pelaksanaan *rubble mound* juga lebih mudah dibandingkan dengan jenis struktur beton.

Batu pecahan merupakan material struktur *rubble mound* yang digunakan sebagai susunan lapis pelindung. Berat jenis berbagai jenis batuan dapat dilihat pada **Tabel 6.1**

Tabel 6. 1 Berat Jenis Berbagai Batuan

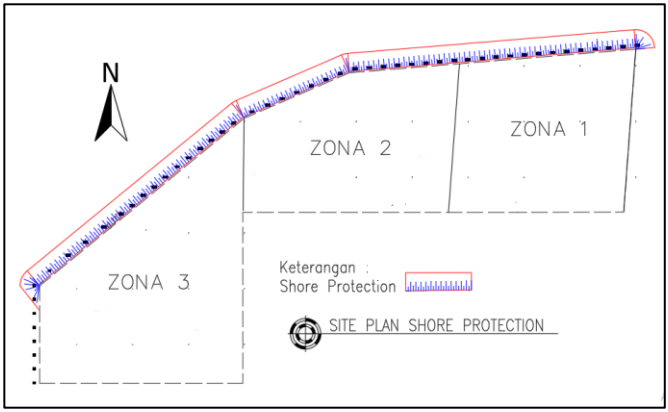
NO	Jenis Batuan	Berat jenis
		kg/m^3
1	Granit	2650 - 3000
2	Basalt	2700
3	Limestone	2300 - 2750
4	Beton	2300 - 3000

Sumber : Yuwono 1992, V-6

Pada perencanaan *shore protection* dipilih batu pelindung jenis *limestone* dengan berat jenis = 2400 kg/m^3.

Sedangkan layout perencanaan pembangunan direncanakan berada di sepanjang tepi pantai area perluasan lahan yang berguna sebagai pelindung timbunan agar tidak tergerus ombak air laut.

Berikut layout pembangunan *shore protection* dapat dilihat pada **Gambar 6.1**



Gambar 6. 1 Layout rencana pembangunan *shore protection*

6.2 Stabilitas Batu Lapis Pelindung

Perhitungan berat lapis pelindung berdasarkan rumus yang diberikan oleh Hudson dalam buku *Perencanaan Bengunan Pantai* oleh (Triatmodjo, 2012). Dalam perencanaan *revetment* ini mengacu pada standar desain 3 lapis pelindung yang disarankan dengan serangan gelombang satu sisi dapat dilihat pada **Gambar 2.14.** Tiga lapis pelindung yang dimaksud adalah lapis pelindung pertama, lapis pelindung kedua, dan inti.

6.2.1 Lapis Pelindung Pertama / *Primary Layer* (W_1)

Lapis pelindung pertama atau *primary layer* merupakan lapis pelindung terluar yang langsung bersinggungan dengan gelombang air laut. Adapun perhitungan berat lapis primer dengan batu pecahan sebagai berikut :

desain dimensi :

n (banyak lapis) = 2 (minimum)

kemiringan = 1:2

θ = 26,57^o

Kd = 2 (berdasarkan **Tabel 2.8** untuk gelombang tidak pecah 2 lapis)

γa = $1{,}025\,\frac{t}{m^3}$

γr = $2{,}4\,\frac{t}{m^3}$ (baru *limestone*)

Sr = $\frac{\gamma r}{\gamma a} = \frac{2{,}4}{1{,}025} = 2{,}3415$

Dengan parameter desain diatas didapatkan berat pelindung primer adalah:

$$W_1 = \frac{\gamma r \,.\, H^3}{Kd \,.(\, Sr-1)^3 . \cot\theta}$$

$$W_1 = \frac{2{,}4 \,.\, 0{,}829^3}{4 \,.(\, 2{,}585-1)^3 . \cot 26{,}57} = 0{,}1416\ ton\ \approx 150\ kg$$

6.2.2 Lapis Pelindung *Secondary Layer* (*W*$_2$)

Berdasarkan tampang tiga lapis yang disarankan untuk pemecah gelombang dengan serangan pada satu sisi ditentukan berat lapis pelindung kedua adalah W1/10. Sehingga berat lapis pelindung ke dua beratnya menjadi :

W_2 = W_1 / 10 = 0,0142ton $\approx 15\ kg$

6.2.3 Inti *Shore Protection / Core* (*W*$_{core}$)

Berdasarkan tampang tiga lapis yang disarankan untuk pemecah gelombang dengan serangan pada satu sisi ditentukan berat inti adalah W1/200. Sehingga berat lapis pelindung ke dua beratnya menjadi :

W_{core} = W_1 / 200 = 0,0007ton $\approx 1\ kg$

6.3 Perhitungan Dimensi *Revetment*

6.3.1 Dimensi Batu Pecah

Dimensi betu pecah yang dimaksud adalah komponen diameter batuan yang dibutuhkan untuk tiap – tiap lapisan. Adapun perhitungan dimensi batu pecah sebagai berikut :

Rumus dasar yang digunakan adalah $D = \left(\frac{W}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}}$, maka :

$D_1 = \left(\frac{W_1}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0{,}1416}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}389\ m \approx 0{,}4\ m$

$D_2 = \left(\frac{W_2}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0{,}0142}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}181\ m \approx 0{,}2\ m$

$D_{core} = \left(\frac{W_{core}}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0{,}0007}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}095\ m \approx 0{,}1\ m$

6.3.2 Lebar Puncak *Revetment*

Perhitungan lebar puncak *revetment* minimal sebanyak 3 lapis batuan dan dapat dihitung sebagai berikut :

$$B = n.k\Delta.\left(\frac{W1}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Dengan nilai $k\Delta = 1{,}1$ (berdasarkan **Tabel 2.9,** n > 3 dan penempatan random acak), maka :

$B = 3\ x\ 1{,}1\ x\left(\frac{0{,}1416}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}}$

$B = 0{,}0649\ m$ (minimal) $\approx$ 2 m (untuk keamanan dan maintenance)

6.3.3 Tebal Lapis Pelindung

Tebal lapis pelindung minimal ditetapkan 2 banyak lapis dan digunakan rumus sebagai berikut :

$$T = n.k\Delta.\left(\frac{W}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Dengan nilai $k\Delta = 1{,}15$ (berdasarkan **Tabel 2.9,** n = 2 dan penempatan random acak), maka :

$T_1 = 2x1{,}15x\left(\frac{0{,}1416}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}8951m \approx 1\ m$

$T_2 = 2.x,15x\left(\frac{0{,}0142}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}4156\ m \approx 0{,}5\ m$

6.4 Stabilitas Pelindung Kaki (*Toe Protection)*

6.4.1 Berat Butir dan Tebal Lapis *Toe Protection*

Toe protection memiliki fungsi sebagai pelindung *shore protection* dibagian dasar agar tidak terjadi abrasi tanah dibagian bawah *shore protection*. Adapun perhitungan untuk mengetahui berat batu *toe protection* sebagai berikut:

$$W = \frac{\gamma r . H^3}{N_s{}^3 (Sr - 1)^3}$$

Dari data yang diketahui sebagai berikut:

r (tebal lapis rata – rata) = (1 + 0,5) /2 = 0,75 m

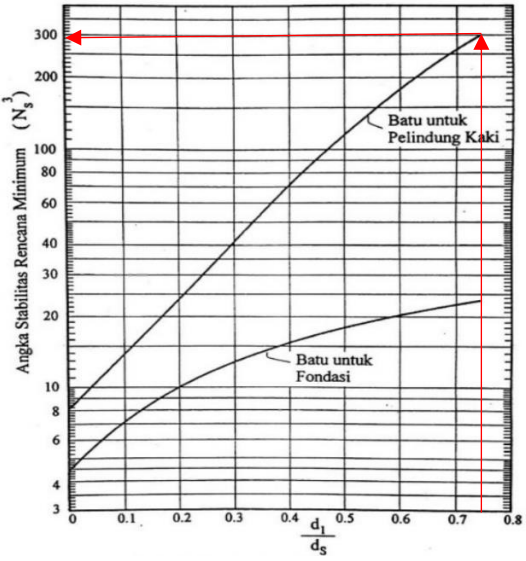
2r = 2 x 0,75 = 1,5 m

d_s (tinggi total) = 4,78 m

d_1 = ds – r = 4,78 – 0,75 = 3,03 m

d_1/d_s = 3,03 / 4,78 = 0,75

Maka untuk mencari nilai Ns^3 digunakan grafik hubungan d1/d2 dengan $N_s{}^3$ seperti pada **Gambar 6.2**



Gambar 6. 2 Grafik hubungan d_1/d_s dengan Ns^3

Dari hasil ploting pada grafik ditunjukkan pada **Gambar 7.2** maka nilai Ns^3 dapat dihitung sebagai berikut:

Ns^3 = 299

maka, $Wtoe = \frac{\gamma r.H^3}{{N_s}^3 (Sr-1)^3}$

$Wtoe = \frac{2{,}4x0{,}829^3}{299(2{,}3415-1)^3}$

$Wtoe = 0{,}0198$ ton $\approx 20\ kg$

diameter batu pecah dapat dihitung sebagai berikut :

$Dtoe = \left(\frac{W}{\gamma r}\right)^{\frac{1}{3}}$

$Dtoe = \left(\frac{0{,}0198}{2{,}4}\right)^{\frac{1}{3}}$

$Dtoe = 0{,}0924\ m \approx 10\ cm$

6.4.2 Dimensi *Toe Protection* dan

Berdasarkan buku "Perencanaan Bangunan Pantai" oleh Bambang Triatmodjo desain minimum *toe protection* dapat ditunjukkan pada **Gambar 2.17** dan perhitungan dimensi sebagai berikut :

B = 3 x H = 3 x 0,829 = 1,86 m ≈ 2 m

H = r = 0,75 m ≈ 1 m

6.5 Geotextile Non Woven dan Rekapitulasi Dimensi Final *Revetment*

Pada perencanaan *shore protection* diaplikasikan *geotextile non woven* diantara batu *shore protection* dengan timbunan maupun tanah dasar. Geotextile jenis ini digunakan sebagai separasi antara batu pelindung dengan tanah timbunan namun air dapat masuk kedalam tanah tanpa membawa material tanah timbunan. Spesifikasi *Geotextile* yang digunakan adalah produk *TenCate Polyfelt Filtration Geotextiles* (F80) dengan kapasitas tarik sebesar 35 kN/m (*NonWoven)*. Adapun brosur geotextile non woven pada perencanaan ini dapat dilihat pada **Lampiran 7.5**

Dengan pemilihan jenis geotextile tersebut dan dari hasil perhitungan sub bab 6.3 hingga 6.4 kemudian dapat disajikan dalam bentuk tabel rekapitulasi dimensi *revetmen*t dapat dilihat pada **Tabel 6.2.** Sedangkan gambar rencana tampak potongan dimensi *revetment* dapat dilihat pada **Gambar 6.3**

Tabel 6. 2 Rekapitulasi perhitungan dimensi batu pecah

KETERANGAN	BERAT BATUAN (W)	DIAMETER BATUAN (D)	TEBAL BATUAN (t)
	kg	m	m
PRIMARY LAYER	150	0,4	1,0
SECONDARY LAYER	15	0,2	0,5
CORE	1	0,1	-
TOE PROTECTION	20	0,1	1,0

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BAB VII
ANALISA *PRELOADING* DAN PERENCANAAN *PREFABRICATED VERTICAL DRAIN*

7.1 Perhitungan Timbunan *Preloading*

Dalam upaya peningkatan daya dukung tanah dasar pada pada area perluasan lahan dan tercapainya elevasi final timbunan yakni setinggi 4,78 m sesuai dengan tinggi puncak *shore protection* maka diperlukan analisa perhitungan sehingga didapatkan tinggi inisial timbunan.

Tinggi inisial ditentukan dengan simulasi perhitungan pemampatan tanah timbunan diasumsikan berbentuk trapezium dan memiliki kemiringan sebesar 1:2 kemudian dicoba diperhitungakan pemampatan untuk variasi tinggi timbunan yang diambil 3 m, 4m, 6 m, 8m, dan 10 m untuk masing – masing zona.

Tinggi inisial timbunan diperhitungkan berdasarkan tinggi final puncak bangunan *Shore Protection* yakni pada elevasi +4,78 m dengan fluktuasi muka air laut sesuai dengan tinggi pasang air laut (HHWL) yakni +1,21 m. Adapun beban – beban rencana yang diberikan untuk perhitungan tinggi inisial timbunan terdiri dari tinggi timbunan rencana dan beban akibat operasional.

7.2 Data Timbunan dan Beban Lainnya

7.2.1 Spesifikasi Tanah Timbunan

Data spesifikasi timbunan digunakan sifat fisik tanah timbunan sirtu sebagai berikut:

C = 0 t/m^2
γtimb = 1,8 t/m^3
φ = 30^o
v = 0,4
E = 200 MPa

7.2.2 Beban Operasional

Beban operasional yang diperhitungkan adalah beban distribusi merata dengan acuan pada **Tabel 7.1.** Pada kondisi ini dipilih beban tambatan curah cair sebagai fungsi operasional untuk beban alat dan instalasi pipa sebesar 2 t/m^2.

Tabel 7. 1 Beban Operasional Perancangan

Beban Tambatan	Beban Operasional	
	Beban Merata	Beban Peralatan
General Cargo	1-3 ton/m^2	*) Mobile Crane
		*) Fork Lift
		*) Truck
Peti Kemas	3-4 ton/m^2	*) Gantry Crane
		*) Trailer
		*) Straddle Carrier
Curah Cair	1-2 ton/m^2	*) Instalasi Pipa
		*) Mobile Crane
Curah Kering	1-2 ton/m^2	*) Conveyor
		*) Mobile Crane
Penumpang	1-2 ton/m^2	*) Penumpang
		*) Kendaraan
Ferry Ro-Ro	1-2.5 ton/m^2	*) Penumpang
		*) Kendaraan

Sumber : Sari, 2017

7.3 Besar Pemampatan Konsolidasi (Sc)

Pemampatan konsolidasi yang terjadi adalah *overconsolidated* karena nilai OCR > 1 dan besar $(\sigma_o' + \Delta\sigma) > \sigma_c'$maka digunakan persamaan 2.42. Tebal lapisan ditentukan sebesar 1 meter per lapisan agar didapatkan besar pemampatan yang lebih akurat. Berikut contoh perhitungan pemampatan tanah dasar akibat beban timbunan setebal 3 m lapisan ke 16 pada zona 3:

Tebal lapisan (h)	= 1 m
z (depth)	= 15,5 m
Cc	= 0,31
Cs	= 0,06
e_0	= 1,29
γ_w	= 1 t/m^3
γ_{SAT} lapisan ke-16	= 1,75 t/m^3
γ_{SAT} lapisan ke-15	= 1,58 t/m^3
$\sigma'_0\ lap\ 15$	= 7,72 t/m^2

7.3.1 Tegangan Overburden Efektif dan Tegangan Prakonsolidasi

Perhitungan besar tegangan *overburden efektif* pada perencanaan ini ditinjau setiap 1 meter dimana setiap lapisannya tegangan overburden diperhitungakan pada tengan lapisan. Perhitungan tegangan overburden diakumulasikan selaras dengan bertambahnya kedalaman yang ditinjau.

Adapaun perhitungan besar tegangan overburden efektif yang berada di tengah lapisan ke – 16 pada zona 3 sebagai berikut:

$\sigma'_0\ (\ lap\ 16) = \sigma'_0\ (\ lap\ 15) + \frac{\gamma'(\ lap\ 15)}{2}.h + \frac{\gamma'(\ lap\ 16)}{2}.h$

$\sigma'_0\ (\ lap\ 16) = 7{,}72 + \frac{0{,}58}{2}\ x\ 1 + \frac{0{,}75}{2}\ x\ 1$

maka, $\sigma'_0\ (\ lap\ 16) = 8{,}38$ t/m^2

Sedangkan nilai tegangan prakonsolidasi didapatkan dengan mengakumulasikan tinggi fluktuasi muka air laut yakni + 1,21 m dengan tegangan overburden. Berikut contoh perhitungan tegangan prakonsolidasi:

$\sigma'_c\ (\ lap\ 16) = \sigma'_0\ (\ lap\ 16)$ + h (fluktuasi air laut) x γ_w

$\sigma'_c\ (\ lap\ 16) = 8{,}38 + 1{,}21$ x 1

maka, $\sigma'_c\ (\ lap\ 16)$ = 8,38 + 1,21 x 1

= 9,59 t/m^2

7.3.2 Distribusi Tegangan Akibat Timbunan

Perhitungan distribusi tegangan akibat *embankment* / timbunan dapat dicari menggunakan rumus distribusi tegangan berbentuk beban trapezium sebagai berikut :

Data geometri untuk beban timbunan dengan tinggi h= 3m pada zona 3 adalah sebagai berikut :

qo = 1,8 x h = 1,8 x 3 = 5,4 t/m^2
z = 15,5 m
L = 51 m
B1 = 19,67 m
B2 = 6 m
$\alpha 1$ = 7,11^0
$\alpha 2$ = 51,77^0

$$\Delta p\ (\ lap\ 16) = \frac{qo}{\pi}\ x\ \left[\frac{B1 + B2}{B2}\ x\ (\alpha 1 +\ \alpha 2) - \frac{B1}{B2}\ X\ \alpha 2\right]$$

$$\Delta p\ (\ lap\ 16) = \frac{5{,}4}{\pi}\ x\ \left[\frac{19{,}67 + 6}{6}\ x\ (7{,}11 +\ 51{,}77) - \frac{19{,}67}{6}\ X\ 51{,}77\right]$$

$\Delta p\ (\ lap\ 16) =$ 2,466 t/m^2

$\Delta p\ (\ lap\ 16)$ adalah untuk setengah timbunan, maka total $\Delta p\ (\ lap\ 16)$ = 2 x 2,466 = 4,93 t/m^2

7.3.3 Distribusi Tegangan Akibat Beban Operasional

Perhitungan distribusi tegangan akibat beban operasional sebesar 2 t/m^2 dapat dicari menggunakan distribusi beban trapezium dengan nilai B2 didekati menjadi 0. Berikut contoh perhitungan distribusi tegangan akibat beban terbagi merata pada zona 3 akibat tinggi timbunan 3 m pada kedalam 16 m sebagai berikut :

qo = 2 t/m^2
z = 15,5 + 3 = 18,5 m

L = 51 m
B1 = 19,67 m
B2 = 0,00001 m
$\alpha 1$ = 0^0
$\alpha 2$ = $79{,}91^0$

$$\Delta p\ (\ lap\ 16) = \frac{qo}{\pi}\ x\ \left[\frac{B1 + B2}{B2}\ x\ (\alpha 1 +\ \alpha 2) - \frac{B1}{B2}\ X\ \alpha 2\right]$$

$$\Delta p\ (\ lap\ 16) = \frac{2}{\pi}\ x\ \left[\frac{19{,}67 + 0{,}00001}{0{,}00001}\ x\ (0 +\ 79{,}91) - \frac{19{,}67}{0{,}00001}\ X\ 51{,}77\right]$$

$\Delta p\ (\ lap\ 16) = 0{,}83727$ t/m^2

$\Delta p\ (\ lap\ 16)$ adalah untuk setengah beban operasional, maka total $\Delta p\ (\ lap\ 16)$ = 2 x 0,83727 = 1,67 t/m^2

7.3.4 Perhitungan Pemampatan (Sc)

Tanah dasar di area timbunan didominasi oleh tanah lempung kelanauan dengan jenis *overconcolidated soil* yakni OCR > 1 dan analisa besar pemampatan adalah pada lapisan *compressible*. Dalam hal ini untuk zona 3 memiliki lapisan *compressible* hingga kedalaman 16 m.

Perhitungan besar pemampatan untuk timbunan setinggi 3 m pada lapisan ke 16 sebagai berikut :

- Sc akibat beban timbunan,
  Cek terlebih dahulu rumus yang digunakan :
  $\sigma'_0 + \Delta p(timb)$ = 8,38 + 4,93 = 13,31 t/m^2
  σ'_c = 9,59 t/m^2
  Karena nilai $\sigma'_0 + \Delta p(timb)$ > σ'_c, maka digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Sc_{timb} = \frac{Cs}{1 + e_0} Hilog\ \frac{P'c}{P'o} + \frac{Cc}{1 + e_0} Hilog \frac{p'o +\ \Delta p}{p'c}$$

$$Sc_{timb} = \frac{0{,}06}{1+1{,}29} 1\, log\, \frac{9{,}59}{8{,}38} + \frac{0{,}31}{1+1{,}29} 1 log \frac{13{,}31}{9{,}59}$$

Sc_{timb} = 0,020615 m

Sc_{timb} akumulatif dihitung dari elevasi 0 hingga kedalaman 16 m untuk beban timbunan 3 m adalah 0,932 m

- Sc akibat beban operasional,

  Cek terlebih dahulu rumus yang digunakan :

  $\sigma'_0 + \Delta p(oper)$ = 8,38 + 1,67 = 10,05 t/m^2

  σ'_c = 9,59 t/m^2

  Karena nilai $\sigma'_0 + \Delta p(oper) > \sigma'_c$, maka digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Sc_{oper} = \frac{Cs}{1+e_0} Hilog\, \frac{P'c}{P'o} + \frac{Cc}{1+e_0} Hilog \frac{p'o + \Delta p}{p'c}$$

$$Sc_{oper} = \frac{0{,}06}{1+1{,}29} 1\, log\, \frac{9{,}59}{8{,}38} + \frac{0{,}31}{1+1{,}29} 1 log \frac{10{,}05}{9{,}59}$$

Sc_{oper} = 0,004315 m

Sc_{oper} = akumulatif dihitung dari elevasi 0 hingga kedalaman 16 m untuk beban timbunan 3 m adalah 0,3044 m

Tabel perhitungan pemampatan akibat beban timbunan di zona 1, 2, 3 untuk contoh beban variasi 3 m dapat dilihat pada **Lampiran 7.1**

7.4 Besar Pemampatan Segera (Si)

Perhitungan pemampatan segera (*immediate*) untuk zona 3 pada kedalaman 16 m dengan variasi timbunan 3 m adalah sebagai berikut :

Data tanah pada kedalaman 16 m :

qtotal = q timbunan + q operasional
= 1.8 x 3 + 2
= 7,40 t/m2

h = 3 m

E = 20 MPa = 2039,432 t/m^2

μ = 0.4

$E = E' \; x \; \left(\frac{1-2\mu^2}{1-\mu}\right)$

$E' = \frac{E}{\left(\frac{1-2\mu^2}{1-\mu}\right)}$

$E' = \frac{2039{,}432}{\left(\frac{1-2x0{,}4^2}{1-0{,}4}\right)}$

E' = 4370,212 t/m^2

Tabel 7. 2 Perhitungan Si Zona 3 untuk Tinggi Timbunan 3m

Kedalaman			h	E	E'	μ	Si	Si_{kum}
m			m	t/m^2	t/m^2		m	m
0	-	1	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,017
1	-	2	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,034
2	-	3	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,052
3	-	4	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,069
4	-	5	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,086
5	-	6	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,103
6	-	7	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,120
7	-	8	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,137
8	-	9	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,155
9	-	10	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,172
10	-	11	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,185
11	-	12	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,198
12	-	13	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,211
13	-	14	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,224
14	-	15	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,237
15	-	16	1	2039,432	4370,212	0,40	0,002	0,239

Dengan bantuan **Tabel 7.2** maka nilai Si kum adalah:

$$Si = q \sum \left(\frac{h}{E'}\right) = 0{,}239 \; m$$

Hasil perhitungan *immediate settlement* untuk contoh variasi timbunan 3 m pada semua zona dapat dilihat pada **Lampiran 7.2**.

7.5 Total Pemampatan (St)

Pemampatan total merupakan penjumlahan besar Sc akibat beban timbunan dan beban operasional. Untuk perhitungan total pemampatan untuk zona 3 pada kedalaman 16 m dengan variasi timbunan 3 m adalah sebagai berikut:

$S_{total} = Sc_{timb} + Sc_{oper}$ + $Si_{timb + oper}$

$S_{total} = 0{,}932 + 0{,}3044 + 0{,}239$

maka, S_{total} = 1,475 m

7.6 Perhitungan Tinggi Rencana Timbunan

7.6.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal ($H_{inisial}$) dan Tinggi Timbunan Akhir (H_{final})

Tinggi inisial ($H_{inisial}$) didapatkan dengan menggunakan persamaan **2.47** sebagai berikut :

$$H_{inisial} = \frac{q_{final} + \left(St.\left(\gamma_{timb} + \gamma_w - \gamma_{sat-timb)} \right) \right)}{\gamma_{timb}}$$

Adapun perhitungan $H_{inisial}$ untuk tinggi timbunan 3 m di zona 3 adalah sebagai berikut :

$$H_{inisial} = \frac{(1{,}8\ x\ 3) + (\ 1{,}475\ \text{x}(1{,}8 + 1 - 1{,}8))}{1{,}8}$$

maka, $H_{inisial}$ = 3,82 m

$H_{bongkar}$ merupakan tinggi yang setara dengan beban operasional sebesar 2 t/m^2. Perhitungan $H_{bongkar}$ untuk tinggi timbunan 3 m di zona 3 adalah sebagai berikut :

$H_{bongkar} = \frac{q_{operasional}}{\gamma_{timbunan}} = \frac{2}{1{,}8}$ = 1,111 m

Sedangkan untuk perhitungan tinggi final adalah sebagai berikut :

$H_{final} = H_{initial} - H_{bongkar} - \text{St}$

$H_{final} = 3{,}822 - 1{,}111 - 1{,}475$

maka, H_{final} =1,23 m

Hasil perhitungan tinggi timbunan awal dan timbunan untuk tiap zonasi dapat disajikan dalam bentuk tabel dapat dilihat pada **Tabel 7.3** hingga **Tabel 7.5**

Tabel 7. 3 Perhitungan H inisial dan H final untuk Zona 1

No.	H rencana (m)	q rencana (t/m^2)	Sc Timb (m)	Sc Oper (m)	Si (Timb + Oper) (m)	S total (m)	H bongkar	H initial	H Final (m)
1	3	5,4	0,838549	0,29593367	0,161836453	1,296318891	1,11111	3,72	1,31
2	4	7,2	1,033251	0,295495	0,201202077	1,529947819	1,11111	4,85	2,21
3	6	10,8	1,333527	0,2940654	0,279933324	1,907525368	1,11111	7,06	4,04
4	8	14,4	1,562839	0,29146132	0,358664571	2,212964798	1,11111	9,23	5,91
5	10	18	1,748712	0,28687527	0,437395819	2,472982826	1,11111	11,37	7,79

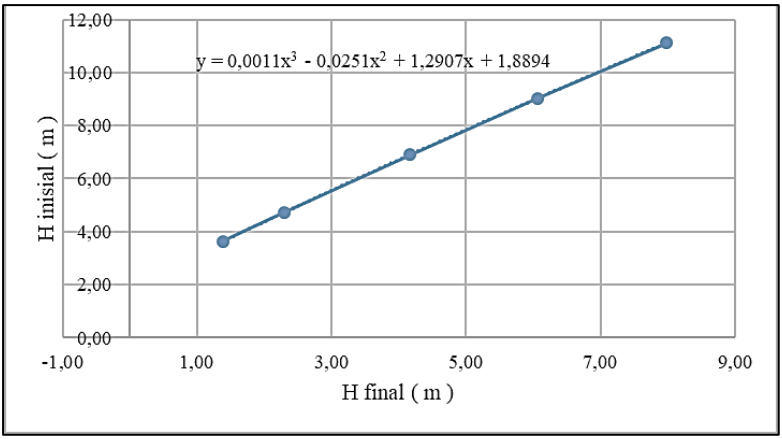
Tabel 7. 4 Perhitungan H inisial dan H final untuk Zona 2

No.	H rencana (m)	q rencana (t/m^2)	Sc Timb (m)	Sc Oper (m)	Si (Timb + Oper) (m)	S total (m)	H bongkar (m)	H initial (m)	H Final (m)
1	3	5,4	0,930238	0,31409626	0,224196171	1,468530487	1,11111	3,82	1,24
2	4	7,2	1,153615	0,31021675	0,278730375	1,742562112	1,11111	4,97	2,11
3	6	10,8	1,500306	0,29665724	0,387798782	2,184761944	1,11111	7,21	3,92
4	8	14,4	1,765244	0,26964061	0,49686719	2,531751909	1,11111	9,41	5,76
5	10	18	1,977955	0,21841454	0,605935598	2,802304951	1,11111	11,56	7,64

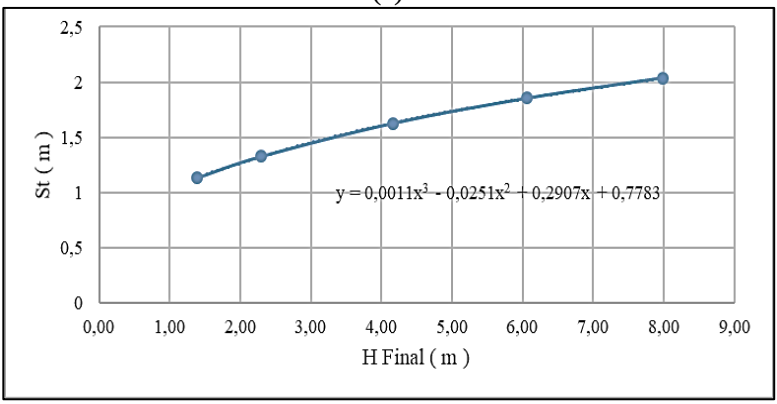
Tabel 7. 5 Perhitungan H inisial dan H final untuk Zona 3

No.	H rencana (m)	q rencana (t/m^2)	Sc Timb (m)	Sc Oper (m)	Si (Timb + Oper) (m)	S total (m)	H bongkar (m)	H initial (m)	H Final (m)
1	3	5,4	0,932014	0,30444843	0,238823847	1,475285881	1,11111	3,82	1,23
2	4	7,2	1,155518	0,29347977	0,296916134	1,745913992	1,11111	4,97	2,11
3	6	10,8	1,499359	0,25297784	0,413100709	2,165437397	1,11111	7,20	3,93
4	8	14,4	1,754967	0,17554751	0,529285283	2,459800159	1,11111	9,37	5,80
5	10	18	1,94539	0,08631649	0,645469857	2,677175909	1,11111	11,49	7,70

Dari hasil perhitungan yang telah disajikan pada **Tabel 7.3** hingga **Tabel 7.5** dapat diperoleh grafik hubungan Hfinal vs Hinisial dan *Settlement* vs Hfinal utuk 5 variasi timbunan seperti yang ditunjukan pada **Gambar 7.1** hinga **Gambar 7.3.**

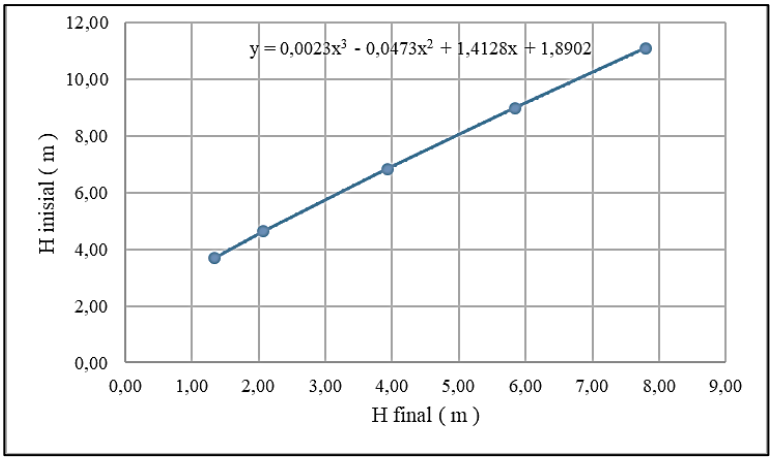


(a)

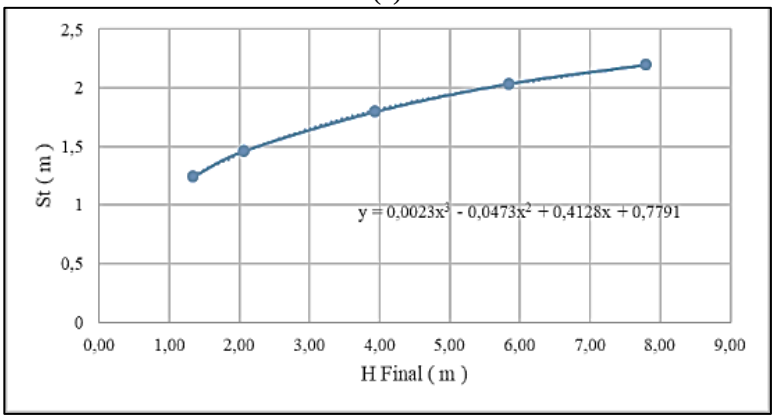


(b)

Gambar 7. 1 Grafik hubungan (a) Hinisial vs Hfinal; (b)Settlement vs Hfinal Zona 1

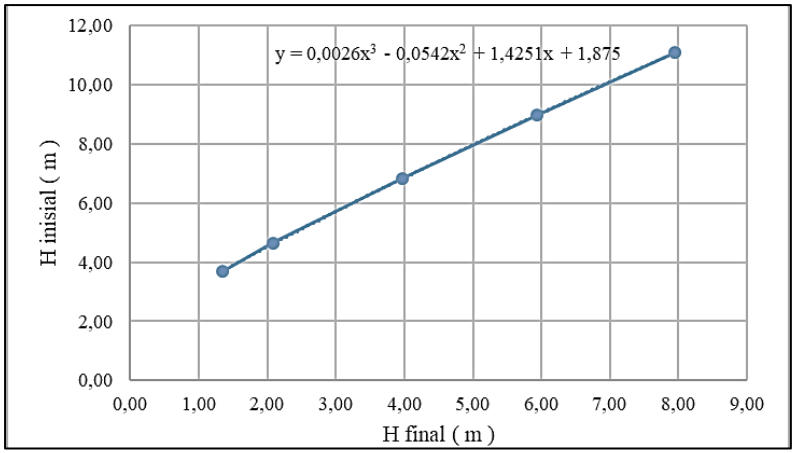


(a)

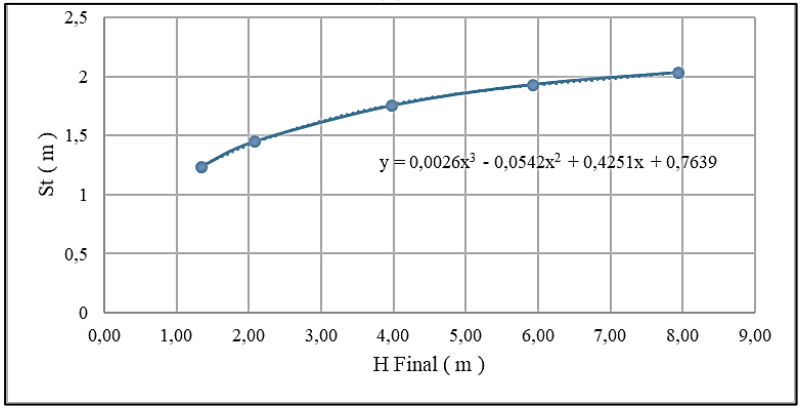


(b)

Gambar 7. 2 Grafik hubungan (a) Hinisial vs Hfinal; (b)Settlement vs Hfinal Zona 2



(a)



(b)

Gambar 7. 3 Grafik hubungan (a) Hinisial vs Hfinal; (b)Settlement vs Hfinal Zona 3

7.6.2 Penentuan Tinggi Awal ($H_{inisial}$) dan St Rencana Timbunan

Penentuan tinggi timbunan awal untuk diketahui tinggi kebutuhan timbunan sehingga didapatkan tinggi final sesuai

perencanaan. H_{final} yang diharapkan adalah setinggi puncak rencana mercu revetment yakni pada elevasi + 4,78 m.

Perhitungan tinggi timbunan awal dan besar pemampatan rencana dapat menggunakan formula hasil regresi polinomial pangkat 3 grafik hubungan pada **Gambar 7.1** hingga **Gambar 7.3.** Adapun contoh perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* rencana untuk zona 3 adalah sebagai berikut:

H_{final} = + 4,78 m
Elevasi dasar = + 0 m

- Rumus regresi hubungan H_{final} dan $H_{inisial}$:
  $H_{inisial}=0{,}0026(H_{final})^3–0{,}0542(H_{final})^2+1{,}4251(H_{final})+ 1{,}875$
  $H_{inisial}=0{,}0026(4{,}78)^3–0{,}0542(4{,}78)^2+1{,}4251(4{,}78) + 1{,}875$
  maka, $H_{inisial}$ = 7,61 m
- Rumus regresi hubungan H_{final} dan Settlement:
  $St=0{,}0026(H_{final})^3–0{,}0542(H_{final})^2+0{,}4251(H_{final})+ 0{,}7639$
  $St=0{,}0026(4{,}78)^3–0{,}0542(4{,}78)^2+0{,}4251(4{,}78) + 0{,}7639$
  maka, St = 1,71 m

Contoh perhitungan diatas hanya untuk penentuan tinggi inisial dan settlement zona 3. Hasil perhitungan untuk zona lainnya dapat dilihat pada **Tabel 7.6**

Tabel 7. 6 Hasil Perhitungan Hinisial dan St rencana

NO	ZONA	H final	H inisial	St	H bongkar
		m	m	m	m
1	1	4,78	7,605588	1,714488	1,11
2	2	4,78	7,81385	1,92275	1,11
3	3	4,78	7,7325546	1,8414546	1,11

7.7 Perhitungan Tinggi Awal ($H_{inisial}$) *Shore Protection*

Perhitungan tinggi inisial SP diperlukan untuk mengetahui tinggi yang harus dicapai untuk mencapai tinggi final yakni 4,78 m dalam kondisi sudah settlement. Perhitungan besar pemampatan akibat beban batu *Shore Protection* digunakan prinsip yang sama dengan perhitungan besar pemampatan timbunan.

7.7.1 Besar Settlement akibat Batu *Shore Protection*

Dengan cara yang sama seperti yang dijelaskan pada sub bab 7.2 mencari besar nilai settlement pada timbunan di coba tinggi batu *Shore Protection* menjadi 2 m, 4 m, 6 m, dan 8 m. Hasil Perhitungan H final, Inisal dan *settlement total* dapat dilihat pada **Tabel 7.7** hingga **Tabel 7.9**.

Tabel 7. 7 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 1 akibat Beban Batu *Shore Protection*

No.	H rencana (m)	q rencana (t/m^2)	Si (m)	Sc (m)	S total (m)	H initial (m)	H Final (m)
1	2	4,8	0,105	0,447	0,552	2,230	1,678
2	4	9,6	0,210	0,961	1,170	4,488	3,317
3	6	14,4	0,315	1,328	1,643	6,685	5,042
4	8	19,2	0,420	1,608	2,028	8,845	6,817

Tabel 7. 8 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 2 akibat Beban Batu *Shore Protection*

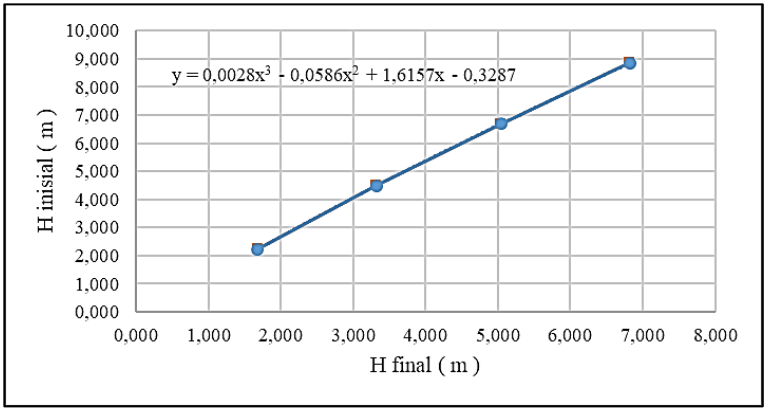
No.	H rencana (m)	q rencana (t/m^2)	Si (m)	Sc (m)	S total (m)	H initial (m)	H Final (m)
1	2	4,8	0,145	0,451	0,597	2,249	1,652
2	4	9,6	0,291	1,029	1,320	4,550	3,230
3	6	14,4	0,436	1,459	1,896	6,790	4,894
4	8	19,2	0,582	1,793	2,375	8,990	6,615

Tabel 7. 9 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 3 akibat Beban Batu *Shore Protection*

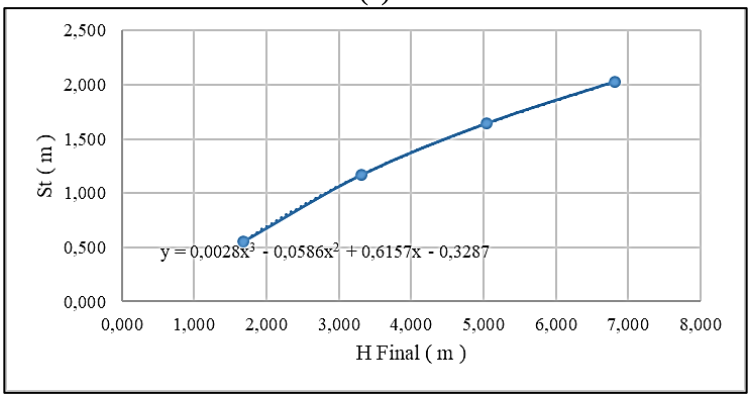
No.	H rencana (m)	q rencana (t/m^2)	Si (m)	Sc (m)	S total (m)	H initial (m)	H Final (m)
1	2	4,8	0,155	0,452	0,607	2,253	1,646
2	4	9,6	0,310	1,036	1,346	4,561	3,215
3	6	14,4	0,465	1,473	1,938	6,807	4,870
4	8	19,2	0,620	1,813	2,433	9,014	6,581

7.7.2 Hinisial dan *Settlement* Rencana Batu *Shore Protection*

Dari hasil perhitungan pada sub bab 7.6.2 dapat didapatkan grafik hubungan Hfinal dengan Hinisial dan Hfinal dengan *settlement* untuk semua zona dapat dilihat pada **Gambar 7.4** hingga **Gambar 7.5**

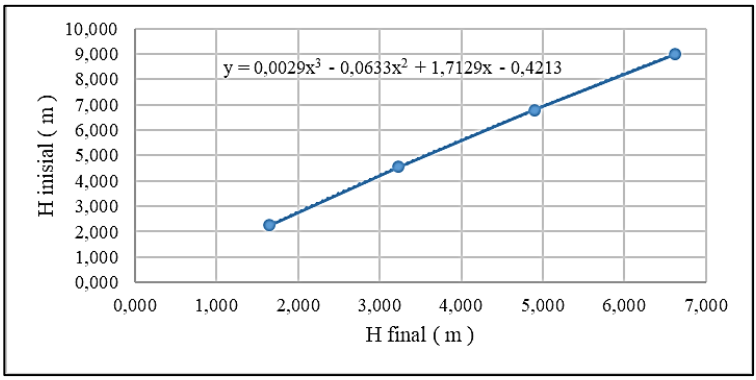


(a)

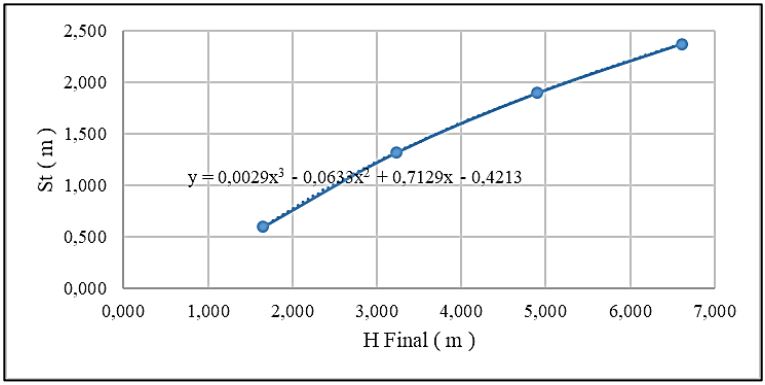


(b)

Gambar 7. 4 Grafik hubungan (a) H inisial dan H final; (b) Settlement dan Hfinal akibat beban batu *shore protection* zona 1

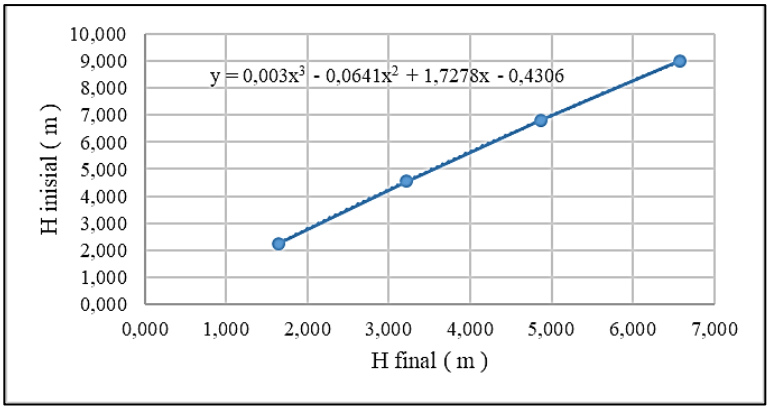


(a)

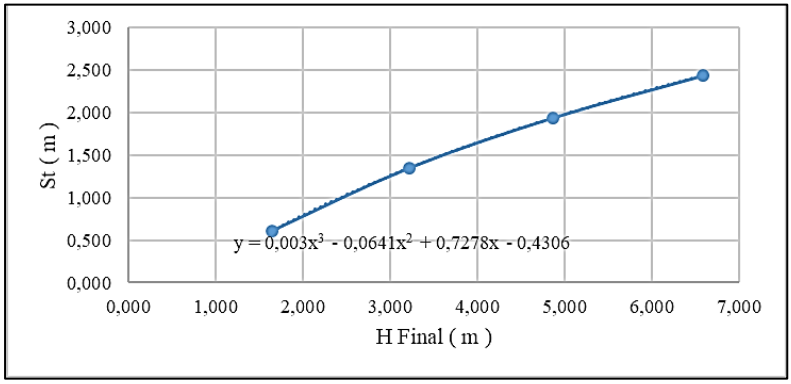


(b)

Gambar 7. 5 Grafik hubungan (a) H inisial dan H final; (b) Settlement dan Hfinal akibat beban batu *shore protection* zona 2



(a)



(b)

Gambar 7. 6 Grafik hubungan (a) H inisial dan H final; (b) Settlement dan Hfinal akibat beban batu *shore protection* zona 3

Dari hasil regresi polinomial grafik pangkat tiga didapatkan formula untuk mencari nilai Hinisial dan Settlement rencana untuk Hfinal = 4,78 m dapat dilihat pada **Tabel 7.10**

Tabel 7. 10 Rekapitulasi Perhitungan Besar Stotal, Hinitial dan Hfinal Zona 3 akibat Beban Batu *Shore Protection*

No	Zona	Hfinal	Hinisial	St
		m	m	m
1	1	4,78	6,361233	1,58123275
2	2	4,78	6,636783	1,8567828
3	3	4,78	6,691348	1,91134762

7.7 Perhitungan Waktu Pemampatan Natural

Setelah diketahui Hinisial dan besar pemampatan yang terjadi akibat beban timbunan rencana maka tahap selanjutnya adalah mengetahui lamanya pemampatan tanah secara natural.

Hasil perhitungan waktu ini menjadi dasar perlu atau tidaknya pengaplikasian PVD sebagai metode untuk mempercepat waktu pemampatan. Dalam perhitungan waktu dibutuhkan data nilai Cv (Koefisien Pemampatan Vertikal) pada tiap lapisan tanah.

Berikut data Cv untuk semua zonasi dapat disajikan dalam tabel dapat dilihat pada **Tabel 7.11**

Tabel 7. 11 Nilai Cv Per Lapisan untuk Semua Zona

Depth		Tebal lapisan	Cv Zona 1	Cv Zona 2	Cv Zona 3
m		m	cm^2/s	cm^2/s	cm^2/s
0	1	1	0,001721	0,000218	0,000218
1	2	1	0,001721	0,000218	0,000218
2	3	1	0,001721	0,000218	0,000218
3	4	1	0,001721	0,000218	0,000218
4	5	1	0,000330	0,000218	0,000218
5	6	1	0,000330	0,000218	0,000218
6	7	1	0,000587	0,000218	0,000218
7	8	1	0,000587	0,000218	0,000218
8	9	1	0,000587	0,000218	0,000218
9	10	1	0,000587	0,000330	0,000330
10	11	1	0,000587	0,000330	0,000330
11	12	1	0,000587	0,000330	0,000330
12	13	1	0,000587	0,000619	0,000330
13	14	1	0,000587	0,000619	0,000330
14	15	1		0,000619	0,000679
15	16	1		0,000619	0,000679

Berikut contoh perhitungan waktu pemampatan untuk U = 90 % pada zona 1 adalah sebagai berikut :

$$Cv\ gab = \frac{(H_1 + H_2 + H_3)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{Cv_1}} + \frac{H_2}{\sqrt{Cv_2}} + \frac{H_3}{\sqrt{Cv_3}}\right)^2}$$

$$Cv\ gab = \frac{(4 + 2 + 8)^2}{\left(\frac{4}{\sqrt{0{,}00172}} + \frac{2}{\sqrt{0{,}00033}} + \frac{8}{\sqrt{0{,}000587}}\right)^2}$$

maka, $Cv\ gab$ = 0,000398 cm^2/s

$Cv\ gab$ = 1,254 m^2/thn

Tv 90 % = 1,781 – 0,933. log (100 – U)

= 1,781 – 0,933. log (100 – 90)

Tv 90 % = 0,848

Hdr = 14 m (*single drainage*)

$$t = \frac{Tv\ (90\ \%).Hdr^2}{Cv\ gab}$$

$$t = \frac{0{,}848\ .(14)^2}{0{,}848}$$

t = 132,49 ≈ 133 tahun

Adapun hasil perhitungan waktu konsolidasi natural untuk semua zona dapat dilihat pada **Tabel 7.12**

Tabel 7. 12 Rekapitulasi perhitungann Waktu Konsolidasi Natural untuk Semua Zona

Zona	Cv Gab	Waktu Pemampatan
	m^2/thn	tahun
1	1,254472	133
2	0,921709	236
3	0,872495	249

Dari hasil perhitungan lama waktu pemampatan diatas untuk U = 90% adalah lebih dari 100 tahun (cukup lama), maka dibutuhkan aplikasi PVD yang untuk mempercepat waktu

pemampatan sehingga lahan dapat segera digunakan untuk keperluan regasifikasi dan pengembangan pembangkit listrik.

7.8 Perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

Pemasangan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) digunakan untuk mempercepat waktu penurunan tanah. Perencanaan dilakukan dengan menggunakan PVD dengan pola pemasangan segitiga atau segiempat. Jarak pemasangan PVD dilakukan analisa untuk jarak 0,8 m; 1 m; 1,25 m; 1,5 m, dan 1,75 m yang kemudian dipilih yang paling sesuai.

Ditetapkan beberapa hal untuk perencanaan PVD adalah sebagai berikut :

- t (waktu tunggu) = 16 minggu
- Spesifikasi PVD yang digunakan :
  Tipe PVD = CeTeau-Drain CT-D822
  a = 100 mm
  b = 4 mm
- Panjang PVD direncanakan sedalam lapisan *compressible* ditambah dengan lapisan *sand drain* setebal 1 m sehingga :
  Zona 1 = 14 + 1 = 15 m
  Zona 2 = 16 + 1 = 17 m
  Zona 3 = 16 + 1 = 17 m
- U average ditetapkan sebesar 90 %

7.8.1 Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertikal (U_V)

Dalam perhitungan derajat konsolidasi vertikal dibutuhkan nilai Tv setiap minggu. Adapun contoh perhitungan nilai Uv untuk PVD segiempat dengan jarak 1 m pada zona 1 minggu ke-1 sebagai berikut :

Cv gab = 1,254 m^2/thn
= 0,024058 m^2/minggu
t = minggu pertama
Tv = $\frac{t.Cv}{Hdr^2}$
Tv = $\frac{1\ x\ 0{,}024058}{14^2}$

Tv = 0,000123

Uv $= \left(2\,x\sqrt{\frac{Tv}{\pi}}\right) x\ 100\ \%$

Uv $= \left(2\,x\sqrt{\frac{0{,}000123}{\pi}}\right) x\ 100\ \%$

Uv = 1,250 %

7.8.2 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horizontal (U_h)

Perhitungan Uh dibutuhkan beberapa parameter tanah diantaranya Ch, F(n), dan D. Berikut contoh perhitungan nilai Uh untuk PVD segiempat dengan jarak 1 m pada zona 1 minggu ke-1 sebagai berikut :

D = 1,13 x s (pola segiempat)

= 1,13 x 1000 = 1130 mm

a = 100 mm

b = 4 mm

Dw $= \frac{2\,(a+b)}{\pi}$

$= \frac{2\,(100+4)}{\pi}$

= 66,20845633 mm

n $= \frac{D}{Dw} = \frac{1130}{66{,}20845633} = 17{,}067$

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

$= \left(\frac{17{,}067^{\,2}}{17{,}067^{\,2}-1^2}\right)\left[\ln(17{,}067) + \left(\frac{3(17{,}067)^2-1}{4(17{,}067)^2}\right)\right]$

= 2,094

Ch $= 3\ x\ Cv$

= 3 x 0,024058

= 0,072175 m^2/minggu

Uh $= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{tx8xCh}{D^2x\,2\,x\,F\,(n)}\right)}}\right)\right]$

$= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1x8x0{,}072175}{1{,}13^2x\,2\,x\,2{,}094}\right)}}\right)\right]$

maka, $Uh = 10{,}237\%$

7.8.3 Perhitungan Derajat Konsolidasi Rata – Rata ($\bar{U}$)

Dalam perhitungan nilai derajat konsolidasi rata – rata digunakan rumus sebagai berikut :

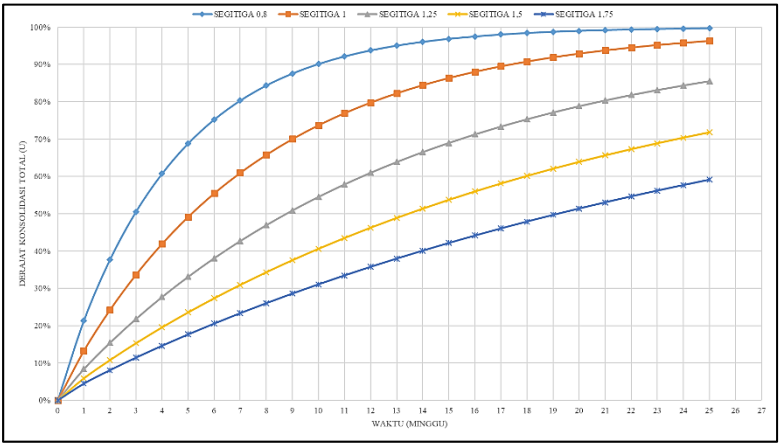
$$U = [1 - (1 - Uh).(1 - Uv)]\ x\ 100\ \%$$

Pada perhitungan sebelumnya telah didapatkan nilai Uh sebesar 10,237 % dan Uv sebesar 1,250 % sehingga didapatkan nilai U rata – rata sebagai berikut :

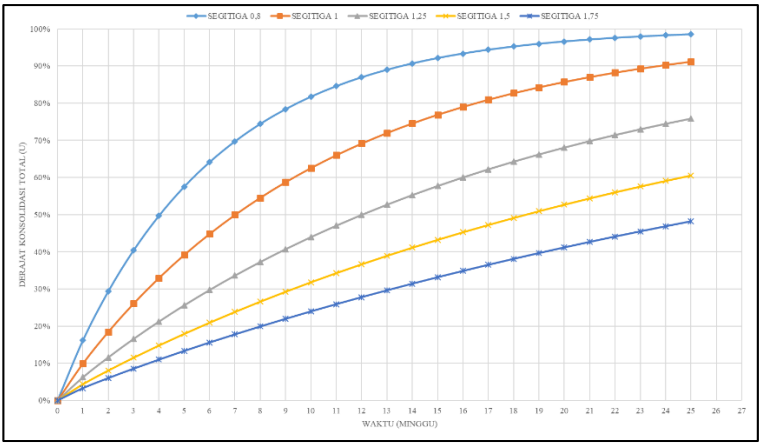
$$U = [1 - (1 - 10{,}237\%).(1 - 1{,}25\%)]\ x\ 100\ \%$$

maka, $U = 11{,}359\ \%$.

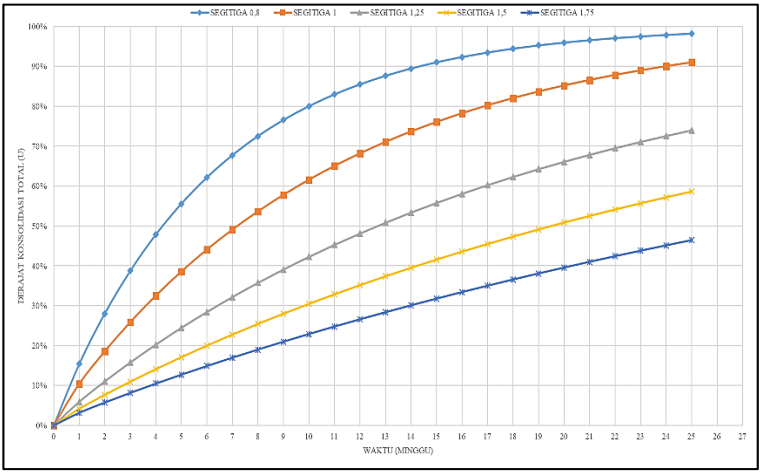
Perhitungan derajat konsolidasi tiap minggu untuk contoh jarak PVD 0,8 m pola segitiga semua zona dapat dilihat pada **Lampiran 7.3.** Setelah didapatkan nilai U untuk tiap – tiap variasi jarak PVD tiap zonasi, maka dapat disajikan grafik hubungan U terhadap waktu dapat dilihat pada **Gambar 7.7** dan **Gambar 7.8**



(a)

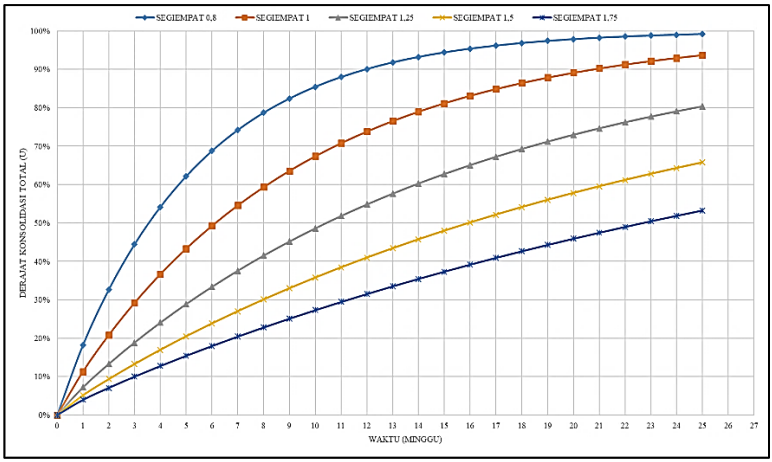


(b)

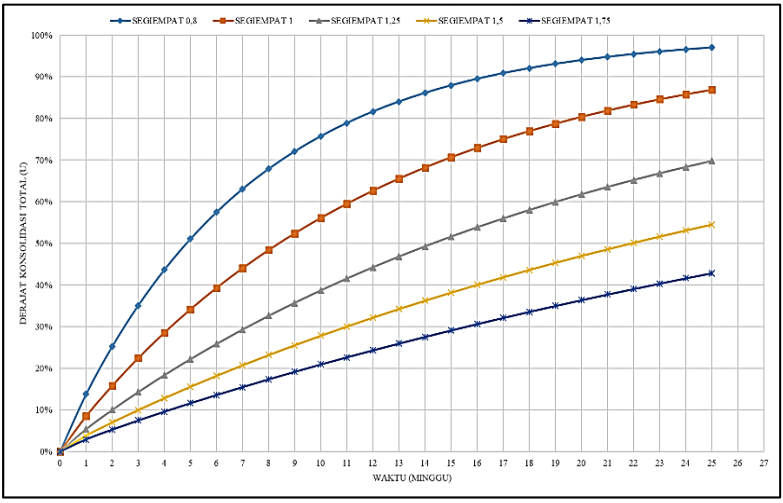


(c)

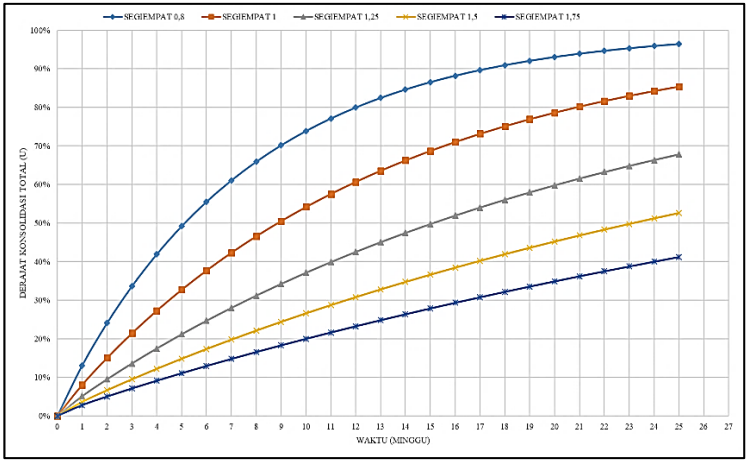
Gambar 7. 7 Grafik hubungan U rata – rata terhadap waktu dengan pola segitiga (a) zona 1; (b) zona 2; (c) zona 3


SEGIEMPAT 0,8
SEGIEMPAT 1
SEGIEMPAT 1,25
SEGIEMPAT 1,5
SEGIEMPAT 1,75
DERAJAT KONSOLIDASI TOTAL (U)
WAKTU (MINGGU)

(a)


SEGIEMPAT 0,8
SEGIEMPAT 1
SEGIEMPAT 1,25
SEGIEMPAT 1,5
SEGIEMPAT 1,75
DERAJAT KONSOLIDASI TOTAL (U)
WAKTU (MINGGU)

(b)



(c)

Gambar 7. 8 Grafik hubungan U rata – rata terhadap waktu dengan pola segiempat (a) zona 1; (b) zona 2; (c) zona 3

Dari hasil dari grafik hubungan diatas dapat dipilih jarak pemasangan PVD paling efisien yang berarti tanah dapat mampat mencapai U > 90 % dalam kurun waktu kurang dari 16 minggu masa akhir pentahapan timbunan. Adapun hasil rekapitulasi pemilihan jarak dengan pola pada tiap zonasi dapat dilihat pada **Tabel 7.13**

Tabel 7. 13 Rekapitulasi Jarak Pemasangan PVD

ZONA	PVD POLA SEGITIGA			
	S	Panjang	LUAS	JUMAH TITIK
	(m)	(m)	(m^2)	titik
1	0,8	15	18868,65	68089
2	0,8	17	13987,38	50475
3	0,8	17	14018,06	50586
ZONA	PVD POLA SEGIEMPAT			
	S	Kedalaman	LUAS	JUMAH TITIK
	(m)	(m)	(m^2)	titik
1	0,8	15	18868,65	58967
2	0,8	17	13987,38	43713
3	Tidak memenuhi waktu tunggu 16 minggu			

Dari hasil rekapitulasi diatas dapat diputuskan penggunaan PVD dengan jarak dan pola tiap zona sebagai berikut :

1. Zona 1 dipilih PVD pola segiempat dengan jarak 0,8 m. Pertimbanganya adalah kebutuhan PVD segiempat lebih sedikit daripada segitiga dan pemampatan hingga U=90% masih dalam waktu tunggu yakni kurang dari 16 minggu.
2. Zona 2 dipilih PVD pola segiempat dengan jarak 0,8 m. Pertimbanganya kebutuhan PVD segiempat lebih sedikit daripada segitiga dan pemampatan hingga U=90% masih dalam waktu tunggu yakni kurang dari 16 minggu.
3. Zona 3 dipilih PVD pola segitiga dengan jarak 0,8 m. Pertimbanganya adalah kebutuhan PVD pola segiempat untuk semua variasi jarak tidak memenuhi waktu tunggu yakni selama 16 minggu.

BAB VIII
ANALISA STABILITAS SLIDING TALUD *SHORE PROTECTION*

8.1 Penentuan Tinggi Kritis *Puncture* / *Poinconnement*

Penentuan tinggi kritis didasarkan pada stabilitas terhadap keruntuhan *puncture / poinconement*. Dalam perhitungan tinggi kritis diasumsikan bahwa tanah dengan asumsi *short term* yakni tanah didominasi material kohesif dan jenuh air. Pada perilaku *short term* maka dalam perencanaan digunakan parameter tanah *undrained* yakni (Cu; $\emptyset u = 0$; γsat (untuk tanah dibawah muka air tanah; dan γh (untuk tanah di atas muka air tanah))

8.1.1 Tinggi Kritis Timbunan

Diketahui data tanah dasar dan timbunan sebagai berikut :

h = tinggi timbunan
$\gamma timb$ = 18 kN/m^3
N_C = 5,14 (koefisien diambil paling kritis)
$Cu_{zona\ 1}$ = 5 kN/m^2
$Cu_{zona\ 2}$ = 6 kN/m^2
$Cu_{zona\ 3}$ = 6 kN/m^2

Dengan data tersebut dapat dicari tinggi kritis yakni SF =1 sebagai berikut :

Zona 1 :

$$SF = \frac{Cu.Nc}{\gamma timb.h}$$

$$1 = \frac{5\ x\ 5{,}14}{18\ x\ h}$$

hcr = 1,43 m

Zona 2 :

$$SF = \frac{Cu.Nc}{\gamma timb.h}$$

$$1 = \frac{6\ x\ 5{,}14}{18\ x\ h}$$

hcr = 1,71 m

Zona 3 :

SF $= \frac{Cu.Nc}{\gamma timb.h}$

1 $= \frac{6\ x\ 5{,}14}{18\ x\ h}$

hcr = 1,71 m

8.1.2 Tinggi Kritis *Shore Protection*

Diketahui data tanah dasar dan timbunan sebagai berikut :

h = tinggi timbunan

$\gamma timb$ = 18 kN/m^3

NC = 5,14 (koefisien diambil paling kritis)

$Cu_{zona\ 1}$ = 5 kN/m^2

$Cu_{zona\ 2}$ = 6 kN/m^2

$Cu_{zona\ 3}$ = 6 kN/m^2

Dengan data tersebut dapat dicari tinggi kritis yakni SF =1 sebagai berikut :

Zona 1 :

SF $= \frac{Cu.Nc}{\gamma sp.h}$

1 $= \frac{5\ x\ 5{,}14}{24\ x\ h}$

hcr = 1,071 m

Zona 2 :

SF $= \frac{Cu.Nc}{\gamma sp.h}$

1 $= \frac{6\ x\ 5{,}14}{24\ x\ h}$

hcr = 1,285 m

Zona 3 :

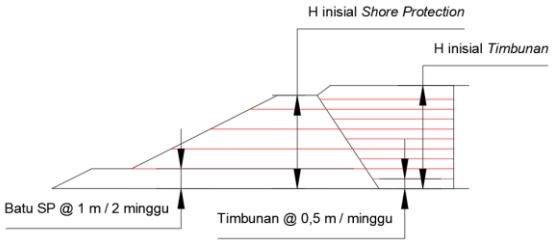
SF $= \frac{Cu.Nc}{\gamma sp.h}$

1 $= \frac{6\ x\ 5{,}14}{24\ x\ h}$

hcr = 1,285 m

8.2 Penimbunan Bertahap

Penimbunan bertahap direncananakan untuk memudahkan pengerjaan dalam metode pelaksanaan timbunan. Berdasarkan perhitungan tinggi kritis pentahapan tidak boleh lebih dari 1 m sehingga direncanakan kecepatan pentahapan timbunan adalah 0,5 m setiap minggu dan pentahapan batu *shore protection* 1 m setiap 2 minggu. Perencanaan kecepatan tersebut disesuaikan agar pentahapan timbunan dapat berjalan selaras dengan pentahapan batu *shore protection*. Pentahapan pamasangan batu *shore protection* dilakukan terlebih dahulu kemudian dilanjutkan dengan pentahapan timbunan begitu seterusnya hingga mencapai Hinisial. Adapaun skema pentahapan beban batu *shore protection* dan timbunan dapat dilihat pada **Gambar 7.9**



Gambar 8. 1 Skema pentahapan pemasangan batu *shore protection* dan timbunan

8.2.1 Perhitungan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah untuk Derajat Konsolidasi (U = 100%)

Untuk mendapatkan nilai perubahan tegangan akibat pentahapan timbunan perlu diketahui besar distribusi tegangan pasa tiap lapisan atau penambahan tegangan (Δp). Penambahan tegangan didapatkan dengan tinggi timbunan yakni 0,5 m dan pertambahan tegangan terakumulasi secara kontinu pada tegangan tiap lapisan sedangkan untuk penambahan tegangan akibat batu *shore protection* setinggi 1 m.

Perubahan tegangan untuk U=100% dapat dihitung sebagai berikut :

$\sigma 1' = Po + \Delta P1$

$\sigma 2' = \sigma 1' + \Delta P2$, dan seterusnya hingga pentahapan selesai.

dimana:

Po : Tegangan overburden efektif

ΔP1 : Distribusi tegangan akibat Penimbunan Tahap Pertama

ΔP2 : Distribusi tegangan akibat Penimbunan Tahap Kedua

Adapun tabel perhitungan perubahan tegangan untuk derajat konsolidasi U= 100 % contoh zona 3 akibat pentahapan timbunan dan batu *shore protection* dapat dilihat pada **Lampiran 8.1** dan **8.2**

8.2.2 Perhitungan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah untuk Derajat Konsolidasi (U < 100 %)

Perhitungan tegangan di tiap lapisan tanah untuk U < 100 % digunakan untuk mencari nilai Cu baru akibat dari penambahan beban secara bertahap dan percepatan waktu pemamapatan oleh PVD. Perubahan tegangan ini menggunakan persamaan 2.52 dimana nilai U adalah derajat konsolidasi rata – rata terhadap waktu pada lamanya masa timbunan. Adapun tabel perhitungan tegangan tiap lapisan untuk derajat konsolidasi (U < 100 %) contoh zona 3 akibat beban timbunan dan batu *shore protection* dapat dilihat pada **Lampiran 8.3** dan **8.4.**

8.3 Perhitungan Paramater Baru akibat Peningkatan Daya Dukung Tanah

Perubahan nilai parameter tanah dapat terjadi apabila penimbunan bertahap dan percepatan dalam pemampatan. Terdapat 3 parameter tanah yang berubah akibat dari hal tersebut yakni nilai kohesi (Cu), angka pori (e), berat jenis saturated (γsat) dan sudut geser undrain ($\emptyset u$). Perubahan parameter ini akan terjadi sedalam lapisan tanah yang dilalui oleh PVD. Adapun contoh perhitungan nilai parameter baru pada zona 3 akibat beban timbunan 16 tahap dan umur timbunan 16 minggu adalah sebagai berikut :

- Perubahan nilai Cu,
  Z = 1 m
  C_u lama = 0,06 kg/cm^2
  $\sigma p'$ = 0,96956 kg / cm^2
  PI = 34,31 %
  Nilai PI < 120 % maka untuk mencari nilai C_u baru digunakan rumus sebagai berikut :
  C_u = 0,0737 +(0,1899 – 0,0016 x PI)$\sigma p'$
  C_u = 0,0737 +(0,1899 – 0,0016 x 34,31)0,96956
  C_u baru = 0,2046 kg/cm^2
  Untuk nilai Cu transisi adalah rata – rata antara Cu baru dengan Cu lama sehingga Cu transisi dapat dihitung sebagai berikut:
  Cu transisi = (0,06 + 0,2046) / 2
  = 0,1329 kg/cm^2
  Setelah didapatkan C_u baru dan C_u transisi setiap 1 meter lapisan kemudian dirata – rata pada setiap konsistensi sehingga didapatkan nilai sebagai berikut :
  C_u baru rata – rata = 23,16 kN/m^2
  C_u transisi rata – rata = 14,58 kN/m^2
- Perubahan nilai angka pori (e),
  Perubahan nilai angka pori berdasarkan besarnya *settlement* tanah tiap 1 lapisan. Adapun contoh perhitungan angka pori baru pada lapisan dengan konsistensi *very* soft di zona 3 pada kedalaman 1 m sebagai berikut :
  e_o = 2,31
  Δh = St = 0,213965 m
  h = 1 m
  $\Delta h/h$ = 0,214
  Δe = (1 + e_o) x ($\Delta h/h$)
  Δe = (1 + 2,31) x (0,214)
  Δe = 0,7088
  maka, e_{baru} = eo – Δe
  = 2,31 – 0,7088

= 1,6

Setelah didapatkan e_{baru} setiap 1meter lapisan kemudian dirata – rata pada setiap konsistensi sehingga didapatkan nilai e_{baru} rata – rata = 1,86

- Perubahan nilai berat jenis jenus (γsat),
  Perubahan nilai γsat dipengaruhi oleh nilai angka pori baru. Adapun contoh perhitungan γsat baru pada lapisan dengan konsistensi *very* soft (0 – 10) m di zona 3 sebagai berikut :

  $e_{baru\ rata-rata}$ = 1,86
  γsat lama = 1,51 t/m^3
  GS = 2,7
  Wc baru = e_{baru} / Gs
  = 1,86 / 2,7
  = 69 %
  γsat baru = [Gs(1+Wc_{baru}) / (1+$e_{baru\ rata-rata}$)] x γw
  = [2,7(1+69) / (1+1,86)] x 1
  = 1,59 t/m^3

- Perubahan nilai sudut geser undrain ($\emptyset u$),
  Seiring dengan bertambahnya nilai Cu maka besar parameter sudut geser tanah juga ikut bertambah. Adapun contoh perhitungan $\emptyset u$ baru pada lapisan tanah *very soft* zona 3 sebagai berikut:

  Cu baru = 23,16 kN/m^2
  qu baru = 2 x Cu
  = 2 x 23,16
  = 46,32 kN/m^2

  Korelasi qu baru dengan nilai SPT menggunakan interpolasi linear pada tabel bowles **Tabel 2.1,** maka :
  NSPT = 15
  Untuk tanah lempung nilai Øu didekati dengan nilai NSPT sehingga:
  Øu baru = 14^o

Hasil perhitungan perubahan data parameter tanah untuk semua zona akibat beban timbunan dan batu *shore protection* dapat dilihat pada **Tabel 8.1** hingga **Tabel 8.6**

Tabel 8. 1 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Timbunan Zona 1

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ysat lama (t/m^3)	Ysat baru rata2 (t/m^3)	N	Φu
0,0	1,0	VERY SOFT	5	22,47	13,73	2,45	1,29	1,55	1,49	1,66	16	15
1,0	2,0					2,45	1,49					
2,0	3,0					2,45	1,59					
3,0	4,0					2,45	1,66					
4,0	5,0					2,45	1,72					
5,0	6,0	SOFT	12,5	25,49	19,00	1,97	1,49	1,50	1,58	1,68	16	15
6,0	7,0					1,97	1,52					
7,0	8,0	MEDIUM	17	30,46	23,73	1,48	1,23	1,27	1,68	1,84	17	16
8,0	9,0					1,48	1,25					
9,0	10,0					1,48	1,26					
10,0	11,0					1,48	1,28					
11,0	12,0					1,48	1,29					
12,0	13,0					1,48	1,30					
13,0	14,0					1,48	1,31					

Tabel 8. 2 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Batu *Shore Protection* Zona 1

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ysat lama (t/m^3)	Ysat baru rata2 (t/m^3)	N	Φu
0,0	1,0	VERY SOFT	5	22,6256096	13,8128048	2,45	0,00	1,75	1,49	1,62	15	14
1,0	2,0					2,45	0,00					
2,0	3,0					2,45	1,69					
3,0	4,0					2,45	1,75					
4,0	5,0					2,45	1,81					
5,0	6,0	SOFT	12,5	23,6459814	18,0729907	1,97	1,56	1,57	1,58	1,66	15	14
6,0	7,0					1,97	1,59					
7,0	8,0	MEDIUM	17	26,2296262	21,6148131	1,48	1,28	1,33	1,68	1,73	16	15
8,0	9,0					1,48	1,30					
9,0	10,0					1,48	1,32					
10,0	11,0					1,48	1,33					
11,0	12,0					1,48	1,34					
12,0	13,0					1,48	1,35					
13,0	14,0					1,48	1,36					

Tabel 8. 3 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Timbunan Zona 2

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ysat lama (t/m^3)	Ysat baru rata2 (t/m^3)	N	Φu
0,0	1,0	VERY SOFT	6,0	22,46	14,23	2,31	1,28	1,66	1,51	1,64	15	14
1,0	2,0					2,31	1,46					
2,0	3,0					2,31	1,56					
3,0	4,0					2,31	1,63					
4,0	5,0					2,31	1,68					
5,0	6,0					2,31	1,73					
6,0	7,0					2,31	1,76					
7,0	8,0					2,31	1,79					
8,0	9,0					2,31	1,82					
9,0	10,0					2,31	1,84					
10,0	11,0	SOFT	12,5	27,45	19,97	1,97	1,59	1,62	1,58	1,65	16	15
11,0	12,0					1,97	1,63					
12,0	13,0					1,97	1,65					
13,0	14,0	MEDIUM	17,8	30,94	24,34	1,41	1,25	1,25	1,70	1,75	17	16
14,0	15,0					1,41	1,26					
15,0	16,0					1,41	1,26					

Tabel 8. 4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Batu *Shore Protection* Zona 2

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ysat lama (t/m^3)	Ysat baru rata2 (t/m^3)	N	Φu
0,0	1,0	VERY SOFT	6	21,38	13,69	2,31	1,44	1,74	1,51	1,62	15	14
1,0	2,0					2,31	1,57					
2,0	3,0					2,31	1,65					
3,0	4,0					2,31	1,71					
4,0	5,0					2,31	1,76					
5,0	6,0					2,31	1,80					
6,0	7,0					2,31	1,83					
7,0	8,0					2,31	1,86					
8,0	9,0					2,31	1,89					
9,0	10,0					2,31	1,92					
10,0	11,0	SOFT	12,5	23,67	18,08	2,31	1,96	1,62	1,58	1,65	15	14
11,0	12,0					1,97	1,70					
12,0	13,0					1,41	1,20					
13,0	14,0	MEDIUM	17,75	26,06	21,91	1,41	1,29	1,30	1,70	1,74	16	15
14,0	15,0					1,41	1,30					
15,0	16,0					1,41	1,31					

Tabel 8. 5 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Timbunan Zona 3

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ysat lama (t/m^3)	Ysat baru rata2 (t/m^3)	N	Φu
0,0	1,0	VERY SOFT	6,00	23,16	14,58	2,31	1,60	1,86	1,51	1,59	15	14
1,0	2,0					2,31	1,72					
2,0	3,0					2,31	1,79					
3,0	4,0					2,31	1,84					
4,0	5,0					2,31	1,87					
5,0	6,0					2,31	1,91					
6,0	7,0					2,31	1,94					
7,0	8,0					2,31	1,96					
8,0	9,0					2,31	1,98					
9,0	10,0					2,31	2,00					
10,0	11,0	SOFT	12,50	28,66	20,58	1,97	1,73	1,76	1,58	1,62	16	15
11,0	12,0					1,97	1,75					
12,0	13,0					1,97	1,76					
13,0	14,0					1,97	1,77					
14,0	15,0					1,97	1,78					
15,0	16,0	MEDIUM	18,50	32,22	25,36	1,29	1,19	1,19	1,75	1,78	17	16

Tabel 8. 6 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Parameter Baru akibat Beban Batu *Shore Protection* Zona 3

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ysat lama (t/m^3)	Ysat baru rata2 (t/m^3)	N	Φu
0,0	1,0	VERY SOFT	6	22,142	14,071	2,31	0,00	1,80	1,51	1,61	15	14
1,0	2,0					2,31	0,00					
2,0	3,0					2,31	1,65					
3,0	4,0					2,31	1,71					
4,0	5,0					2,31	1,76					
5,0	6,0					2,31	1,80					
6,0	7,0					2,31	1,83					
7,0	8,0					2,31	1,86					
8,0	9,0					2,31	1,89					
9,0	10,0					2,31	1,92					
10,0	11,0	SOFT	12,5	24,646	18,5728	1,97	1,68	1,71	1,58	1,63	15	14
11,0	12,0					1,97	1,70					
12,0	13,0					1,97	1,71					
13,0	14,0					1,97	1,73					
14,0	15,0					1,97	1,74					
15,0	16,0	MEDIUM	18,5	27,057	22,7785	1,29	1,20	1,20	1,75	1,78	16	15

8.4 Stabilitas *Puncture* pada Tinggi Timbunan dan Batu *Shore Protection* Kritis

Pada pembahan sub bab 8.3 sudah dijelaskan cara perhitungan mencari nilai parameter tanah baru akibat timbunan

bertahap dan aplikasi PVD. Peningkatan nilai Cu perlu dicek terhadap stabilitas keruntuhan *puncture* sehingga dapat diputuskan apakah pentahapan dapat dilanjutkan atau harus menunggu waktu tertentu sehingga penimbunan dapat dilanjutkan.

Hasil perhitungan peningkatan nilai SF *puncture* akibat peningkatan Cu baru pada tinggi kritis timbunan dan batu *shore protection* dapat dilihat pada **Tabel 8.7** dan **Tabel 8.8**.

Tabel 8. 7 Peningkatan Nilai SF *puncture* pada Timbunan

Zona	Hcr (m)	t (minggu)	Cu lama (kN/m^2)	Cu baru (kN/m^2)	SF setelah meningkat
1	1	2	5,00	9,32	2,7
2	1,5	3	6,00	11,40	2,2
3	1,5	3	6,00	11,71	2,5

Tabel 8. 8 Peningkatan Nilai SF pada *Batu Shore Protection*

Zona	Hcr (m)	t (minggu)	Cu lama (kN/m^2)	Cu baru (kN/m^2)	SF
1	1	1	5,00	9,14	2,61
2	1	1	6,00	11,30	2,17
3	1	1	6,00	12,64	2,49

Dari hasil perhitungan pada **Tabel 8.7** dan **Tabel 8.8** didapatkan nilai SF > 1,5 sehingga pentahapan dapat dilanjutkan.

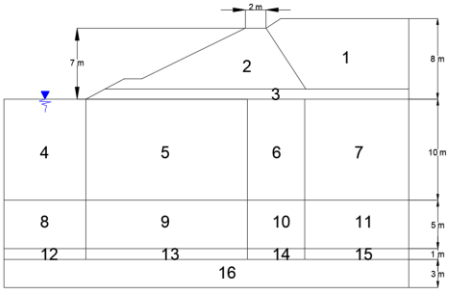
8.5 Analisa Stabilitas Sliding (*Slope Stability*) dengan Program Bantu Geo 5

Adanya perbaikan tanah dasar dengan penambahan beban *surcharge* dan PVD menyebabkan perubahan parameter tanah dasar seperti yang sudah dijelaskan pada sub bab 8.3. Perubahan parameter ini perlu dikontrol terhadap *sliding* atau *overall stability*. Pada perencanaan ini digunakan *software* GEO 5 (*slope stability)* dengan metode bishop untuk mengetahui besar *Safety Factor* pada lereng *Shore Protection*.

Adapun input data yang dimasukkan ke dalam program ini diantaranya:

1. Layer atau geometri timbunan, batu *shore protection*, dan lapisan tanah dasar yang disesuaikan dengan kondisi parameter tanah baru.
2. Parameter – parameter tanah dasar seperti C, Φ, dan γ disesuaikan kondisi asumsi *longterm* atau *short term.*
3. Input tinggi muka air tanah / *pore pressure water*
4. Input *geotextile non woven* diantara batu *shore protection* dengan timbunan maupun tanah dasar.

Berikut contoh geometri permodelan dengan program bantu GEO 5 untuk zona 3 dapat dilihat pada **Gambar 8.2**.

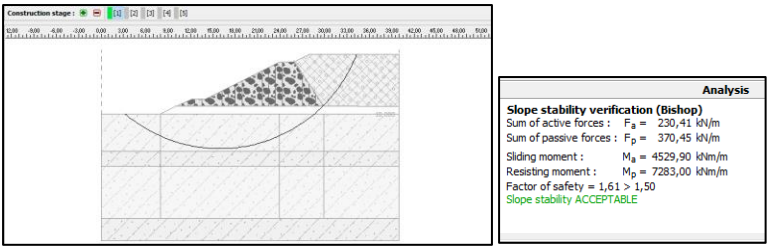


Gambar 8. 2 Geometri lereng *shore protection* zona 3

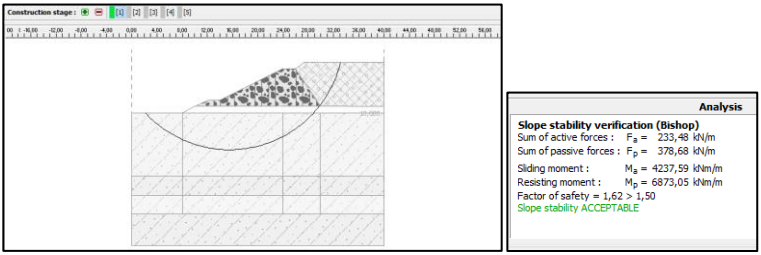
Berdasarkan geometri lereng *shore protection* zona 3 pada **Gambar 8.2** perubahan parameter data tanah terjadi pada lapisan dibawah timbunan dan batu *shore protection* yang ditanam oleh PVD. Perubahan lapisan tanah dasar terjadi pada lapisan bernomor 5, 6, 7, 9, 10, 11, 13, 14 dan 15. Dengan adanya aplikasi PVD maka dalam permodelan ini diasumsikan *longterm* sehingga parameter data tanah yang dinput adalah kondisi efektif.

Adapun data input parameter tanah dasar baru, material timbunan, material *Shore Protection*, dan *Geotextile Non Woven* setiap zona dapat dilihat pada **Lampiran 1.5.** Setelah data diinput langkah selanjutnya adalah dilakukan proses analisa dengan cara *optimization* sehingga didapatkan bidang longsor dengan SF

terkritis. Dari hasil analisa dengan GEO 5 didapatkan bidang longsor dengan SF terkritis untuk zona 1, 2, dan 3 dapat dilihat pada **Gambar 8.3** hingga **Gambar 8.5**



Gambar 8. 3 Analisa SF *Sliding* lereng *shore protection* zona 1



Gambar 8. 4 Analisa SF *Sliding* lereng *shore protection* zona 2

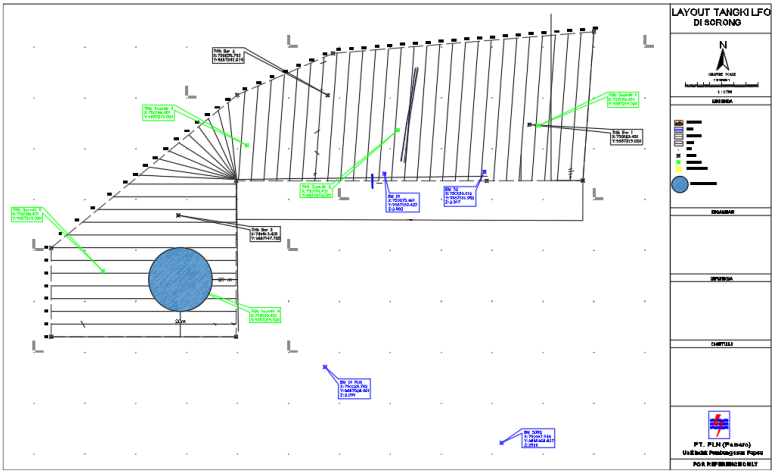
Gambar 8. 5 Analisa SF *Sliding* lereng *shore protection* zona 3

Berdasarkan SNI 8460 Pasal 7.5.5 Tahun 2017, SF rencana diambil 1,5. Dari hasil out put analisa stabilitas lereng untuk semua zona dengan peningkatan nilai parameter tanah didapatkan SF > 1,5 sehingga lereng *shore protection* aman terhadap kelongsoran

BAB IX
PERENCANAAN PONDASI TIPIKAL TANGKI TIMBUN

9.1 Layout Pembangunan Tangki Timbun

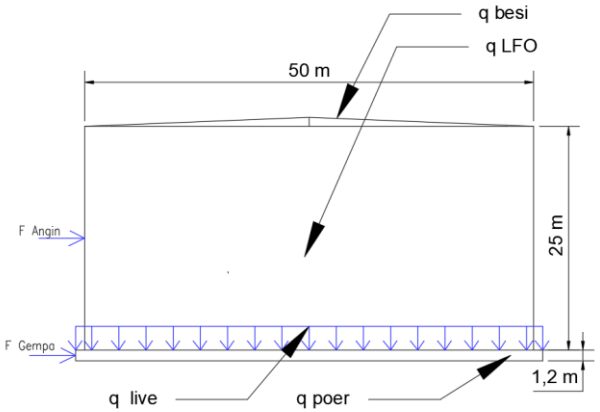
Pembangunan tangki timbun (*storage tank*) berisi LFO direncanakan di area zona 3 dapat dilihat pada **Gambar 9.1**. Dalam hal ini direncanakan pondasi tipikal yang paling sesuai untuk beban tangki timbun. Pondasi tipikal yang dimaksud adalah pondasi dangkal dengan perbaikan tanah atau podasi dalam tanpa perbaikan tanah. Dengan kondisi tersebut maka perlu diperhitungkan stabilitas pondasi agar tangki timbun aman dari kegagalan pondasi.



Gambar 9. 1 Layout Pembangunan Tangki Timbun LFO
(Sumber : Dokumen PT. PLN,2019)

9.2 Analisa Pembebanan Tangki Timbun

Untuk pamahaman lebih lanjut tentang analisa pembebanan tangki timbun dapat dilihat sketsa pembebanan tangki yang ditunjukkan pada **Gambar 9.2**



Gambar 9. 2 Sketsa pembebanan tangki timbun LFO

9.2.1 Beban Mati

Beban mati dalam hal ini adalah beban tangki beserta isi dan beban poer pondasi. Adapun data beban dan *preliminary design poer* sebagai berikut :

a. Dimensi Tangki Timbun,
   - Diameter tangki = 50 m
   - Tinggi tangki = 25 m
   - Berat isi = 9940 ton
     *Berdasarkan hitungan PLN berat cargo dan tanki
   - q LFO = 9940 / (π x 25^2) = 5,065 ton/m^2
   - q rangka besi = 1 t/m^2
   - q (Tangki + FLO) = 1 + 5,065 = 6,065 ton/m^2
   - W (Tangki + FLO) = 6,065 x (π x 25^2) = 11902,56 ton

b. Dimensi Poer,
   - B_{poer} = 52 m
   - h_{poer} = 1,2 m
   - γ_{beton} = 2,4 t/m^3
   - Berat Poer = 52^2 x 1,2 x 2,4 = 7.787,52 ton

c. Beban Mati Total,
   - DL = 11902,56 + 7787,52 = 19690,0825 ton

9.2.2 Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG 1987 pasal 2.1.2.2 berat untuk atap / bagiannya dapat dicapai orang, termasuk kanopi sebesar 100 kg/m^2. Perhitungan beban untuk atap tangki sebagai berikut:

LL = 0,1 t/m^2 x (52 x 52) = 270,4 ton

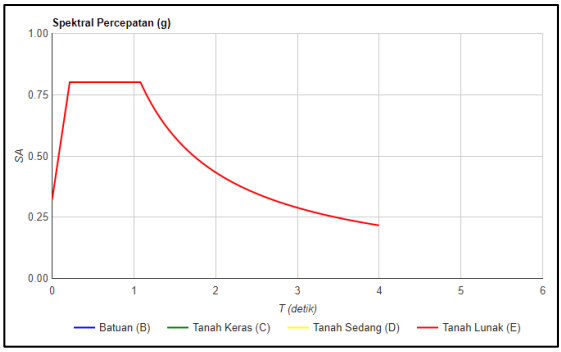
9.2.3 Beban Angin

Berdasarkan PPIUG 1987 pasal 2.1.3.2 tekanan tiup minimum untuk bangunan di dekat laut adalah 40 kg/m^2. Perhitungan beban oleh angin sebagai berikut :

F angin = 40 kg/m^2
= 0,04 ton/m^2
H tangki = 25 m
WL = Fangin x 0,5 x π x D x h
= 0,04 x 0,5 x π x 50 x 25
= 78,5 ton

9.2.4 Beban Gempa

Data – data spektral gempa didapatkan dari website *puskim.pu.go.id* wilayah Sorong **Gambar 9.3** dan perhitungan gaya gempa berpedoman pada aturan SNI 1726:2012.



Gambar 9. 3 Grafik spektral percepatan daerah sorong
Sumber : http://puskim.pu.go.id diakses tanggal 15 April 2020

Adapun perhitungan gaya gempa sebagai berikut :

Ss = 1,335
S_1 = 0,541
SE = tanah lunak
Fa = 0,9
Fv = 2,4
Sd_S = 2/3 x Ss x Fa = 0.801
Sd_1 = 2/3 x S_1 x Fv = 0.866
To = 0.2 x Sd_1/Sds = 0,216 s
Ts = Sd1/Sds = 1,081 s
Ketegori desain seismic = C
R = 3
Ct = 0,0466 (rangka beton pemikul momen); x = 0,9
T = Ct x hn^x
= 0,0466 x $30^{0,9}$ = 0,9949
Kategori resiko = IV (tangki penyimpanan bahan bakar)
Ie = 1,5
Cs = Sds x Ie / R = 0,801 x 1,5 / 3 = 0,4005
W = DL = 66260,02 ton
(syarat) 0,044 x Ie x Sds < **Cs** < Sd_1 x Ie/ (T x R)
0,052866 < **0,4005** < 0,4352
Cs = 0,4005
Gaya Gempa (E) = W x Cs
= 17.727,58 x 0,4005
= 7885,878 ton

9.2.5 Kombinasi Beban Tiang dalam Kelompok

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 15.2.2 disebutkan bahwa Luas dasar fondasi tapak atau jumlah dan penataan tiang fondasi (*piles*) harus ditentukan dari gaya dan momen tak terfaktor yang disalurkan oleh fondasi tapak ke tanah atau tiang fondasi dan tekanan tanah izin atau kapasitas tiang fondasi izin yang ditentukan melalui prinsip-prinsip mekanika tanah. Oleh sebab itu, kombinasi beban yang diterima oleh tiang atau pondasi tapak tidak berfaktor seperti kombinasi berikut :

U1 = DL + LL + E
U2 = DL + LL + W
U3 = DL + E
U4 = DL + E

9.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Dangkal dengan Cu baru

Seperti yang sudah dijelahkan pada sub bab 9.1 bahwa tangki timbun akan dibangun pada zona 3, sehingga perhitungan daya dukung tanah untuk pondasi dangkal adalah dengan parameter baru. Paramater baru pada zona 3 akibat beban timbunan setinggi 8 m dapat dilihat pada **Tabel 9.1**

Tabel 9. 1 Parameter Tanah Baru Zona 3

Kedalaman (m)		KONSISTENSI	Cu Lama kN/m^2	Cu Baru kN/m^2	Cu Transisi kN/m^2	eo	e baru	e baru rata2	Ỳsat lama (t/m^3)	Ỳsat baru rata2 (t/m^3)
0,0	1,0	VERY SOFT	6,00	23,16	14,58	2,31	1,60	1,86	1,51	1,59
1,0	2,0					2,31	1,72			
2,0	3,0					2,31	1,79			
3,0	4,0					2,31	1,84			
4,0	5,0					2,31	1,87			
5,0	6,0					2,31	1,91			
6,0	7,0					2,31	1,94			
7,0	8,0					2,31	1,96			
8,0	9,0					2,31	1,98			
9,0	10,0					2,31	2,00			
10,0	11,0	SOFT	12,50	28,66	20,58	1,97	1,73	1,76	1,58	1,62
11,0	12,0					1,97	1,75			
12,0	13,0					1,97	1,76			
13,0	14,0					1,97	1,77			
14,0	15,0					1,97	1,78			
15,0	16,0	MEDIUM	18,50	32,22	25,36	1,29	1,19	1,19	1,75	1,78

Direncanakan pondasi dangkal berbentuk bujur sangkar dengan data perencanaan sebagai berikut :

Dimensi Pondasi Dangkal :

S = 52 m
Tebal Pondasi = 1,2 m
γ beton = 2,4 t/m^3
q pondasi = 2,88 t/m^2

Dimensi Tangki timbun :

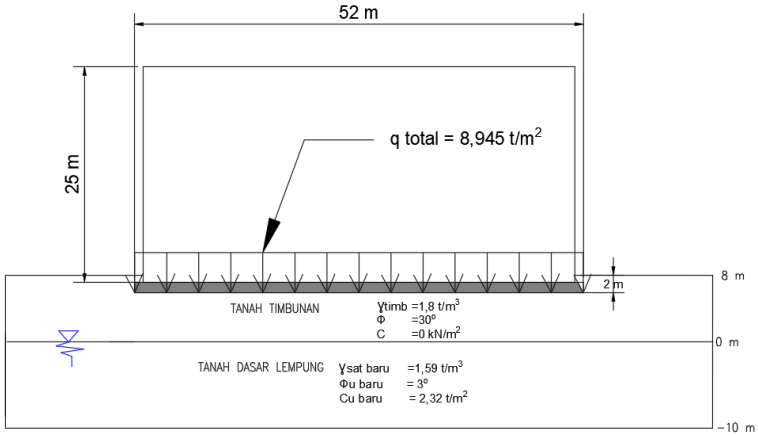
Diameter tangki = 50 m

q tangki + isi = 6,065 t/m^2

maka, q total = q pondasi + q tangki + isi

= 8,945 t/m^2

Dengan lapisan timbunan diatas tanah lempung maka perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tanah berlapis. Adapun geometri perhitungan daya dukung pondasi dangkal dapat dilihat pada **Gambar 9.4**



Gambar 9. 4 Geometri perhitungan daya dukung pondasi dangkal

Berdasarkan kondisi tanah berlapis seperti yang dilihat pada **Gambar 9.4** maka digunakan perumusan tanah berlapis (Giroud) dalam buku Daya Dukung Pondasi Dangkal (Herman Wahyudi,1999).

Perhitungan daya dukung pondasi dangkal diasumsikan kondisi *long term* karena aplikasi PVD sehingga parameter yang diperhitungkan adalah efektif dibawah muka air tanah.

Data timbunan :

Diketahui data parameter timbunan sirtu sebagai berikut :

γ timb = 1,8 t/m^3

ϕ = 30^o
C = 0 t/m^2
H = 6 m (tinggi tanah pasir dihitung dari dasar pondasi hingga ke lempung)

Data tanah dasar :

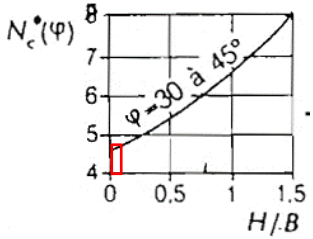
Tanah dasar adalah tanah lempung dengan kondisi dibawah muka air tanah dan kondisi *long term* sehingga nilai parameter tanah adalah efektif. Diketahui parameter tanah dasar sebagai berikut:

γ = 1,59 t/m^3
γ' = 0,59 t/m^3
ϕu baru = 3^o
ϕ' = (2/3) 3 = 2^o
Cu baru = 2,32 t/m^2
C’ = (2/3) x 2,32
= 1,55 t/m^2

Daya Dukung Tanah :

Diketahi bahwa tanah timbunan adalah pasir batu dan tanah dasar lempung sehinga digunakan rumus Tcheng dengan kondisi long term.

H/B = 6 / 52 = 0,115 (maka digunakan persamaan 2.70)
ϕ pasir = 30^o



Gambar 9. 5 Metode grafis untuk mencari nilai Nc*

Dari hasil ploting pada **Gambar 9.5** maka didapatkan nilai Nc = 4,8. Sedangkan faktor kedalaman dicari sebagai berikut:

D = 2 m

ϕ' = 20^0 (dibawah pondasi)

Nq = $\frac{1+sin\,\phi}{1-sin\phi} x\, e^{\pi tg\phi}$

= $\frac{1+sin20}{1-sin20} x\, e^{\pi tg20}$

= 6,4

ql = C'x Nc* + γ timb.D.Nq

ql = 1,55 x 4,8 + 1,8 x 2 x 6,4

= 6,48 t/m^2 + 23,04 t/m^2

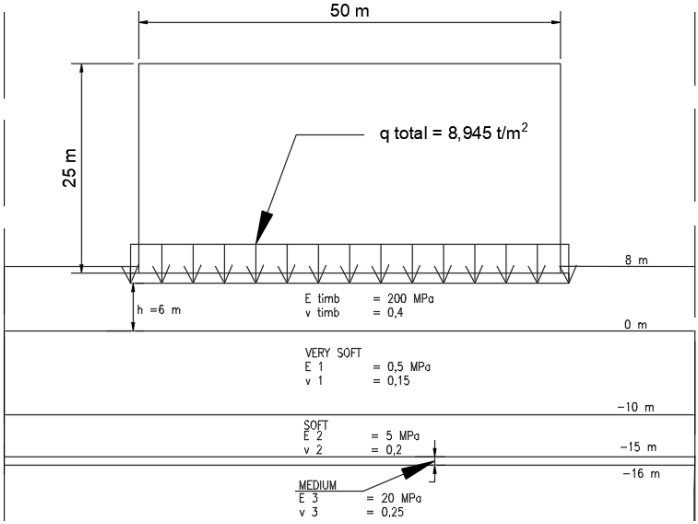
= 30,48

Dari hasil perhitungan daya dukung pondasi dangkal pada tanah lapis pasir – lempung didapatkan 10,8 t/m^2, maka dapat dicari SF = ql / qt = 30,48 / 8,945 = 3,4 > 3 (SF daya dukung minimal untuk pondasi dangkal). Nilai SF lebih dari 3 sehingga daya dukung pondasi dangkal aman terhadap keruntuhan.

9.4 Kontrol Settlement Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal perlu di kontrol besar settlement yang terjadi akibat beban poer dan beban tangki timbun. Penurunan total adalah penurunan konsolidasi dan penurunan immediate. Adapun perhitungan settlement pondasi dangkal sebagai berikut :

a. Penurunan Segera (*Immediate*),
   Untuk kondisi ini tanah berlapis besar penurunan segera dapat menggunakan konsep tanah berlapis berdasarkan buku Daya Dukung Pondasi Dangkal (Herman Wahyudi,1999). Adapun geometri perhitungan penurunan tanah berlapis dapat dilihat pada **Gambar 9.6**



Gambar 9. 6 Geometri perhitungan penurunan segera tanah berlapis

$$\Delta h\ total = \sum_{i=1}^{n} \frac{hi\ x\ \sigma}{E'i}$$

$$= \sigma \sum_{i=1}^{n} \frac{hi}{E'i}$$

dimana :

σ = tegangan akibat beban

E'$_i$ (modul oedometrik lapisan i) $= \frac{E}{\left(1-\frac{2vi^2}{1-vi}\right)}$

Sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

E'timbunan $= \frac{200}{\left(1-\frac{2x\ 0{,}4^2}{1-0{,}4}\right)}$

$= 428{,}5714$ MPa

E'1 $= 4{,}223$ MPa

E'2 $= 5{,}556$ MPa

E'3 $= 24$ MPa

σ $= 8{,}945$ t/m^2

$= 0{,}089128$ MPa

$$\Delta \boldsymbol{h\ total} = 0{,}089128 \text{ x } \left(\frac{6000}{428{,}5714} + \frac{10000}{4{,}223} + \frac{5000}{5{,}556} + \frac{1000}{24}\right)$$

= 296,2007 mm

= 0,296 m

b. Penurunan Konsolidasi,

Settlement terhadap beban poer :

Beban poer dianggap sebagai beban terbagi merata sehingga perhitungan distribusi tegangan seperti contoh perhitungan akibat beban operasional pada sub bab 7.2. Adapun hasil perhitungan settlement dapat dilihat pada **Lampiran 9.1** dan didapatkan besar settlement poer = 0,527 m.

Settlement terhadap beban tangki timbun:

Beban tangki timbun dianggap sebagai beban silinder dengan distribusi tegangan dapat menggunakan formula 2.21. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada **Lampiran 9.2** dan didapatkan besar settlement tangki timbun = 0,388 m

c. Besar Settlement Total,

S total = Si + Sc poer + Sc tangki

= 0,296 + 0,527 + 0,388

= 1,212 m

St izin = 5,08 cm

*Penurunan yang diijinkan oleh API 653. Batas penurunan maksimum yang diijinkan tidak boleh lebih dari 2 inci atau 50,8 mm

Stotal > St izin → **(NOT OK)**, sehingga tidak direkomendasikan pondasi dangkal untuk perencanaan pondasi tangki timbun. Oleh sebab itu direncanakan pondasi dalam dengan tanpa perbaikan tanah di area pembangunan tangki timbun.

9.5 Perencanaan Pondasi Dalam

Pada perencanaan pondasi dalam digunakan material *Prestressed Concrete Piles Spun Pile* dengan f'c 52 MPa produk

WIKA Beton. Perencanaan pondasi dalam tangki dilakukan perhitungan untuk variasi diameter tiang yakni 30, 50, 60, dan 80 cm begitu juga variasi jarak antar tiang 2,5D dan 3D sehingga didapatkan kebutuhan pondasi dalam yang paling efisien dan aman. Tahapan – tahapan dalam perencanaan pondasi dalam dapat dijelaskan sebagai berikut :

9.5.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang tunggal pada perencanaan pondasi dalam digunakan metode Meyerhof (1963) dan Luciano Decourt (1996) kemudian dibandingkan untuk dicari daya dukung paling kritis.

a. Metode Meyerhof (1963),

Sebagai contoh perhitungan untuk diameter tiang 0,3 m kedalaman 20 m.

NSPT = 28 blow

Jenis tanah = Lempung

γ_{sat} = 2 t/m^3

- Koreksi Muka Air Tanah (N1)

N1 = 15 + 0,5 (N -15) → Terzaghi

= 15 + 0,5 (28 -15)

= 21,5

*untuk jenis lempung, lanau, dan pasir kasar dan bila N≤15, tidak ada koreksi (N1 = N)

- Koreksi Overburden (N2)

Po = 12,86 t/m^2 > 7,5 t/m^2

Berdasarkan bazaraa (1967), maka :

$$N2 = \frac{4.N1}{1 + 0{,}4\ po}$$

$$= \frac{4\ x\ 21{,}5}{3{,}25 + 0{,}1\ x\ (12{,}86)}$$

= 18,96

*ketentuan lainnya :

Harga N2 harus ≤ 2N1. Apabila N2 > 2N1 maka dibuat Npakai = 2N1

N2 = 18,96

2N1 = 2 X 21,5
= 43
N2 < 2N1, maka Npakai = N2 = 18,96

- N rata – rata
  N rata – rata pada metode Meyerhof didefinisikan sebagai rata – rata NSPT setelah dikoreksi yakni 4D = 4 x 0,3 = 1,2 m dibawah ujung dan 8D = 8x0,3 = 2,4 m diatas ujung tiang. Dari hasil rata – rata didapatkan N rata – rata = 18,44
- Q ultimate tiang
  Cn ujung = 40 x N rata – rata
  = 40 x 18,44
  = 737,78 t/m^2
  A (luas tiang) = 0,25 x π x $0,3^2$
  = 0,071 m^2
  K = π x 0,3
  = 0,942 m
  Sehingga nilai Q ultimate satu tiang dapat dicari sebagai berikut:
  Qp = Cn x A
  = 737,78 x 0,071
  = 52,15 ton
  fsi = N2 / 2 (untuk tanah lempung)
  = 18,96 / 2 = 9,48
  Asi = K x depth.increment
  = 0,942 x 0,5 = 0,93 m^2
  Qs = $\Sigma(fsi\ .Asi)$ = 71,79 ton
  Qult = Qp + Qs
  = 52,15 + 71,79 = 123,94 ton
- Q ijin tiang
  Q ijin tiang = Qult / 3
  = 123,94 / 3 = 41,31ton

b. Metode Luciano Decourt (1996),

- Untuk koreksi N-SPT terhadap muka air tanah dan *overburden* tidak dapat digabung sehingga dipilih nilai yang paling kritis.
- Koreksi Muka Air Tanah (Terzaghi dan Peck)

  N(mat) = 15 + 0,5 (N -15) → terzaghi
  = 15 + 0,5 (28 -15)
  = 21,5

  *untuk jenis lempung, lanau, dan pasir kasar dan bila N≤15, tidak ada koreksi (N1 = N)
- Koreksi Overburden (SEED dkk),

  Menurut SEED dkk disajikan tabel Cn (faktor koreksi) untuk mengoreksi harga N lapangan. Tabel faktor koreksi dapat dilihat pada **Tabel 2.13.**

  Po = 12,86 t/m^2
  Cn = 0,88
  N(over) = Cn x N
  = 0,88 x 28
  = 24,66
- N rata – rata (P),

  N rata – rata untuk metode luciano decourt berdasarkan 4D (4 x 0,3 = 1,2 m) dibawah dan diatas ujung tiang. Berikut hasil perhitungan N rata – rata (p)

  Nrata-rata P (mat) = 21,4
  Nrata-rata P (over) = 24,47
- N rata – rata (S),

  Harga rata – rata disepanjang tiang terbenam dengan batasan $3 \leq N \leq 50$.

  Nrata-rata S (mat) = 8,34
  Nrata-rata S (over) = 6,99
- Daya dukung tanah maksimum (QL),

  QL = Qp + Qs
  K = 20 t/m^2 (lempung berlanau)
  Qp (mat) = α. Nrata – rata (p) x K x Ap

= 1 x 21,4 x 20 x 0,071
= 30,25 ton

Qs (mat) = β x ($\frac{\text{Nrata – rata (s)}}{3}$ + 1) As
= 1 x ($\frac{8,34}{3}$ + 1) x (0,942x5)
= 62,76 ton

Qp (over) = α x Nrata – rata (p) x K x Ap
= 1 x 24,47 x 20 x 0,071
= 34,59 ton

Qs (over) = β x ($\frac{\text{Nrata – rata (s)}}{3}$ + 1) As
= 1 x ($\frac{6,99}{3}$ + 1) x (0,942x5)
= 71,24 ton

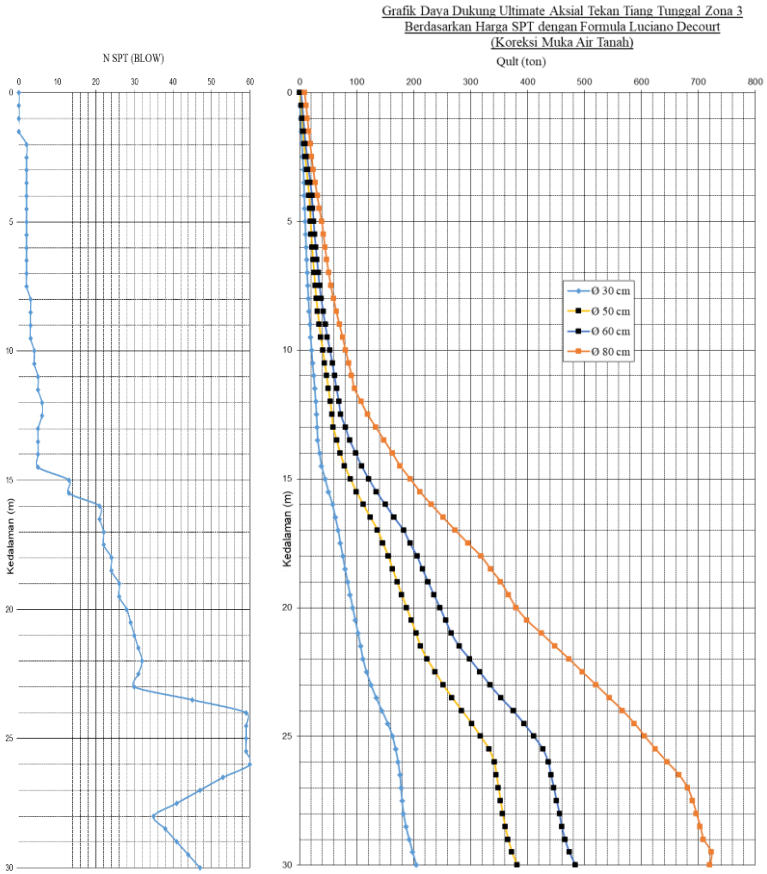
- Q ultimate,
  Maka daya dukung tanah maksimum :
  QL (mat) = 30,25 + 62,76 = 93,01ton
  QL (over)= 34,59 + 71,24 = 105,83 ton
- Q ijin,
  Q ijin = QL / SF; dimana SF = 3
  Q ijin (mat) = 93,01/3 = 31 ton
  Q ijin (over) = 105,83/3 = 35,28 ton

Dari hasil perhitungan daya dukung tanah untuk metode Meyerhof dan Luciano decourt didapatkan Qult untuk diameter tiang 0,3 m kedalaman 20 m sebagai berikut :

Qult (MH) = 123,94 ton
Qult (LD, mat) = 93,01 ton **(PALING KRITIS)**
Qult (LD, over) = 105,83 ton

Maka dalam perencanaan pondasi dalam digunakan daya dukung tanah dengan metode Luciano Decourt dengan koreksi muka air tanah. Berikut Grafik daya dukung ultimate tiang tunggal metode Luciano Decourt dengan koreksi muka air tanah dapat dilihat pada grafik **Gambar 9.7**

Sedangkan hasil perhitungan daya dukung satu tiang ijin dengan metode luciano decourt koreksi muka air tanah untuk zona 3 dapat dilihat pada **Lampiran 9.3**



Gambar 9. 7 Grafik daya dukung tiang tunggal izin dengan metode luciano decourt (koreksi MAT) zona 3

9.5.2 Perencanaan Jumlah dan Kedalaman Tiang Pancang

Jumlah tiang pancang didasarkan pada variasi jarak antar tiang dengan luas poer (52 x 52) m. Dalam perencanaan tiang pancang dicoba 8 variasi dengan jumlah tiang dapat dilihat pada **Tabel 9.2** dan **9.3.**

Tabel 9. 2 Jumlah Tiang Pancang untuk Jarak antar Tiang 2,5 D

BATAS 2,5 D					
DIAMETER	Jarak antar tiang b=l=2,5 x D	Jarak Tiang ke Tepi 2 x D	m	n	TOTAL
m	m	m	titik	titik	titik
0,8	2	1,6	25	25	625
0,6	1,5	1,2	34	34	1156
0,5	1,25	1	41	41	1681
0,3	0,75	0,6	68	68	4624

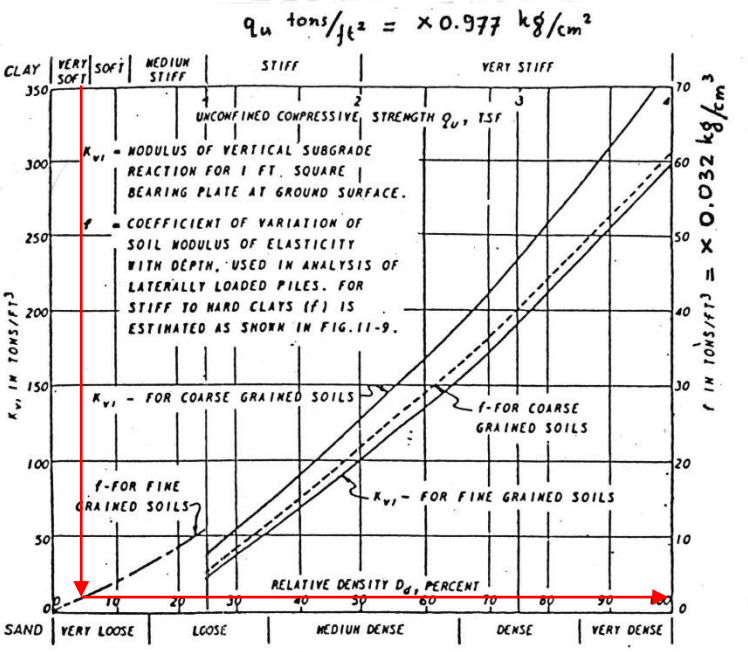
Tabel 9. 3 Jumlah Tiang Pancang untuk Jarak antar Tiang 3D

BATAS 3 D					
DIAMETER	Jarak antar tiang b=l=3 x D	Jarak Tiang ke Tepi 2 x D	m	n	TOTAL
m	m	m	titik	titik	titik
0,8	2,4	1,6	21	21	441
0,6	1,8	1,2	28	28	784
0,5	1,5	1	34	34	1156
0,3	0,9	0,6	57	57	3249

Dari jumlah titik dan konfigurasi diatas dapat dicari Pmax dan Pmin 1 tiang kemudian dapat dicari kedalaman tiang pancang untuk setiap variasi.

Berikut contoh perhitungan untuk mencari panjang pondasi dalam diameter tiang pancang 0,6 m dengan jarak antar tiang 3D = 3 x 0,6 = 1,8 m sebagai berikut :

- Mencari besar Zf (letak titik jepit terhadap muka tanah),
  Cu tanah dasar = 0,06 kg/cm^2
  qu = 2 x Cu = 2 x 0,06 = 0,12 kg/cm^2
  = 0,25 / 0,977 = 0,256 t/ft^2



Gambar 9. 8 Ploting nilai qu untuk mencari nilai f

Kemudian nilai qu di ploting pada grafik **Gambar 9.8** sehingga didapat nilai :

f = 2,5 t/ft^2

= 2,5 x 0,032 = 0,08 kg/cm^3

E = 4700 x $\sqrt{f'c}$

= 4700 x $\sqrt{52}$

= 33892,182 MPa

= 338921,82 kg/cm^2

= 3389218,2 t/m^2

I = $\frac{\pi}{64}$ (Dluar^4 - Ddalam^4)

$= \frac{\pi}{64} (60^4 - 50^4)$

$= 329461 \text{ cm}^4$

$= 0{,}00329461 \text{ m}^4$

T $= (E.I/f)^{1/5}$

$= (338921{,}82 \text{ x } 329461/ 0{,}08)^{1/5}$

$= 268{,}51 \text{ cm}$

$= 2{,}685 \text{ m}$

Zf $= 1{,}8 \text{ x T}$

$= 1{,}8 \text{ X } 2{,}685$

$= 4{,}83 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$

Panjang titik jepit tiang terhadap muka tanah untuk semua variasi dapat dilihat pada **Tabel 9.6**

- Mencari beban – beban kombinasi yang terjadi

  Sesuai dengan beban kombinasi tidak terfaktor didapatkan kombinasi beban dapat dilihat pada **Tabel 9.3**

Tabel 9. 4 Kombinasi Beban Tiang Tidak Terfaktor untuk Diamater Tiang 0,6 dan Variasi Jarak antar Tiang 3D

Kombinasi no.	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
1	785,4	785,4	199604,8	24504,4	24504,4
2x	78858,8	23657,6	199604,8	118288,2	394293,9
2y	23657,6	78858,8	199604,8	394293,9	118288,2
3	785,4	785,4	196900,8	24504,4	24504,4
4x	78858,8	23657,6	196900,8	118288,2	394293,9
4y	23657,6	78858,8	196900,8	394293,9	118288,2

Beban gempa arah X adalah kombinasi beban gempa sebesar 100 % (Hx) dan 30 % arah y (Hy), begitu sebaliknya untuk gempa arah Y. Sedangkan momen x dan momen y adalah gaya horizontal dikali dengan jarak jepit tiang dari permukaan tanah (Zf).

- Mencari Pmax dan Pmin 1 tiang

  Mencari Pmax dan Pmin digunakan prinsip repartisi beban untuk 1 tiang. Sebagai contoh perhitungan untuk beban kombinasi 1 (DL + LL +WL) dapat dihitung sebagai berikut :

  $$Pmax = \sum \frac{V}{n} + \frac{Mx.Ymax}{nx.\Sigma y^2} + \frac{My.Xmax}{ny.\Sigma x^2}$$

  $$Pmax = \frac{199604,8}{784} + \frac{24504,4\ x\ 24,3}{56\ (\ 2959,74)} + \frac{24504,4x\ 24,3}{56\ (\ 2959,74)}$$

  Pmax = 261,78 kN

  Pmax = 26,18 ton **(TEKAN)**

  $$Pmin = \sum \frac{V}{n} - \frac{Mx.Ymax}{nx.\Sigma y^2} - \frac{My.Xmax}{ny.\Sigma x^2}$$

  $$Pmin = \frac{199604,8}{784} - \frac{24504,4\ x\ \ 24,3}{56\ (\ 2959,74)} - \frac{24504,4\ x\ 24,3}{56\ (\ 2959,74)}$$

  $Pmin = 247,41$ kN

  Pmin = 24,74 ton **(TEKAN)**

  Hasil perhitungan semua kombinasi untuk diameter 0,6 dengan variasi jarak antar tiang 3D dapat dilihat pada **Tabel 9.5**

Tabel 9. 5 Rekapitulasi Pmax dan Pmin untuk Diamater Tiang 0,6 dan Variasi Jarak antar Tiang 3D

KOMBINASI	ΣV/n	ΣMy	ΣMx	Pmax		Pmin	
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(ton)	(kN)	(ton)
1	254,60	24504,42	24504,42	261,78	26,18	247,41	24,74
2x	254,60	394293,90	118288,17	329,75	32,97	179,45	17,94
2y	254,60	118288,17	394293,90	329,75	32,97	179,45	17,94
3	251,15	24504,42	24504,42	258,33	25,83	243,96	24,40
4x	251,15	394293,90	118288,17	326,30	32,63	176,00	17,60
4y	251,15	118288,17	394293,90	326,30	32,63	176,00	17,60

Dari hasil ke 5 kombinasi didapatkan nilai beban 1 tiang paling besar adalah sebagai berikut :

Pmax = 32,97 ton (tekan)

Pmin = 24,74 ton (tekan)

- Penentuan kedalaman tiang pancang

  Penentuan kedalaman tiang pancang berdasarkan pada daya dukung tunggal tiang **Gambar 9.7** yang paling aman terhadap tekan tiang. Setelah dicoba untuk beberapa kedalaman maka didapatkan panjang tiang adalah sebagai berikut :

  Pmax 1 tiang = 32,97 ton
  L (kedalaman) = 17 m
  Q_L = 182,445 ton
  Pizin tekan = (Q_L/SF) x Ce; dengan SF =3
  *Ce adalah efisiensi tiang dalam group dalam perencanaan dihitung dengan 2 rumus yakni Converse Labare dan Los Angeles. Adapun perhitungan efisiensi tiang dalam group sebagai berikut :

  Ce (CL) $= 1 - \frac{arc\ tan\ (\frac{D}{S})}{90}\ x\ (2\ -\ \frac{1}{m}\ -\ \frac{1}{n}\ )$

  $= 1 - \frac{arc\ tan\ (\frac{0,6}{18})}{90}\ x\ (2\ -\ \frac{1}{28}\ -\ \frac{1}{28}\ )$

  = 0,605 **(terkritis)**

  Ce (LA) $=1 - \frac{D}{\pi.s}\ x\ (\frac{m(n-1)\ +n(m-1)\ +\ (m-1)(n-1)\sqrt{2}}{mxn})$

  $=1 - \frac{0,6}{\pi x 1,8}\ x\ (\frac{28(28-1)\ +28(28-1)\ +\ (28-1)(28-1)\sqrt{2}}{28\ x\ 28})$

  = 0,755

  Sehingga nilai Pizin tekan menjadi :
  Pizin tekan = (182,445/3) x 0,605
  = 36,79 > 32,975 (Pmax)→ **(OK)**

  Adapun hasil penentuan kedalaman tiang pancang bedasarkan Pmax 1 tiang pancang untuk semua variasi dan diameter dapat dilihat pada **Tabel 9.6**

Tabel 9. 6 Rekapitulasi Kedalaman Tiang Pancang

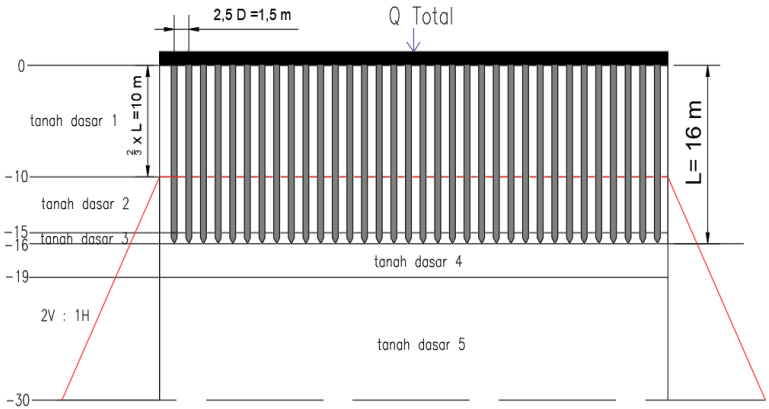
VARIASI 2,5 D				
Diameter	Letak Titik Jepit (Zf)	Kedalaman	Jarak Tepi	Jumlah Titik
m	m	m	m	buah
0,3	3	12	0,6	4624
0,5	5	15	1	1681
0,6	5	16	1,2	1156
0,8	6	17	1,6	625
VARIASI 3 D				
Diameter	Letak Titik Jepit (Zf)	Kedalaman	Jarak Tepi	Jumlah Titik
m	m	m	m	buah
0,3	3	15	0,6	3249
0,5	5	16	1	1156
0,6	5	17	1,2	784
0,8	6	21	1,6	441

9.6 Kontrol Penurunan Tiang Pancang dalam Group

Dari hasil penentuan tiang pancang berdasarkan daya dukung izin 1 tiang (Pmax) disimpulkan bahwa semua tiang mampu menahan beban 1 tiang pada kondisi *floating* atau ujung tiang tidak sampai *end bearing* (NSPT ≥ 50). Oleh sebab itu maka harus dikontrol terhadap penurunan tiang pancang dalam group. Dalam buku *Principles of Foundation Engineering 6'th Edition* (BM Das,2007) dijelaskan bahwa penurunan tiang pancang dalam group terdapat dua jenis yakni akibat konsolidasi tanah lunak dan elastisitas tiang pancang.

9.6.1 Penurunan Konsolidasi Tiang dalam Group

Sebagai contoh perhitungan diberikan geometri pondasi tiang dalam group untuk diameter 60 cm variasi jarak antar tiang 2,5 D dapat dilihat pada **Gambar 9.9**



Gambar 9. 9 Geometri perhitungan penurunan konsolidasi group

Q total = 19960,48 ton
H = (2/3) x L = (2/3) x 16 = 10,67 ≈ 10 m
Z = 0,5 m (dimulai kedalaman 10 m)
B = 52 m
eo = 1,76
Cc = 0,51
Cs = 0,1
$\sigma'o$ = 5,41 t/m^2
$\Delta p = \frac{Qtotal}{(Bg+z)(Lg+z)} = \frac{19960,48}{(52+0,5)(52+0,5)}$
= 7,24 t/m^2
H fluk = 1,21 t/m^2
$\sigma'c$ = 5,41 + 1,21
= 6,62 t/m^2
$\Delta p + \sigma'o$ = 7,24 + 5,41
= 12,65
OCR = 6,62 / 5,41 = 1,22 → OC soil

Karena $\Delta p + \sigma' o > \sigma' c$, maka digunakan rumus Sc :

$Sc_{(z=0,5)} = \frac{Cs}{1+e_0} Hilog \frac{P'c}{P'o} + \frac{Cc}{1+e_0} Hilog \frac{p'o+\Delta p}{p'c}$

$= \frac{0,1}{1+1,76} 1. log \frac{6,6}{5,39} + \frac{0,51}{1+1,76} 1. log \frac{5,39+ 7,24}{6,6}$

= 0,055 m

= 5,5 cm

Sc kum = 0,25578 m = 25,578 cm (hingga tanah medium)

Tabel hasil perhitungan konsolidasi *settlement* untuk kondisi tiang pancang *floating* contoh diameter 60 cm kondisi 2,5D dan 3D dapat dilihat pada **Lampiran 9.4.**

9.6.2 Penurunan Elastis Tiang dalam Group

Total penurunan elastis (penurunan segera) dinyatakan dengan beban Q_{w}. Dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Se_{(g)} = Se_{(1)} + Se_{(2)} + Se_{(3)}$$

dimana :

$Se_{(1)} = \frac{(Qwp + \xi Qws)}{Ap \; x \; Ep} \; x \; L$

$Se_{(2)} = \frac{q_{WP \; x} \; D}{Es} \; x \; (1 \; - \; \pi_s{}^2) \; x \; I_{wp}$

$Se_{(3)} = \left(\frac{Qws}{p \; . \; L}\right) \; x \; \frac{D}{Es} \; x \; (1 \; - \; \pi_s{}^2) \; x \; I_{ws}$

Sebagai contoh perhitungan untuk diameter 60 cm variasi jarak antar tiang 2,5 D dengan diketahui data sebagai berikut :

L = 16 m

D = 0,6 m

p = 1,88 m (keliling tiang pancang)

Qwp = 80,74 ton

Qws = 69,76 ton

Ap = 0,28274 m^2

Ep = 3389218 t/m^2

ξ = 0,67 (asumsi tipe distribusi ketahanan gesekan segitiga)

Es = 5098,58 t/m^2 (tanah dibawah ujung tiang)

π_s = 0,3 (tanah dibawah ujung tiang)

I_{wp} $\approx$ 0,85

qwp = Qwp / Ap

= 80,74 / 0,28274

= 285,56 t/m^2

Maka dapat dihitung :

$Se_{(1)} = \frac{(Qwp + \xi Qws)}{Ap\ x\ Ep}\ x\ L$

$= \frac{(80{,}74 + 0{,}67\ x\ 69{,}76)}{0{,}28274\ x\ 3389218}\ x\ 16$

= 0,0023 m

= 2,13 mm

$Se_{(2)} = \frac{q_{WP}\ x\ D}{Es}\ x\ (1\ -\ \pi_s{}^2)\ x\ I_{wp}$

$= \frac{285.56\ x\ 0{,}6}{5098{,}58}\ x\ (1\ -\ 0{,}3^2)\ x\ 0{,}85$

= 0,02599 m

= 25,99 mm

$Se_{(3)} = \left(\frac{Qws}{p\ .\ L}\right)\ x\ \frac{D}{Es}\ x\ (1\ -\ \pi_s{}^2)\ x\ I_{ws}$

Iws $= 2 + 0{,}35\ \sqrt{\frac{L}{D}}$

$= 2 + 0{,}35\ \sqrt{\frac{16}{0{,}6}}$

= 3,81

$Se_{(3)} = \left(\frac{69.76}{1{,}88\ x\ 16}\right)\ x\ \frac{0{,}6}{5098{,}58}\ x\ (1\ -\ 0{,}3^2)\ x\ 3{,}81$

= 0,000943 m

= 0,943 mm

$Se_{(g)}$ = 2,13 + 25,99 + 0,943

= 29,0644 mm

= 2,906 cm

Adapun hasil rekapitulasi perhitungan penurunan elastis tiang dalam group untuk semua varias diameter tiang dan jarak antar tiang dapat dilihat pada **Tabel 9.7**

Tabel 9. 7 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Penurunan Elastis Tiang dalam Group kondisi *floating*

VARIASI 2,5 D					
Diamater Tiang	Kedalaman	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se(g)
m	m	m	m	m	m
0,8	17	0,002363	0,01814	0,000616	0,021119
0,6	16	0,002128	0,025993	0,000943	0,029064
0,5	15	0,001642	0,04005	0,001859	0,043551
0,3	12	0,001066	0,051854	0,004284	0,057204
VARIASI 3 D					
Diamater Tiang	Kedalaman	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se(g)
m	m	m	m	m	m
0,8	21	0,004462	0,026284	0,000891	0,031637
0,6	17	0,002752	0,032061	0,00107	0,035882
0,5	16	0,002223	0,02067	0,000822	0,023715
0,3	15	0,00218	0,02532	0,001274	0,028774

9.6.3 Total Penurunan Tiang dalam Group

Total penurunan tiang dalam group didapatkan dengan menjumlah penurunan tiang konsolidasi dan elastis sehingga total penurunan tiang dalam group sebagai berikut :

S total = $Sc_{(g)} + Se_{(g)}$
= 25,578 + 2,906
= 28,485 cm

St izin = 5,08 cm

(Penurunan yang diijinkan oleh API 653 tidak boleh lebih dari 2 inci atau 50,8 mm).

Stotal > St izin → **(NOT OK)**, sehingga dengan kondisi *floating* (ujung tiang tidak sampai tanah keras) terjadi penurunan yang melebihi batas izin. Berikut hasil perhitungan penurunan dalam grup untuk semua variasi dapat dilihat **Tabel 9.8** dan **9.9**

Tabel 9. 8 Rekapitulasi Perhitungan *Settlement* Tiang Group Kondisi *Floating* variasi 2,5 D

Variasi 2,5 D							
Diameter	Letak Titik Jepit (Zf)	Kedalaman	Jarak Tepi	Jumlah Titik	Sett Group	St Izin	Kontrol
m	m	m	m	buah	cm	cm	
0,8	6	17	1,6	625	33,6703793	5,08	NOT OK
0,6	5	16	1,2	1156	28,4846365	5,08	NOT OK
0,5	5	15	1	1681	35,9135437	5,08	NOT OK
0,3	3	12	0,6	4624	50,1465172	5,08	NOT OK

Tabel 9. 9 Rekapitulasi Perhitungan *Settlement* Tiang Group Kondisi *Floating* variasi 3 D

Variasi 3 D							
Diameter	Letak Titik Jepit (Zf)	Kedalaman	Jarak Tepi	Jumlah Titik	Sett Group	St Izin	Kontrol
m	m	m	m	buah	cm	cm	
0,8	6	21	1,6	441	14,7649202	5,08	NOT OK
0,6	5	17	1,2	784	29,166433	5,08	NOT OK
0,5	5	16	1	1156	33,929944	5,08	NOT OK
0,3	3	15	0,6	3249	34,4358558	5,08	NOT OK

Dari hasil perhitungan settlement tiang dalam group **Tabel 9.8** dan **9.9** tidak memenuhi syarat penurunan izin tangki yakni sebesar 5,08 cm. Untuk mengurangi hal tersebut maka kedalaman tiang harus diperpanjang hingga lapisan tanah *end bearing*. Pada tanah keras diasumsikan hanya terjadi penuruan segera (*elastic settlement*) sedangkan penurunan konsolidasi tidak terjadi.

Dengan cara yang sama didapatkan hasil penurunan segera dengan kedalaman tiang hingga 24 m dapat dilihat pada **Tabel 9.8**

Tabel 9. 10 Rekapitulasi Perhitungan *Settlement* Tiang *Group* hingga kedalaman *End Bearing*

Variasi 2,5 D							
Diameter	Letak Titik Jepit (Zf)	Kedalaman	Jarak Tepi	Jumlah Titik	Elastic Sett	St Izin	Kontrol
m	m	m	m	buah	cm	cm	
0,3	3	24	0,6	4624	2,53009892	5,08	OK
0,5	5	24	1	1681	3,06105159	5,08	OK
0,6	5	24	1,2	1156	3,51314176	5,08	OK
0,8	6	24	1,6	625	4,34032964	5,08	OK
Variasi 3 D							
Diameter	Letak Titik Jepit (Zf)	Kedalaman	Jarak Tepi	Jumlah Titik	Elastic Sett	St Izin	Kontrol
m	m	m	m	buah	cm	cm	
0,3	3	24	0,6	3249	2,53009892	5,08	OK
0,5	5	24	1	1156	3,06105159	5,08	OK
0,6	5	24	1,2	784	3,51314176	5,08	OK
0,8	6	24	1,6	441	4,76732972	5,08	OK

Pada **Tabel 9.10** dapat disimpulkan bahwa penurunan tiang sudah memenuhi syarat maka direncanakan kedalaman tiang pancang untuk semua variasi adalah 24 m. Dengan kedalaman tersebut maka tiang harus dikontrol terhadap gaya lateral dan kuat bahan.

9.7 Kontrol Bahan Tiang Pancang

Kuat bahan *spun pile* akibat gaya dalam axial dan momen dapat dilihat dalam brosur spesifikasi *spun pile* pada **Lampiran 7.6** Diambil contoh tiang pancang dengan diameter 0,6 cm memiliki 5 jenis kelas *spunpile* dapat dilihat pada **Tabel 9.11**

Tabel 9. 11 Kapasitas Kuat Bahan Tiang Diameter 60 cm

KELAS	Mcrack	Paxial (compress)	Paxial (tension)
	tm	t	t
A1	17	252,7	70,52
A2	19	249	77,68
A3	22	243	104,94
B	25	238,3	131,1
C	29	229,5	163,67

Sumber: brosur spesifikasi *spun pile* (wika beton)

9.7.1 Kontrol *Axial Ultimate Spunpile*

Pada kedalaman yang telah ditentukan yakni 24 m maka dapat dikontrol bahan axial sebagai berikut :

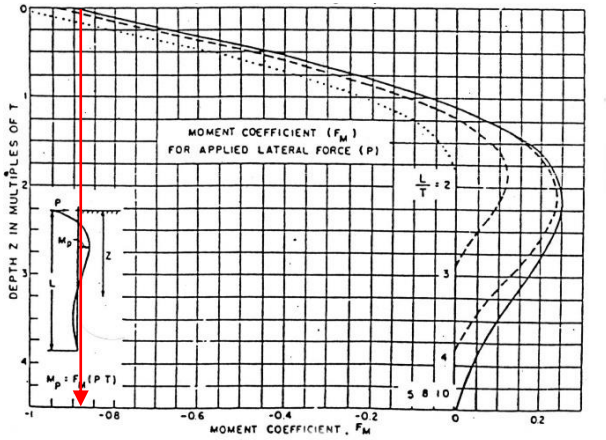
D = 60 cm
S = 2,5 D
L = 24 m
Pu = Pizin tanah
= 124,93 ton

Pizin axial = (229,5 **;** 238,3 **;** 243 **;** 249 **;** 252,7) ton

Pu < Pizin axial → **OK** untuk semua kelas

9.7.2 Kontrol Momen *Crack Spunpile*

Untuk kontrol bahan momen digunakan grafik hubungan Z dengan Fm (koefisien momen) seperti pada **Gambar 9.10**



Gambar 9. 10 Ploting grafik koefisien momen (Fm)

Dalam mencari momen yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut :

Z = 0 (titik paling maksimum)
L = 24 m
T = 2,685 m

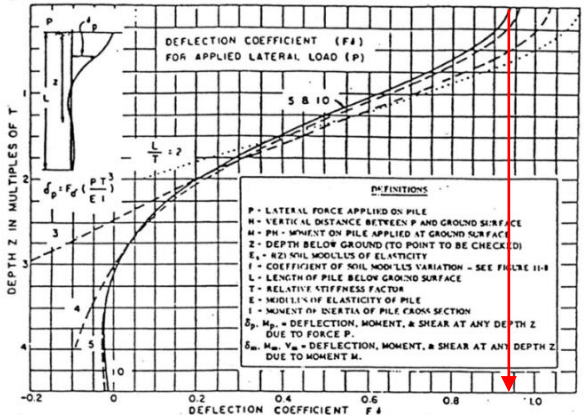
L/T = 8,94
Fm = -0,93→ 0,93
Ph = 7885,88 ton
n = 1156
Mpmax = (Ph/n) x Fm x T
= 6,822 x 0,93 x 2,685
= 17,035 tm
Mcrack = (17 ; 19 ; 22 ; 25 ; 29) ton
Mpmax < Mcrack → **OK** untuk kelas A2, A3, B, dan C

9.8 Kontrol Lateral Tiang Pancang

9.8.1 Kontrol Defleksi Lateral

Mencari besarnya defleksi yang maksimum menggunakan metode yang disajikan oleh NAFVAC DM 7. Sebagai contoh perhitungan besarnya defleksi untuk diameter tiang 0,6 m untuk variasi jarak antar tiang 2,5D sebagai berikut :

Dicari koefisien defleksi menggunakan grafik koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral dapat dilihat pada **Gambar 9.11**



Gambar 9. 11 Ploting nilai L/T mencari koefisien defleksi (Fδ)

L/T = 8,94
Z = 0 (dicari paling maksimum)
Fδ = 0,94
P = Ph (maks) / n
= 6,822 ton

δp = Fδ x $\frac{P.T^3}{E.I}$

= 0,94 x $\frac{6,822\ x\ 2,685^3}{3389218,2\ x\ 0,0032946}$

= 1,11 < 1,2 cm → (**OK)**

*Berdasarkan SNI 8460:2017 pasal 9.7.3.1 deformasi gaya lateral izin untuk gempa rencana maksimum 1,2 cm.

9.8.2 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Berdasarkan formula yang diberikan oleh (Tomlinson,1977) dalam buku Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi,1999), kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral dapat dihitung sebagai berikut :

Mu = Mcrack = 19 t/m^2 (kelas A2)

Hu = $\frac{2\ x\ Mu}{(e+Zf)}$, untuk *fixed headed pile*

= $\frac{2\ x\ 19}{4,83}$

= 7,86 ton

Kontrol :

Hu > (Ph/n)

7,6 > 6,822 ton → **(OK)**

9.9 Pemilihan Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan kontrol tiang pancang pada sub bab 9.7 dan 9.8 untuk semua variasi kedalaman tiang 24 m dapat disajikan dalam bentuk tabel kontrol seperti yang ditunjukkan pada **Tabel 9.12** dan **Tabel 9.15**.

Tabel 9. 12 Kontrol Kuat Bahan (S = 2,5 D)

Diameter	Mpm	P Compress	Kelas	Mcrack	Kontrol	All Compress	Kontrol
m	tm	t		tm		t	
0,3	2,51	48,08	A2	2,5	NOT OK	72,6	OK
			A3	3	OK	70,75	OK
			B	3,5	OK	67,5	OK
			C	4	OK	65,4	OK
0,5	10,24	94,87	A1	10,5	OK	185,3	OK
			A2	12,5	OK	181,7	OK
			A3	14	OK	178,2	OK
			B	15	OK	174,9	OK
			C	17	OK	169	OK
0,6	17,03	124,93	A1	17	NOT OK	252,7	OK
			A2	19	OK	249	OK
			A3	22	OK	243,2	OK
			B	25	OK	238,3	OK
			C	29	OK	229,5	OK
0,8	33,97	188,95	A1	40	OK	415	OK
			A2	46	OK	406,1	OK
			A3	51	OK	399,17	OK
			B	55	OK	388,61	OK
			C	65	OK	368,17	OK

Tabel 9. 13 Kontrol Kuat Bahan (S = 3D)

Diameter	Mpm	P Compress	Kelas	Mcrack	Kontrol	All Compress	Kontrol
m	tm	t		tm		t	
0,3	3,57	48,08	A2	2,5	NOT OK	72,6	OK
			A3	3	NOT OK	70,75	OK
			B	3,5	NOT OK	67,5	OK
			C	4	OK	65,4	OK
0,5	14,89	94,87	A1	10,5	NOT OK	185,3	OK
			A2	12,5	NOT OK	181,7	OK
			A3	14	NOT OK	178,2	OK
			B	15	OK	174,9	OK
			C	17	OK	169	OK
0,6	25,12	25,12	A1	17	NOT OK	252,7	OK
			A2	19	NOT OK	249	OK
			A3	22	NOT OK	243,2	OK
			B	25	NOT OK	238,3	OK
			C	29	OK	229,5	OK
0,8	51,23	188,95	A1	40	NOT OK	415	OK
			A2	46	NOT OK	406,1	OK
			A3	51	NOT OK	399,17	OK
			B	55	OK	388,61	OK
			C	65	OK	368,17	OK

Tabel 9. 14 Kontrol Lateral Tiang (S = 2,5D)

Diameter	Defleksi	H max	Defleksi izin	Kontrol	H izin	Kontrol
m	cm	t	cm		t	
0,3	0,80	1,71	1,2	OK	2,11	OK
0,4	1,00	4,69	1,2	OK	4,97	OK
0,5	1,11	6,82	1,2	OK	7,86	OK
0,6	1,16	12,62	1,2	OK	14,43	OK

Tabel 9. 15 Kontrol Lateral Tiang (S = 3 D)

Diameter	Defleksi	H max	Defleksi izin	Kontrol	H izin	Kontrol
m	cm	t	cm		t	
0,3	1,14	2,43	1,2	OK	2,81	OK
0,4	1,46	6,82	1,2	NOT OK	7,10	OK
0,5	1,64	10,06	1,2	NOT OK	12,00	OK
0,6	2,21	17,88	1,2	NOT OK	19,84	OK

Dari hasil rekapitulasi kontrol lateral dan bahan yang ditunjukkan pada **Tabel 9.10** hingga **9.13** dapat diputuskan variasi tiang yang dapat digunakan adalah tiang dengan jarak antar tiang 2,5D, diameter 0,8 m., dan kelas A1. Pemilihan kelas A1 adalah kelas tiang yang paling murah diabandingkan dengan jenis kelas tiang lainnya.

9.10 Perencanaan Poer Pondasi Dalam

Data – data perencanan sebagai berikut :

Dimensi poer = 52 x 52 m
Tebal Poer = 1200 mm
f'c = 50 Mpa
fu = 550 Mpa
fy = 410 Mpa
D tulangan utama = 25 mm
Tebal selimut = 40
Tinggi efektif :
Arah x (dx) = h poer – cover – Dtul/2

= 1200 – 40 – 25/2
= 1147,5 mm

Arah y (dy) = h poer – cover – Dtul - Dtul/2
= 1200 – 40 – 25 – 25/2
= 1122,5 mm

9.10.1 Kontrol Geser Ponds

Dalam perencanaan tebal poer, harus memenuhi persyaratan yakni kekuatan geser nominal harus lebih besar dari besar beban geser ponds yang terjadi. Adapun kuat geser dipilih yang terkecil dari:

a) $Vc = (1 + \frac{2}{\beta c}) \, x \, \frac{\sqrt{f'c}.bo.d}{6}$

b) $Vc = (\frac{\propto 0 \, x \, d}{bo} + 2) \, x \, \frac{\sqrt{f'c}.bo.d}{6}$

c) $Vc = \frac{1}{3} \, x \sqrt{f'c} \, x \, bo \, x \, d$

dimana :

βc = Rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = Keliling penampang kritis poer

$\propto_o$ = 40 (kolom interior)

Dimna nilai tersebut dicari sebagai berikut :

βc = 52000 / 52000 = 1

b_o = π (D + d)
= π (52000)
= 163362,82 mm

Vc = $(1 + \frac{2}{\beta c}) \, x \, \frac{\sqrt{f'c}.bo.d}{6}$
= $(1 + \frac{2}{1}) \, x \, \frac{\sqrt{50} \, x \, 163362{,}82 \, x \, 1147{,}5}{6}$
= 662.767.062,3 N

Vc = $(\frac{\propto 0 \, x \, d}{bo} + 2) \, x \, \frac{\sqrt{f'c}.bo.d}{6}$

$= (\frac{40\ x\ 1147,5}{163362,82} + 2)\ x\ \frac{\sqrt{50}.163362,82.1147,5}{6}$

= 503.917.193,1 N

Vc $= \frac{1}{3}\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ bo\ x\ d$

$= \frac{1}{3}\ x\ \sqrt{50}\ x\ \ 163362,82\ x\ 1147,5$

= 441.844.708,2 N

maka Vc minimum yang dipakai adalah 441.844.708,2 N

$\emptyset Vc$ = 0,75 x 441844708,2 N

= 331.383.531,1 N

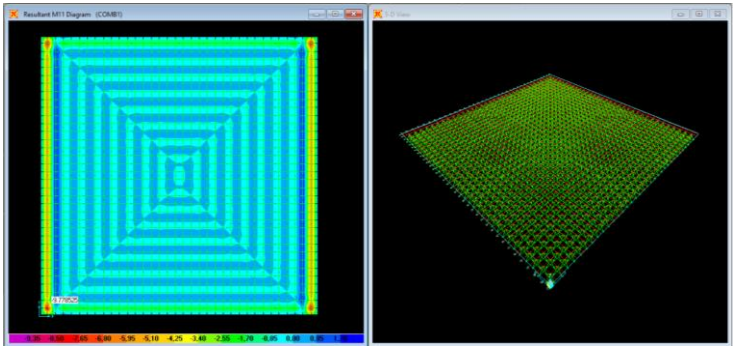
Pu tangki = 11903,5625 ton

= 119.025.625 N

$\emptyset Vc$ > Pu tangki maka poer mampu menahan gaya geser akibat beban aksial kolom.

9.10.2 Perencanaan Penulangan Poer

Dalam perhitungan penulangan poer diperlukan beban momen ultimate dan geser ultimate yang terjadi pada poer. Untuk mendapatkan beban tersebut diperlukan permodelan struktur dalam hal ini digunakan SAP 2000. Adapun permodelan poer pondasi dapat dilihat pada **Gambar 9.12**



Gambar 9. 12 Permodelan poer pondasi dengan SAP 2000

1) Penulangan Lentur Longitudinal Arah X

Momen ultimate akibat pembebanan dapat dianggap simetris karena bentuk poer yang bujur sangkar dan tangki timbun berbentuk silinder. Adapun perhitungan kebutuhan tulangan lentur sebagai berikut :

b = 1000 mm

Mu SAP = 9,779 tm

= 97790000 Nmm

βi = $0{,}85 - \left(\frac{0{,}05 \; x \; (f'c - 30)}{7}\right)$

= 0,7071 > 0,65 → **(OK)**

(SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1:

ρbal = $\frac{0{,}85 \; x \; \beta i \; x \; f'c}{fy} - \left(\frac{600}{600 + fy}\right)$

= $\frac{0{,}85 \; x \; 0{,}7071 \; x \; 50}{410} - \left(\frac{600}{600 + 410}\right)$

= 0,0435

ρmax = 0,75 x ρbal

= 0,75 x 0,0435

= 0,0327

ρmin = 1,4 x fy

= 1,4 x 410

= 0,00341

m = $\frac{fy}{0{,}85 \; x \; f'c}$

= $\frac{410}{0{,}85 \; x \; 50}$

= 9,647

Faktor reduksi lentur (SNI 2847:2013 psl 9.3.3)

Mn = Mu / Φ

= 97790000/0,9

= 108655555,6 Nmm

Rn = Mn / bd^2

= 108655555,6 / (1000 x $1147{,}5^2$)

= 0,082517592

$\rho perlu$ $= \frac{1}{m} x \left(1 - 1\sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{9{,}647} x \left(1 - 1\sqrt{1 - \frac{2\ x\ 9{,}647\ x\ 0{,}0825}{410}}\right)$

= 0,000201458

Asmin $= \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ b\ x\ d}{fy}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{50}\ x\ 1000\ x\ 1147{,}5}{410}$

= 4947,59 mm^2

As Perlu = $\rho perlu$ x b x d

= 0,000201458x 1000 x 1147,5

= 231,17 mm^2

Karena As perlu < As min, maka dipilih As min.

n tulangan $= \frac{As\ min}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ D^2}$

$= \frac{4947{,}59}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 25^2}$

= 10,079 ≈ 11

S tulangan $= \frac{b}{(jumlah\ tulangan - 1)}$

$= \frac{1000}{(11 - 1)}$

= 100 mm < 450 mm < 3 x tebal pelat

(SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.5)

= 100 mm <450 < 3 x 1200

= 100 < 450 < 3600 **(OK)**

*Maka digunakan tulangan lentur arah X : D 25 – 100

2) Penulangan Lentur Longitudinal Arah y

b = 1000 mm

Mu SAP = 6,599 tm

= 65990000 Nmm

βi $= 0{,}85 - \left(\frac{0{,}05 \; x \; (f'c - 30)}{7}\right)$

= 0,7071 > 0,65 **(OK)** SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1:

ρbal $= \frac{0{,}85 \; x \; \beta i \; x \; f'c}{fy} - \left(\frac{600}{600 + fy}\right)$

$= \frac{0{,}85 \; x \; 0{,}7071 \; x \; 50}{410} - \left(\frac{600}{600 + 410}\right)$

= 0,0435

ρmax = 0,75 x ρbal

= 0,75 x 0,0435

= 0,0327

ρmin = 1,4 x fy

= 1,4 x 410

= 0,00341

m $= \frac{fy}{0{,}85 \; x \; f'c}$

$= \frac{410}{0{,}85 \; x \; 50}$

= 9,647

Faktor reduksi lentur (SNI 2847:2013 psl 9.3.3)

Mn = Mu / Φ

= 65990000 /0,9

= 73322222,22 Nmm

Rn = Mn / bd^2

= 73322222,22 / (1000 x $1122{,}5^2$)

= 0,058191951

$\rho perlu$ $= \frac{1}{m} x \left(1 - 1\sqrt{1 - \frac{2 \; x \; m \; x \; Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{9{,}647} x \left(1 - 1\sqrt{1 - \frac{2 \; x \; 9{,}647 \; x \; 0{,}05819}{410}}\right)$

= 0,000142029

Asmin $= \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ b\ x\ d}{fy}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \sqrt{50}\ x\ 1000\ x\ 1122.5}{410}$

= 4839,8 mm^2

As Perlu = $\rho perlu$ x b x d

= 0,000177874 x 1000 x 1122,5

= 199,663 mm^2

Karena As perlu < As min, maka dipilih As min.

n tulangan $= \frac{As\ min}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ D^2}$

$= \frac{4839{,}8}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 25^2}$

= 9,86 ≈ 10

S tulangan $= \frac{b}{(jumlah\ tulangan\ -1)}$

$= \frac{1000}{(10\ -1)}$

= 110 mm < 450 mm < 3 x tebal pelat

(SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.5)

= 110 mm < 450 < 3 x 1200

= 110 < 450 < 3600 **(OK)**

*Maka digunakan tulangan lentur arah Y : D 25 - 110

3) Penulangan Susut Longitudinal Arah X dan Y

Luas tulangan susut / atas diambil sebesar 20 % dari tulangan lentur sehingga dapat dicari kebutuhan tulangan sebagai berikut:

Tulangan susut arah X,

As pakai tulangan lentur = 4947,59 mm^2

As pakai tulangan susut = 0,2 x 4947,59

= 989,51 mm^2

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

$= \frac{989{,}51}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 25^2}$

= 2,015 ≈ 3 buah

S tulangan $= \frac{1000}{(3-1)}$

= 500 < 450 mm < 3 x tebal pelat
(SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.5)
= 500 > 450 < 3600 **(NOT OK)**

Dicoba tulangan dengan diameter 16 mm, sehingga :

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

$= \frac{989{,}51}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 16^2}$

= 4,92 ≈ 5 buah

S tulangan $= \frac{1000}{(5-1)}$

= 250 < 450 mm < 3 x tebal pelat
(SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.5)
= 250 > 450 < 3600 **(OK)**

*Maka digunakan tulangan susut arah X : D16 - 250

Tulangan susut arah Y,

As pakai tulangan lentur = 4839,800 mm^2

As pakai tulangan susut = 0,2 x 4839,800
= 967,96 mm^2

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

$= \frac{967{,}96}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 25^2}$

= 1,97 ≈ 2 buah

S tulangan $= \frac{1000}{(2-1)}$

= 1000 >450 mm < 3 x tebal pelat
(SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.5)

= 1000 > 450 < 3600 **(NOT OK)**

Dicoba tulangan dengan diameter 16 mm, sehingga :

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

$= \frac{967{,}96}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 16^2}$

$= 4{,}81 \approx 5$ buah

S tulangan $= \frac{1000}{(5-1)}$

= 250 < 450 mm < 3 x tebal pelat

(SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.5)

= 250 > 450 < 3600 **(OK)**

*Maka digunakan tulangan susut arah Y: D16 – 250

4) Penulangan Geser Arah X dan Y

Cek terlebih dahulu apakah dibutuhkan tulangan geser atau tidak. Berikut kontrol tulangan geser sebagai berikut :

Vu SAP = 54,057 t

= 540570 N

Geser Ultimate Rencana Poer

Vu max = 0,5 x φ x $\sqrt{f'c}$ x b x d

= 0,5 x 0,6 x $\sqrt{50}$ x 1000 x 1147,5

= 2.381.183 N

Faktor reduksi geser (φ) diambil 0,6 berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3.3)

Vu < Vu max, maka poer pondasi dalam tidak perlu tulangan geser.

BAB X
KESIMPULAN DAN SARAN

10.1 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan yang dilakukan pada Tugas Akhir ini, didapatkan beberapa kesimpulan yaitu :

1. Tinggi puncak *shore protection* didapatkan elevasi setinggi +4,78 m
2. Untuk mencapai tinggi final +4,78 m diperoleh Hinisial timbunan dan batu *shore protection* untuk tiap zona adalah sebagai berikut :
   - Timbunan
     Zona 1 : Hi = 7,61 m
     Zona 2 : Hi = 7,81 m
     Zona 3 : Hi= 7,73 m
   - *Shore Protection*
     Zona 1 : Hi = 6,36 m
     Zona 2 : Hi = 6,63 m
     Zona 3 : Hi = 6,69m
3. Dari hasil pehitungan lama waktu pemampatan natural diperolah waktu pemampatan lebih dari 100 tahun (cukup lama) sehingga direncanakan PVD dengan pola, jarak, dan kedalaman dengan tebal *sandrain* ditetapkan 1 m semua zona adalah sebagai berikut :
   - Zona 1 = Segiempat ; S = 0,8 m ; L = 15 m
   - Zona 2 = Segiempat ; S = 0,8 m ; L = 17 m
   - Zona 3 = Segitiga ; S = 0,8 m ; L = 17 m
4. Dimensi Stuktur *Shore Protection* :
   - Kemiringan = 1:2
   - *Primary Layer*:
     Berat = 150 kg
     Tebal = 1 m
     Diameter batu = 0,4 m

- *Secondary layer:*
  Berat = 15 kg
  Tebal = 0,5 m
  Diameter batu = 0,2 m
- *Toe Protection:*
  Berat = 20 kg
  Tebal = 1 m
  Diameter batu = 0,1 m
- *Core Layer:*
  Berat = 1 kg
  Diameter batu = 0,1 m

5. Berdasarkan hasil analisa *slope stability* dengan kondisi peningkatan daya dukung tanah oleh program bantu GEO 5 didapatkan nilai SF lebih dari 1,5 untuk setiap zona sehingga aman terhadap *sliding* / kelongsoran.
6. Perencanaan pondasi dangkal tangki timbun tidak disarankan karena penurunan yang dapat terjadi melebihi batas izin maksimum 5,08 cm yakni sebesar 1,212 m. Oleh sebab itu direncanakan pondasi dalam dengan *spunpile* diameter 0,8 m dengan jarak antar tiang 2 m dan kedalaman pemancangan hingga tanah keras sedalam 24 m.

10.2 Saran

Setelah dilakukan analisis dan perhitungan, penulis memberikan saran yaitu:

1. Data parameter tanah akan lebih baik jika diperoleh dari hasil tes laboratorium sehingga didapatkan parameter tanah tanpa harus mengkorelasi data NSPT terlebih dahulu.
2. Perlu adanya permodelan lebih mendalam mengenai analisis gelombang air laut sehingga didapatkan tinggi gelombang signifikan yang lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

Das, Braja M. 1988. **Mekanika Tanah : Prinsip - Prinsip Rekayasa Geoteknik jilid 1**. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.

Das, Braja M. 1988. **Mekanika Tanah: Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik jilid 2**. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.

Das, Braja M. dan Sobhan, K. 2010. **Principles of Foundation Engineering Sixth Edition, SI. USA**: Cengage Learning.

CERC. 1984. **Shore Protection Manual. US Army Corps of Engineers**, Washington.

U.S. Navy. 1982. **Soil mechanics – design manual 7.1, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, U.S. Government Printing Office**, Washington, DC

NAVFAC DM-7.01, September 1986, **Design Manual: Soil Mechanics**, Naval Facilities Engineering Command.

NAVFAC DM-7.02, September 1986, **Design Manual: Soil Mechanics, Foundation & Earth Structures** Naval Facilities Engineering Command.

Mochtar, Noor E. 2012. **Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah.** Surabaya. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Wahjudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Wahjudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dangkal**. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Triatmodjo, Bambang. 2012. **Teknik Pantai**. Beta Offset, Yogyakarta.

Triatmodjo, Bambang. 2011. **Perencanaan Bangunan Pantai**. Beta Offset, Yogyakarta.

Yuwono, Nur. 1992. **Dasar-Dasar Perencanaan Bangunan Pantai Volume VI**. Yogyakarta: Biro Penerbit Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil Fakultas. Teknik UGM.

Ameratunga et all. 2016. **Correlation of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering,** Springer India, New Delhi.

PUPR. 2019. **Kumpulan Korelasi Parameter Geoteknik dan Fondasi**. Jakarta.

API 653, Appendix B. Thrid Edition, December2001, Adedum I, 2003. **Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction**

PPIUG 1987. **Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung**

SNI 1726-2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**

SNI 2847-2013. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**

SNI 8460-2017. **Persyaratan Perancangan Geoteknik**

Wahyu P, Kuswanda. 2016. **Perbaikan Tanah Lempung Lunak Metoda Preloading pada Pembangunan Infrastruktur Transportasi di Pulau Kalimantan.** Makalah

Sari, I. P. 2017. **Perencanaan Perkuatan Tanah Pelabuhan Curah Cair Teluk Benoa, Bali, p. 8**. Available at: http://repository.its.ac.id/45819/

Haq, M. F. 2017. **Perencanaan Timbunan Dan Konstruksi Penahan Tanah Untuk Terminal Penumpang Di Pelabuhan Bima, Nusa Tenggara Barat, p. 8**. Available at: http://repository.its.ac.id/46227/

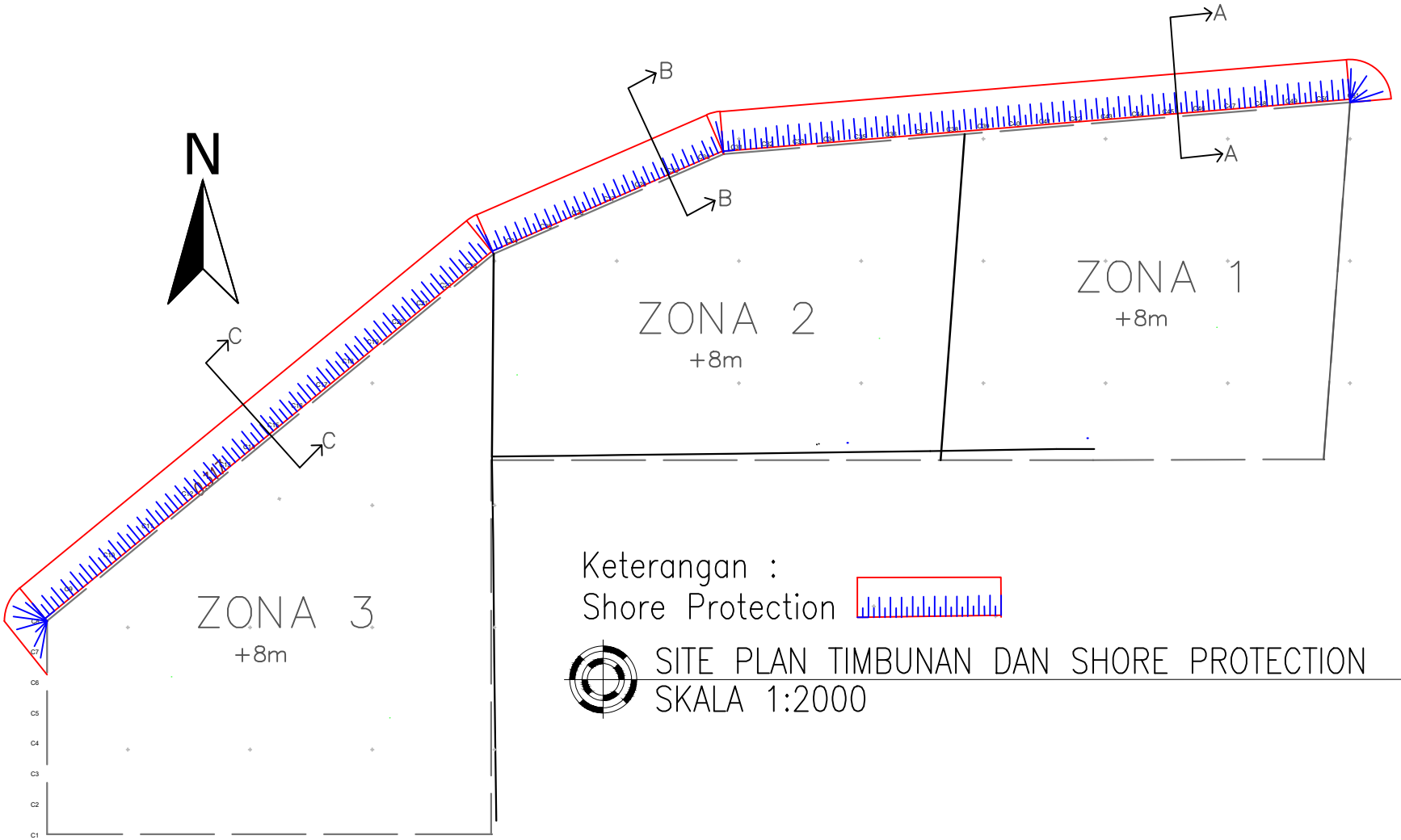
LAMPIRAN

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

LAMPIRAN 1.1

Gambar Perencanaan

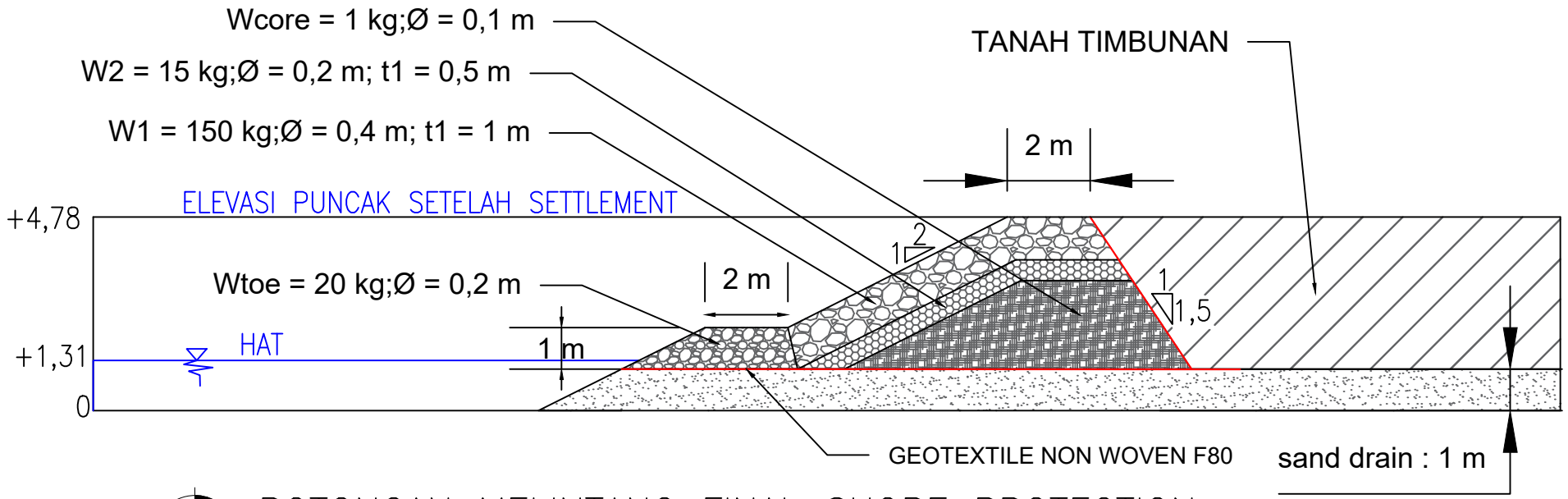
“ Halaman ini sengaja dikosongkan “



Keterangan :
Shore Protection

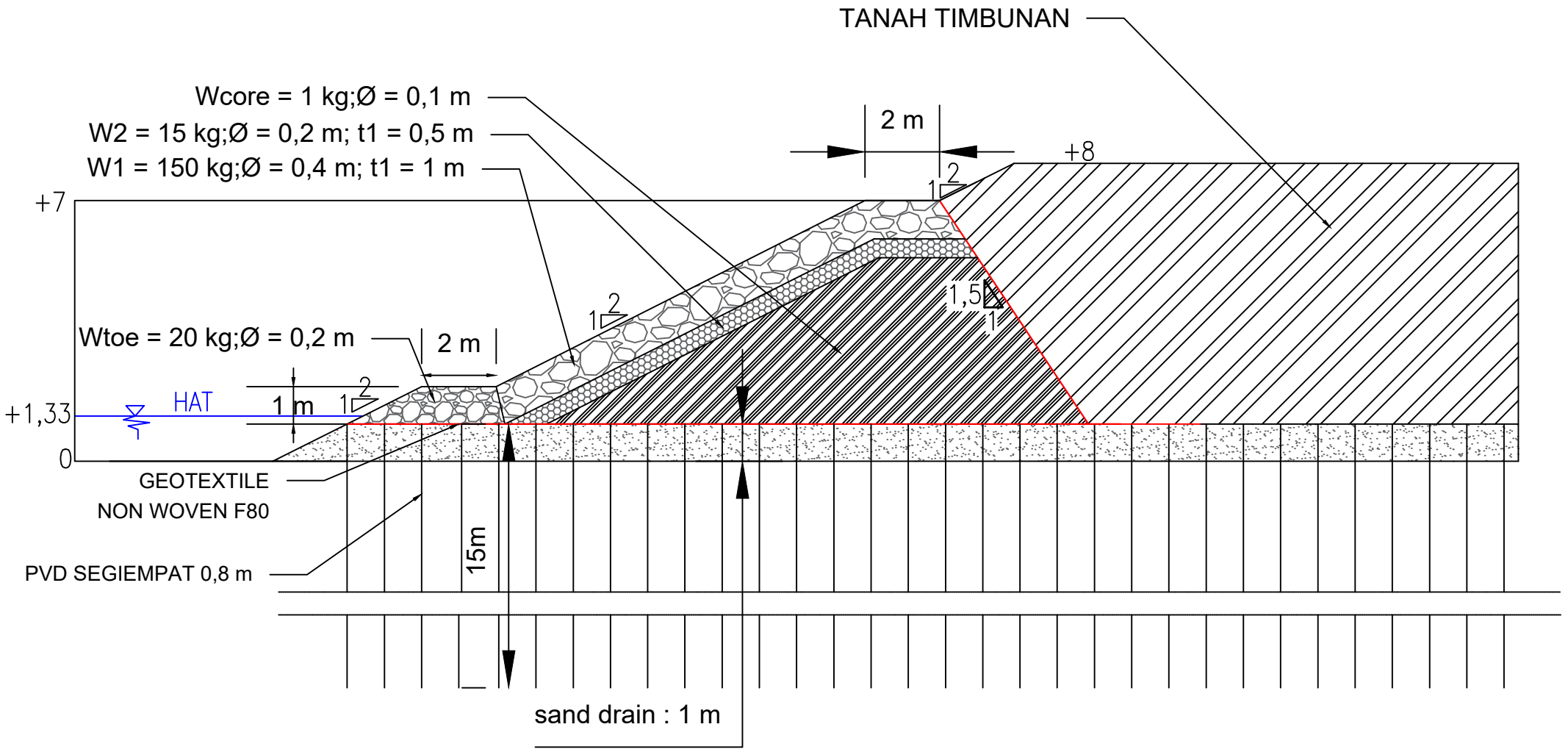
SITE PLAN TIMBUNAN DAN SHORE PROTECTION
SKALA 1:2000

PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	SITE PLAN TIMBUNAN DAN SHORE PROTECTION	1 : 2000	1



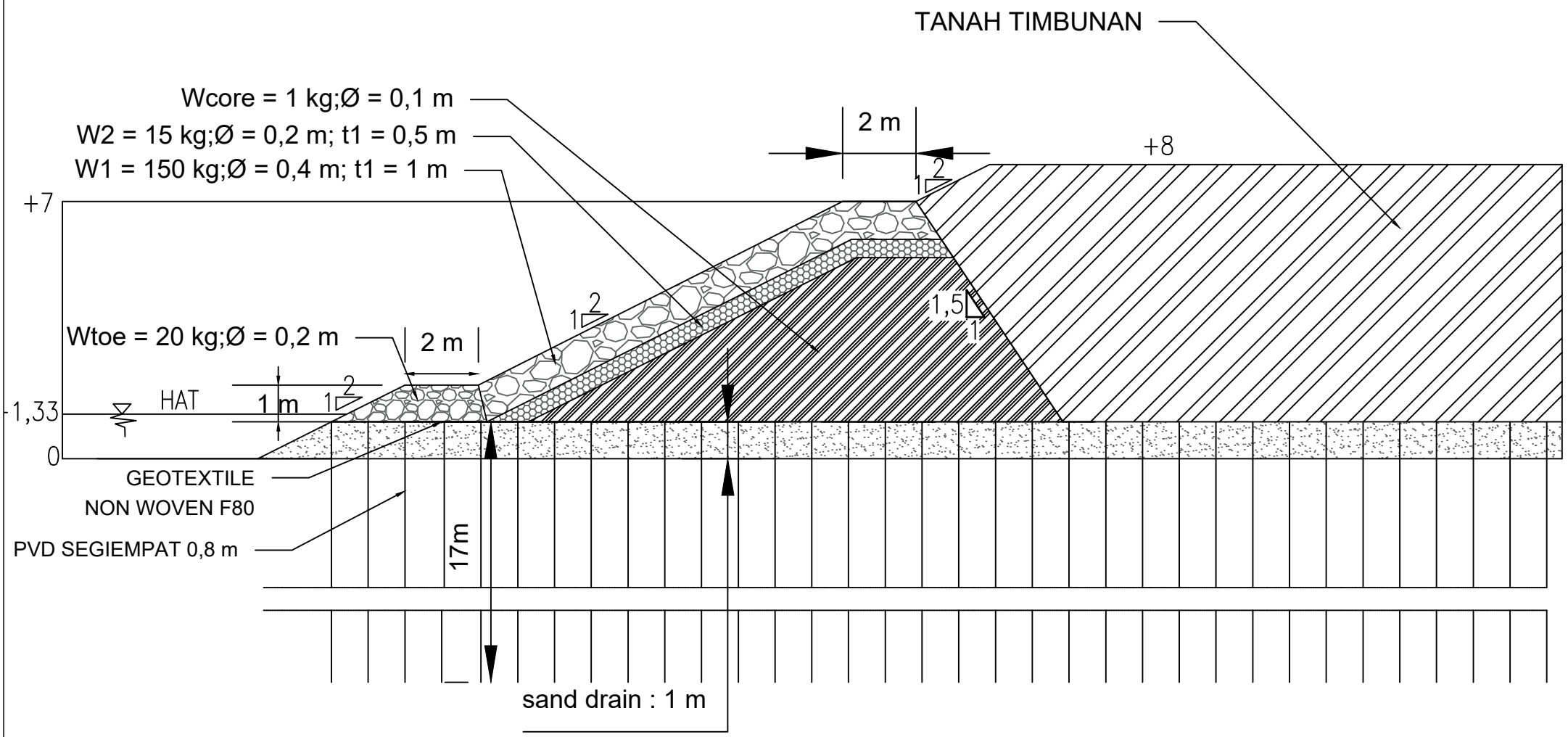
POTONGAN MELINTANG FINAL SHORE PROTECTION
SKALA 1:125

PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	POTONGAN TIPIKAL FINAL SHORE PROTECTION	1 : 150	2



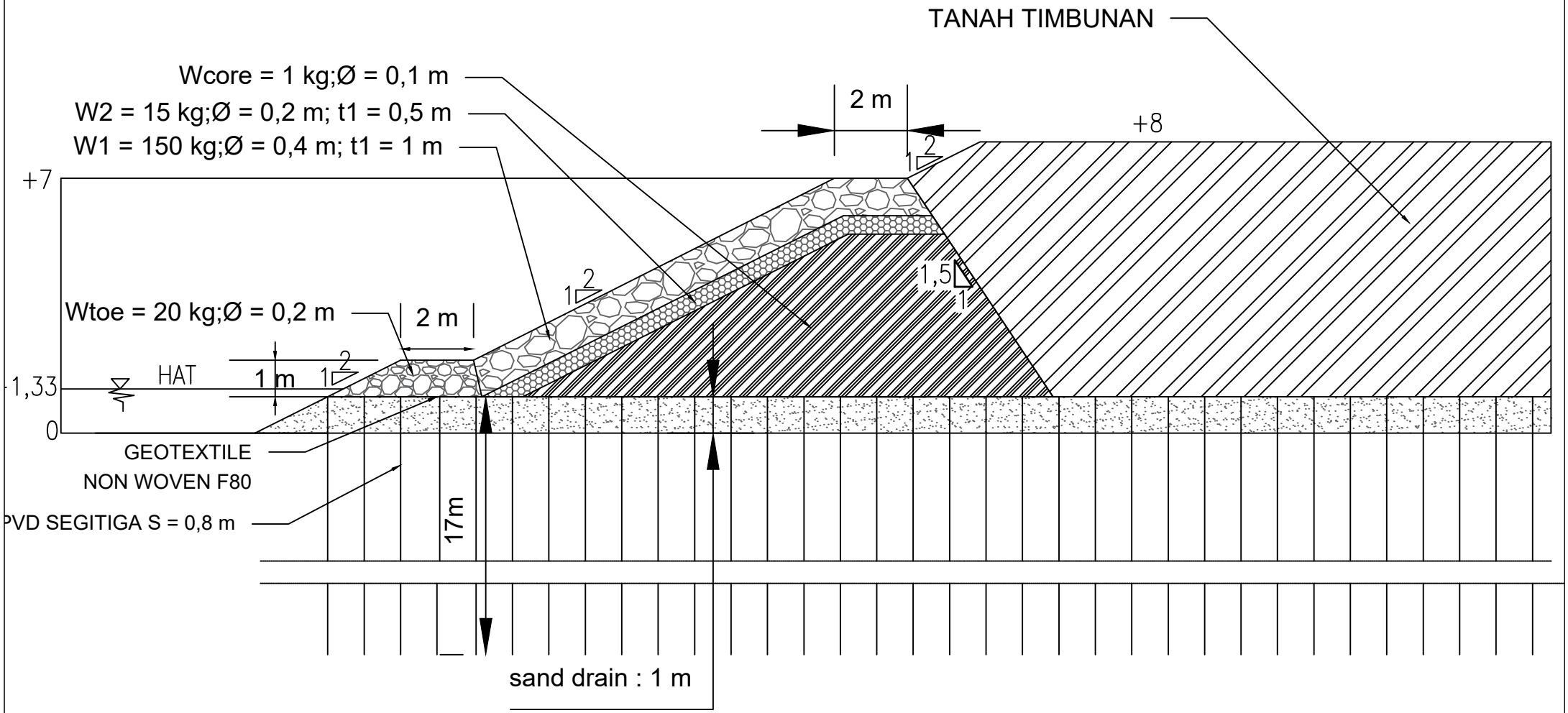
POTONGAN MELINTANG A–A
SKALA 1:125

PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	POTONGAN TIPIKAL PELAKSANAAN SHORE PROTECION A–A (ZONA 1)	1 : 150	3



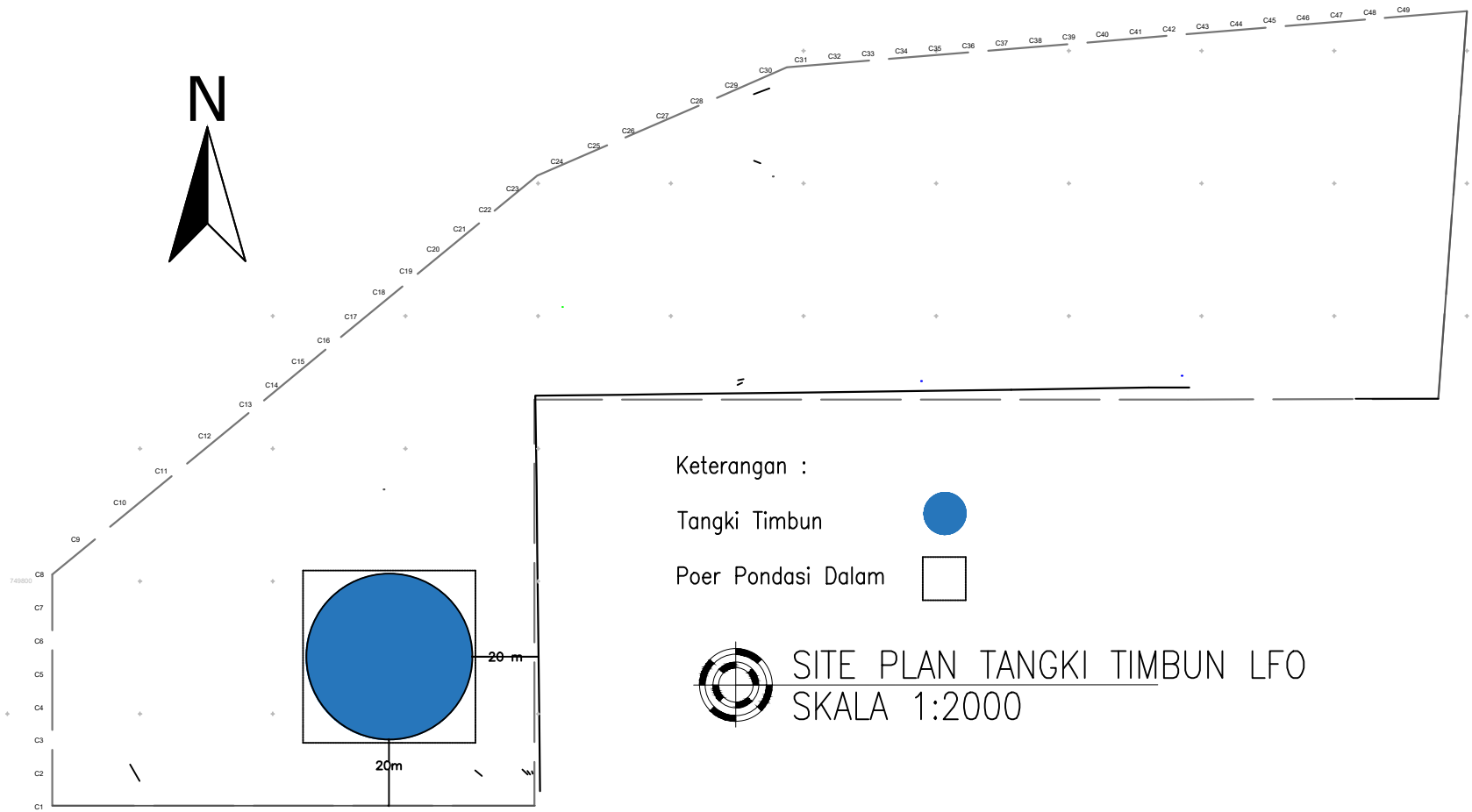
POTONGAN MELINTANG B–B
SKALA 1:125

	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	POTONGAN TIPIKAL PELAKSANAAN SHORE PROTECION B–B (ZONA 2)	1 : 150	4



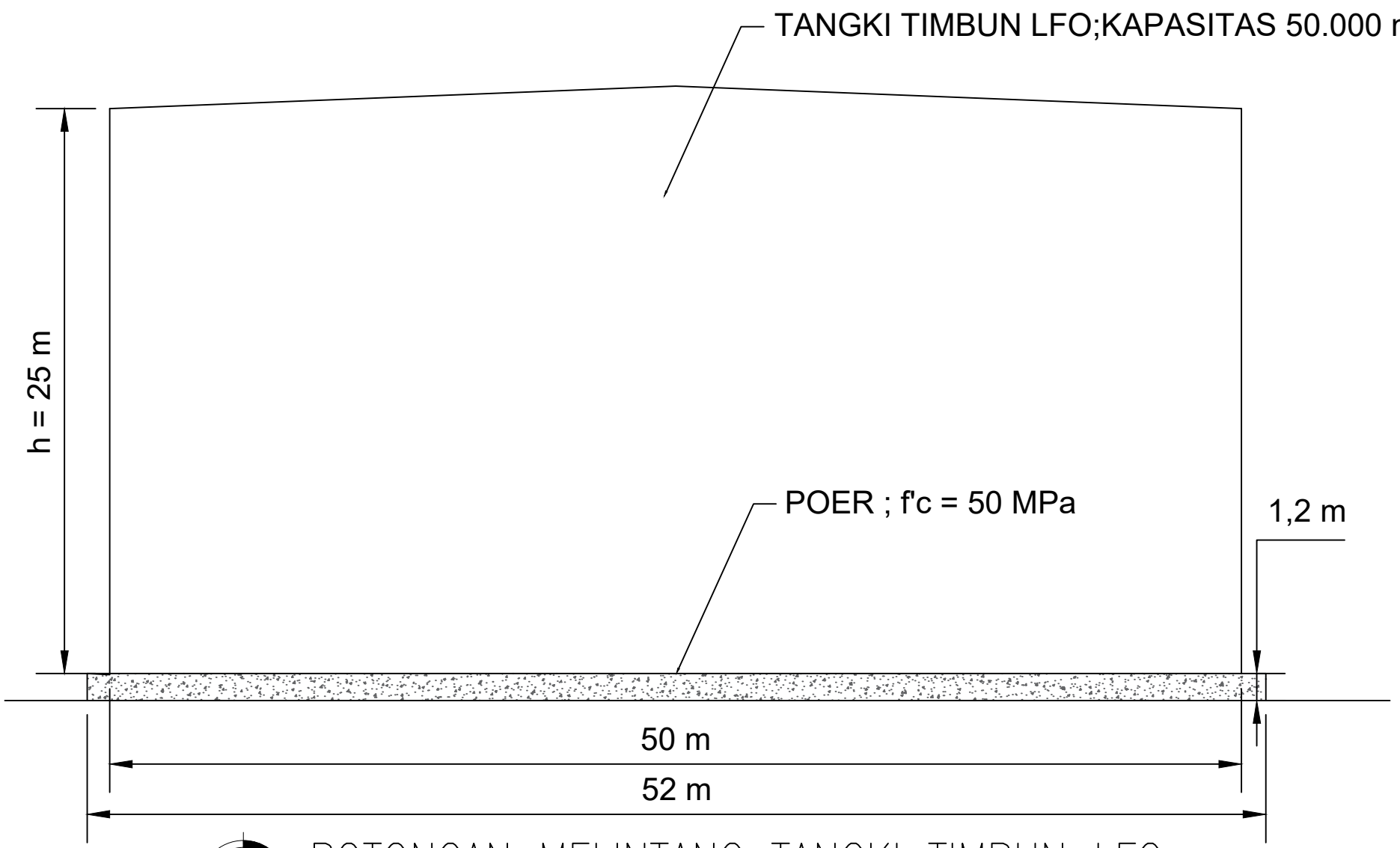
POTONGAN MELINTANG C–C
SKALA 1:125

	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	POTONGAN TIPIKAL PELAKSANAAN SHORE PROTECION C–C (ZONA 3)	1 : 125	5



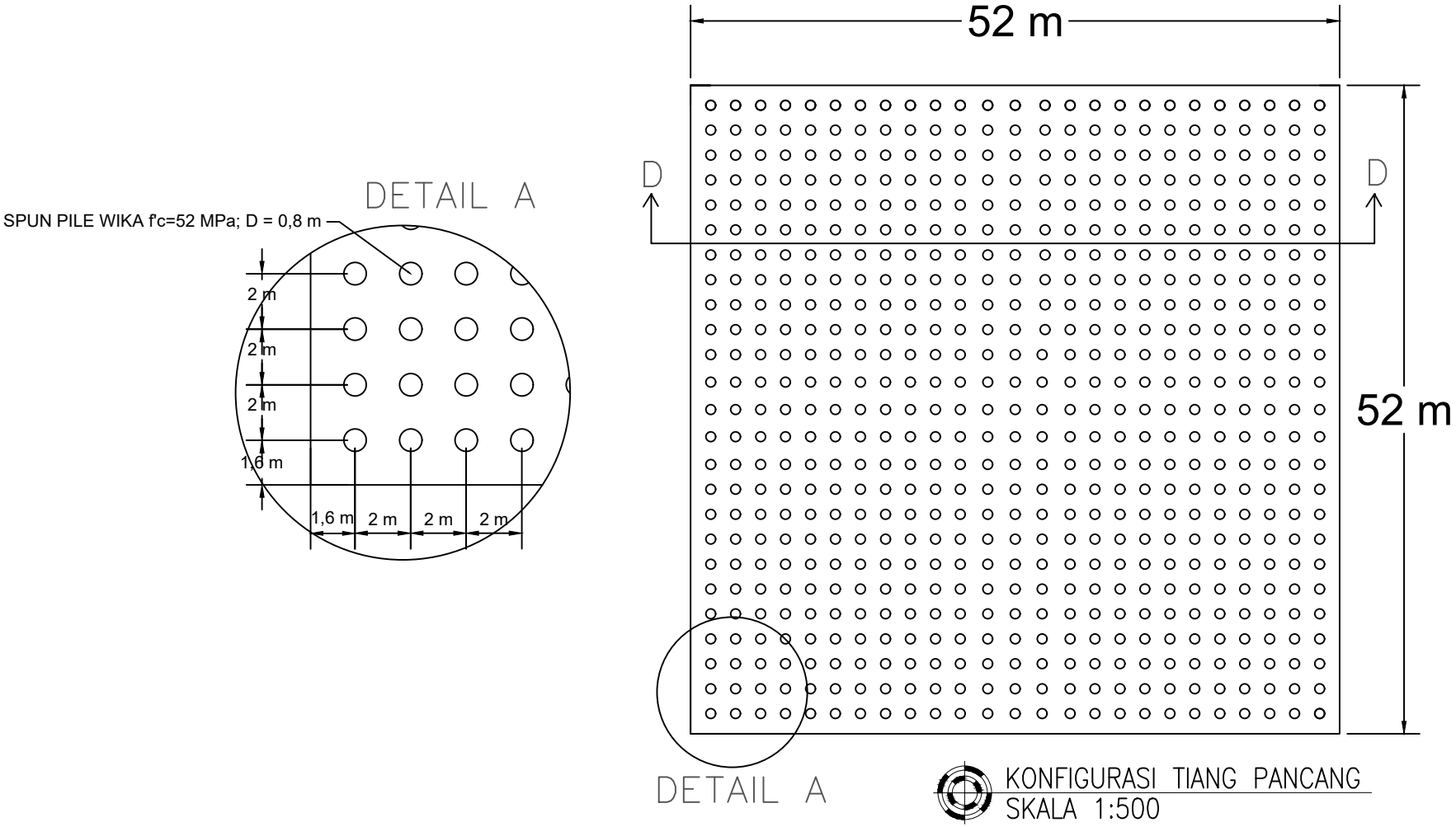
SITE PLAN TANGKI TIMBUN LFO
SKALA 1:2000

	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	SITE PLAN TANGKI TIMBUN	1 : 2000	6



POTONGAN MELINTANG TANGKI TIMBUN LFO
SKALA 1:125

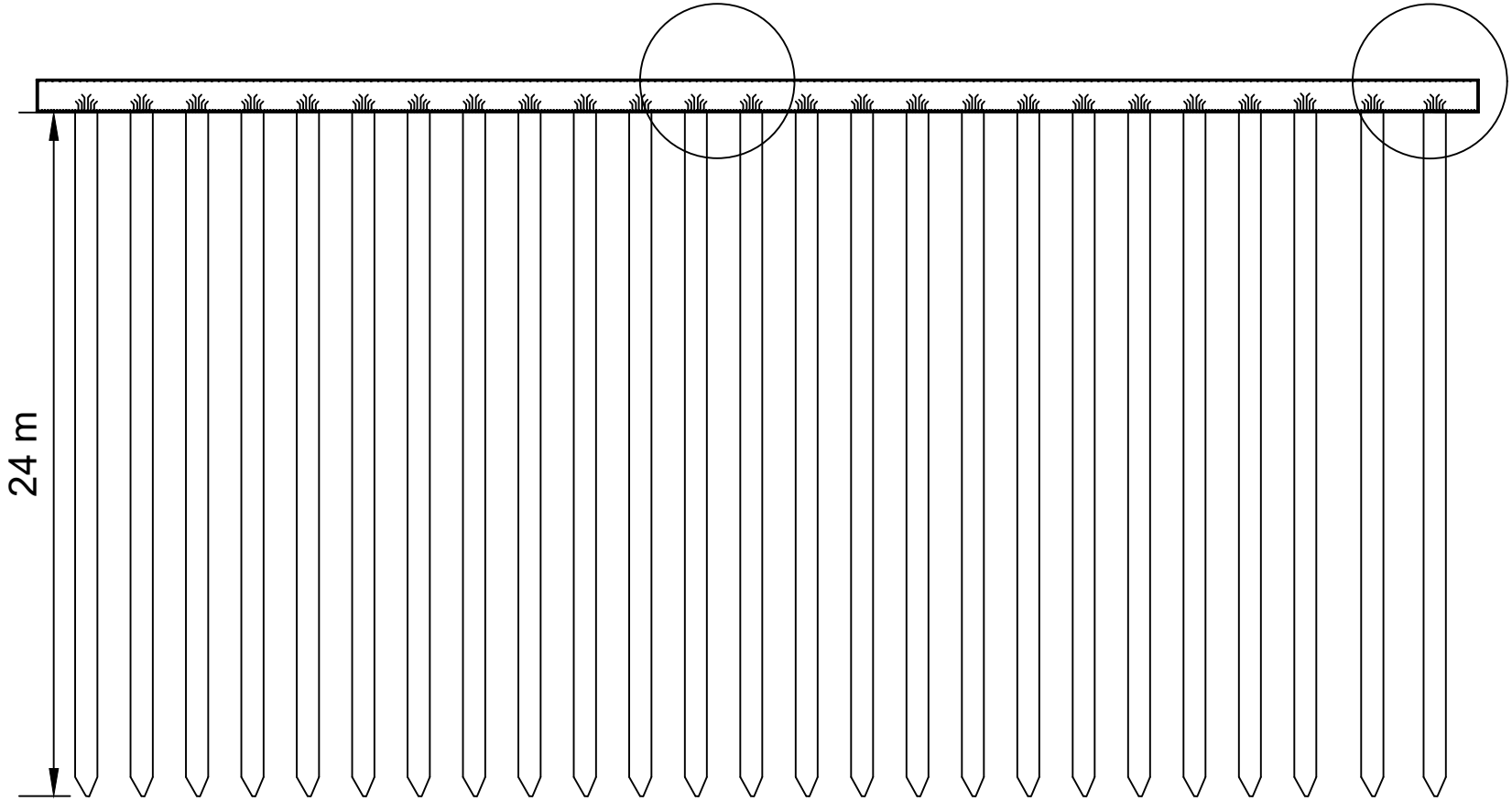
	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	POTONGAN MELINTANG TANGKI TIMBUN	1 : 125	7



	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	KONFIGURASI TIANG PANCANG	1 : 500	8

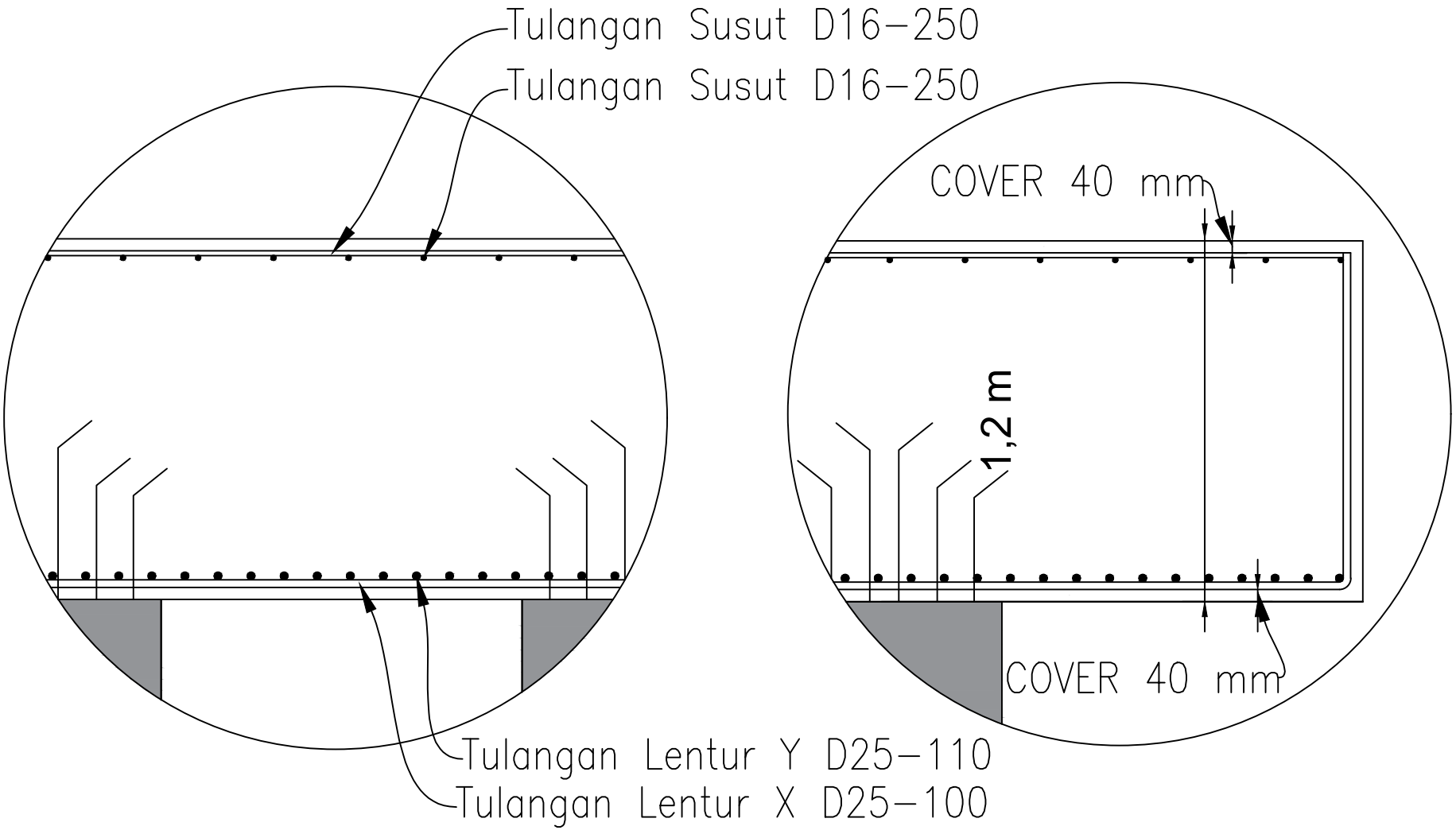
DETAIL B

DETAIL C



POTONGAN D–D
SKALA 1:125

PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	POTONGAN D–D PONDASI DALAM	1 : 125	9



DETAIL B
SKALA 1:20

DETAIL C
SKALA 1:20

PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA/NRP MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi Musta'in Arif, ST. MT	CANDRA OKTO RIAN DWI PUTRA 03111640000033	PENULANGAN POER	1 : 200	10

LAMPIRAN 1.2

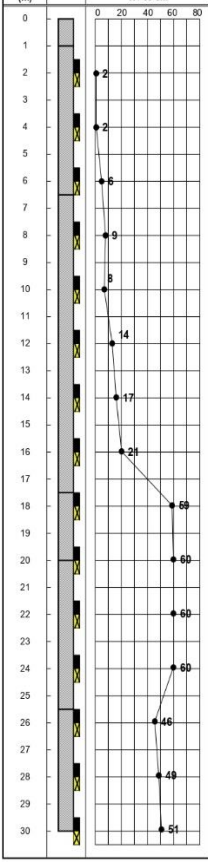
a. Data Bor Log (BH 1)

SURVEYOR INDONESIA

BORE LOG

Bore No. : **BH - 1**
Project : Site Development Regasifikasi Sorong
Client : PT PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Papua
Location : PLTMG SORONG
STA : -
GWL/MAT : -

GPS (UTM) X = 750140
Y = 9887230
Diameter of Bore : 73 mm
Diameter of Casing : 89 mm
Date Start : 6 Mei 2019
Finish : 7 Mei 2019



DEPTH (m)	DESCRIPTION	COLOUR	UDS Depth / SPT Depth	N1 (0-15)	N2 (15-30)	N3 (30-45)	N-SPT (N2+N3)
0	Lanau kelempungan berorganik batu karang	Coklat Abu-Abu					
1							
2	Lanau kelempungan batu karang	Abu-Abu	1.50 - 2.00 m UDS 2.00 - 2.45 m SPT	0 /15	1 /15	1 /15	2
3							
4			3.50 - 4.00 m UDS 4.00 - 4.45 m SPT	1 /15	1 /15	1 /15	2
5							
6			5.50 - 6.00 m UDS 6.00 - 6.45 m SPT	2 /15	2 /15	4 /15	6
7	Lanau kelempungan	Abu-Abu					
8			7.50 - 8.00 m UDS 8.00 - 8.45 m SPT	2 /15	3 /15	6 /15	9
9							
10			9.50 - 10.00 m UDS 10.00 - 10.45 m SPT	2 /15	4 /15	4 /15	8
11							
12			11.50 - 12.00 m UDS 12.00 - 12.45 m SPT	4 /15	6 /15	8 /15	14
13							
14			13.50 - 14.00 m UDS 14.00 - 14.45 m SPT	4 /15	8 /15	9 /15	17
15							
16			15.50 - 16.00 m UDS 16.00 - 16.45 m SPT	6 /15	9 /15	12 /15	21
17							
18	Lanau kelempungan berpasir	Abu-Abu	17.50 - 18.00 m UDS 18.00 - 18.45 m SPT	14 /15	23 /15	36 /15	59
19							
20			19.50 - 20.00 m UDS 20.00 - 20.45 m SPT	16 /15	26 /15	34 /15	60
21							
22	Lanau kelempungan berpasir halus	Abu-Abu	21.50 - 22.00 m UDS 22.00 - 22.45 m SPT	19 /15	26 /15	34 /15	60
23							
24			23.50 - 24.00 m UDS 24.00 - 24.45 m SPT	21 /15	24 /15	36 /15	60
25							
26	Lanau kelempungan	Abu-Abu	25.50 - 26.00 m UDS 26.00 - 26.45 m SPT	17 /15	22 /15	24 /15	46
27							
28			27.50 - 28.00 m UDS 28.00 - 28.45 m SPT	19 /15	23 /15	26 /15	49
29							
30			29.50 - 30.00 m UDS 30.00 - 30.45 m SPT	21 /15	22 /15	29 /15	51

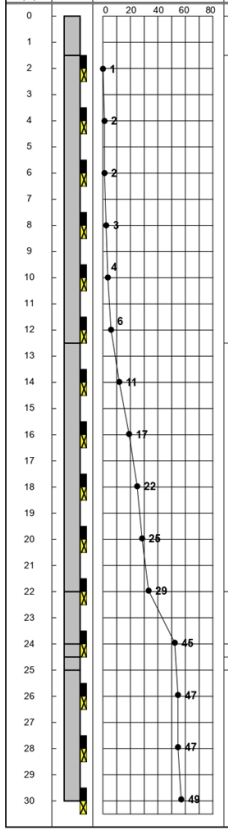
b. Data Bor Log (BH 2)

SURVEYOR INDONESIA

BORE LOG

Bore No. : **BH - 2**
Project : Site Development Regasifikasi Sorong
Client : PT PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Papua
Location : PLTMG SORONG
STA : -
GWL/MAT : -

GPS (UTM) X = 750030
Y = 9887242
Diameter of Bore : 73 mm
Diameter of Casing : 89 mm
Date Start : 30 April 2019
Finish : 3 Mei 2019



DEPTH (m)	DESCRIPTION	COLOUR	UDS Depth / SPT Depth	N1 (0-15)	N2 (15-30)	N3 (30-45)	N-SPT (N2+N3)
0							
1	Lanau kelempungan berorganik	Coklat Abu-Abu					
2	Lanau kelempungan batu karang	Abu-Abu	1.50 - 2.00 m UDS 2.00 - 2.45 m SPT	0 /15	0 /15	1 /15	1
3							
4			3.50 - 4.00 m UDS 4.00 - 4.45 m SPT	0 /15	1 /15	1 /15	2
5							
6			5.50 - 6.00 m UDS 6.00 - 6.45 m SPT	1 /15	1 /15	1 /15	2
7							
8			7.50 - 8.00 m UDS 8.00 - 8.45 m SPT	1 /15	1 /15	2 /15	3
9							
10			9.50 - 10.00 m UDS 10.00 - 10.45 m SPT	1 /15	2 /15	2 /15	4
11							
12			11.50 - 12.00 m UDS 12.00 - 12.45 m SPT	2 /15	2 /15	4 /15	6
13	Lanau kelempungan	Abu-Abu					
14			13.50 - 14.00 m UDS 14.00 - 14.45 m SPT	2 /15	4 /15	7 /15	11
15							
16			15.50 - 16.00 m UDS 16.00 - 16.45 m SPT	4 /15	6 /15	11 /15	17
17							
18			17.50 - 18.00 m UDS 18.00 - 18.45 m SPT	6 /15	10 /15	12 /15	22
19							
20			19.50 - 20.00 m UDS 20.00 - 20.45 m SPT	5 /15	11 /15	14 /15	25
21							
22			21.50 - 22.00 m UDS 22.00 - 22.45 m SPT	8 /15	13 /15	16 /15	29
23	Lanau kelempungan berpasir batu kerikil	Abu-Abu					
24	Lanau kelempungan berpasir halus	Abu-Abu	23.50 - 24.00 m UDS 24.00 - 24.45 m SPT	14 /15	19 /15	26 /15	45
25	Lanau kelempungan berpasir kerikil	Abu-Abu					
26	Lanau kelempungan	Abu-Abu	25.50 - 26.00 m UDS 26.00 - 26.45 m SPT	16 /15	21 /15	26 /15	47
27							
28			27.50 - 28.00 m UDS 28.00 - 28.45 m SPT	18 /15	20 /15	27 /15	47
29							
30			29.50 - 30.00 m UDS 30.00 - 30.45 m SPT	19 /15	22 /15	27 /15	49

c. Data Bor Log (BH 3)

SURVEYOR INDONESIA

BORE LOG

Bore No. : **BH - 3**
Project : Site Development Regasifikasi Sorong
Client : PT PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Papua
Location : PLTMG SORONG
STA : -
GWL/MAT : -

GPS (UTM) X = 749905
Y = 9887155
Diameter of Bore : 73 mm
Diameter of Casing : 89 mm
Date Start : 10 Mei 2019
Finish : 11 Mei 2019

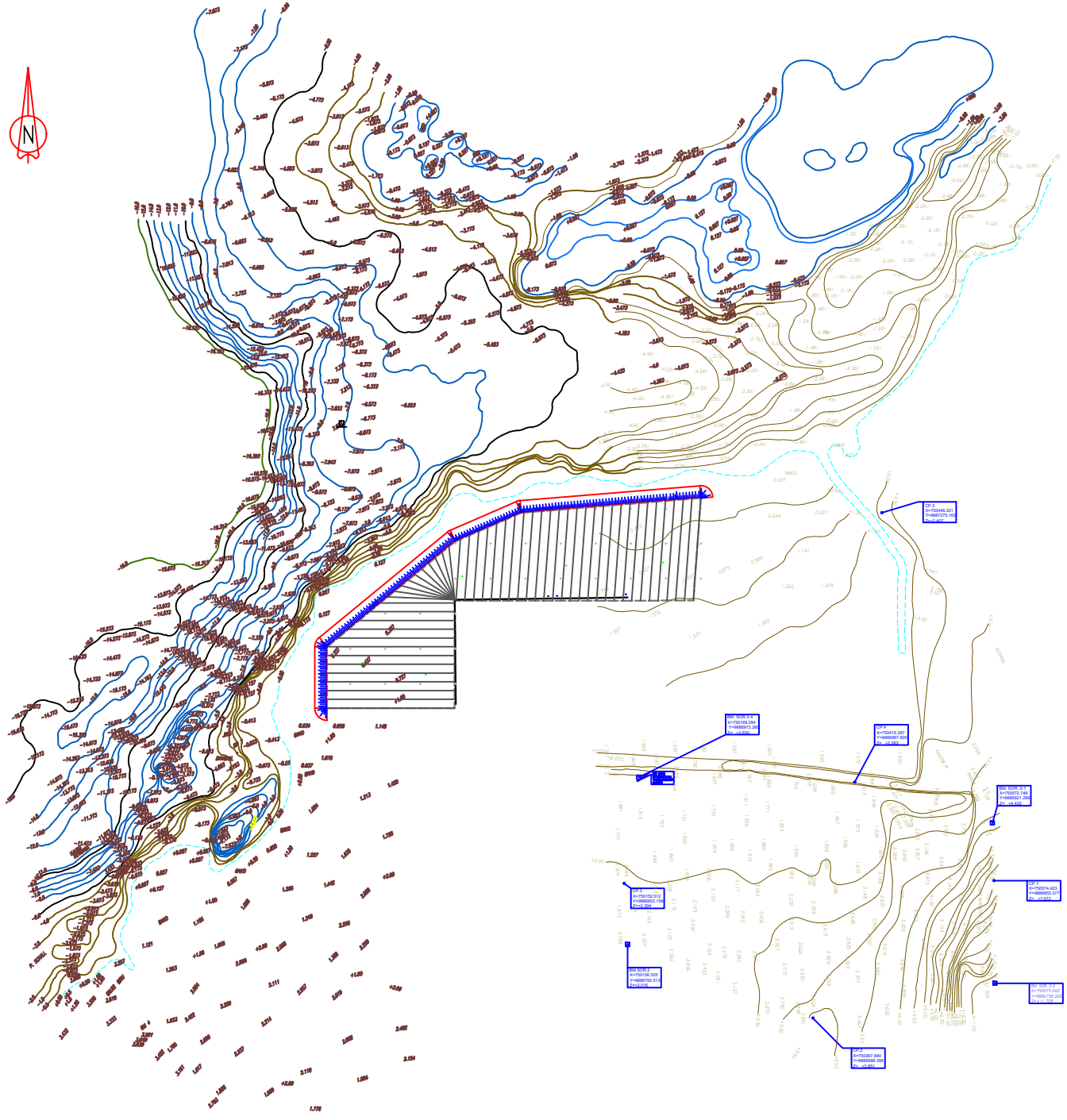
DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	UDS Depth / SPT Depth	N1 (0-15)	N2 (15-30)	N3 (30-45)	N-SPT (N2+N3)
0		0 20 40 60 80							
1			Lanau kelempungan berorganik	Coklat Abu-Abu					
2		2			1.50 - 2.00 m UDS 2.00 - 2.45 m SPT	1 /15	1 /15	1 /15	2
3									
4		4	Lanau kelempungan karang sedikit berpasir	Abu-Abu	3.50 - 4.00 m UDS 4.00 - 4.45 m SPT	1 /15	2 /15	2 /15	4
5									
6		2			5.50 - 6.00 m UDS 6.00 - 6.45 m SPT	1 /15	1 /15	1 /15	2
7									
8		3			7.50 - 8.00 m UDS 8.00 - 8.45 m SPT	1 /15	1 /15	2 /15	3
9									
10		4			9.50 - 10.00 m UDS 10.00 - 10.45 m SPT	2 /15	2 /15	2 /15	4
11									
12		5			11.50 - 12.00 m UDS 12.00 - 12.45 m SPT	2 /15	2 /15	4 /15	6
13									
14		5			13.50 - 14.00 m UDS 14.00 - 14.45 m SPT	2 /15	2 /15	3 /15	5
15									
16		21			15.50 - 16.00 m UDS 16.00 - 16.45 m SPT	6 /15	9 /15	12 /15	21
17									
18		24	Lanau kelempungan karang sedikit berpasir	Abu-Abu	17.50 - 18.00 m UDS 18.00 - 18.45 m SPT	6 /15	11 /15	13 /15	24
19									
20		28			19.50 - 20.00 m UDS 20.00 - 20.45 m SPT	8 /15	12 /15	16 /15	28
21									
22		32			21.50 - 22.00 m UDS 22.00 - 22.45 m SPT	10 /15	14 /15	18 /15	32
23									
24		59			23.50 - 24.00 m UDS 24.00 - 24.45 m SPT	16 /15	24 /15	35 /15	59
25									
26		60			25.50 - 26.00 m UDS 26.00 - 26.45 m SPT	32 /15	60 /15		60
27									
28		35	Lanau berpasir berbatu kerikil	Abu-Abu	27.50 - 28.00 m UDS 28.00 - 28.45 m SPT	9 /15	14 /15	21 /15	35
29									
30		47			29.50 - 30.00 m UDS 30.00 - 30.45 m SPT	18 /15	22 /15	25 /15	47

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

LAMPIRAN 1.3

Peta Topografi Perluasan Lahan PLTMG 50 MW, SORONG

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “



REFERENCE DRAWINGS

DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE

NOTES :

ID	COORDINATE		
	X (mE)	Y (mS)	Z (m MSL)
BM SOR2 - 1	750572.748	9886921.299	+4.432
BM SOR2 - 2	750575.569	9886738.265	+11.709
BM SOR2 - 3	750156.525	9886782.513	+2.516
BM SOR2 - 4	750169.294	9886973.260	+2.830
CP SOR2 - 1	750574.423	9886855.377	+7.072
CP SOR2 - 2	750366.800	9886764.232	+3.851
CP SOR2 - 3	750152.512	9886852.159	+2.304
CP SOR2 - 3	750574.423	9886855.377	+7.072
CP SOR2 - 4	750446.321	9887275.163	+2.407

NO.	DATE	DESCRIPTION	BY	CHKD	DESIGN SUPV	DGN / DRW	APPD

PT. PLN (PERSERO)
KANTOR PUSAT

PT. PLN (PERSERO)
PUSAT ENJINIRING KETENAGALISTRIKAN

PROJECT :
SITE INVESTIGATION STUDY OF
PLTG/MG/GU SORONG - 2 (50 MW)

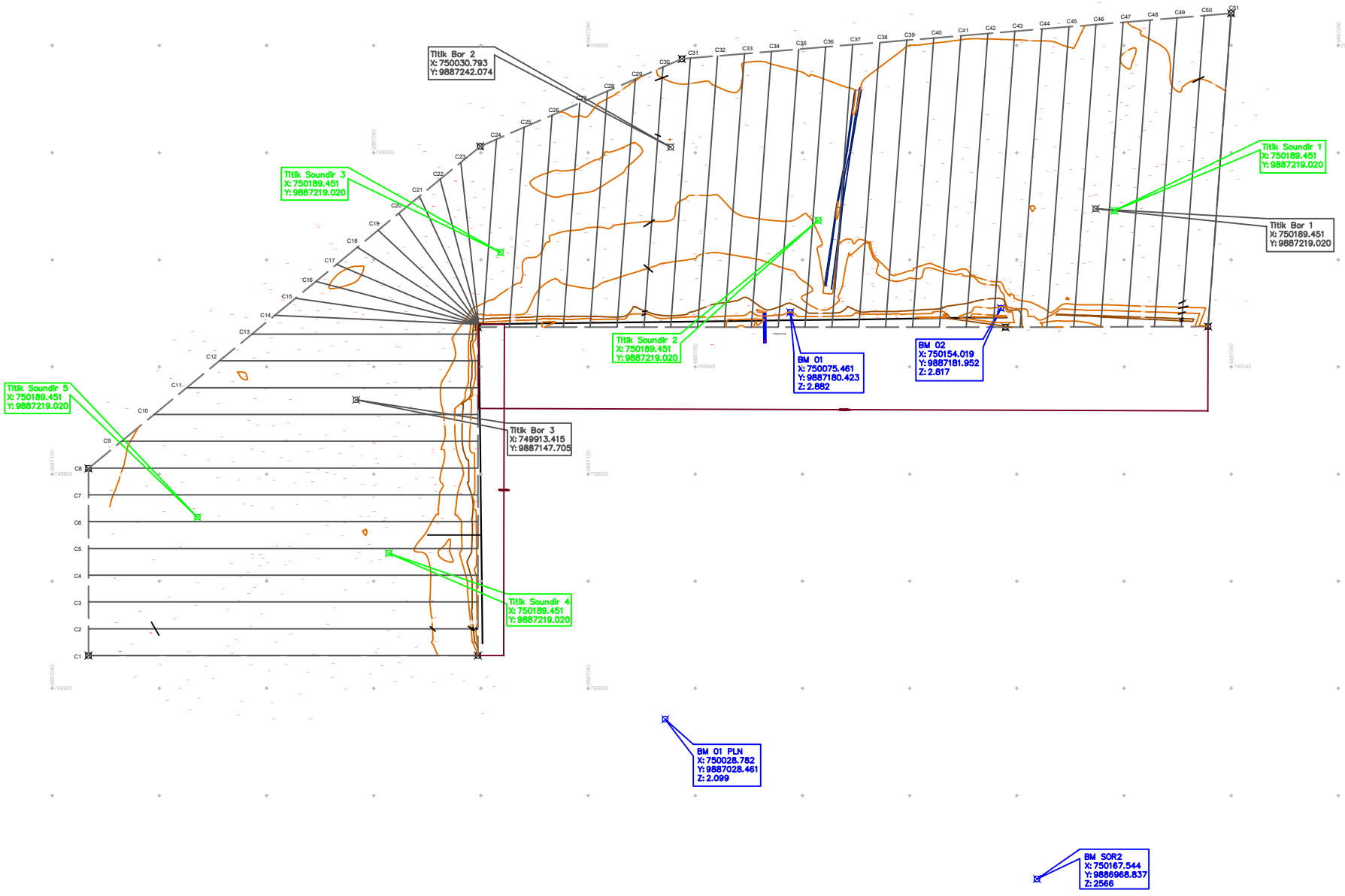
TITLE :
TOPOGRAPHY LAYOUT

BIDANG	PEMBANGKIT THERMAL	DESIGNED		SCALE	DATE		
DRAWN		REVIEWED			DIM	A3	
CHECKED		APPROVED			NUM		
DWG NO :					REV.		

LAMPIRAN 1.4

Peta Layout Perluasan Lahan PLTMG 50 MW, SORONG

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “



PETA TOPOGRAFI
DI SORONG

N

GRAPHIC SCALE

1 : 1.500

LEGENDA

- Garis Kontur
- Irigasi
- Batas Lahan
- Pagar
- Grid
- Titik Bor
- Titik Soundir
- Bench Mark (BM)

DIGAMBAR

DIPERIKSA

DISETUJUI

PT. PLN (Persero)
Unit Induk Pembangunan Papua

FOR REFERENCE ONLY

LAMPIRAN 1.5

Input Parameter Data Tanah Program Bantu GEO 5

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

Slope stability analysis

Input data

Project

Task : SLOPE STABILITY ZONA 1
Date : 28/05/2020

Settings

Standard - safety factors

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor :	SF_S =	1,50	[–]

Soil parameters

TIMBUNAN

Unit weight :	γ	=	18,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	30,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	6,67 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3

SAND DRAIN

Unit weight :	γ	=	18,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	31,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	6,67 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3

Shore Protection

Unit weight :	γ	=	24,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	35,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3

4

Unit weight :	γ	=	14,91 kN/m^3
Stress-state :			effective
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	2,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	3,33 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	14,91 kN/m^3

5

Unit weight :	γ	=	15,84 kN/m^3
Stress-state :			effective
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	9,21 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,84 kN/m^3

6

Unit weight :	γ	=	15,84 kN/m^3
Stress-state :			effective
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	15,09 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,84 kN/m^3

7

Unit weight :	γ	=	16,60 kN/m^3
Stress-state :			effective
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	10,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	14,98 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	16,60 kN/m^3

8

Unit weight :	γ	=	15,76 kN/m^3

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 2,67 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 8,33 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 15,76 kN/m^3

9

Unit weight :	γ = 16,31 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 12,05 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,31 kN/m^3

10

Unit weight :	γ = 16,31 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 15,77 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,31 kN/m^3

11

Unit weight :	γ = 16,80 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 16,99 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,80 kN/m^3

12

Unit weight :	γ = 16,82 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 6,67 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 11,33 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,82 kN/m^3

13

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Unit weight : γ = 16,93 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 14,41 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 16,93 kN/m^3

14
Unit weight : γ = 16,93 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 17,49 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 16,93 kN/m^3

15
Unit weight : γ = 18,40 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,67 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 20,31 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,40 kN/m^3

16
Unit weight : γ = 18,73 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 12,67 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 31,11 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 18,73 kN/m^3

Reinforcements

No.	Point to the left		Point to the right		Length	Strength	Pull out resist.	End of reinf.
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	L [m]	R_t [kN/m]		
1	10,03	1,00	34,40	1,01	24,37	35,00	C = 1,00	Fixed
2	25,93	7,01	29,92	1,01	7,21	35,00	C = 1,00	Fixed

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press.
		x	z	x	z	x	z	[kPa]
1		0,0	0,00	40,00	0,00			10,000

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1 (stage 1)

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	15,92	[m]	Angles :	α_1 =	-40,23	[°]
	z =	15,01	[m]		α_2 =	69,11	[°]
Radius :	R =	19,66	[m]				
The slip surface after optimization.							

Reinforcement forces

Reinforcement	Force [kN/m]
1	0,19
2	0,00

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 230,41 kN/m

Sum of passive forces : F_p = 370,45 kN/m

Sliding moment : M_a = 4529,90 kNm/m

Resisting moment : M_p = 7283,00 kNm/m

Factor of safety = 1,61 > 1,50

Slope stability ACCEPTABLE

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Slope stability analysis

Input data

Project

Task : SLOPE STABILITY ZONA 2
Date : 28/05/2020

Settings

Standard - safety factors

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor :	SF_S =	1,50	[–]

Soil parameters

TIMBUNAN

Unit weight :	γ	=	18,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	30,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	6,67 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3

SAND DRAIN

Unit weight :	γ	=	18,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	31,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	6,67 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3

Shore Protection

Unit weight :	γ	=	24,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	35,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3

4

Unit weight :	γ	=	15,10 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	2,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	4,00 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,10 kN/m^3

5

Unit weight :	γ	=	15,87 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	9,13 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,87 kN/m^3

6

Unit weight :	γ	=	15,87 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	14,25 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,87 kN/m^3

7

Unit weight :	γ	=	16,06 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	14,97 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	16,06 kN/m^3

8

Unit weight :	γ	=	15,80 kN/m^3

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 2,67 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 8,33 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 15,80 kN/m^3

9

Unit weight :	γ = 16,20 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 12,05 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,20 kN/m^3

10

Unit weight :	γ = 16,20 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 15,78 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,20 kN/m^3

11

Unit weight :	γ = 16,20 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 18,30 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 16,20 kN/m^3

12

Unit weight :	γ = 17,00 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 7,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 11,83 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 17,00 kN/m^3

13

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Unit weight : γ = 17,02 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 14,61 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 17,02 kN/m^3

14
Unit weight : γ = 17,02 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 17,37 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 17,02 kN/m^3

15
Unit weight : γ = 17,17 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,67 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 20,63 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 17,17 kN/m^3

16
Unit weight : γ = 19,36 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 14,67 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 48,89 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 19,36 kN/m^3

Reinforcements

No.	Point to the left		Point to the right		Length	Strength	Pull out resist.	End of reinf.
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	L [m]	R_t [kN/m]		
1	10,03	1,00	34,40	1,01	24,37	35,00	C = 1,00	Fixed
2	25,93	7,01	29,92	1,01	7,21	35,00	C = 1,00	Fixed

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press.
		x	z	x	z	x	z	[kPa]
1		0,00	0,00	40,00	0,00			10,000

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1 (stage 1)

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	15,50	[m]	Angles :	α_1 =	-47,25	[°]
	z =	12,32	[m]		α_2 =	76,23	[°]
Radius :	R =	18,15	[m]				
The slip surface after optimization.							

Reinforcement forces

Reinforcement	Force [kN/m]
1	0,23
2	0,00

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 233,48 kN/m

Sum of passive forces : F_p = 378,68 kN/m

Sliding moment : M_a = 4237,59 kNm/m

Resisting moment : M_p = 6873,05 kNm/m

Factor of safety = 1,62 > 1,50

Slope stability ACCEPTABLE

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Slope stability analysis

Input data

Project

Task : SLOPE STABILITY ZONA 3
Date : 28/05/2020

Settings

Standard - safety factors

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor :	SF_S =	1,50	[–]

Soil parameters

TIMBUNAN

Unit weight :	γ	=	18,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	30,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	6,67 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3

SAND DRAIN

Unit weight :	γ	=	18,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	31,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	6,67 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3

Shore protection

Unit weight :	γ	=	24,00 kN/m^3
Stress-state :	effective		

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	35,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3

4

Unit weight :	γ	=	15,11 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	2,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	4,00 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,11 kN/m^3

5

Unit weight :	γ	=	15,74 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	9,38 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,74 kN/m^3

6

Unit weight :	γ	=	15,74 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	14,76 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,74 kN/m^3

7

Unit weight :	γ	=	15,61 kN/m^3
Stress-state :	effective		
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	15,44 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	15,61 kN/m^3

8

Unit weight :	γ	=	15,80 kN/m^3

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 2,67 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 8,33 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 15,80 kN/m^3

9

Unit weight :	γ = 15,98 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 12,38 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 15,98 kN/m^3

10

Unit weight :	γ = 15,98 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 9,33 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 16,43 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 15,98 kN/m^3

11

Unit weight :	γ = 15,88 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 19,11 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 15,88 kN/m^3

12

Unit weight :	γ = 17,50 kN/m^3
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} = 8,00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} = 12,33 kPa
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 17,50 kN/m^3

13

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Unit weight : γ = 17,40 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 15,19 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 17,40 kN/m^3

14
Unit weight : γ = 17,40 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 18,04 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 17,40 kN/m^3

15
Unit weight : γ = 17,46 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 10,67 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 21,48 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 17,46 kN/m^3

16
Unit weight : γ = 19,58 kN/m^3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 15,33 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 54,81 kPa
Saturated unit weight : γ_{sat} = 19,58 kN/m^3

Reinforcements

No.	Point to the left		Point to the right		Length	Strength	Pull out resist.	End of reinf.
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	L [m]	R_t [kN/m]		
1	10,03	1,00	34,40	1,01	24,37	35,00	C = 1,00	Fixed
2	25,93	7,01	29,92	1,01	7,21	35,00	C = 1,00	Fixed

[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press.
		x	z	x	z	x	z	[kPa]
1		0,00	0,00	40,00	0,00			10,000

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1 (stage 1)

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	15,97	[m]	Angles :	α_1 =	-54,15	[°]
	z =	9,43	[m]		α_2 =	84,90	[°]
Radius :	R =	16,10	[m]				
The slip surface after optimization.							

Reinforcement forces

Reinforcement	Force [kN/m]
1	0,27
2	0,00

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : F_a = 262,24 kN/m

Sum of passive forces : F_p = 403,10 kN/m

Sliding moment : M_a = 4222,01 kNm/m

Resisting moment : M_p = 6489,99 kNm/m

Factor of safety = 1,54 > 1,50

Slope stability ACCEPTABLE

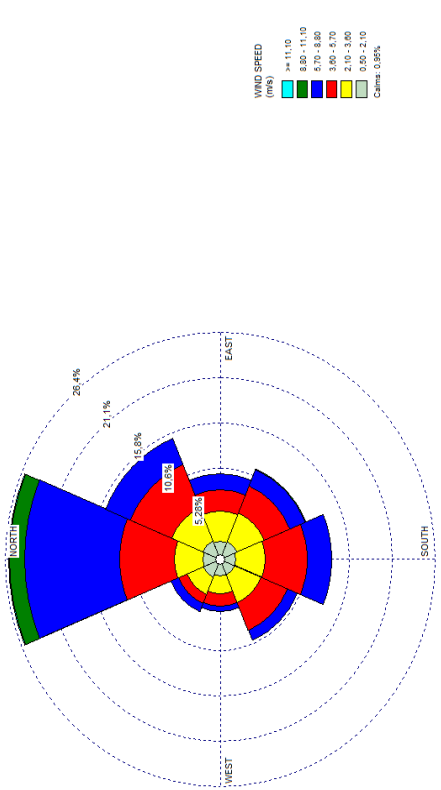
[GeoStructural Analysis - Slope Stability | version 5.19.5.0 |
Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

LAMPIRAN 5.1

Hasil Olah Data Angin 2009 – 2010

Dates: 01/01/2009 - 01:00 ... 31/12/2019 - 20:00

	Directions / Wind Classes (m/s)	0.50 - 2.10	2.10 - 3.60	3.60 - 5.70	5.70 - 8.80	8.80 - 11.10	>= 11.10	Total
1	N	349	560	1065	1878	296	7	4155
2	NE	379	665	872	521	3	0	2440
3	E	352	549	400	298	2	0	1601
4	SE	367	580	532	343	6	0	1828
5	S	310	573	831	479	4	0	2197
6	SW	307	570	565	200	0	0	1642
7	W	306	336	231	96	0	0	969
8	NW	357	349	183	174	1	0	1064
	Sub-Total	2727	4182	4679	3989	312	7	15896
	Calms							153
	Missing/Incomplete							11
	Total							16060



LAMPIRAN 5.2

Hasil Perhitungan Fetch Efektif

alfa	ARAH ANGIN																	
	UTARA			BARAT LAUT			BARAT			BARAT DAYA			SELATAN		
	cos alfa	X (km)	X.Cos alfa	cos alfa	X (km)	X.Cos alfa	cos alfa	X (km)	X.Cos alfa	cos alfa	X (km)	X.Cos alfa	cos alfa	X (km)	X.Cos alfa
42	0,74	0,00	0,00	0,74	22,36	16,61	0,74	87,77	65,23	0,74	8,16	6,06	0,74	36,24	26,93
36	0,81	0,00	0,00	0,81	79,50	64,31	0,81	46,00	37,22	0,81	8,38	6,78	0,81	29,11	23,55
30	0,87	0,00	0,00	0,87	79,98	69,26	0,87	46,27	40,07	0,87	8,48	7,34	0,87	19,98	17,30
24	0,91	6,22	5,68	0,91	80,99	73,98	0,91	23,55	21,51	0,91	9,06	8,28	0,91	20,76	18,96
18	0,95	8,62	8,20	0,95	80,00	76,08	0,95	11,45	10,89	0,95	8,67	8,25	0,95	17,44	16,58
12	0,98	6,42	6,28	0,98	81,17	79,40	0,98	11,07	10,83	0,98	9,31	9,11	0,98	12,13	11,86
6	0,99	10,56	10,50	0,99	84,81	84,35	0,99	11,93	11,86	0,99	25,93	25,79	0,99	0,32	0,31
0	1,00	17,24	17,24	1,00	89,42	89,42	1,00	12,39	12,39	1,00	22,37	22,37	1,00	6,32	6,32
6	0,99	79,37	78,93	0,99	83,23	82,77	0,99	8,44	8,40	0,99	30,00	29,84	0,99	0,00	0,00
12	0,98	83,05	81,24	0,98	49,38	48,31	0,98	8,60	8,41	0,98	23,52	23,01	0,98	0,00	0,00
18	0,95	79,72	75,82	0,95	25,06	23,83	0,95	8,58	8,16	0,95	22,54	21,44	0,95	0,00	0,00
24	0,91	82,69	75,54	0,91	20,19	18,44	0,91	8,41	7,68	0,91	8,74	7,98	0,91	0,00	0,00
30	0,87	79,99	69,27	0,87	11,41	9,88	0,87	9,02	7,81	0,87	14,56	12,61	0,87	0,00	0,00
36	0,81	82,00	66,34	0,81	11,17	9,04	0,81	24,95	20,19	0,81	3,53	2,85	0,81	0,00	0,00
42	0,74	92,50	68,74	0,74	12,27	9,11	0,74	28,08	20,87	0,74	3,23	2,40	0,74	0,00	0,00
Total	13,51		563,79	13,51		754,82	13,51		291,51	13,51		194,10	13,51		121,83
fetch eff	41,72817708		km	fetch eff	55,86718849	km	fetch eff	21,57536535	km	fetch eff	14,36643831	km	fetch eff	9,017506606	km

LAMPIRAN 5.3

Contoh Tabel Perhitungan Peramalan Gelombang 2009

TIME	TAHUN	BULAN	HARI	JAM	U10	RT	RL	Uw = RL X UL	Ua (m/s)	Direction (θ)	Fetch dir	Fetch Effective (m)	gt/Ua	Cek		Fetch	Fpakai (m)	Hmo (m)	Tp (s)
2009-01-01T000000	2009	1	1	0	0,14	1,00	2,63	0,36	0,20	85,34	E	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-01T060000	2009	1	1	1	1,99	1,00	1,71	3,40	3,20	210,25	SW	14366,44	39391,030	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	14366,438	0,20	2,23
2009-01-01T120000	2009	1	1	2	0,80	1,00	2,02	1,62	1,29	141,26	SE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-01T180000	2009	1	1	3	2,05	1,00	1,70	3,49	3,30	169,41	S	9017,57	27808,735	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,16	1,93
2009-01-02T000000	2009	1	2	4	0,90	1,00	1,98	1,78	1,44	336,01	NW	53067,18	28285,305	Fully Developed	Fully Developed	Feff	53067,185	0,05	1,22
2009-01-02T120000	2009	1	2	5	0,84	1,00	2,00	1,69	1,35	17,14	N	41728,17	25424,201	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,05	1,14
2009-01-02T180000	2009	1	2	6	2,35	1,00	1,65	3,88	3,77	45,31	NE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-03T000000	2009	1	2	7	1,20	1,00	1,88	2,27	1,94	41,74	NE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-03T060000	2009	1	3	8	0,56	1,00	2,14	1,20	0,89	47,24	NE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-03T120000	2009	1	3	9	1,49	1,00	1,81	2,69	2,40	223,69	SW	14366,44	59100,424	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	14366,438	0,15	2,03
2009-01-03T180000	2009	1	3	10	2,39	1,00	1,65	3,94	3,84	220,63	SW	14366,44	31017,519	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	14366,438	0,23	2,37
2009-01-04T000000	2009	1	3	11	4,50	1,00	1,43	6,45	7,03	183,36	S	9017,51	10150,030	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,34	2,49
2009-01-04T060000	2009	1	4	12	1,73	1,00	1,76	3,04	2,78	207,75	SW	14366,44	47382,857	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	14366,438	0,17	2,13
2009-01-04T120000	2009	1	4	13	2,63	1,00	1,62	4,24	4,20	188,27	S	9017,51	20140,634	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,20	2,09
2009-01-04T180000	2009	1	4	14	2,99	1,00	1,57	4,70	4,76	170,61	S	9017,51	17047,825	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,23	2,18
2009-01-05T000000	2009	1	4	15	3,12	1,00	1,56	4,86	4,97	168,74	S	9017,51	16122,935	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,24	2,21
2009-01-05T060000	2009	1	5	16	1,39	1,00	1,83	2,54	2,24	52,26	NE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-05T120000	2009	1	5	17	1,66	1,00	1,77	2,93	2,67	21,11	N	41728,17	102447,951	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,18	2,26
2009-01-05T180000	2009	1	5	18	1,56	1,00	1,79	2,80	2,52	17,73	N	41728,17	110503,395	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,16	2,14
2009-01-06T000000	2009	1	5	19	1,78	1,00	1,75	3,11	2,87	11,30	N	41728,17	92941,790	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,20	2,43
2009-01-06T060000	2009	1	6	20	1,55	1,00	1,80	2,78	2,50	351,70	N	41728,17	111657,886	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,16	2,12
2009-01-06T120000	2009	1	6	21	1,45	1,00	1,82	2,64	2,34	15,64	N	41728,17	122051,201	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,14	1,98
2009-01-06T180000	2009	1	6	22	0,61	1,00	2,11	1,29	0,97	65,90	NE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-07T000000	2009	1	6	23	2,02	1,00	1,71	3,44	3,24	169,25	S	9017,51	28454,111	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,16	1,92
2009-01-07T060000	2009	1	7	0	0,36	1,00	2,29	0,83	0,57	21,42	N	41728,17	806923,106	Fully Developed	Fully Developed	Feff	41728,171	0,01	0,48
2009-01-07T120000	2009	1	7	1	0,74	1,00	2,05	1,51	1,18	259,36	W	2157,556	198338,781	Fully Developed	Fully Developed	Feff	2157,563	0,03	1,00
2009-01-07T180000	2009	1	7	2	2,80	1,00	1,59	4,46	4,46	159,65	S	9017,51	18390,330	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,22	2,14
2009-01-08T000000	2009	1	7	3	3,24	1,00	1,54	5,01	5,15	160,88	S	9017,51	15364,845	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,25	2,24
2009-01-08T060000	2009	1	8	4	4,06	1,00	1,47	5,96	6,38	180,30	S	9017,51	11553,585	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,31	2,41
2009-01-08T120000	2009	1	8	5	4,70	1,00	1,42	6,66	7,31	143,42	SE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-08T180000	2009	1	8	6	5,80	1,00	1,35	7,81	8,89	165,16	S	9017,51	7414,629	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,43	2,69
2009-01-09T000000	2009	1	8	7	4,80	1,00	1,40	6,86	7,39	155,01	SE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-09T060000	2009	1	9	8	6,64	1,00	1,30	8,63	10,06	163,25	S	9017,51	6208,438	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,49	2,80
2009-01-09T120000	2009	1	9	9	3,99	1,00	1,47	5,87	6,26	171,28	S	9017,51	11820,212	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,30	2,39
2009-01-09T180000	2009	1	9	10	5,08	1,00	1,39	7,07	7,87	156,15	SE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-09T180000	2009	1	9	11	5,60	1,00	1,36	7,60	8,60	163,48	S	9017,51	7749,531	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,42	2,66
2009-01-10T000000	2009	1	10	12	5,84	1,00	1,34	7,85	8,95	161,31	S	9017,51	7749,837	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,43	2,69
2009-01-10T060000	2009	1	10	13	5,43	1,00	1,37	7,43	8,36	161,99	S	9017,51	8047,810	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	9017,507	0,41	2,63
2009-01-10T120000	2009	1	10	14	5,07	1,00	1,39	7,06	7,86	152,27	SE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00
2009-01-10T180000	2009	1	10	15	3,94	1,00	1,48	5,82	6,20	140,27	SE	0,00	0,000	Non Fully Developed	Fetch Limited	Feff	0,000	0,00	0,00

LAMPIRAN 7.1

Perhitungan Besar Pemampatan Konsolidasi Beban Timbunan

Contoh : h = 3 m zona 1

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	γ'_{sat} (t/m^3)	γ' (t/m^3)	B1 (m)	B2 (m)	α1	α2	ΔP (TRAP) (t/m^2)	TOTAL ΔP (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	σ'_c (t/m^2)	$\Delta P + \sigma'_0$ (t/m^2)	OCR	NC/OC	Sc timb (m)	Sc Kum (m)
1	1	0,5	1,49	0,49	52,621	6	0,06	89,46	2,70000	5,40	0,25	1,46	5,65	5,93	OC SOIL	0,140900198	0,140900198
2	1	1,5	1,49	0,49	52,621	6	0,17	88,37	2,69998	5,40	0,74	1,95	6,14	2,64	OC SOIL	0,110526219	0,251426417
3	1	2,5	1,49	0,49	52,621	6	0,28	87,28	2,69990	5,40	1,23	2,44	6,63	1,99	OC SOIL	0,093632998	0,345059415
4	1	3,5	1,49	0,49	52,621	6	0,39	86,19	2,69971	5,40	1,72	2,93	7,12	1,70	OC SOIL	0,081884779	0,426944194
5	1	4,5	1,49	0,49	52,621	6	0,50	85,11	2,69939	5,40	2,21	3,42	7,61	1,55	OC SOIL	0,073022168	0,499966361
6	1	5,5	1,58	0,58	52,621	6	0,61	84,03	2,69890	5,40	2,74	3,95	8,14	1,44	OC SOIL	0,059313537	0,559279899
7	1	6,5	1,58	0,58	52,621	6	0,71	82,96	2,69819	5,40	3,32	4,53	8,72	1,36	OC SOIL	0,053443539	0,612723438
8	1	7,5	1,68	0,68	52,621	6	0,82	81,89	2,69724	5,39	3,95	5,16	9,34	1,31	OC SOIL	0,0412114	0,653934837
9	1	8,5	1,68	0,68	52,621	6	0,93	80,82	2,69600	5,39	4,63	5,84	10,02	1,26	OC SOIL	0,037322949	0,691264087
10	1	9,5	1,68	0,68	52,621	6	1,03	79,77	2,69445	5,39	5,31	6,52	10,70	1,23	OC SOIL	0,034128344	0,725392431
11	1	10,5	1,68	0,68	52,621	6	1,13	78,72	2,69257	5,39	6,00	7,21	11,38	1,20	OC SOIL	0,031438228	0,756830659
12	1	11,5	1,68	0,68	52,621	6	1,23	77,67	2,69032	5,38	6,68	7,89	12,06	1,18	OC SOIL	0,029141934	0,785972593
13	1	12,5	1,68	0,68	52,621	6	1,33	76,64	2,68768	5,38	7,36	8,57	12,73	1,16	OC SOIL	0,0271562	0,813128793
14	1	13,5	1,68	0,68	52,621	6	1,42	75,61	2,68462	5,37	8,04	9,25	13,41	1,15	OC SOIL	0,025419981	0,838548773

Perhitungan Besar Pemampatan Konsolidasi Beban Timbunan

Contoh : h = 3 m zona 2

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	γ_{sat} (t/m^3)	γ' (t/m^3)	B1 (m)	B2 (m)	α1	α2	ΔP (TRAP) (t/m^2)	TOTAL ΔP (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	σ'_c (t/m^2)	$\Delta P + \sigma'_0$ (t/m^2)	OCR	NC/OC	Sc timb (m)	Sc Kum (m)
1	1	0,5	1,51	0,51	28,5875	6	0,17	89,00	2,700	5,40	0,26	1,47	5,66	5,72	OC SOIL	0,136493761	0,136493761
2	1	1,5	1,51	0,51	28,5875	6	0,52	87,00	2,700	5,40	0,77	1,98	6,17	2,57	OC SOIL	0,106542225	0,243035986
3	1	2,5	1,51	0,51	28,5875	6	0,86	85,00	2,699	5,40	1,28	2,49	6,68	1,94	OC SOIL	0,089933197	0,332969183
4	1	3,5	1,51	0,51	28,5875	6	1,20	83,02	2,698	5,40	1,79	3,00	7,19	1,67	OC SOIL	0,078419821	0,411389004
5	1	4,5	1,51	0,51	28,5875	6	1,53	81,05	2,697	5,39	2,31	3,52	7,70	1,52	OC SOIL	0,06975196	0,481140964
6	1	5,5	1,51	0,51	28,5875	6	1,85	79,11	2,694	5,39	2,82	4,03	8,21	1,43	OC SOIL	0,062907908	0,544048873
7	1	6,5	1,51	0,51	28,5875	6	2,17	77,19	2,690	5,38	3,33	4,54	8,71	1,36	OC SOIL	0,057325212	0,601374085
8	1	7,5	1,51	0,51	28,5875	6	2,47	75,30	2,685	5,37	3,84	5,05	9,21	1,31	OC SOIL	0,052659577	0,654033661
9	1	8,5	1,51	0,51	28,5875	6	2,75	73,44	2,679	5,36	4,36	5,57	9,71	1,28	OC SOIL	0,04868525	0,702718912
10	1	9,5	1,51	0,51	28,5875	6	3,02	71,62	2,671	5,34	4,87	6,08	10,21	1,25	OC SOIL	0,045246807	0,747965719
11	1	10,5	1,58	0,58	28,5875	6	3,28	69,83	2,662	5,32	5,41	6,62	10,74	1,22	OC SOIL	0,039049684	0,787015403
12	1	11,5	1,58	0,58	28,5875	6	3,52	68,09	2,652	5,30	5,99	7,20	11,29	1,20	OC SOIL	0,036322046	0,823337449
13	1	12,5	1,58	0,58	28,5875	6	3,75	66,38	2,640	5,28	6,56	7,77	11,84	1,18	OC SOIL	0,033917156	0,857254606
14	1	13,5	1,70	0,70	28,5875	6	3,96	64,72	2,626	5,25	7,20	8,41	12,46	1,17	OC SOIL	0,026119626	0,883374232
15	1	14,5	1,70	0,70	28,5875	6	4,15	63,11	2,611	5,22	7,91	9,12	13,13	1,15	OC SOIL	0,024255291	0,907629523
16	1	15,5	1,70	0,70	28,5875	6	4,33	61,53	2,594	5,19	8,61	9,82	13,80	1,14	OC SOIL	0,022608532	0,930238055

Perhitungan Besar Pemampatan Konsolidasi Beban Timbunan

Contoh : h = 3 m zona 3

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	γ'_{sat} (t/m^3)	γ'' (t/m^3)	B1 (m)	B2 (m)	α1	α2	ΔP (TRAP) (t/m^2)	TOTAL ΔP (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	σ'_c (t/m^2)	$\Delta P + \sigma'_0$ (t/m^2)	OCR	NC/OC	Sc timb (m)	Sc Kum (m)
1	1	0,5	1,512	0,51	19,6725	6	0,34	88,54	2,700	5,40	0,26	1,47	5,66	5,72	OC SOIL	0,136493531	0,136493531
2	1	1,5	1,512	0,51	19,6725	6	1,02	85,64	2,700	5,40	0,77	1,98	6,17	2,57	OC SOIL	0,106536565	0,243030096
3	1	2,5	1,512	0,51	19,6725	6	1,68	82,76	2,698	5,40	1,28	2,49	6,68	1,94	OC SOIL	0,089909299	0,332939395
4	1	3,5	1,512	0,51	19,6725	6	2,32	79,91	2,696	5,39	1,79	3,00	7,18	1,67	OC SOIL	0,078360013	0,411299408
5	1	4,5	1,512	0,51	19,6725	6	2,94	77,12	2,691	5,38	2,31	3,52	7,69	1,52	OC SOIL	0,069636088	0,480935496
6	1	5,5	1,512	0,51	19,6725	6	3,53	74,38	2,684	5,37	2,82	4,03	8,19	1,43	OC SOIL	0,062715237	0,543650734
7	1	6,5	1,512	0,51	19,6725	6	4,08	71,72	2,675	5,35	3,33	4,54	8,68	1,36	OC SOIL	0,057035913	0,600686647
8	1	7,5	1,512	0,51	19,6725	6	4,58	69,13	2,662	5,32	3,84	5,05	9,17	1,31	OC SOIL	0,052255831	0,652942478
9	1	8,5	1,512	0,51	19,6725	6	5,05	66,63	2,647	5,29	4,36	5,57	9,65	1,28	OC SOIL	0,048152017	0,701094495
10	1	9,5	1,512	0,51	19,6725	6	5,47	64,22	2,629	5,26	4,87	6,08	10,13	1,25	OC SOIL	0,044572283	0,745666778
11	1	10,5	1,576	0,58	19,6725	6	5,85	61,91	2,608	5,22	5,41	6,62	10,63	1,22	OC SOIL	0,038286901	0,783953679
12	1	11,5	1,576	0,58	19,6725	6	6,18	59,69	2,584	5,17	5,99	7,20	11,16	1,20	OC SOIL	0,035421193	0,819374871
13	1	12,5	1,576	0,58	19,6725	6	6,47	57,57	2,558	5,12	6,56	7,77	11,68	1,18	OC SOIL	0,032877729	0,852252601
14	1	13,5	1,576	0,58	19,6725	6	6,72	55,54	2,529	5,06	7,14	8,35	12,20	1,17	OC SOIL	0,030600092	0,882852693
15	1	14,5	1,576	0,58	19,6725	6	6,93	53,61	2,498	5,00	7,72	8,93	12,71	1,16	OC SOIL	0,028545524	0,911398218
16	1	15,5	1,746	0,75	19,6725	6	7,11	51,77	2,466	4,93	8,38	9,59	13,31	1,14	OC SOIL	0,020613585	0,932013603

LAMPIRAN 7.2

Perhitungan Besar Pemampatan Segera Timbunan

Contoh : h = 3 m zona 1

				q timb	5,4	t/m^2		
TEGANGAN DIATAS PERMUKAAN				q oper	2	t/m^2		
Kedalaman			**h**	**E**	**E'**	**μ**	**Si**	**Si$_{kum}$**
m			**m**	**t/m^2**	**t/m^2**		**m**	**m**
0	-	1	1	305,914864	323,015695	0,15	0,022909	0,022909
1	-	2	1	305,914864	323,015695	0,15	0,022909	0,045818
2	-	3	1	305,914864	323,015695	0,15	0,022909	0,068727
3	-	4	1	305,914864	323,015695	0,15	0,022909	0,091636
4	-	5	1	305,914864	323,015695	0,15	0,022909	0,114546
5	-	6	1	509,858106	566,509007	0,20	0,013062	0,127608
6	-	7	1	509,858106	566,509007	0,20	0,013062	0,14067
7	-	8	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,143694
8	-	9	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,146718
9	-	10	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,149742
10	-	11	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,152765
11	-	12	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,155789
12	-	13	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,158813
13	-	14	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,161836

Perhitungan Besar Pemampatan Segera

Contoh : h = 3 m zona 2

				q timb	5,4	t/m^2		
TEGANGAN DIATAS PERMUKAAN				q oper	2	t/m^2		
Kedalaman			**h**	**E**	**E'**	**μ**	**Si**	**Si$_{kum}$**
m			**m**	**t/m^2**	**t/m^2**		**m**	**m**
0	-	1	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,017182
1	-	2	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,034364
2	-	3	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,051545
3	-	4	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,068727
4	-	5	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,085909
5	-	6	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,103091
6	-	7	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,120273
7	-	8	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,137455
8	-	9	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,154636
9	-	10	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,171818
10	-	11	1	407,886485	430,687593	0,15	0,017182	0,189
11	-	12	1	509,858106	566,509007	0,20	0,013062	0,202063
12	-	13	1	509,858106	566,509007	0,20	0,013062	0,215125
13	-	14	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,218149
14	-	15	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,221172
15	-	16	1	2039,43243	2447,31891	0,25	0,003024	0,224196

Perhitungan Besar Pemampatan Segera Timbunan
Contoh : h = 3 m zona 3

				q timb	5,4	t/m^2		
TEGANGAN DIATAS PERMUKAAN				q oper	2	t/m^2		
Kedalaman			**h**	**E**	**E'**	**μ**	**Si**	**Si$_{kum}$**
m			**m**	**t/m^2**	**t/m^2**		**m**	**m**
0	-	1	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,017
1	-	2	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,034
2	-	3	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,052
3	-	4	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,069
4	-	5	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,086
5	-	6	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,103
6	-	7	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,120
7	-	8	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,137
8	-	9	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,155
9	-	10	1	407,886	430,688	0,15	0,017	0,172
10	-	11	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,185
11	-	12	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,198
12	-	13	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,211
13	-	14	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,224
14	-	15	1	509,858	566,509	0,20	0,013	0,237
15	-	16	1	2039,432	4370,212	0,40	0,002	0,239

LAMPIRAN 7.3

Perhitungan Derajat Konsolidasi

Contoh : S = 0,8 m pola segitiga zona 1

S=	0,8	m		
D=	0,84	m		
F (n)=	1,800225			
t=	1	minggu		
Cv gabunga	0,000398	cm2/dt	240,5838	cm2/minggu
	0,024058	m2/minggu		
Ch=	0,001193	cm2/dt	721,7513	cm2/minggu
Hdr=	14	m		

t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	U total (%)
0	0	0	0	0
1	0,000123	1,250%	20,330%	21,326%
2	0,000245	1,768%	36,527%	37,650%
3	0,000368	2,165%	49,432%	50,526%
4	0,000491	2,500%	59,712%	60,720%
5	0,000614	2,795%	67,903%	68,800%
6	0,000736	3,062%	74,428%	75,211%
7	0,000859	3,308%	79,627%	80,301%
8	0,000982	3,536%	83,769%	84,343%
9	0,001105	3,750%	87,069%	87,554%
10	0,001227	3,953%	89,698%	90,105%
11	0,00135	4,146%	91,792%	92,133%
12	0,001473	4,331%	93,461%	93,744%
13	0,001596	4,507%	94,790%	95,025%
14	0,001718	4,678%	95,849%	96,044%
15	0,001841	4,842%	96,693%	96,853%
16	0,001964	5,001%	97,366%	97,497%
17	0,002087	5,154%	97,901%	98,009%
18	0,002209	5,304%	98,328%	98,417%
19	0,002332	5,449%	98,668%	98,740%
20	0,002455	5,591%	98,939%	98,998%
21	0,002578	5,729%	99,154%	99,203%
22	0,0027	5,864%	99,326%	99,366%
23	0,002823	5,995%	99,463%	99,495%
24	0,002946	6,124%	99,572%	99,599%
25	0,003069	6,251%	99,659%	99,681%

Perhitungan Derajat Konsolidasi
Contoh : S = 0,8 m pola segitiga zona 2

S=	0,8	m		
D=	0,84	m		
F (n)=	1,800225			
t=	1	minggu		
Cv gabungan=	0,000292	cm2/dt	176,7661	cm2/minggu
	0,017677	m2/minggu		
Ch=	0,000877	cm2/dt	530,2982	cm2/minggu
Hdr=	16	m		

t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	U total (%)
0	0	0	0	0
1	6,9E-05	0,938%	15,379%	16,173%
2	0,000138	1,326%	28,393%	29,343%
3	0,000207	1,624%	39,406%	40,390%
4	0,000276	1,875%	48,725%	49,687%
5	0,000345	2,097%	56,611%	57,520%
6	0,000414	2,297%	63,284%	64,127%
7	0,000483	2,481%	68,930%	69,701%
8	0,000552	2,652%	73,709%	74,406%
9	0,000621	2,813%	77,752%	78,378%
10	0,00069	2,965%	81,174%	81,732%
11	0,00076	3,110%	84,069%	84,565%
12	0,000829	3,248%	86,519%	86,957%
13	0,000898	3,381%	88,592%	88,978%
14	0,000967	3,508%	90,347%	90,685%
15	0,001036	3,631%	91,831%	92,128%
16	0,001105	3,751%	93,088%	93,347%
17	0,001174	3,866%	94,151%	94,377%
18	0,001243	3,978%	95,050%	95,247%
19	0,001312	4,087%	95,812%	95,983%
20	0,001381	4,193%	96,456%	96,604%
21	0,00145	4,297%	97,001%	97,130%
22	0,001519	4,398%	97,462%	97,574%
23	0,001588	4,497%	97,852%	97,949%
24	0,001657	4,593%	98,183%	98,266%
25	0,001726	4,688%	98,462%	98,534%

Perhitungan Derajat Konsolidasi

Contoh : S = 0,8 m pola segitiga zona 3

S= 0,8 m
D= 0,84 m
F (n)= 1,800225
t= 1 minggu
Cv gabungan= 0,000277 cm2/dt 167,3278 cm2/minggu
0,016733 m2/minggu
Ch= 0,00083 cm2/dt 501,9833 cm2/minggu
Hdr= 16 m

t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	U total (%)
0	0	0	0	0
1	6,54E-05	0,912%	14,621%	15,400%
2	0,000131	1,290%	27,105%	28,045%
3	0,000196	1,580%	37,763%	38,747%
4	0,000261	1,825%	46,863%	47,833%
5	0,000327	2,040%	54,633%	55,558%
6	0,000392	2,235%	61,266%	62,132%
7	0,000458	2,414%	66,929%	67,728%
8	0,000523	2,580%	71,765%	72,493%
9	0,000588	2,737%	75,893%	76,553%
10	0,000654	2,885%	79,418%	80,012%
11	0,000719	3,026%	82,427%	82,959%
12	0,000784	3,160%	84,997%	85,471%
13	0,00085	3,289%	87,190%	87,612%
14	0,000915	3,413%	89,063%	89,437%
15	0,00098	3,533%	90,662%	90,992%
16	0,001046	3,649%	92,028%	92,319%
17	0,001111	3,761%	93,193%	93,449%
18	0,001177	3,870%	94,189%	94,414%
19	0,001242	3,976%	95,038%	95,236%
20	0,001307	4,080%	95,764%	95,937%
21	0,001373	4,181%	96,383%	96,534%
22	0,001438	4,279%	96,912%	97,044%
23	0,001503	4,375%	97,364%	97,479%
24	0,001569	4,469%	97,749%	97,850%
25	0,001634	4,561%	98,078%	98,166%

LAMPIRAN 7.4

Brosur PVD

CeTeau-Drain CT-D822

Drain Body

Extrusion profile of 100% polypropylene with the following important properties:

- environmental safe
- large water flow capacity
- flexible
- high tensile strength and toughness
- inert to natural occurring acids alkalis and salt
- workable and easy to handle at low temperatures
- no wet shrinkage or growth

Filter Jacket

Nonwoven fabric of 100% polyester without any binders, with the following important properties:

- balanced strength in both directions
- high tensile strength and toughness
- no wet shrinkage or growth
- good resistance to rot, moisture and insects
- high water permeability
- inert to natural occurring acids, alkalis and salt
- excellent filtration characteristics
- tear, burst and puncture resistant
- environmental safe

Physical properties		Unit	CT-D822
Drain Body	Configuration	-	
	Material	-	PP
	Colour	-	white
Filter Jacket	Material	-	PET
	Colour	-	grey
Assembled Drain	Weight	g/m	75
	Width	mm	100
	Thickness	mm	4

Mechanical properties	Symbol	Test	Unit	CT-D822
Filter Jacket				
Grab Tensile Stength	F	ASTM D4632	N	480
Elongation	ε	ASTM D4632	%	32
Tear Strength		ASTM D4533	N	120
Pore Size	O_w	ASTM D4751	µm	< 75
Permeability	k	ASTM D4491	m/s	> 1.0×10^{-4}
Assembled Drain				
Tensile Strength	F	ASTM D4595	kN	2.75
Elongation at break	ε	ASTM D4595	%	40
Strength at 10% elongation	F	ASTM D4595	kN	2.2
Elongation at 1 kN tensile strength	ε	ASTM D4595	%	1.5
Discharge capacity at 100 kPa	q_{ult}	ASTM D4716	m^3/s	158×10^{-4}
Discharge capacity at 150 kPa	q_{ult}	ASTM D4716	m^3/s	157×10^{-4}
Discharge capacity at 200 kPa	q_{ult}	ASTM D4716	m^3/s	155×10^{-4}
Discharge capacity at 250 kPa	q_{ult}	ASTM D4716	m^3/s	150×10^{-4}
Discharge capacity at 300 kPa	q_{ult}	ASTM D4716	m^3/s	141×10^{-4}
Discharge capacity at 350 kPa	q_{ult}	ASTM D4716	m^3/s	135×10^{-4}

Transport details	Unit	CT-D822
Roll length	m	250
Outside diameter roll	m	1.10
Inside diameter roll	m	0.15
Weight roll	kg	20
40ft container	m	125,000

All information, illustrations 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. All mechanical properties are average values. Standard variations in mechanical strength of 10% and in hydraulic flow and pore size of 25% have to be allowed for.

Agent & Distributor in Indonesia Area :

PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SIER Building, 1st Floor
Jl. Rungkut Industri Raya No.10 Surabaya 60293
Tel. 62-31-8475062 Fax. 62-31-8475063
Email : info@geosistem.co.id Website : www.geosistem.co.id

GEOSISTEM CERTIFICATE NO. JKT 91284

LAMPIRAN 7.5

Brosur *Geotextile Non Woven*

TENCATE Polyfelt®

F – Filtration Geotextiles

Technical Data

TenCate Polyfelt® F is a two-layer continuous filament nonwoven, one layer designed as filter, the other layer as protection against damage of the filter. This construction allows an optimum number of constrictions in the filter layer, resulting in an extremely low clogging risk and high soil retention security.

TenCate Polyfelt® F

Properties (Standard)		Unit	F 60	F 70	F 80
Type of product		–	Two-layer mechanically bonded PP continuous filament nonwoven		
Raw material		–	100 % UV stabilized polypropylene		
Hydraulical Properties					
Number of Constrictions – (ASTM D 7179-05, XPG 38030 see overleaf)		–	25–40	25–40	25–40
Opening size O_{90} (EN ISO 12956)		µm	100	90	80
Permeability normal to the plane (EN ISO 11058)		l/m^2s (mm/s)	60	45	30
Flow rate in the plane (EN ISO 12958)	20/100 kPa	10^{-4} m^2/s	4.0/1.1	8/3	12/4.5
Mechanical Properties					
Elongation at max. load (EN ISO 10319)	MD/CD	%	85/70	90/75	85/80
Absorbed energy* (EN ISO 10319)		kJ/m	11.6	13.2	14.4
Tensile strength (EN ISO 10319)	MD/CD	kN/m	30/30	32/32	35/35
Cone drop test (EN ISO 13433)		mm	11	8.5	7
CBR puncture resistance (EN ISO 12236)		N	4600	4800	6500
Durability Properties					
UV resistance – strength retained (EN 12224)		%	> 80	> 80	> 80
Chemical / biological resistance		–	resistant against all chemical agents and microorganisms usually occuring in seas or rivers		
Identification Properties					
Thickness (EN ISO 9863-1)	2 kPa	mm	3.7	4.7	6.5
Mass per unit area (EN ISO 9864)		g/m^2	400	600	800

* | Area of the triangel beneth the stress-strain curve.

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

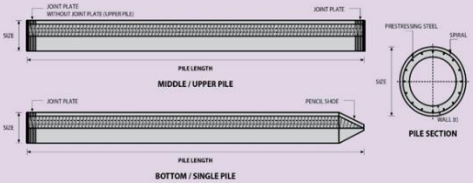
www.tencategeo.eu

TENCATE GEOSYNTHETICS

LAMPIRAN 7.6

Brosur *Spun Pile Wika Beton*

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength $fc' = 52$ MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

*Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)*
***) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*
****) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe*

LAMPIRAN 8.1

Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi (U=100%) Akibat Timbunan contoh Zona 3

U = 100 %																							
TEGANGAN		δ0' (t/m²)	δ1' (t/m²)	δ2' (t/m²)	δ3' (t/m²)	δ4' (t/m²)	δ5' (t/m²)	δ6' (t/m²)	δ7' (t/m²)	δ8' (t/m²)	δ9' (t/m²)	δ10' (t/m²)	δ11' (t/m²)	δ12' (t/m²)	δ13' (t/m²)	δ14' (t/m²)	δ15' (t/m²)	δ16' (t/m²)
KEDALAMAN (m)		H = 0 m	H = 0,5 m	H = 1 m	H = 1,5 m	H = 2 m	H = 2,5 m	H = 3 m	H = 3,5 m	H = 4 m	H = 4,5 m	H = 5 m	H = 5,5 m	H = 6 m	H = 6,5 m	H = 7 m	H = 7,5 m	H = 8 m
0,0	1,0	0,2562	1,1562	2,0562	2,9562	3,8562	4,7562	5,6562	6,5562	7,4562	8,3562	9,2562	10,1562	11,0562	11,9562	12,8562	13,7562	14,6562
1,0	2,0	0,7686	1,6685	2,5684	3,4684	4,3683	5,2682	6,1681	7,0680	7,9680	8,8679	9,7678	10,6677	11,5676	12,4676	13,3675	14,2674	15,1674
2,0	3,0	1,2810	2,1806	3,0803	3,9799	4,8795	5,7791	6,6788	7,5784	8,4780	9,3777	10,2773	11,1769	12,0766	12,9762	13,8758	14,7754	15,6754
3,0	4,0	1,7934	2,6924	3,5914	4,4904	5,3894	6,2884	7,1874	8,0864	8,9854	9,8844	10,7834	11,6824	12,5814	13,4803	14,3793	15,2783	16,1783
4,0	5,0	2,3058	3,2037	4,1016	4,9995	5,8974	6,7953	7,6932	8,5911	9,4890	10,3869	11,2848	12,1827	13,0806	13,9785	14,8764	15,7743	16,6743
5,0	6,0	2,8182	3,7144	4,6107	5,5069	6,4031	7,2994	8,1956	9,0918	9,9880	10,8843	11,7805	12,6767	13,5730	14,4692	15,3654	16,2617	17,1616
6,0	7,0	3,3306	4,2245	5,1184	6,0123	6,9062	7,8002	8,6941	9,5880	10,4819	11,3758	12,2697	13,1636	14,0575	14,9514	15,8453	16,7393	17,6393
7,0	8,0	3,8430	4,7339	5,6247	6,5156	7,4065	8,2974	9,1882	10,0791	10,9700	11,8609	12,7517	13,6426	14,5335	15,4244	16,3152	17,2061	18,1061
8,0	9,0	4,3554	5,2425	6,1296	7,0166	7,9037	8,7908	9,6779	10,5649	11,4520	12,3391	13,2262	14,1133	15,0003	15,8874	16,7745	17,6616	18,5616
9,0	10,0	4,8678	5,7503	6,6328	7,5153	8,3978	9,2803	10,1628	11,0453	11,9278	12,8103	13,6928	14,5753	15,4578	16,3403	17,2228	18,1053	19,0053
10,0	11,0	5,4120	6,2891	7,1663	8,0434	8,9206	9,7977	10,6748	11,5520	12,4291	13,3063	14,1834	15,0605	15,9377	16,8148	17,6919	18,5691	19,4691
11,0	12,0	5,9880	6,8590	7,7300	8,6010	9,4720	10,3490	11,2141	12,0851	12,9561	13,8271	14,6981	15,5691	16,4401	17,3111	18,1821	19,0531	19,9531
12,0	13,0	6,5640	7,4281	8,2923	9,1564	10,0206	10,8847	11,7488	12,6130	13,4771	14,3413	15,2054	16,0695	16,9337	17,7978	18,6619	19,5261	20,4261
13,0	14,0	7,1400	7,9966	8,8531	9,7097	10,5663	11,4229	12,2794	13,1360	13,9926	14,8491	15,7057	16,5623	17,4189	18,2754	19,1320	19,9886	20,8886
14,0	15,0	7,7160	8,5726	9,4291	10,2857	11,1423	11,9989	12,8554	13,7120	14,5686	15,4251	16,2817	17,1383	17,9949	18,8514	19,7080	20,5646	21,4646
15,0	16,0	8,3768	9,2334	10,0899	10,9465	11,8031	12,6597	13,5162	14,3728	15,2294	16,0859	16,9425	17,7991	18,6557	19,5122	20,3688	21,2254	22,1254

LAMPIRAN 8.2

Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi (U=100%) akibat Batu SP contoh Zona 3

U = 100 %								
TEGANGAN	δ0' (t/m^2)	δ1' (t/m^2)	δ2' (t/m^2)	δ3' (t/m^2)	δ4' (t/m^2)	δ5' (t/m^2)	δ6' (t/m^2)	δ7' (t/m^2)
KEDALAMAN (m)	H = 0 m	H = 1 m	H = 2 m	H = 3 m	H = 4 m	H = 5 m	H = 6 m	H = 7 m
0,0	0,2562	2,6003	4,9444	7,2885	9,6326	11,9767	14,3208	16,6649
1,0	0,7686	3,0282	5,2877	7,5473	9,8068	12,0664	14,3259	16,5855
2,0	1,2810	3,4468	5,6126	7,7784	9,9442	12,1100	14,2758	16,4416
3,0	1,7934	3,8638	5,9343	8,0047	10,0752	12,1456	14,2161	16,2865
4,0	2,3058	4,2823	6,2588	8,2352	10,2117	12,1882	14,1647	16,1411
5,0	2,8182	4,7036	6,5890	8,4743	10,3597	12,2451	14,1305	16,0158
6,0	3,3306	5,1286	6,9265	8,7245	10,5224	12,3204	14,1184	15,9163
7,0	3,8430	5,5577	7,2724	8,9870	10,7017	12,4164	14,1311	15,8458
8,0	4,3554	5,9912	7,6269	9,2627	10,8985	12,5343	14,1700	15,8058
9,0	4,8678	6,4291	7,9904	9,5517	11,1130	12,6743	14,2356	15,7969
10,0	5,4120	6,9032	8,3944	9,8856	11,3769	12,8681	14,3593	15,8505
11,0	5,9880	7,4134	8,8388	10,2642	11,6897	13,1151	14,5405	15,9659
12,0	6,5640	7,9277	9,2914	10,6552	12,0189	13,3826	14,7463	16,1101
13,0	7,1400	8,4459	9,7519	11,0578	12,3638	13,6697	14,9757	16,2816
14,0	7,7160	8,9678	10,2197	11,4715	12,7234	13,9752	15,2271	16,4789
15,0	8,3768	9,5780	10,7792	11,9804	13,1817	14,3829	15,5841	16,7853

LAMPIRAN 8.3

Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi (U<100%) akibat Timbunan contoh Zona 3

U < 100%																										
Perubahan Tegangan		Po' (t/m2)	ΔP1' (t/m^2)	ΔP2' (t/m^2)	ΔP3' (t/m^2)	ΔP4' (t/m^2)	ΔP5' (t/m^2)	ΔP6' (t/m^2)	ΔP7' (t/m^2)	ΔP8' (t/m^2)	ΔP9' (t/m^2)	ΔP10' (t/m^2)	ΔP11' (t/m^2)	ΔP12' (t/m^2)	ΔP13' (t/m^2)	ΔP14' (t/m^2)	ΔP15' (t/m^2)	ΔP16' (t/m^2)	Σσ'	Σσ'	
Tinggi penimbunan		0m	0,5m	1m	1.5m	2m	2.5m	3 m	3.5 m	4 m	4,5 m	5 m	5,5 m	6 m	6,5 m	7 m	7,5 m	8 m	t/m2	kg/cm2	
Umur (minggu)		-	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1			
Kedalaman (m)	\ U (%)	100,00%	92,319%	90,992%	89,437%	87,612%	85,471%	82,959%	80,012%	76,553%	72,493%	67,728%	62,132%	55,558%	47,833%	38,747%	28,045%	15,400%			
0,0	1,0	0,2562	0,7736	0,7961	0,7888	0,7751	0,7572	0,7354	0,7093	0,6785	0,6421	0,5994	0,5493	0,4906	0,4217	0,3410	0,2463	0,1349	9,6956	0,96956	
1,0	2,0	0,7686	0,8035	0,8020	0,7916	0,7768	0,7585	0,7364	0,7101	0,6791	0,6427	0,5999	0,5498	0,4910	0,4220	0,3413	0,2465	0,1350	10,2549	1,02549	
2,0	3,0	1,2810	0,8123	0,8053	0,7933	0,7780	0,7593	0,7370	0,7106	0,6795	0,6431	0,6002	0,5500	0,4912	0,4223	0,3414	0,2466	0,1352	10,7864	1,07864	
3,0	4,0	1,7934	0,8163	0,8070	0,7943	0,7785	0,7596	0,7372	0,7107	0,6796	0,6431	0,6003	0,5501	0,4912	0,4223	0,3415	0,2467	0,1353	11,3069	1,13069	
4,0	5,0	2,3058	0,8180	0,8076	0,7944	0,7785	0,7594	0,7369	0,7104	0,6793	0,6428	0,5999	0,5498	0,4910	0,4221	0,3413	0,2465	0,1354	11,8190	1,1819	
5,0	6,0	2,8182	0,8183	0,8073	0,7939	0,7777	0,7586	0,7361	0,7096	0,6785	0,6420	0,5992	0,5491	0,4904	0,4215	0,3409	0,2462	0,1355	12,3229	1,23229	
6,0	7,0	3,3306	0,8175	0,8062	0,7925	0,7763	0,7572	0,7346	0,7082	0,6771	0,6407	0,5980	0,5480	0,4894	0,4207	0,3402	0,2458	0,1356	12,8185	1,28185	
7,0	8,0	3,8430	0,8157	0,8042	0,7905	0,7742	0,7551	0,7326	0,7062	0,6752	0,6388	0,5963	0,5464	0,4880	0,4195	0,3393	0,2451	0,1356	13,3055	1,33055	
8,0	9,0	4,3554	0,8130	0,8014	0,7876	0,7714	0,7523	0,7298	0,7035	0,6726	0,6364	0,5940	0,5444	0,4862	0,4180	0,3380	0,2442	0,1357	13,7838	1,37838	
9,0	10,0	4,8678	0,8094	0,7977	0,7840	0,7678	0,7487	0,7264	0,7002	0,6695	0,6334	0,5912	0,5418	0,4839	0,4160	0,3364	0,2431	0,1358	14,2531	1,42531	
10,0	11,0	5,4120	0,8050	0,7934	0,7796	0,7635	0,7445	0,7223	0,6962	0,6657	0,6299	0,5879	0,5388	0,4812	0,4137	0,3346	0,2417	0,1358	14,7458	1,47458	
11,0	12,0	5,9880	0,7998	0,7882	0,7745	0,7585	0,7397	0,7176	0,6917	0,6613	0,6257	0,5841	0,5353	0,4781	0,4110	0,3324	0,2402	0,1359	15,2619	1,52619	
12,0	13,0	6,5640	0,7939	0,7823	0,7688	0,7528	0,7341	0,7122	0,6865	0,6564	0,6211	0,5797	0,5313	0,4745	0,4080	0,3300	0,2384	0,1360	15,7698	1,57698	
13,0	14,0	7,1400	0,7873	0,7758	0,7623	0,7465	0,7279	0,7062	0,6807	0,6508	0,6139	0,5749	0,5268	0,4706	0,4046	0,3272	0,2365	0,1360	16,2700	1,627	
14,0	15,0	7,7160	0,7875	0,7780	0,7625	0,7467	0,7281	0,7064	0,6809	0,6510	0,6161	0,5751	0,5270	0,4707	0,4048	0,3274	0,2366	0,1361	16,8490	1,6849	
15,0	16,0	8,3768	0,7878	0,7763	0,7628	0,7469	0,7284	0,7066	0,6811	0,6513	0,6163	0,5733	0,5272	0,4709	0,4049	0,3275	0,2367	0,1362	17,5129	1,75129	

LAMPIRAN 8.4

Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi (U<100%) akibat Batu SP contoh Zona 3

U < 100%														
Perubahan Tegangan		Po' (t/m2)	ΔP1' (t/m^2)	ΔP2' (t/m^2)	ΔP3' (t/m^2)	ΔP4' (t/m^2)	ΔP5' (t/m^2)	ΔP6' (t/m^2)	ΔP7' (t/m^2)	Σσ'	Σσ'
Tinggi penimbunan		H = 0 m	H = 1 m	H = 2 m	H = 3 m	H = 4 m	H = 5 m	H = 6 m	H = 7 m	t/m2	kg/cm2
Umur (minggu)		-	14	12	10	8	6	4	2		
kedalaman (m) \ U (%)		100,00%	89,437%	85,471%	80,012%	72,493%	62,132%	47,833%	28,045%		
0,0	1,0	0,2562	1,7795	1,9033	1,8001	1,6329	1,3959	1,0691	0,6220	10,4590	1,0459
1,0	2,0	0,7686	1,8512	1,8482	1,7414	1,5779	1,3484	1,0325	0,6007	10,7690	1,07769
2,0	3,0	1,2810	1,8236	1,7820	1,6746	1,5161	1,2951	0,9916	0,5769	10,9408	1,09408
3,0	4,0	1,7934	1,7695	1,7118	1,6056	1,4527	1,2406	0,9498	0,5526	11,0759	1,10759
4,0	5,0	2,3058	1,7054	1,6407	1,5369	1,3898	1,1866	0,9084	0,5285	11,2021	1,12021
5,0	6,0	2,8182	1,6376	1,5705	1,4697	1,3285	1,1341	0,8682	0,5052	11,3319	1,13319
6,0	7,0	3,3306	1,5694	1,5020	1,4047	1,2694	1,0835	0,8295	0,4827	11,4717	1,14717
7,0	8,0	3,8430	1,5023	1,4360	1,3423	1,2128	1,0352	0,7925	0,4612	11,6254	1,16254
8,0	9,0	4,3554	1,4373	1,3729	1,2829	1,1590	0,9893	0,7574	0,4409	11,7951	1,17951
9,0	10,0	4,8678	1,3751	1,3128	1,2265	1,1080	0,9458	0,7242	0,4216	11,9819	1,19819
10,0	11,0	5,4120	1,3160	1,2560	1,1733	1,0599	0,9048	0,6929	0,4035	12,2185	1,22185
11,0	12,0	5,9880	1,2601	1,2024	1,1232	1,0147	0,8663	0,6635	0,3864	12,5045	1,25045
12,0	13,0	6,5640	1,2072	1,1519	1,0760	0,9721	0,8300	0,6358	0,3704	12,8074	1,28074
13,0	14,0	7,1400	1,1574	1,1043	1,0316	0,9321	0,7959	0,6098	0,3553	13,1265	1,31265
14,0	15,0	7,7160	1,1105	1,0597	0,9899	0,8945	0,7639	0,5854	0,3412	13,4611	1,34611
15,0	16,0	8,3768	1,0666	1,0178	0,9509	0,8593	0,7340	0,5626	0,3279	13,8957	1,38957

LAMPIRAN 9.1

Perhitungann Settlement Pondasi Dangakal

Akibat Beban Poer

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	Y'sat baru (t/m^3)	Y'' (t/m^3)	B1 (m)	B2 (m)	α1	α2	ΔP (t/m^2)	TOTAL ΔP (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	σ'_c (t/m^2)	$\Delta P + \sigma'_0$ (t/m^2)	OCR	NC/OC	Sc tiimb (m)	Sc Kum (m)
1	1	0,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	75,96	1,43112	2,86	0,30	1,51	3,16	5,10	OC SOIL	0,098852	0,098852
2	1	1,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	73,91	1,42668	2,85	0,89	2,10	3,74	2,37	OC SOIL	0,069628	0,16848
3	1	2,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	71,90	1,42110	2,84	1,48	2,69	4,32	1,82	OC SOIL	0,055108	0,223588
4	1	3,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	69,93	1,41436	2,83	2,07	3,28	4,89	1,59	OC SOIL	0,045762	0,26935
5	1	4,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	68,01	1,40645	2,81	2,66	3,87	5,47	1,46	OC SOIL	0,039106	0,308456
6	1	5,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	66,14	1,39737	2,79	3,25	4,46	6,04	1,37	OC SOIL	0,034073	0,342529
7	1	6,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	64,32	1,38716	2,77	3,84	5,05	6,61	1,32	OC SOIL	0,030108	0,372637
8	1	7,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	62,56	1,37589	2,75	4,43	5,64	7,18	1,27	OC SOIL	0,02689	0,399527
9	1	8,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	60,85	1,36360	2,73	5,02	6,23	7,74	1,24	OC SOIL	0,024216	0,423743
10	1	9,5	1,590	0,59	26	0,0	0,00	59,20	1,35039	2,70	5,61	6,82	8,31	1,22	OC SOIL	0,021953	0,445696
11	1	10,5	1,620	0,62	26	0,0	0,00	57,60	1,33635	2,67	6,21	7,42	8,88	1,19	OC SOIL	0,017272	0,462968
12	1	11,5	1,620	0,62	26	0,0	0,00	56,06	1,32156	2,64	6,83	8,04	9,47	1,18	OC SOIL	0,015759	0,478726
13	1	12,5	1,620	0,62	26	0,0	0,00	54,57	1,30612	2,61	7,45	8,66	10,06	1,16	OC SOIL	0,014438	0,493165
14	1	13,5	1,620	0,62	26	0,0	0,00	53,13	1,29012	2,58	8,07	9,28	10,65	1,15	OC SOIL	0,013276	0,50644
15	1	14,5	1,620	0,62	26	0,0	0,00	51,75	1,27365	2,55	8,69	9,90	11,24	1,14	OC SOIL	0,012243	0,518683
16	1	15,5	1,780	0,78	26	0,0	0,00	50,41	1,25681	2,51	9,39	10,60	11,90	1,13	OC SOIL	0,008521	0,527205

LAMPIRAN 9.2

Perhitungann Settlement Pondasi Dangkal
Akibat Beban Tangki dan Isinya

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	Y'sat BARU (t/m^3)	Y'' (t/m^3)	I	ΔP Silinder (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	σ'_c (t/m^2)	ΔP + σ'_0 (t/m^2)	OCR	NC/OC	Sc timb (m)	Sc Kum (m)
1	1	7,7	1,590	0,59	0,87	5,277	4,54	5,75	9,82	1,27	OC SOIL	0,053919	0,053919
2	1	8,7	1,590	0,59	0,84	5,082	5,13	6,34	10,22	1,24	OC SOIL	0,048078	0,101997
3	1	9,7	1,590	0,59	0,80	4,875	5,72	6,93	10,60	1,21	OC SOIL	0,042874	0,144871
4	1	10,7	1,590	0,59	0,77	4,656	6,31	7,52	10,97	1,19	OC SOIL	0,038197	0,183067
5	1	11,7	1,590	0,59	0,73	4,430	6,90	8,11	11,33	1,18	OC SOIL	0,033968	0,217036
6	1	12,7	1,590	0,59	0,69	4,199	7,49	8,70	11,69	1,16	OC SOIL	0,03013	0,247166
7	1	13,7	1,590	0,59	0,65	3,964	8,08	9,29	12,05	1,15	OC SOIL	0,026635	0,273801
8	1	14,7	1,590	0,59	0,61	3,728	8,67	9,88	12,40	1,14	OC SOIL	0,023448	0,297249
9	1	15,7	1,590	0,59	0,58	3,492	9,26	10,47	12,75	1,13	OC SOIL	0,02054	0,317789
10	1	16,7	1,590	0,59	0,54	3,258	9,85	11,06	13,11	1,12	OC SOIL	0,017885	0,335674
11	1	17,7	1,620	0,62	0,50	3,027	10,46	11,67	13,49	1,12	OC SOIL	0,013355	0,349029
12	1	18,7	1,620	0,62	0,46	2,801	11,08	12,29	13,88	1,11	OC SOIL	0,011419	0,360447
13	1	19,7	1,620	0,62	0,43	2,580	11,70	12,91	14,28	1,10	OC SOIL	0,009661	0,370108
14	1	20,7	1,620	0,62	0,39	2,365	12,32	13,53	14,68	1,10	OC SOIL	0,008066	0,378174
15	1	21,7	1,620	0,62	0,36	2,156	12,94	14,15	15,09	1,09	OC SOIL	0,006619	0,384793
16	1	22,7	1,780	0,78	0,32	1,954	13,64	14,85	15,59	1,09	OC SOIL	0,004004	0,388797

LAMPIRAN 9.3

Perhitungan Daya Dukung Luciano Decourt Koreksi Muka Air Tanah Diamter 80 cm

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Koreksi terhadap MAT	N rata - rata (p)	N rata - rata (s)	Qp	Qs	QL	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$
(m)	Blow		t/m^3	t/m^2	N1 (Terzaghi)			ton	ton	ton	ton
0	0	Lempung	1,512	0,00	0,00	0,86	0,00	8,62	0,00	8,62	2,87
0,5	0	Lempung	1,512	0,26	0,00	1,00	0,00	10,05	1,26	11,31	3,77
1	0	Lempung	1,512	0,51	0,00	1,11	0,00	11,17	2,51	13,68	4,56
1,5	0	Lempung	1,512	0,77	0,00	1,20	0,00	12,06	3,77	15,83	5,28
2	2	Lempung	1,512	1,02	2,00	1,27	0,40	12,79	5,70	18,49	6,16
2,5	2	Lempung	1,512	1,28	2,00	1,33	0,67	13,40	7,68	21,08	7,03
3	2	Lempung	1,512	1,54	2,00	1,38	0,86	13,92	9,69	23,61	7,87
3,5	2	Lempung	1,512	1,79	2,00	1,54	1,00	15,47	11,73	27,19	9,06
4	2	Lempung	1,512	2,05	2,00	1,69	1,11	17,01	13,78	30,79	10,26
4,5	2	Lempung	1,512	2,30	2,00	1,85	1,20	18,56	15,83	34,39	11,46
5	2	Lempung	1,512	2,56	2,00	2,08	1,27	20,88	17,90	38,78	12,93
5,5	2	Lempung	1,512	2,82	2,00	2,15	1,33	21,65	19,97	41,62	13,87
6	2	Lempung	1,512	3,07	2,00	2,23	1,38	22,43	22,04	44,47	14,82
6,5	2	Lempung	1,512	3,33	2,00	2,31	1,43	23,20	24,12	47,31	15,77
7	2	Lempung	1,512	3,58	2,00	2,46	1,47	24,75	26,19	50,94	16,98
7,5	2	Lempung	1,512	3,84	2,00	2,62	1,50	26,29	28,27	54,57	18,19
8	3	Lempung	1,512	4,10	3,00	2,85	1,59	28,61	30,75	59,36	19,79
8,5	3	Lempung	1,512	4,35	3,00	3,08	1,67	30,93	33,23	64,16	21,39
9	3	Lempung	1,512	4,61	3,00	3,38	1,74	34,03	35,71	69,74	23,25
9,5	3	Lempung	1,512	4,86	3,00	3,69	1,80	37,12	38,20	75,32	25,11
10	4	Lempung	1,576	5,15	4,00	3,92	1,90	39,44	41,09	80,53	26,84
10,5	4	Lempung	1,576	5,44	4,00	4,15	2,00	41,76	43,98	85,74	28,58
11	5	Lempung	1,576	5,73	5,00	4,38	2,13	44,08	47,28	91,36	30,45
11,5	5	Lempung	1,576	6,02	5,00	4,54	2,25	45,63	50,58	96,21	32,07
12	6	Lempung	1,576	6,30	6,00	5,31	2,40	53,36	54,29	107,65	35,88
12,5	6	Lempung	1,576	6,59	6,00	6,08	2,54	61,09	58,00	119,09	39,70
13	5	Lempung	1,576	6,88	5,00	7,23	2,63	72,69	61,31	134,00	44,67
13,5	5	Lempung	1,576	7,17	5,00	8,31	2,71	83,52	64,63	148,15	49,38
14	5	Lempung	1,576	7,46	5,00	9,42	2,79	94,73	67,95	162,68	54,23
14,5	5	Lempung	1,576	7,74	5,00	10,46	2,87	105,17	71,27	176,44	58,81
15	13	Lempung	1,746	8,12	13,00	11,58	3,19	116,38	77,83	194,21	64,74
15,5	13	Lempung	1,746	8,49	13,00	12,62	3,50	126,82	84,40	211,23	70,41
16	21	Lempung	1,958	8,97	18,00	13,73	3,94	138,04	93,02	231,05	77,02
16,5	21	Lempung	1,958	9,45	18,00	14,92	4,35	150,02	101,64	251,66	83,89
17	22	Lempung	1,958	9,93	18,50	16,19	4,76	162,78	110,48	273,26	91,09
17,5	22	Lempung	1,958	10,41	18,50	17,50	5,14	175,93	119,32	295,25	98,42
18	24	Lempung	1,958	10,89	19,50	18,85	5,53	189,46	128,58	318,05	106,02
18,5	24	Lempung	1,958	11,36	19,50	19,62	5,89	197,20	137,86	335,05	111,68
19	26	Lempung	2,000	11,86	20,50	20,42	6,27	205,32	147,54	352,86	117,62
19,5	26	Lempung	2,000	12,36	20,50	20,81	6,63	209,18	157,24	366,42	122,14
20	28	Lempung	2,000	12,86	21,50	21,15	6,99	212,66	167,35	380,01	126,67
20,5	29	Lempung	2,000	13,36	22,00	22,04	7,35	221,55	177,67	399,22	133,07
21	30	Lempung	2,000	13,86	22,50	23,46	7,70	235,86	188,20	424,06	141,35
21,5	31	Lempung	2,000	14,36	23,00	24,81	8,05	249,39	198,95	448,34	149,45
22	32	Lempung	2,000	14,86	23,50	26,15	8,39	262,93	209,90	472,83	157,61
22,5	31	Lempung	2,000	15,36	23,00	27,42	8,71	275,69	220,66	496,35	165,45
23	30	Lempung	2,000	15,86	22,50	28,73	9,00	288,83	231,22	520,05	173,35
23,5	45	Lempung	2,000	16,36	30,00	29,69	9,44	298,50	244,86	543,36	181,12
24	59	Lempung	2,000	16,86	37,00	30,38	10,00	305,46	261,38	566,84	188,95
24,5	59	Lempung	2,000	17,36	37,00	30,81	10,54	309,71	277,91	587,62	195,87
25	59	Lempung	2,000	17,86	37,00	30,96	11,06	311,26	294,45	605,71	201,90
25,5	59	Lempung	2,000	18,36	37,00	31,19	11,56	313,58	310,99	624,57	208,19
26	60	Lempung	2,000	18,86	37,50	31,58	12,05	317,45	327,75	645,20	215,07
26,5	53	Lempung	2,000	19,36	34,00	32,12	12,45	322,86	343,08	665,94	221,98
27	47	Lempung	2,000	19,86	31,00	32,19	12,79	323,63	357,18	680,81	226,94
27,5	41	Lempung	2,000	20,36	28,00	31,79	13,06	319,60	370,05	689,66	229,89
28	35	Lempung	2,000	20,86	25,00	31,32	13,27	314,84	381,69	696,54	232,18
28,5	38	Lempung	2,000	21,36	26,50	30,75	13,50	309,13	393,96	703,09	234,36
29	41	Lempung	2,000	21,86	28,00	30,06	13,75	302,15	406,84	708,99	236,33
29,5	44	Lempung	2,000	22,36	29,50	30,06	14,01	302,15	420,34	722,49	240,83
30	47	Lempung	2,000	22,86	31,00	28,43	14,29	285,80	434,47	720,26	240,09

LAMPIRAN 9.4

a. Perhitungan Settlement Konsolidasi Tiang dalam Group kondisi *floating* (Contoh : D = 60 cm; S = 2,5 D)

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	γ'sat (t/m^3)	γ'' (t/m^3)	eo	Cc	Cs	TOTAL ΔP (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	σ'_c (t/m^2)	ΔP + σ'_0 (t/m^2)	OCR	NC/OC	cek rumus	Sc timb (m)	Sc Kum (m)
1	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		0,26	1,47	0,26	5,72	OC SOIL	pendek	0	0
2	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		0,77	1,98	0,77	2,57	OC SOIL	pendek	0	0
3	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		1,28	2,49	1,28	1,94	OC SOIL	pendek	0	0
4	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		1,79	3,00	1,79	1,67	OC SOIL	pendek	0	0
5	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		2,31	3,52	2,31	1,52	OC SOIL	pendek	0	0
6	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		2,82	4,03	2,82	1,43	OC SOIL	pendek	0	0
7	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		3,33	4,54	3,33	1,36	OC SOIL	pendek	0	0
8	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		3,84	5,05	3,84	1,31	OC SOIL	pendek	0	0
9	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		4,36	5,57	4,36	1,28	OC SOIL	pendek	0	0
10	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		4,87	6,08	4,87	1,25	OC SOIL	pendek	0	0
11	1	0,5	1,576	0,58	1,76	0,51	0,10	7,24	5,41	6,62	12,65	1,22	OC SOIL	panjang	0,055127467	0,055127467
12	1	1,5	1,576	0,58	1,76	0,51	0,10	6,97	5,99	7,20	12,96	1,20	OC SOIL	panjang	0,050085421	0,105212888
13	1	2,5	1,576	0,58	1,76	0,51	0,10	6,72	6,56	7,77	13,28	1,18	OC SOIL	panjang	0,045647291	0,150860179
14	1	3,5	1,703	0,70	1,76	0,51	0,10	6,48	7,20	8,41	13,68	1,17	OC SOIL	panjang	0,041463443	0,192323623
15	1	4,5	1,703	0,70	1,76	0,51	0,10	6,25	7,91	9,12	14,16	1,15	OC SOIL	panjang	0,037563979	0,229887602
16	1	5,5	1,703	0,70	1,19	0,31	0,06	6,04	8,61	9,82	14,65	1,14	OC SOIL	panjang	0,025894368	0,255782197

b. Perhitungan Settlement Konsolidasi Tiang dalam Group kondisi *floating* (Contoh : D = 60 cm; S = 3 D)

No	Tebal Lap (m)	Z (m)	Y'sat (t/m^3)	Y'' (t/m^3)	e o	Cc	Cs	TOTAL ΔP (t/m^2)	σ'$_0$ (t/m^2)	σ'$_c$ (t/m^2)	ΔP + σ'$_0$ (t/m^2)	OCR	NC/OC	cek rumus	Sc timb (m)	Sc Kum (m)
1	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		0,26	1,47	0,26	5,72	OC SOIL	pendek	0	0
2	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		0,77	1,98	0,77	2,57	OC SOIL	pendek	0	0
3	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		1,28	2,49	1,28	1,94	OC SOIL	pendek	0	0
4	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		1,79	3,00	1,79	1,67	OC SOIL	pendek	0	0
5	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		2,31	3,52	2,31	1,52	OC SOIL	pendek	0	0
6	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		2,82	4,03	2,82	1,43	OC SOIL	pendek	0	0
7	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		3,33	4,54	3,33	1,36	OC SOIL	pendek	0	0
8	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		3,84	5,05	3,84	1,31	OC SOIL	pendek	0	0
9	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		4,36	5,57	4,36	1,28	OC SOIL	pendek	0	0
10	1		1,512	0,51	1,87	0,61	0,12		4,87	6,08	4,87	1,25	OC SOIL	pendek	0	0
11	1	0,5	1,576	0,58	1,76	0,51	0,10	7,24	5,41	6,62	12,65	1,22	OC SOIL	panjang	0,055127467	0,055127467
12	1	1,5	1,576	0,58	1,76	0,51	0,10	6,97	5,99	7,20	12,96	1,20	OC SOIL	panjang	0,050085421	0,105212888
13	1	2,5	1,576	0,58	1,76	0,51	0,10	6,72	6,56	7,77	13,28	1,18	OC SOIL	panjang	0,045647291	0,150860179
14	1	3,5	1,703	0,70	1,76	0,51	0,10	6,48	7,20	8,41	13,68	1,17	OC SOIL	panjang	0,041463443	0,192323623
15	1	4,5	1,703	0,70	1,76	0,51	0,10	6,25	7,91	9,12	14,16	1,15	OC SOIL	panjang	0,037563979	0,229887602
16	1	5,5	1,703	0,70	1,19	0,31	0,06	6,04	8,61	9,82	14,65	1,14	OC SOIL	panjang	0,025894368	0,25578197

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BIODATA PENULIS

Candra Okto Rian Dwi Putra dilahirkan di Sentani, 20 Oktober 1997. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 03 Maospati dan lulus pada tahun 2010, SMPN 1 Maospati dan lulus pada tahun 2013, dan SMAN 2 Madiun dan lulus pada tahun 2016. Pada tahun 2016 penulis mengikuti Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri (SNMPTN) dan diterima di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dengan Jurusan Teknik Sipil FTSPK, terdaftar dengan NRP 03111640000033.

Di jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian ITS, pada semester tujuh penulis mengambil bidang peminatan Geoteknik. Penulis sempat aktif di organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil ITS sebagai Staff ahli dan ketua divisi CECC (*Civil Engineering Computer Club*) selama 2 periode yakni 2018 – 2019 dan juga aktif pada beberapa kegiatan seminar maupun pelatihan yang diselenggarakan oleh jurusan maupun Himpunan Mahasiswa Sipil ITS.

Apabila ingin berdiskusi dengan penulis perihal kritik dan saran mengenai tugas akhir ini dapat menghubungi penulis melalui email : candraoktorian@gmail.com