TUGAS AKHIR – RC18-4803

PERENCANAAN PONDASI, DINDING PENAHAN TANAH, DAN OPRIT JEMBATAN YANG EFISIEN STUDI KASUS: JEMBATAN NGABUNGAN PENGHUBUNG PONCO-JATIROGO STA 131+046

SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM
NRP. 03111640000015

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD

Dosen Pembimbing II
Ir. Suwarno, M. Eng

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

TUGAS AKHIR – RC18-4803

PERENCANAAN PONDASI, DINDING PENAHAN TANAH, DAN OPRIT JEMBATAN YANG EFISIEN STUDI KASUS: JEMBATAN NGABUNGAN PENGHUBUNG PONCO-JATIROGO STA 131+046

SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM
NRP. 03111640000015

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD

Dosen Pembimbing II
Ir. Suwarno, M. Eng

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

FINAL PROJECT – RC18-4803

EFFICIENT PLANNING OF FOUNDATION, RETAINING WALL, AND APPROACH CASE STUDY : NGABUNGAN BRIDGE PONCO-JATIROGO CONNECTORS STA 131+046

SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM
NRP. 03111640000015

Supervisor I
Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD

Supervisor II
Ir. Suwarno, M. Eng

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Environment, and Geotechnical
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

PERENCANAAN PONDASI, DINDING PENAHAN TANAH, DAN OPRIT JEMBATAN YANG EFISIEN
STUDI KASUS: JEMBATAN NGABUNGAN PENGHUBUNG PONCO-JATIROGO STA 131+046

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 :
SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM
NRP. 031 1 16 4000 0015

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD
   (Pembimbing I)

2. Ir. Suwarno, M.Eng
   (Pembimbing II)

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

SURABAYA,
JULI 2020

PERENCANAAN PONDASI, DINDING PENAHAN TANAH, DAN OPRIT JEMBATAN YANG EFISIEN
STUDI KASUS: JEMBATAN NGABUNGAN PENGHUBUNG PONCO-JATIROGO STA 131+046

Nama Mahasiswa : Septyana Ika Kusumaningrum
NRP : 03111640000015
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultasi : Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD
Ir. Suwarno, M. Eng

Abstrak

Jembatan Ngabungan terletak di Jalan Ahmad Yani KM 131+046 yang merupakan penghubung antara Ponco-Jatirogo. Kondisi jembatan yang sudah tua dan adanya kerusakan pada konstruksi jembatan akibat adanya gerusan air sungai pada pangkal abutment, maka perlu dilakukan pembangunan jembatan baru yang berada di sisi selatan jembatan tersebut. Selain itu, untuk mengantisipasi meningkatnya angka pertumbuhan lalu lintas, jembatan yang semula mempunyai panjang 12 m dan lebar 7m, direncanakan memiliki bentang 25,6 m dan lebar 8,5 m. Dengan sudah adanya elevasi jalan eksisting setinggi 4,9-5,7 m dari dasar sungai, elevasi oprit direncanakan akan dipertinggi sekitar 1,5-2,3 m dan lebar 9,5 m. Oprit jembatan sendiri terletak di atas tanah dominan lanau kelempungan dengan NSPT sekitar 10 pada kedalaman sekitar 5 m. Adanya daya dukung tanah dasar yang masih rendah, timbunan oprit dapat mengalami kelongsoran pada sisi oprit sehingga dapat menimbulkan bahaya pada konstruksi jembatan. Gerusan air secara terus menerus juga dapat mengakibatkan keruntuhan pada dinding penahan tanah di bawah struktur Jembatan Ngabungan.

Pada Tugas Akhir ini, struktur bawah jembatan Ngabungan direncanakan memiliki dua buah abutment, dengan menggunakan dua alternatif pondasi yaitu pondasi sumuran dan pondasi tiang pancang, sedangkan untuk dinding penahan tanah

di bawah jembatan direncanakan menggunakan sheet pile beton. Penambahan oprit direncanakan memiliki dua variasi kemiringan yaitu timbunan sisi tegak dan timbunan sisi miring. Timbunan oprit sisi miring diperkuat dengan geotextile, sedangkan timbunan sisi tegak diperkuat dengan bronjong. Perkuatan tersebut bertujuan untuk meningkatkan stabilitas timbunan. Pemilihan alternatif yang perencanaan yang akan dipakai akan ditinjau dari biaya material yang ekonomis.

Hasil perencanaan pondasi yang diperoleh adalah, apabila dipakai pondasi tiang dengan diameter 50 cm maka diperlukan sebanyak 24 buah dengan kedalaman 18 m. Bilamana dipakai pondasi sumuran sebagai alternative maka diperlukan diameter 200 cm sebanyak 8 buah dengan kedalaman 6 m. Perkuatan timbunan oprit miring dibutuhkan geotextile sebanyak 4 lapis, sedangkan untuk perkuatan timbunan dengan sisi tegak dibutuhkan bronjong 27 buah dengan ukuran 2 m x 1 m x 0,5 m.

Berdasarkan biaya material, perencanaan pondasi dan perkuatan timbunan oprit yang dipilih adalah masing-masing pondasi sumuran dan sisi timbunan tegak dengan menggunakan bronjong. Sedang perencanaan dinding penahan tanah dibawah jembatan menggunakan sheet pile beton dengan kedalaman 9,1 m.

.

Kata Kunci ***:*** *Abutment, bronjong, geotextile, oprit, pondasi sumuran, pondasi tiang, sheet pile*

EFFICIENT PLANNING OF FOUNDATION, RETAINING WALL, AND APPROACH CASE STUDY: NGABUNGAN BRIDGE PONCO-JATIROGO CONNECTORS STA 131+046

Name	**: Septyana Ika Kusumaningrum**
NRP	**: 03111640000015**
Departement	**: Teknik Sipil FTSLK-ITS**
Supervisor	**: Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD**
	Ir. Suwarno, M. Eng

Abstract

The Ngabungan Bridge is located on Jalan Ahmad Yani KM 131 + 046 which is a link between Ponco-Jatirogo. The condition of the old bridge and the damage to the bridge construction due to the scouring of river water at the base of the abutment, it is necessary to build a new bridge located on the south side of the bridge. In addition, to anticipate the increase in traffic growth rates, the bridge which was originally 12 m long and 7m wide, is planned to have a span of 25,6 m and a width of 8,5 m. With the existing elevation of the existing road as high as 4,9-5,7 m from the river bed, the elevation of the oprit is planned to be increased by around 1,5-2,3 m and 9,5 m wide. The bridge oprit itself is located on the dominant silt land of the slope with an NSPT of around 10 at a depth of about 5 m. Due to the low carrying capacity of the subgrade, the pile of oprit can experience slides on the side of the oprit so that it can cause danger to the bridge construction. Continuous scouring of water can also cause collapse in the retaining wall under the Ngabung Bridge structure.

In this Final Project, the structure under the Ngabungan bridge is planned to have two abutments, using two alternative foundations, namely the piling foundation and pile foundation, while the retaining wall under the bridge is planned to use concrete sheet pile. The addition of oprit is planned to have two slope variations namely upright sideheap and tilt side heap. The sloping

oprit side is reinforced with geotextile, while the upright side heap is reinforced with gabions. The reinforced aims to increase the stability of the embankment. The choice of alternative planning that will be used will be reviewed of economical costs.

The results of foundation planning obtained are, if a pile foundation with a diameter of 50 cm is used, 24 pieces with a depth of 18 m are needed. When an alternative pit is used as an alternative it is necessary to have a diameter of 200 cm by 8 pieces with a depth of 6 m. Strengthening the sloping oprit pile requires 4 layers of geotextile, while for strengthening the pile with the upright side it needs 27 pieces of gabion with a size of 2 m x 1 m x 0,5 m.

Based on material costs, the foundation planning and the selected oprit heap are selected for each well foundation and the side of the upright pile using gabions. While planning the retaining wall under the bridge using a concrete pile sheet with a depth of 9,1 m.

Kata Kunci *: Abutment, gabions, geotextile, approach, piling foundation, pile foundation, sheet pile*

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan atas kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena berkat rahmat, taufiq dan hidayah-Nya, penulis dapat menyelesaikan proposal tugas akhir yang berjudul "**PERENCANAAN PONDASI, DINDING PENAHAN TANAH, DAN OPRIT JEMBATAN YANG EFISIEN STUDI KASUS JEMBATAN NGABUNGAN PENGHUBUNG PONCO-JATIROGO STA 131+046"**.

Dalam proses menyelesaikan tugas akhir ini tentunya penulis mengalami beberapa kendala, namun atas bantuan dari beberapa pihak penulis dapat menyelesaikan tugas ini dengan baik. Untuk itu, penulis mengucapkan terima kasih sedalam – dalamnya kepada :

1. Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya
2. Kedua orang tua, Bapak Bambang Supriyono dan Ibu Siti Mukholifah yang selalu mendoakan dan memberi dukungan atas kelancaran dalam penulisan tugas akhir
3. Ibu Prof. Ir. Noor Endah M.Sc, Ph.D selaku dosen pembimbing atas segala bimbingan, ilmu, dan waktunya dalam pengerjaan tugas akhir
4. Bapak Ir. Soewarno, M.Eng selaku dosen pembimbing atas segala bimbingan, ilmu, dan waktunya dalam pengerjaan tugas akhir
5. Teman-teman Bidang Geoteknik yang selalu saling mendukung satu sama lain.
6. Teman-teman Teknik Sipil ITS yang telah saling mendukung dan memberi semangat dalam penulisan tugas akhir.
7. Semua pihak yang telah membantu yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Dalam penyusunan penulis sadar bahwa tugas akhir ini jauh dari kata sempurna. Untuk itu, kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penulis harapkan demi kebaikan tugas akhir ini. Akhir kata, penulis berharap tugas akhir ini dapat berguna bagi semua kalangan yang terlibat dalam dunia teknik sipil dan

memohon maaf atas kekurangan yang terdapat dalam tugas akhir ini.

Surabaya, Mei 2020

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK i
KATA PENGANTAR v
DAFTAR ISI vii
DAFTAR GAMBAR x
DAFTAR TABEL xiii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1. Latar Belakang 1
1.2. Perumusan Masalah 3
1.3. Batasan Masalah 4
1.4. Tujuan Penelitian 4
1.5. Manfaat Penelitian 5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1. Tanah 7
2.1.1. Nilai NSPT dan Korelasinya 8
2.2. Pemampatan Tanah 10
2.2.1. Pemampatan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*) 10
2.2.2. Waktu Konsolidasi Tanah Dasar 11
2.2.3. Peningkatan Daya Dukung Tanah Akibat Beban Bertahap 12
2.3. Stabilitas Dinding Penahan Tanah 15
2.3.1. Tekanan Lateral Tanah 15
2.4. Perkuatan Timbunan 21
2.4.1. Perkuatan Sisi Miring Timbunan dengan *Geotextile* 21
2.4.2. Perkuatan Sisi Tegak Timbunan dengan Bronjong 24
2.4.3. Perkuatan Sisi Tegak Timbunan dengan Freyssisol 27
2.5. Konstruksi Penahan Tanah 28
2.5.1. *Sheet Pile* Baja 28
2.5.2. *Sheet Pile* Beton 31
2.6. Abutment Jembatan 32
2.6.1. Pembebanan Abutment Jembatan 32
2.6.2. Kontrol Stabilitas Abutment 33
2.7. Pondasi 35

2.7.1. Pondasi Sumuran 35
2.7.2. Daya Dukung Pondasi Tiang 36
2.7.3. Defleksi Pondasi Tiang Pancang Akibat Gaya Lateral 38
BAB III METODOLOGI 45
3.1 Bagan Alir Perencanaan 45
3.2 Rincian Tahapan Perencanaan 48
BAB IV ANALISIS DATA PERENCANAAN 51
4.1 Data Tanah 51
4.2 Data Struktur Jembatan 53
4.3 Data Material Perkuatan Tanah 57
BAB V PERENCANAAN ABUTMENT DAN PONDASI JEMBATAN 59
5.1 Perencanaan Abutment Jembatan 59
5.2 Data Perencanaan 59
5.3 Pembebanan 59
5.4 Perencanaan Tiang Pancang 76
5.5 Penulangan Abutment 88
5.6 Perencanaan Pondasi Sumuran 96
5.7 Kontrol *Overall Stability* Arah Memanjang Jembatan 109
5.8 Pemilihan Alternatif Pondasi 110
5.8.1 Perhitungan Total Biaya Pondasi Tiang Pancang 110
5.8.2 Perhitungan Total Biaya Pondasi Sumuran 110
5.8.3 Pemilihan Perencanaan Pondasi 111
BAB VI PERENCANAAN TIMBUNAN OPRIT 113
6.1 Perencanaan Timbunan Oprit Miring 113
6.1.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal (Hinitial) 113
6.1.2 Perhitungan Waktu Konsolidasi tanpa Perbaikan Tanah 121
6.1.3 Perencanaan Timbunan Bertahap 123
6.1.4 Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffic* 130
6.1.5 Perencanaan *Geotextile* Arah Melintang Jembatan Sebagai Perkuatan Timbunan 132
6.2 Perencanaan Timbunan Oprit Tegak 138
6.2.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal (Hinitial) 138

6.2.2 Perhitungan Waktu Konsolidasi tanpa Perbaikan Tanah 146
6.2.3 Perencanaan Timbunan Bertahap 149
6.2.4 Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffic* 154
6.2.5 Perencanaan Bronjong Sebagai Perkuatan Timbunan 158
6.3 Pemilihan Alternatif Timbunan Oprit 164
6.3.1 Perhitungan Total Biaya Timbunan Oprit Miring 164
6.3.2 Perhitungan Total Biaya Timbunan Oprit Tegak 165
6.3.3 Pemilihan Perencanaan Timbunan 165
BAB VII PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH 167
7.1 Perencanaan *Sheet Pile* Beton 167
7.1.1 Perhitungan Ka dan Kp 167
7.1.2 Perhitungan Tegangan Horizontal (σh) 167
7.1.3 Perhitungan Gaya Horizontal (P) 169
7.1.4 Analisa Kesetimbangan Gaya 170
7.1.5 Perhitungan Kedalaman *Sheet pile* 171
7.1.6 Perencanaan Profil *Sheet Pile* 172
7.1.7 Perhitungan Kebutuhan *Sheet Pile* 173
BAB VIII KESIMPULAN 175
8.1 Kesimpulan 175
8.2 Saran 176
DAFTAR PUSTAKA 177
LAMPIRAN 179
LAMPIRAN 1 DATA PERENCANAAN 179
LAMPIRAN 2 BROSUR-BROSUR BAHAN MATERIAL YANG DIPAKAI 181
LAMPIRAN 3 ANALISA DATA TANAH 190
LAMPIRAN 4 KOMBINASI PEMBEBANAN ABUTMENT JEMBATAN 191
LAMPIRAN 5 PERHITUNGAN DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG 192
LAMPIRAN 6 PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (Sc) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (Hinisial) 198

LAMPIRAN 7 PEMAMPATAN KONSOLIDASI DAN PENINGKATAN DAYA DUKUNG TANAH AKIBAT TIMBUNAN BERTAHAP.....202
LAMPIRAN 8 PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN UNTUK OPRIT TIMBUNAN MIRING.....224

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi perencanaan ulang proyek jembatan Ngabungan 2
Gambar 1.2 Letak jembatan Ngabungan rencana 3
Gambar 1.3 Potongan memanjang perencanaan ulang jembatan Ngabungan 3
Gambar 2.1 Penimbunan tanah secara bertahap 13
Gambar 2.2 Diagram tegangan pentahapan timbunan 14
Gambar 2.3 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding 16
Gambar 2.4 Grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja 17
Gambar 2.5 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam 21
Gambar 2.6 Perencanaan perkuatan pada timbunan sisi miring 21
Gambar 2.7 Bronjong 25
Gambar 2.8 Tembok freyssisol 27
Gambar 2.9 Sheet pile baja 29
Gambar 2.10 Penggunaan sheet pile beton di pinggiran sungai 32
Gambar 2.11 Kombinasi pembebanan untuk abutment 33
Gambar 2.12 (a) Permukaan bidang yang dicoba; (b) Gaya yang bekerja pada irisan n 34
Gambar 2.13 Grafik hubungan antara f dan Qu 39
Gambar 2.14 Prosedur desain untuk masing-masing kondisi 41
Gambar 2.15 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi 1 42
Gambar 2.16 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II 43
Gambar 2.17 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi III 44
Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan 45
Gambar 3.2 Diagram alir perencanaan lanjutan 46

Gambar 3.3 Diagram alir perencanaan lanjutan 47
Gambar 4.1 Grafik korelasi antara LL(%) dengan Cv (cm^2/s) ..52
Gambar 4.2 Rencana awal jembatan Ngabungan 54
Gambar 4.3 Perencanaan oprit jembatan 54
Gambar 4.4 Potongan Melintang *PCI H*-160 cm.....55
Gambar 4.5 Spesifikasi tiang pancang.....56
Gambar 4.6 *Pile Section* 56
Gambar 5.1 Komponen struktur atas 60
Gambar 5.2 Perencanaan dimensi abutment.....62
Gambar 5.3 Notasi segmen beton dari abutment.....62
Gambar 5.4 Distribusi beban "D".....65
Gambar 5.5 Faktor beban dinamis untuk beban T (sumber: SNI 1725-2016) 65
Gambar 5.6 Skema distribusi beban D ke abutment.....66
Gambar 5.7 Pengaruh gaya rem pada abutment 67
Gambar 5.8 Skema pembebanan angin yang meniup samping jembatan.....68
Gambar 5.9 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (sumber: RSNI 2833:201X).....70
Gambar 5.10 Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (sumber: RSNI 2833:201X) 71
Gambar 5.11 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (sumber: RSNI 2833:201X) 71
Gambar 5.12 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah.....74
Gambar 5.13 Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang 77
Gambar 5.14 Konfigurasi tiang pancang D50 78
Gambar 5.15 Kontrol *Overall Stability*.....109

Gambar 6.1 Diagram tegangan tanah akibat timbunan (Sumber: Principles of Foundation Engineering Second Edition) 116
Gambar 6.2 Grafik hubungan antara Hinitial dan Hfinal 120
Gambar 6.3 Grafik hubungan antara Hfinal dan settlement 121
Gambar 6.4 Hubungan antara *settlement consolidation* dan waktu..... 125
Gambar 6.5 Perubahan tegangan akibat beban bertahap 126
Gambar 6.6 Hasil analisa keruntuhan Timbunan pada program GEO5 136
Gambar 6.7 Sketsa pemasangan geotextile..... 138
Gambar 6.8 Grafik hubungan antara Hinitial dan Hfinal 144
Gambar 6.9 Grafik hubungan antara Hfinal dan settlement 145
Gambar 6.10 Hubungan antara *settlement consolidation* dan waktu..... 149
Gambar 6.11 Perubahan tegangan akibat beban bertahap 150
Gambar 6.12 Sketsa perencanaan bronjong..... 159
Gambar 6.13 Diagram tegangan horizontal..... 161
Gambar 7.1 Sketsa perhitungan tegangan horizontal 167
Gambar 7.2 Diagram tegangan horizontal..... 169
Gambar 7.3 Profil sheet pile W-325 173
Gambar 8.1 Perencanaan *abutment*..... 163

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Korelasi Nilai N-SPT terhadap Nilai Cu 9
Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT terhadap Ø 10
Tabel 2.3 Korelasi Nilai N-SPT terhadap Nilai ɣ dan qu 10
Tabel 2.4 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding untuk Tekanan Tanah Aktif 16
Tabel 2.5 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding untuk Tekanan Tanah Pasif 17
Tabel 2.6 Faktor Keamanan untuk T_{allow} 23
Tabel 2.7 Tabel Harga Nilai Nc, Nq, dan $N_{ɣ}$ 31
Tabel 4.1 Hasil Rekap Data Tanah B-1 51
Tabel 4.2 Nilai Cc, Cs, dan Cv pada BH-1 53
Tabel 5.1 Perhitungan Pembebanan Struktur Atas Jembatan 61
Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah 63
Tabel 5.3 Rekap Perhitungan Beban akibat Berat Sendiri 63
Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati Tambahan (MA) 64
Tabel 5.5 Koefisien Seret (Cw) 68
Tabel 5.6 Kecepatan Angin Rencana (Vw) 68
Tabel 5.7 Kelas Situs 72
Tabel 5.8 Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/Fa) 72
Tabel 5.9 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) 73
Tabel 5.10 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah 74
Tabel 5.11 Distribusi Beban Gempa pada Abutment 75
Tabel 5.12 Kombinasi Pembebanan Abutment 75
Tabel 5.13 Rekap Beban Kerja 76
Tabel 5.14 Rekap Kombinasi Beban Kerja 76
Tabel 5.15 Gaya Aksial Maksimum dan Minimum Tiang Pancang D50 80

Tabel 5.16 Gaya Aksial Maksimum dan Minimum Tiang Pancang D60 80
Tabel 5.17 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D50 Arah X 80
Tabel 5.18 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D50 Arah Y 81
Tabel 5.19 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D60 Arah X 81
Tabel 5.20 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D60 Arah Y 82
Tabel 5.21 Perhitungan Defleksi Tiang Pancang D50 85
Tabel 5.22 Perhitungan Defleksi Tiang Pancang D60 85
Tabel 5.23 Perhitungan Kontrol Momen Tiang Pancang D50 ... 86
Tabel 5.24 Perhitungan Kontrol Momen Tiang Pancang D60 ... 86
Tabel 5.25 Perhitungan Kontrol terhadap Gaya Lateral pada Pondasi Tiang Pancang D50 87
Tabel 5.26 Perhitungan Kontrol terhadap Gaya Lateral pada Pondasi Tiang Pancang D60 87
Tabel 5.27 Perhitungan Beban *Pile cap* Arah X 88
Tabel 5.28 Perhitungan Beban *Pile cap* Arah Y 88
Tabel 5.29 Beban Gempa pada *Back wall* 92
Tabel 5.30 Beban Akibat Berat Sendiri *Back Wall* 92
Tabel 5.31 Total Beban pada *Back wall* 93
Tabel 5.32 Pelat : Stiglet / Wipel 101
Tabel 5.33 Kebutuhan dan Biaya Tiang Pancang 110
Tabel 5.34 Perhitungan Total Biaya Pondasi Sumuran 110
Tabel 6.1 Tegangan Overburden (σ'0) setiap Lapisan 114
Tabel 6.2 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'c) setiap Lapisan Tanah 115
Tabel 6.3 Tegangan Tanah Akibat Beban Timbunan 117
Tabel 6.4 Settlement Akibat Timbunan ($q = 2\ t/m^2$) 118
Tabel 6.5 Hasil Perhitungan Settlement untuk Variasi q 119
Tabel 6.6 Hasil Perhitungan Hinitial dan Hfinal 119

Tabel 6.7 Variasi Faktor Waktu.....122
Tabel 6.8 Hasil Perhitungan Pemampatan Setiap Tahun.....124
Tabel 6.9 Umur Timbunan ke – i pada Minggu ke-6 126
Tabel 6.10 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi 100% 127
Tabel 6.11 Perumusan Perubahan Tegangan pada Derajat Konsolidasi U<100% 127
Tabel 6.12 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi U<100%.....128
Tabel 6.13 Perubahan Harga Cu.....128
Tabel 6.14 Perubahan Angka Pori Baru (e_0).....129
Tabel 6.15 Perubahan Berat Volume (γ) 130
Tabel 6.16 Tegangan Overburden *(σ'0)* setiap Lapisan.....130
Tabel 6.17 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'c) setiap Lapisan Tanah.....131
Tabel 6.18 Tegangan Tanah akibat Beban *Traffic*.....132
Tabel 6.19 Hasil Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffi*c 133
Tabel 6.20 Kebutuhan Geotextile pada tiap Bidang Longsor...134
Tabel 6.21 Perhitungan Momen Penahan oleh Geotextile 136
Tabel 6.22 Hasil Perhitungan Panjang Geotextile.....138
Tabel 6.23 Tegangan Overburden (σ'0) setiap Lapisan 140
Tabel 6.24 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'c) setiap Lapisan Tanah.....140
Tabel 6.25 Tegangan Tanah akibat Beban Timbunan 141
Tabel 6.26 Settlement skibat Timbunan (q = 2 t/m^2).....143
Tabel 6.27 Hasil Perhitungan Settlement untuk Variasi q.....143
Tabel 6.28 Hasil Perhitungan Hinitial dan Hfinal 144
Tabel 6.29 Variasi Faktor Waktu.....147
Tabel 6.30 Hasil Perhitungan Pemampatan Setiap Tahun.....148
Tabel 6.31 Umur Timbunan ke – i pada Minggu ke-6 150
Tabel 6.32 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi 100% 151

Tabel 6.33 Perumusan Perubahan Tegangan pada Derajat Konsolidasi U<100%.....151
Tabel 6.34 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan tanah pada Derajat Konsolidasi U<100%.....152
Tabel 6.35 Perubahan harga Cu.....152
Tabel 6.36 Perubahan angka pori baru (e_0).....153
Tabel 6.37 Perubahan berat volume (γ).....154
Tabel 6.38 Tegangan Overburden *(σ'0)* setiap Lapisan.....155
Tabel 6.39 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'c) setiap Lapisan Tanah.....155
Tabel 6.40 Tegangan Tanah akibat Beban *Traffic*.....156
Tabel 6.41 Hasil Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffi*c 157
Tabel 6.42 Rekapitulasi Perhitungan σh.....159
Tabel 6.43 Rekapitulasi Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Aktif 162
Tabel 6.44 Rekapitulasi Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Pasif.....162
Tabel 6.45 Perhitungan Momen Penahan.....163
Tabel 6.46 Perhitungan Biaya Timbunan Oprit Miring.....164
Tabel 6.47 Perhitungan Biaya Timbunan Oprit Tegak.....165
Tabel 7.1 Rekapitulasi Perhitungan σh.....169
Tabel 7.2 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Horizontal (Aktif) ..170
Tabel 7.3 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Horizontal (Pasif)...170
Tabel 7.4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Aktif.....171
Tabel 7.5 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Pasif 171
Tabel 7.6 Kebutuhan dan Biaya *Sheet Pile*.....174

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Jembatan-jembatan di Indonesia banyak yang umurnya sudah tua dan mengalami kerusakan sehingga kurang layak untuk dilewati. Faktor utama kerusakan jembatan tersebut sebagian besar diakibatkan oleh faktor usia. Menurut data dari Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, sekitar 40% jembatan di Indonesia dalam keadaan rusak dan sebagian besar berlokasi di daerah-daerah pelosok. Jembatan rusak tersebut dikategorikan dalam keadaan rusak sedang sekitar 30% dan sisanya 10% dalam keadaan rusak berat. Guna mengatasi permasalahan tersebut diperlukan perbaikan jembatan yang merata untuk memperlancar arus barang dan jasa.

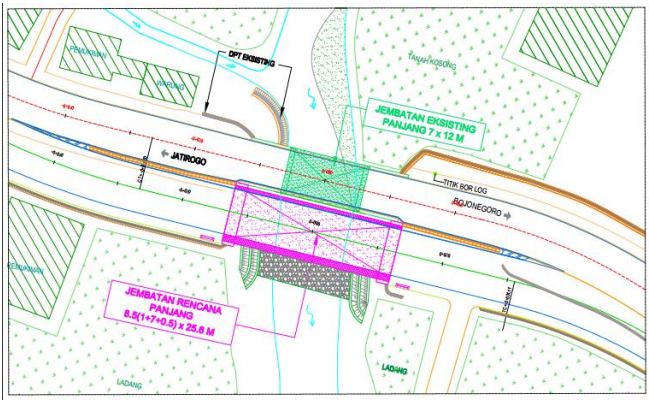
Salah satu jembatan yang perlu diperbaiki adalah Jembatan Ngabungan di Desa Kedungjambe, Kecamatan Singgahan, Tuban. Jembatan tersebut berada di Jalan Ahmad Yani KM 131+046 yang merupakan jalan penghubung antara Ponco-Jatirogo (Gambar 1.3). Kondisi jembatan yang sudah tua dan adanya kerusakan pada konstruksi jembatan mengganggu arus lalu lintas yang melewati jembatan tersebut, untuk itu dilakukan pembangunan jembatan baru yang berada di sisi selatan jembatan tersebut. Selain itu, untuk mengantisipasi meningkatnya angka pertumbuhan lalu lintas, Jembatan Ngabungan yang semula mempunyai panjang 12 m dan lebar 7 m, direncanakan memiliki bentang total 25,6 m dan lebar 8,5 m (Gambar 1.2) dan untuk potongan memanjang jembatan dapat dilihat pada Gambar 1.3.

Jembatan Ngabungan baru direncanakan memiliki dua buah abument dan dibelakang masing-masing abutment sudah ada tanah eksisting setinggi 4,9 – 5,7 m dari dasar sungai, tinggi oprit direncanakan untuk dipertinggi dengan tambahan timbunan oprit setinggi 1,5 – 2,3 m dan lebar 9,5 m. Oprit jembatan sendiri berdiri diatas tanah dasar dominan lanau kelempunan dengan NSPT

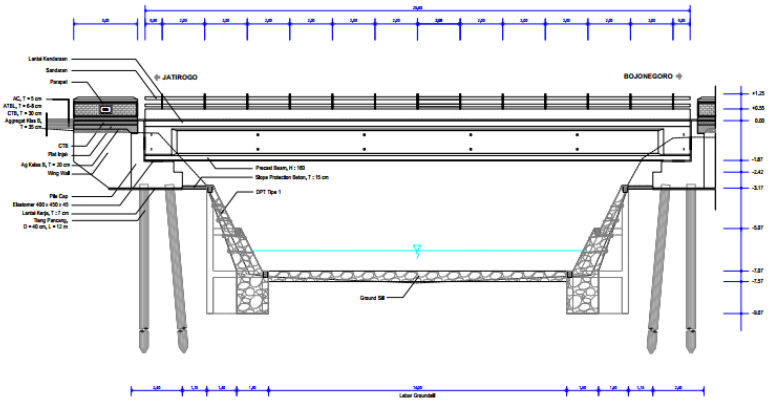
sekitar 10 pada kedalaman sekitar 5 m. Adanya daya dukung tanah dasar yang masih rendah, timbunan oprit dapat mengalami kelongsoran pada sisi oprit sehingga dapat menimbulkan bahaya pada konstruksi jembatan. Gerusan air secara terus menerus juga dapat mengakibatkan keruntuhan pada dinding penahan tanah di bawah struktur Jembatan Ngabungan. Selain itu, perlu diperhatikan terjadinya perbedaan penurunan (settlement) pada timbunan oprit.

Untuk itu, abutment jembatan perlu direncanakan dengan struktur yang kuat dan dapat memikul beban vertikal dan horizontal. Selain itu, dinding penahan tanah pada struktur bawah jembatan harus mampu menahan gaya tekanan aktif lateral dan harus aman terhadap gerusan air sungai. Dinding penahan tanah juga direncanakan di sisi selatan oprit agar tidak terjadi kelongsoran. Dalam hal ini, timbunan oprit perlu direncanakan dengan dua variasi kemiringan yaitu timbunan sisi tegak dan sisi miring untuk mengetahui bentuk timbunan yang lebih efisien. Pemampatan tanah dasar dibawah timbunan oprit perlu diperhatikan agar tidak terjadi perbedaan penurunan sehingga aman bagi kendaraan yang melewati Jembatan Ngabungan. Selain itu, alternatif perencanaan pondasi, oprit dan dinding penahan tanah pada Jembatan Ngabungan harus ditinjau dari biaya material yang ekonomis.

Gambar 1.1 Lokasi perencanaan ulang proyek jembatan Ngabungan
(Sumber: Kontraktor CV Dhiratama Cipta Persada)



Gambar 1.2 Letak jembatan Ngabungan rencana
(Sumber: Kontraktor CV Dhiratama Cipta Persada)



Gambar 1.3 Potongan memanjang perencanaan ulang jembatan Ngabungan
(Sumber: Kontraktor CV Dhiratama Cipta Persada)

1.2. Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka rumusan masalah pada penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana merencanakan sisi timbunan oprit dengan perkuatan bronjong untuk mengatasi kelongsoran pada timbunan dengan oprit tegak?
2. Bagaimana merencanakan sisi timbunan oprit dengan perkuatan *geotextile* untuk mengatasi kelongsoran pada timbunan dengan oprit miring?
3. Berapa besar dan lama waktu pemampatan yang terjadi akibat beban yang bekerja di atas tanah dasar?
4. Bagaimana merencanakan konstruksi abutmen Jembatan Ngabungan agar kuat dan dapat memikul beban vertikal dan horizontal?
5. Bagaimana stabilitas dinding penahan tanah pada struktur bawah jembatan yang aman?
6. Alternatif perencanaan pondasi, dinding penahan tanah, dan sisi timbunan oprit manakah yang paling efisien untuk diterapkan pada pembangunan jembatan ditinjau dari biaya material yang ekonomis?

1.3. Batasan Masalah

Pada penulisan Tugas Akhir ini, permasalahan akan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Data yang digunakan adalah data sekunder
2. Tidak merencanakan struktur atas jembatan tetapi menghitung analisa pembebanan struktur atas untuk perencanaan pembebanan struktur bawah jembatan
3. Tidak membahas geometrik jalan
4. Tidak membahas drainase jalan
5. Tidak menghitung biaya pelaksanaan

1.4. Tujuan Penelitian

Dari permasalahan diatas, tujuan yang ingin dicapai pada penyusunan tugas akhir ini adalah untuk merencanakan oprit jembatan yang stabil (tidak longsor), abutmen dan dinding penahan tanah yang aman.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat dari tugas akhir ini adalah untuk masukan dan alternatif perencanaan abutment, dinding penahan tanah dan timbunan oprit dalam perencanaan lainnya yang mempunyai tipikal yang sama.

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tanah

Tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruangruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1995). Sementara definisi tanah menurut Terzaghi yaitu "tanah terdiri dari butiran-butiran hasil dari pelapukan massa batuan *massive*, dimana ukuran tiap butirnya dapat sebesar kerikil-pasir-lanau-lempung dan kontak antar butir tidak tersementasi."

Tanah *(soil*) menurut teknik sipil dapat didefinisikan sebagai sisa atau produk yang dibawa dari pelapukan batuan dalam proses geologi yang dapat digali tanpa peledakan dan dapat ditembus dengan peralatan pengambilan contoh (*sampling*) pada saat pemboran (Hendarsin, 2000). Bowles (1991), tanah adalah campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau seluruh jenis berikut :

a. Berangkal (*boulders*), yaitu potongan batuan yang besar, biasanya lebih besar dari 250 mm sampai 300 mm. Untuk kisaran ukuran 150 mm sampai 250 mm, fragmen batuan ini disebut sebagai kerakal (*cobbles*) atau *pebbes*.
b. Kerikil (*gravel*), yaitu partikel batuan yang berukuran 5 mm sampai 150 mm.
c. Pasir (*sand*), yaitu batuan yang berukuran 0,074 mm sampai 5 mm. Berkisar dari kasar (3 mm sampai 5 mm) sampai halus (< 1mm).
d. Lanau (*silt*), yaitu partikel batuan yang berukuran dari 0,002 mm sampai 0,074 mm.

e. Lempung (*clay*), yaitu partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm.
f. Koloid (*colloids*), partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

Agar dapat mendapatkan informasi dibawah permukaan tanah, dilakukan pengujian langsung di lapangan, yaitu *Standart Penetration Test* (SPT), *Cone Penetration Test* (CPT) atau banyak dikenal dengan Sondir.

2.1.1. Nilai NSPT dan Korelasinya

➢ Koreksi Nilai NSPT

Dari hasil tes *Strandard Penetration Test* perlu diolah dan dianalisa terlebih dahulu karena data dari lapangan tidak secara langsung dapat digunakan untuk perencanaan. Nilai SPT asli yang digunakan dari lapangan perlu dikoreksi terlebih dahulu.

- Koreksi terhadap muka air tanah

Koreksi ini khusus untuk jenis tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah serta bila NSPT > dari 15. Koreksi dilakukan dengan memilih harga terkecil N1 dari dua rumus berikut :

$N1 = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$(Terzaghi & Pec,1960) **[2.1]**

$N1 = 0{,}6N$ (Bazaara, 1967) **[2.2]**

Dimana:

N1 = NSPT hasil koreksi

N = NSPT lapangan

Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dengan nilai NSPT < 15 tidak dilakukan koreksi, sehingga nilai N1 = NSPT. Apabila NSPT > 15, maka tidak dilakukan koreksi baik terhadap muka air tanah maupun terhadap overbudden pressure tanah.

- Koreksi terhadap overbudden pressure tanah

  Hasil koreksi terhadap muka air tanah (NSPT) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif (overburden pressure) pada lapisan tanah dimana harga NSPT tersebut didapatkan. Digunakan rumusan overburden pressure sebagai berikut :

  - Untuk $p_0 \leq 75\ kN/m^2$:

$$N2 = \frac{4N1}{(1 + 0{,}04p_o)} \qquad \textbf{[2.3]}$$

  - Untuk $p_0 \geq 75\ kN/m^2$:

$$N2 = \frac{4N1}{(3{,}25 + 0{,}01p_o)} \qquad \textbf{[2.4]}$$

  Setelah didapatkan nilai N2, maka dilakukan pengecekan kembali terhadap nilai N2 dimana N2 ≤ 2N1. Apabila N2 > 2N1, maka N2 = N1.

➢ Korelasi Data Tanah

Dalam suatu perencanaan, diperlukan data parameter tanah seperti kohesi (C), berat volume tanah (ɣ), dan sudut geser tanah (Ø). Untuk mendapatkan data-data tersebut digunakan tabel koreasi dengan parameter-parameter tersebut seperti pada **Tabel 2.1** sampai **Tabel 2.3**.

Tabel 2.1 Korelasi Nilai N-SPT terhadap Nilai Cu

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c (dari Sondir)	
	kPa	ton/ m²		kg/cm²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000–2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.	5 – 10	20– 40	2000 –4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10.	10 – 20	40 –75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10. – 20.	20 – 40	75– 150	7500 – 15000
Keras (hard)	> 200	> 20.	> 40	> 150	> 15000

(Sumber: Mochtar, 2012)

Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT terhadap Ø

Type	Soil Description	Effective Cohesion (kPa)	Friction Angle (Degrees)
Cohesive	Soft – organis	5 – 10	10 – 20
	Soft – non organic	10 – 20	15- 25
	Stiff	20 – 50	20 – 30
	Hard	50 - 100	25 - 30

(Sumber: Look, 2007)

Tabel 2.3 Korelasi Nilai N-SPT terhadap Nilai ɣ dan qu

	Cohesion Less Soil				
N (blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	>50
ɣ (kN/m^3)	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
Ø (º)	-	25 - 32	28 - 36	30 - 40	>35
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
ɣ (kN/m^3)	14 – 18	16 – 18	16 – 18	16 – 20	>20
qu (kPa)	<25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

(Sumber: J.E. Bowles, 1984)

2.2. Pemampatan Tanah

2.2.1. Pemampatan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Pemampatan konsolidasi tanah lempung dapat terjadi secara normal (*normally consolidated*) dan terlalu terkonsolidasi (*overconsolidated*). Pemampatan konsolidasi tanah lempung secara umum dapat dihitung dengan persamaan berikut (Terzaghi, 1942):

- Besar pemampatan untuk tanah NC *soil*

$$Sc = \frac{H}{1+e_0}[C_c \times \log\left(\frac{\sigma_0{}' + \Delta\sigma}{\sigma_0{}'}\right)] \quad \textbf{[2.5]}$$

- Besar pemampatan untuk tanah OC *soil*
  - Bila $\sigma_0{}' + \Delta\sigma \leq \sigma_c{}'$

$$Sc = \frac{H}{1+e_0}[C_s \times \log\left(\frac{\sigma_0{}' + \Delta\sigma}{\sigma_0{}'}\right)] \quad \textbf{[2.6]}$$

  - Bila $\sigma_0{}' + \Delta\sigma > \sigma_c{}'$

$$Sc = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \times \log\frac{\sigma_c{}'}{\sigma_0{}'}\right] + [\frac{H}{1+e_0} C_c \times \log\left(\frac{\sigma_0{}'+\Delta\sigma}{\sigma_c{}'}\right)] \quad \textbf{[2.7]}$$

Dimana:
Sc = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau
Hi = tebal lapisan tanah ke-i
e_0 = angka pori awal dari lapisan tanah ke-i
c_c = indeks kompresi dari lapisan tanah ke-i
c_s = indeks mengembang dari lapisan tanah ke-i
σ_0'= tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik ditengah-tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri diatas titik tersebut di lapangan (*effective overbuden pressure*)
σ_c'= tekanan konsolidasi efektif di masa lampau (*effective past overbuden pressure*)
$\Delta\sigma$= penambahan tegangan vertikal yang ditinjau (ditengah lapisan ke-i) akibat beban timbunan yang baru (beban luar)

2.2.2. Waktu Konsolidasi Tanah Dasar

Tanah lempung mempunyai pemampatan yang besar dengan waktu yang lama. Derajat konsolidasi rata-rata untuk seluruh kedalaman lapisan lempung pada suatu saat t adalah sebagai berikut:

$$U = \frac{St}{S} \times 100\% \quad \textbf{[2.8]}$$

Dimana:
U = derajat konsolidasi rata-rata
St = pemampatan pada saat t
S = Pemampatan total yang terjadi

Waktu konsolidasi di lapangan dapat diasumsikan sebagai berikut:

$$t = \frac{T(Hdr)^2}{Cv} \quad \textbf{[2.9]}$$

Dimana:

t = waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pemampatan konsolidasi
Tv = *time factor*
Hdr = panjang pengaliran (H/2 = *double drainage*; H = *single drainage*)
Cv = koefisien konsolidasi akibat aliran air pori arah vertikal

Harga faktor (Tv) dan derajat konsolidasi rata-rata dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Das, 1985):

- Untuk U = 0 s/d 60%

$$Tv = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \quad \textbf{[2.10]}$$

- Untuk U > 60%

$$Tv = 1{,}781 - 0{,}933 \log(100 - U\%) \quad \textbf{[2.11]}$$

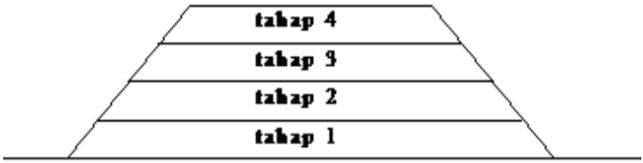
Tanah yang memiliki banyak lapis dengan ketebalan yang berbeda-beda, harga Cv gabungan dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$Cv_{gabungan} = \frac{[H_1 + H_2 + \cdots + H_n]^2}{[\frac{H_1}{\sqrt{Cv_1}} + \frac{H_2}{\sqrt{Cv_2}} + \cdots + \frac{H_n}{\sqrt{Cv_n}}]^2} \quad \textbf{[2.12]}$$

2.2.3. Peningkatan Daya Dukung Tanah Akibat Beban Bertahap

Pelaksanaan konstruksi timbunan secara bertahap artinya melakukan penimbunan tanah secara sedikit demi sedikit dalam

jangka waktu yang sudah ditentukan. Pemberian timbunan secara bertahap dapat dilihat pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2.1 Penimbunan tanah secara bertahap

Pemampatan konsolidasi dapat dihitung dengan persamaan berikut:

- Apabila $p'_0 + \Delta p_1 \leq p_c$

$$Sc = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_0 + \Delta p1}{p'_0} \right) \quad \textbf{[2.13]}$$

- Apabila $p'_0 + \Delta p_1 < p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2 > p_c$

$$Sc = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_c'}{p'_0 + \Delta p1} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2}{p'_c} \right) \quad \textbf{[2.14]}$$

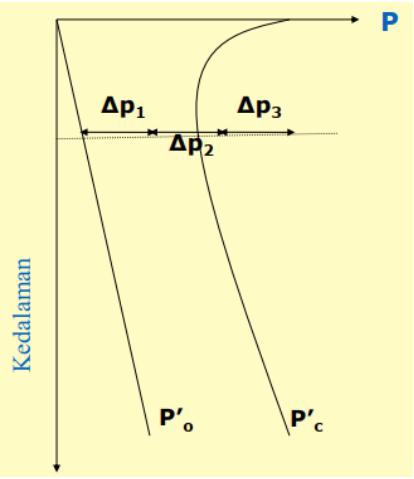
- Apabila $p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2 + \Delta p_3 > p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2$

$$Sc = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3}{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2} \right) \quad \textbf{[2.15]}$$

Dimana:

C_c = indeks pemampatan (*compression index*)
C_s = indeks pengembang (*swelling index*)
p'_o = tegangan efektif overburden
Δp = penambahan tegangan akibat beban tahapan timbunan
e_o = angka pori tanah dasar

Diagram tegangan untuk pentahapan timbunan terdapat pada **Gambar 2.2**.



Gambar 2.2 Diagram tegangan pentahapan timbunan

Keterangan:
p'_o = tegangan efektif overburden
p'_c = tegangan prakonsolidasi
Δp = penambahan tegangan akibat beban tahapan timbunan

Perumusan untuk penambahan tegangan akibat adanya beban bertahap (Δp) adalah sebagai berikut:

- ΔP_1 (Δ tegangan) akibat tahap penimbunan (1), dari 0 m s/d h_1 selama t_1 (derajat konsolidasi = U_1)

$$\Delta p_{1-U1} = \left(\frac{\sigma' 1}{p'_o}\right)^{U1} . p'_o - p'_o \qquad \textbf{[2.16]}$$

- ΔP_2 (Δ tegangan) akibat tahap penimbunan (2), dari h_1 s/d h_2 selama t_2 (derajat konsolidasi = U_2).

$$\Delta p_{2-U2} = \left(\frac{\sigma'_2}{p'_o}\right)^{U2} . p'_1 - p'_1 \qquad \textbf{[2.17]}$$

- ΔP_3 (Δ tegangan) akibat tahap penimbunan (3), dari h_2 s/d h_3 selama t_3 (derajat konsolidasi = U_3).

$$\Delta p_{3-U3} = \left(\frac{\sigma'_3}{p'_o}\right)^{U3} . p'_2 - p'_2 \qquad \textbf{[2.18]}$$

Peningkatan daya dukung tanah akibat adanya pemampatan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

- Untuk harga PI tanah < 120%

$$Cu\left(\frac{kg}{m^2}\right) = 0{,}0737 + (0{,}1899 - 0{,}0016\ PI)\sigma_p{}' \qquad \textbf{[2.19]}$$

- Untuk harga PI tanah > 120 %

$$Cu\left(\frac{kg}{m^2}\right) = 0{,}0737 + (0{,}0454 - 0{,}00004\ PI)\sigma_p{}' \qquad \textbf{[2.20]}$$

Sedangkan, untuk tanah yang sedang mengalami konsolidasi harga $\sigma_p{}'$ berubah sesuai dengan waktu. Menurut Ardana dan Mochtar (1999) harga $\sigma_p{}'$ dicari dengan rumus berikut:

$$\sigma'_p = \left(\frac{p'_o + \Delta p'}{p'_o}\right) . p_o{}' \qquad \textbf{[2.21]}$$

Bila,
U = 100% = 1, maka $\sigma'_p = p'_o + \Delta p'$
U < 100%, maka $\sigma'_p < p'_o + \Delta p'$

2.3. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

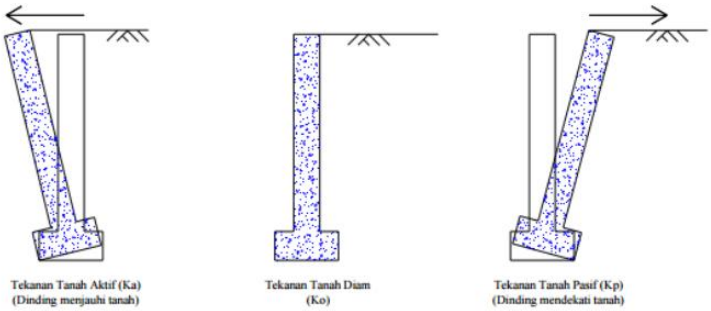
2.3.1. Tekanan Lateral Tanah

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah pada bidang horizontal. Tekanan tanah lateral dapat dibagi menjadi tiga kategori, yaitu:

1. Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (Ka).
2. Jika dinding bergerak menekan kearah tanah tingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (Kp).

3. Jika dinding tidak bergerak, K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_0).

Pada **Gambar 2.3** menunjukkan jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding, sedangkan pada **Gambar 2.4** terdapat grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja



Gambar 2.3 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding
(Sumber: Weber, 2010)

Untuk hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah aktif maupun pasif dapat dilihat pada **Tabel 2.4** dan **Tabel 2.5**.

Tabel 2.4 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding untuk Tekanan Tanah Aktif

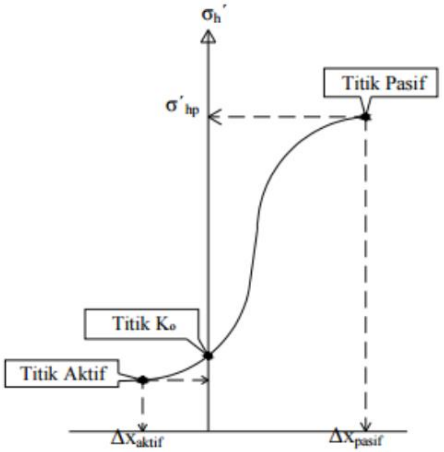
Jenis Tanah	Δx Aktif
Pasir Padat	0,001H – 0,002H
Pasir Lepas	0002H – 0,004H
Lempung Keras	0,01H – 0,02H
Lempung Lunak	0,02H – 0,05H

(Sumber: Gouw, 2009)

Tabel 2.5 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding untuk Tekanan Tanah Pasif

Jenis Tanah	Δx Pasif
Pasir Padat	0,005H
Pasir Lepas	0,01H
Lempung Keras	0,01H
Lempung Lunak	0,05H

(Sumber: Gouw, 2009)



Gambar 2.4 Grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja

A. Tekanan Tanah Aktif

Suatu dinding penahan dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah Ka. Apabila berat suatu tanah sampai kedalaman H maka tekanan tanahnya adalah ɣh dengan ɣ adalah berat volume tanah dan arah dari tekanan tersebut adalah vertikal keatas. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka Ka adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertikal tersebut menjadi tekanan horizontal.

Oleh karena itu, tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H \quad \textbf{[2.22]}$$

Dimana harga Ka:

- Untuk tanah datar:

$$K_a = \frac{1 - sin\emptyset}{1 + sin\emptyset} = tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2}) \quad \textbf{[2.23]}$$

- Untuk tanah miring:

$$K_a = (\frac{cos\emptyset}{1 + \sqrt{\frac{sin\emptyset \sin(\emptyset - \delta)}{cos\delta}}})^2 \quad \textbf{[2.24]}$$

Keterangan:

Ø = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Selain itu, kohesi sebagai lekatan antara butiran tanah juga memiliki pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah yaitu sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad \textbf{[2.25]}$$

Dimana c = kohesi tanah

B. Tekanan Tanah Pasif

Dalam hal tertentu suatu dinding penahan tanah dapat terdorong kearah tanah yang ditahan. Hal itu disebut sebagai tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif.

Rumusan tekanan horizontal pasif dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_a \times \gamma \times H \quad \textbf{[2.26]}$$

Dimana harga Kp:

- Untuk tanah datar:

$$K_p = \frac{1 + sin\emptyset}{1 - sin\emptyset} = tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) = \frac{1}{K_a} \quad \textbf{[2.27]}$$

- Untuk tanah miring:

$$K_p = \left(\frac{cos\emptyset}{1+\sqrt{\frac{sin\emptyset \sin(\emptyset+\delta)}{cos\delta}}}\right)^2 \quad \textbf{[2.28]}$$

Keterangan:
Ø = sudut geser tanah
δ = kemiringan tanah

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad \textbf{[2.29]}$$

C. Tekanan tanah dalam Keadaan Diam

Bila dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan "koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*coefficient of earth pressure at rest*), K_0", atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad \textbf{[2.30]}$$

Karena $\sigma_v = \gamma z$, maka:

$$\sigma_h = K_0(\gamma z) \quad \textbf{[2.31]}$$

Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - sin\emptyset \quad \textbf{[2.32]}$$

Brooker dan Ireland (1965) menyarankan agar kita menggunakan persamaan berikut ini untuk menghitung harga K_0 tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*):

$$K_0 = 0{,}95 - sin\emptyset \quad \textbf{[2.33]}$$

Sudut Ø dalam persamaan 2.33 adalah sudut geser tanah dalam keaadaan air teralirkan (*drained*).

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (*overconsolidated*), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$K_{0\ (overconsolidated)} = K_{0\ (normally\ consolidated)}\sqrt{OCR} \quad \textbf{[2.34]}$$

dengan:
OCR = overconsolidation ratio (rasio terkonsolidasi lebih)

Rasio terkonsolidasi lebih didefinisikan sebagai:

$$OCR = \frac{tekanan\ pra\ konsolidasi}{tekanan\ aktif\ akibat\ lapisan\ tanah\ di\ atasnya} \quad \textbf{[2.35]}$$

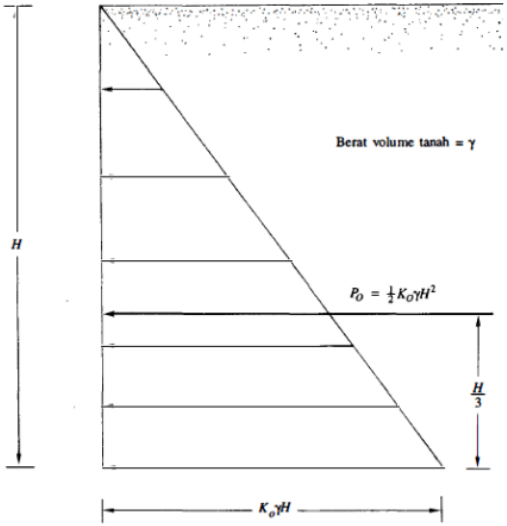
Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk Ko telah diperkenalkan oleh Alpan (1967):

$$K_0 = 0{,}19 + 0{,}233 \log(PI) \quad \textbf{[2.36]}$$

Dengan:
PI = indeks plastisitas

Gambar 2.5 menunjukkan distribusi tekanan tanah pada keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding, Po adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Jadi,

$$P_0 = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad \textbf{[2.37]}$$



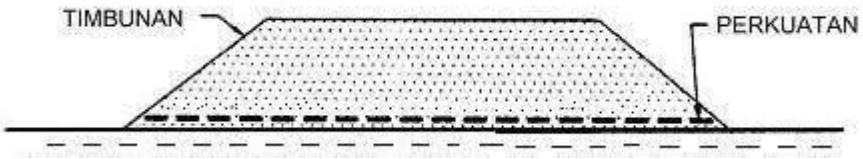
Gambar 2.5 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam

2.4. Perkuatan Timbunan

2.4.1. Perkuatan Sisi Miring Timbunan dengan *Geotextile*

Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan sisi miring tergantung pada peningkatan momen perlawanan *geotextile* yang harus melebihi tambahan momen yang direncanakan.

Perencanaan perkuatan sisi miring timbunan dapat dilihat pada **Gambar 2.6**.



Gambar 2.6 Perencanaan perkuatan pada timbunan sisi miring

Perhitungan perencanaan geotextile sebagai perkuatan timbunan adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan momen dorong (MD)

$$MD = \frac{MR_{min}}{SF_{min}} \quad \textbf{[2.38]}$$

Dimana:
MD = momen dorong (kNm)
MR_{min} = momen penahan eksisting (kNm)
SF_{min} = angka keamanan eksisting

2. Perhitungan momen rencana ($MR_{rencana}$)

Perhitungan momen rencana berdasarkan angka keamanan rencana ($SF_{rencana}$).

$$MR_{rencana} = MD \times SF_{rencana} \quad \textbf{[2.39]}$$

3. Perhitungan tambahan momen penahan (ΔMR)

$$\Delta MR = MR_{rencana} - MR_{min} \quad \textbf{[2.40]}$$

4. Perhitungan kekuatan *geotextile* yang diizinkan

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{hd}} \quad \textbf{[2.41]}$$

Dimana:
T_{allow}= kekuatan *geotextile* izin (kN)
T = kekuatan tarik max *geotextile* (kN/m)
FS_{id} = faktor keamanan akibat kerusakan saat pemasangan
FS_{cr} = faktor keamanan terhadap kerusakan akibat rangkak
FS_{cd} = faktor keamanan terhadap kerusakan akibat bahan kimia
FS_{bd} = faktor keamanan terhadap kerusakan akibat aktivitas biologis dalam tanah

Faktor keamanan diatas dapat ditentukan dari **Tabel 2.6.**

Tabel 2.6 Faktor Keamanan untuk T_{allow}

Penggunaan Geotextile	Faktor Pemasangan, FS_{id}	Faktor Rangkak, FS_{cr}	Faktor Kimia, FS_{cd}	Faktor Biolog FS_{id}
Separation	1,1 – 2,5	1,1 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Cushioning	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Unpaved Roads	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Walls	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Embankments	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Bearing Capacity	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Slope Stabilization	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement Overlays	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Railroads	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,2
Flexible Form	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Silt Fences	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1

5. Perhitungan kebutuhan *geotextile*

   Kebutuhan *geotextile* tergantung dengan ΔMR yang dibutuhkan agar timbunan tidak mengalami kelongsoran. Jika momen penahan akibat adanya *geotextile* sudah lebih besar dari ΔMR maka timbunan dikatakan aman terhadao kelongsoran.

$$M_{geotextile} = T_{allow} \times Ti \qquad \textbf{[2.42]}$$

$$\Sigma M_{geotextile} > \Delta MR$$

   Dimana:

   $M_{geotextile}$ = momen penahan *geotextile* (kNm)
   T_{allow} = kekuatan *geotextile* izin (kN)
   Ti = jarak vertikal *geotextile* dengan pusat bidang longsor (m)

6. Perhitungan panjang *geotextile* di belakang bidang longsor (Le)

$$Le = \frac{T_{allow} \times FS_{rencana}}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \qquad \textbf{[2.43]}$$

   Dimana:

   Le = panjang *geotextile* di belakang bidang longsor (m)
   $\boldsymbol{\tau}_1$ = tegangan geser antara tanah timbunan dengan *geotextile*

$$Cu_1 + \sigma_v \tan \phi_1 \qquad \textbf{[2.44]}$$

τ_2 = tegangan geser antara tanah dasar dengan *geotextile*

$$Cu_2 + \sigma_v \tan \phi_2 \quad \textbf{[2.45]}$$

E = efisiensi diambil = 0,8 (modul ajar Metode Perbaikan Tanah)

7. Perhitungan panjang *geotextile* di depan bidang longsor (Lr)

   Panjang *geotextile* didepan bidang longsor didapatkan menggunakan program bantu *Autocad.*

8. Perhitungan panjang lipatan (Lo)

   Panjang lipatan *geotextile* dapat diasumsikan ½ dari panjang geotextile di belakang bidang longsor (Le).

$$Lo = ½ \times Le \quad \textbf{[2.46]}$$

9. Perhitungan panjang total *geotextile*

$$L_{total} = Le + Lr + Sv + Lo \quad \textbf{[2.47]}$$

2.4.2. Perkuatan Sisi Tegak Timbunan dengan Bronjong

Bronjong atau gabions adalah anyaman kawat baja yang dilapisi dengan seng atau galvanis yang pada penggunaannya diisi batu-batu untuk mencegah erosi yang dipasang pada tebing-tebing, tepi-tepi sungai. Bronjong biasanya berbentuk kotak atau balok dimana untuk mengayam dan membentuknya membutuhkan

tenaga mesin. Contoh penggunaan konstruksi dinding penahan tanah dengan bronjong dapat dilihat pada **Gambar 2.7**.

Gambar 2.7 Bronjong
(Sumber: tokogeotextile.com)

Keunggulan bronjong:

1. Bonjong bersifat fleksibel sehingga bisa mengikuti pergerakan tanah yang ada di bawahnya tanpa harus merusak konstruksi dasar.
2. Tumpukan batu-batu di dalam bronjong ini memungkinkan air untuk mengalir di sela-selanya sehingga tekanan tanah akan berkurang dan mengurangi resiko tanah longsor. Khususnya untuk bangunan yang berada di sekitar tebing.
3. Harga bronjong jauh lebih ekonomis dibandingkan dengan penahan dari beton. Kawatnya mudah didapatkan, begitu juga dengan batu-batu pengisinya. Harga yang ekonomis ini juga dipengaruhi oleh teknik pembuatan dan biaya pengiriman karena bobot kawat sangat ringan dibandingkan dengan beton.
4. Bentuknya yang sederhana bisa dikerjakan tanpa menggunakan mesin berteknologi tinggi, cukup alat-alat pertukangan

sederhana seperti tang dan keahlian tangan para tukang. Bobot dari kawatnya pun terbilang ringan sehingga mudah dibawa ke mana saja melalui medan apa pun.

5. Kawat yang mudah dibentuk membuatnya lebih mudah diterapkan di mana saja dalam bentuk apa pun. Dibentuk lurus atau melingkar, tidak masalah. Ukurannya bisa disesuaikan dengan kebutuhan di lapangan
6. Bronjong sangat ramah lingkungan karena batu alam yang digunakan sebagai bahan utamanya.

Kekurangan bronjong:

1. Jika menggunakan kawat yang berbahan baja berlapis galvanis, maka bronjong tidak cocok untuk digunakan pada area yang memiliki air dengan kadar garam tinggi atau kadar asam tinggi seperti tepi laut.
2. Konstruksi bronjong yang terkadang harus dibuat di lahan yang berukuran lebar karena jika dibuat dalam ukuran kecil, seringkali bronjong tidak bisa berfungsi untuk menahan longsor atau erosi dengan baik.

2.4.3. Perkuatan Sisi Tegak Timbunan dengan Freyssisol

Sistem tembok *freyssisol* adalah suatu konstruksi dinding penahan tanah yang dibangun dari lapisan-lapisan timbunan dengan menggunakan sistem perkuatan, kemudian dipadatkan, dan menggunakan panel beton. Contoh penggunaan konstruksi dinding penahan tanah dengan *freyssisol* dapat dilihat pada **Gambar 2.8**.

Gambar 2.8 Tembok *freyssisol*
(Sumber: *Freyssinet.pl*)

Sistem tembok *freyssisol* dapat digunakan pada:

- Oprit jembatan
- PCI Culvert
- Viauduct Konvensional
- Peninggian tanah
- Daerah berlereng
- Dinding penahan longsor

Struktur sistem tembok *freyssisol* adalah:

- Unit beton precast
- Bahan penyambung horizontal

- Loops terbuat dari galvanis yang dilapisi polymer
- Dowels
- Bahan pengisi sambungan vertikal
- Konstruksi sementara bila diperlukan

Keuntungan pemakaian tembok *freyssisol* adalah:

- Untuk mengurangi daya tekan sebagai akibat dari pembangunan struktur di atas tanah dengan kapasitas daya dukung rendah
- Pemakaian penguatan komposit yang dibuat dari bahan anti karat

2.5. Konstruksi Penahan Tanah

2.5.1. *Sheet Pile* Baja

Sheet pile adalah dinding vertikal relatif tipis yang berfungsi untuk menahan tanah dan untuk menahan masuknya air ke dalam lubang galian. Dikarenakan pemasangan yang mudah dan biaya pelaksanaan yang relatif murah, *sheet pile* atau turap banyak digunakan ada pekerjaan-pekerjaan seperti berikut:

- Dinding penahan tanah, misalnya pada tebing jalan raya atau tebing sungai.
- Penahan tebing galian, misalnya pada pembuatan pondasi langsung atau pondasi menerus dan pembuatan *basement.*
- Bangunan-bangunan di pelabuhan misalnya fermaga dan dok kapal
- Bendungan elak

Untuk *sheet pile* baja sendiri sudah sangat umum digunakan, baik untuk bangunan permanen maupun sementara karena lebih menguntungkan dan mudah dalam segi penanganannya. Keuntungan menggunakan *sheet pile* baja adalah sebagai berikut:

- Kuat menahan gaya-gaya benturan pada saat pemancangan
- Bahan turap relatif tidak begitu berat

- Dapat digunakan berulang-ulang
- Mempunyai keawetan yang tinggi
- Penyambungan mudah

Berikut contoh penggunaan konstruksi dinding penahan tanah dengan *sheet pile* baja dapat dilihat pada **Gambar 2.9**.

Gambar 2.9 *Sheet pile* baja
(Sumber: Geoteknik.id)

Persyaratan teknik yang harus diperhatikan dalam perencanaan konstruksi penahan tanah adalah sebagai berikut:

1) Analisa Kestabilan

Pada perencanaan tembok penahan tanah perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

○ Kontrol terhadap geser

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan:

$$SF = \frac{\Sigma Gaya\ Penahan}{\Sigma Gaya\ Dorong} \geq 3 \qquad \textbf{[2.48]}$$

Dimana:

Gaya penahan =

$$[c + \left(\frac{w_1 + w_2 + P_a\, sin\delta}{L}\right) \tan\delta]L \quad \textbf{[2.49]}$$

Gaya Pendorong =

$$P_a\, cos\delta \quad \textbf{[2.50]}$$

- Kontrol terhadap guling

$$SF = \frac{\Sigma momen\ Penahan}{\Sigma momen\ Dorong} \geq 3 \quad \textbf{[2.51]}$$

Dimana:

Momen penahan =

$$(P_a\ \times cos\delta) \times X + W \times X \quad \textbf{[2.52]}$$

Momen pendorong =

$$(P_a \times\ cos\delta) \times R \quad \textbf{[2.53]}$$

- Kontrol terhadap kelongsoran daya dukung

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan sebagai berikut:

$$SF = \frac{P_{ultimate}}{P_{action}} \geq 3 \quad \textbf{[2.54]}$$

Dimana:

$P_{ultimate}$ =

$$cN_c + qN_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma \quad \textbf{[2.55]}$$

P_{action} =

$$(\gamma_{timbunan} \text{ x } h_{timbunan}) + q \quad \textbf{[2.56]}$$

Nilai Nc, Nq, dan N_γ dapat dilihat pada **Tabel 2.7**.

Tabel 2.7 Tabel Harga Nilai Nc, Nq, dan N_γ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tan ϕ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tan ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* After Vesic (1973)

2.5.2. *Sheet Pile* Beton

Sheet pile beton merupakan balok-balok beton yang telah dicetak sebelum dipasang dengan bentuk dan ukuran tertentu. Balok-balok *sheet pile* dibuat saling mengait satu sama lain. Hal ini sengaja didesain supaya proses pemindahan *sheet pile* menjadi lebih praktis dan pada salahsatu ujung *sheet pile* beton dibuat meruncing untuk mempermudah pemasangannya di tanah.

Sheet pile beton ini rata-rata difungsikan untuk konstruksi berat yang didesain bersama tulangan untuk menahan tegangan selama proses konstruksi. *Sheet pile* biasanya diaplikasikan pada struktur konstruksi permanaen yang membutuhkan ketahanan

panjang, seperti tanggul untuk jalan, kereta api, sungai, pantai, pelabuhan, konstruksi ruang bawah tanah, dan lain sebagainya.

Berikut contoh penggunaan konstruksi dinding penahan tanah dengan *sheet pile* beton di pinggiran sungai dapat dilihat pada **Gambar 2.10**.

Gambar 2.10 Penggunaan *sheet pile* beton di pinggiran sungai (Sumber: Megacon Perkasa)

2.6. Abutment Jembatan

2.6.1. Pembebanan Abutment Jembatan

Pada perencanaan abutment jembatan akan direncanakan banyak gaya dan beban yang bekerja pada abutment tersebut. Perencanaan gaya yang bekerja sesuai dengan RSNI T-02-2005, RSNI 2833-201X, dan SNI 1725-2016. Gaya – gaya tersebut adalah sebagai berikut ini:

- Beban sendiri
  - Beban sendiri struktur atas
  - Beban sendiri struktur bawah
  - Berat total akibat beban sendiri

- Berat mati tambahan
  - Overlay aspal
  - Genangan air apabila saluran drainase terganggu
- Beban lajur "D" akibat kendaraan
- Gaya rem
- Beban angin
  - Angin yang meniup beban samping jembatan
  - Angin yang meniup kendaraan
  - Angin total pada abutment
- Beban gempa
  - Beban gempa statik ekivalen (arah x dan arah y)

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan abutment sesuai dengan RSNI T-02-2005 dapat dilihat pada **Gambar 2.11** berikut:

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{oo}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

Gambar 2.11 Kombinasi pembebanan untuk abutment
(Sumber: RSNI T-02-2005)

2.6.2. Kontrol Stabilitas Abutment

Stabilitas abutment harus dikontrol agar sesuai dengan safety factor yang sudah ditetapkan. Kontrol stabilitas pada abutment yaitu sebagai berikut:

- Kontrol geser (*Sliding*)
  Kontrol geser dapat dianalisa menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$FS_{sliding} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a + P_p}{P_a cos\alpha} \geq 2{,}2 \qquad \textbf{[2.57]}$$

Dimana:
$\mathbf{\Sigma}F_R$ = total gaya horizontal penahan
$\mathbf{\Sigma}F_d$ = total gaya horizontal penahan

- Kontrol guling (*Overturning*)
  Kontrol guling dapat dianalisa menggunakan persamaan berikut ini:

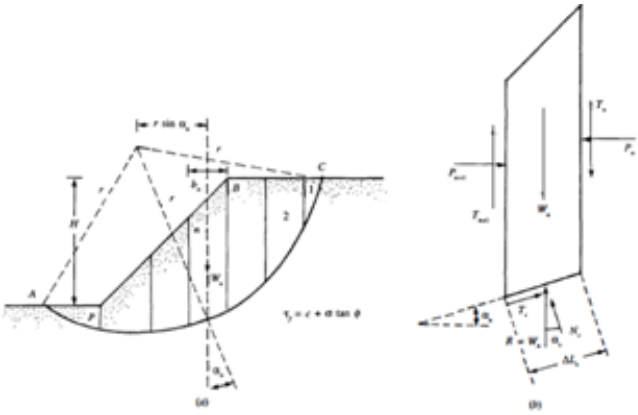
$$FS_{overturning} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \geq 2{,}2 \qquad \textbf{[2.58]}$$

  Dimana:
  $\mathbf{\Sigma}M_R$ = total momen penahan
  $\mathbf{\Sigma}M_o$ = total momen pendorong

- Kontrol daya dukung (*Bearing Capacity*)

$$FS_{bearing\ capacity} = \frac{q_u}{q_{max}} \geq 3 \qquad \textbf{[2.59]}$$

- Kontrol terhadap kelongsoran (*Overall Stability*)
  Kontrol terhadap kelongsoran (*overall stability*) harus tetap dihitung meskipun kontrol geser, guling, dan daya dukung sudah memenuhi angka keamanan. Kontrol terhadap kelongsoran dijelaskan dengan menggunakan **Gambar 2.12** sebagai berikut:



Gambar 2.12 (a) Permukaan bidang yang dicoba; (b) Gaya yang bekerja pada irisan n
(Sumber: Mekanika Tanah jilid 2)

Pengamatan keseimbangan digunakan rumusan sebagai berikut:

$$N_r = W_n \times cos\alpha_n \qquad \textbf{[2.60]}$$

Gaya geser perlawanan dapat ditunjukkan sebagai berikut:

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{F_s} = \frac{1}{F_s}[c + \sigma\ tan\emptyset]\Delta L_n \qquad \textbf{[2.61]}$$

Tegangan normal σ adalah sama dengan:

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n\ cos\alpha_n}{\Delta L_n} \qquad \textbf{[2.62]}$$

Keseimbangan blok percobaan ABC, momen gaya dorong terhadap titik O adalah sama dengan momen gaya perlawanan terhadap titik O.

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p}(c \times \Delta L_n + W_n\ cos\alpha_n\ tan\emptyset)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n\ sin\alpha_n} \qquad \textbf{[2.63]}$$

Catatan : ΔL_n dalam **Persamaan 2.63** diperkirakan sama dengan $\frac{(b_n)}{cos\alpha_n}$ dengan b_n = lebar potongan nomor n.

2.7. Pondasi

2.7.1. Pondasi Sumuran

Pondasi Sumuran adalah bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang. Pondasi ini digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang relatif dalam dan merupakan jenis pondasi dalam yang dicor ditempat dengan menggunakan komponen beton dan batu belah sebagai pengisinya.

Apabila menggunakan pondasi sumuran, maka perlu dilakukan kontrol stabilitas terhadap geser dan ambles.
Catatan:

- Bila dipakai pondasi sumuran, maka letak titik O dipindahkan ke dasar pondasi sumuran (bukan di dasar poer lagi). Maka, dihitung **Σ**Momen terhadap titik O yang baru
- Kontrol guling tidak ditinjau, karena pada umumnya apabila tidak ambles maka tidak akan terjadi guling. Sebaliknya, apabila tidak terjadi guling beum tentu tidak ambles. Jadi, kontrol ambles dapat mewakili kontrol guling
- Kontrol geser:

$$\Sigma H = \frac{\Sigma H \tan\delta}{SF} \qquad \textbf{[2.64]}$$

  Dimana:
  δ = sudut geser dalam antara tanah dan dasar pondasi
  SF = 1,5
- Kontrol terhadap ambles:

$$\sigma_{max} \leq q\ ijin\ tanah \qquad \textbf{[2.65]}$$

- Daya dukung tanah:

$$q\ ijin\ tanah = \frac{q\ ultimate}{SF} \qquad \textbf{[2.66]}$$

2.7.2. Daya Dukung Pondasi Tiang

Menurut Tomlison (1980), fungsi dari pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. Meneruskan beban-beban konstruksi di atas tanah ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang besar
2. Menahan gaya gesekan ke atas
3. Menahan gaya lateral

Pondasi tiang pancang ini umumnya didukung oleh tanah dengan kombinasi antar gesekan *(friction)* tiang pancang dengan tanah dan daya dukung ujung tiang *(end bearing)*. Penyebutan jenis tiang pancang tergantung pada yang mana dari 2 jenis gaya pendukung yang dominan. Jika yang dominan adalah gaya pendukung akibat gesekan, maka tiang pancang tersebut dinamakan "tiang atas dasar gesekan *(friction pile)*. Tapi jika daya dukung yang dominan adalah daya dukung ujung, tiang pancang dinamakan "tiang atas dasar daya dukung ujung" *(end bearing pile)*. Oleh karena itu, perumusan daya dukung pondasi tiang pancang didasarkan atas gesekan antara tiang dengan tanah dan daya dukung ujung tiang.

- Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \qquad \textbf{[2.67]}$$

Dimana:

Q_{ult}= daya dukung *ultimate* pondasi tiang pancang

Q_s = gesekan sepanjang keliling tiang pancang (*friction*)

Q_p = daya dukung ujung tiang pancang (*end bearing capacity*)

Untuk menghitung *end bearing capacity* dilakukan dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung} \qquad \textbf{[2.68]}$$

Dimana:

Cn_{ujung} = 40 x N (ton/m^2)

N = harga rata-rata N2 dari 4D dibawah ujung tiang ancang sampai dengan 8D diatas ujung tiang pancang

A_{ujung} = luas ujung tiang pancang (m^2)

Sedangkan, perhitungan *friction* sepanjang tiang pancang dengan rumus sebagai berikut:

$$\Sigma Rs_i = Cl_i \times As_i \quad \textbf{[2.69]}$$

Dimana:

Cli = fsi = hambatan geser selimut pada setiap lapisan atau kedalaman
= $N_i/2$ (ton/m^2), untuk tanah lempung atau lanau
= $N_i/5$ (ton/m^2), untuk tanah pasir

Asi = luas selimut tiang pada setiap lapisan i

Oi = keliling tiang pancang

Sehingga:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad \textbf{[2.70]}$$

Harga SF = 2 untuk beban sementara, dan SF = 3 untuk beban tetap.

Adapun metode yang dipakai untuk mendapatkan harga Q_{ult} dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah berdasarkan data SPT (*Standard Penetration Test*) di lapangan.

- Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang dalam Kelompok

Jika daya dukung ultimate kelompok tiang pancang kategori *end bearing piles*, maka daya dukung kelompok tiang pancang dapat dianggap sebagai daya dukung sebuah tiang dikalikan dengan jumlah tiang pancang. Tetapi, jika termasuk kategori *friction piles* maka terdapat faktor reduksi pada daya dukung tiang pancang.

Faktor reduksi tersebut dapat ditentukan dengan rumus Converse-Labarre (Poulus dan Davis, 1980), yaitu:

$$C = 1 - arctg\frac{D}{S} \times [\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}] \quad \textbf{[2.71]}$$

Dimana:
C = faktor reduksi
D = diameter tiang pancang
S = jarak antara pusat tiang pancang
m = jumlah baris dalam kelompok tiang pancang
n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

2.7.3. Defleksi Pondasi Tiang Pancang Akibat Gaya Lateral

Perumusan yang akan dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAVFAC DM-7 (1971). Menurut NAVFAC DM-7 tersebut, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas 3 (tiga) kondisi, yaitu:

1) Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit ujungnya (**Gambar 2.13**). Kondisi ini disebut sebagai kondisi I.
2) Tiang pancang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah (**Gambar 2.13**). Kondisi ini disebut sebagai kondisi II.
3) Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian (**Gambar 2.13**). Kondisi ini disebut sebagai kondisi III.

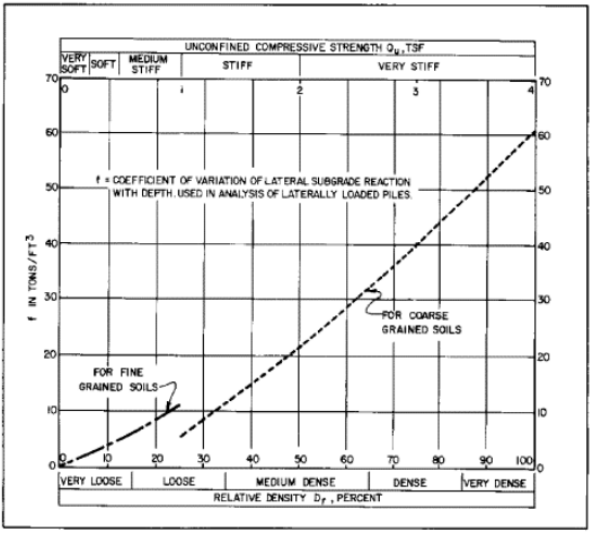
Prosedur perhitungan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

- Kondisi 1:
  1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*)

$$T = \left(\frac{E \times I}{f}\right)^{1/5} \qquad \textbf{[2.72]}$$

Dimana:
E = modulus elastisitas tiang (kg/cm^2)
I = momen inersia tiang (cm^4)
f = koefisien dari variasi modulus tanah (kg/cm^3)

T = dalam cm



Gambar 2.13 Grafik hubungan antara f dan Qu

2. Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau dari rumus yang terdapat pada **Gambar 2.14.**

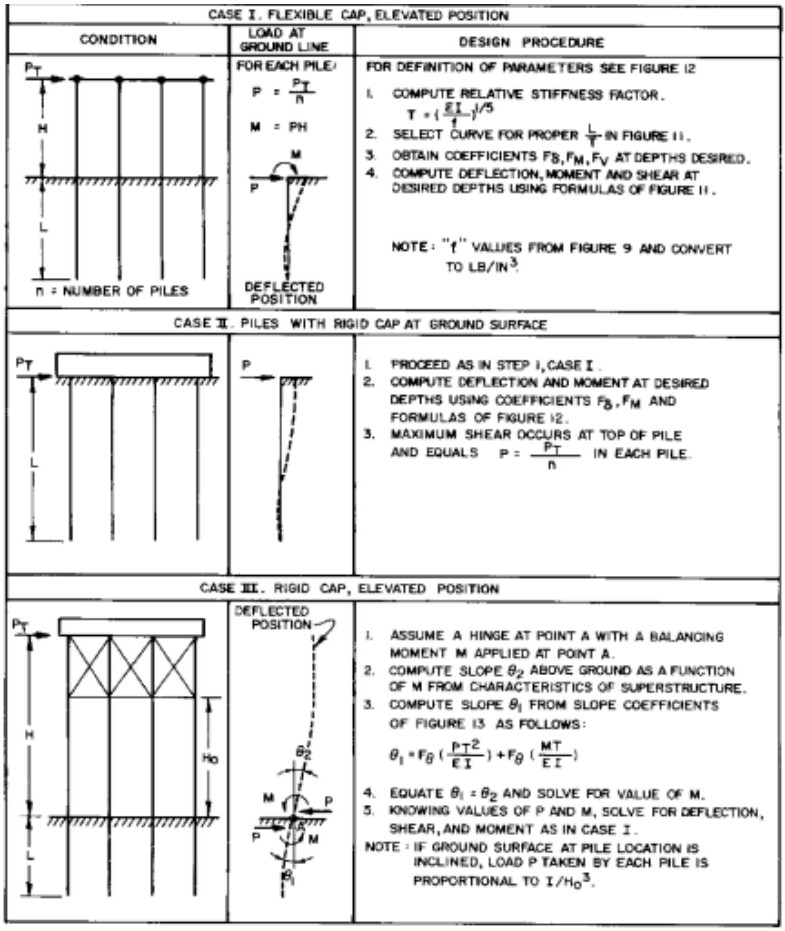
- Kondisi 2:
  1. Sama dengan langkah 1 kondisi I.
  2. Menentukan koefisien defleksi (Fδ) dan koefisien (FM) berdasarkan **Gambar 2.16.**
  3. Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.14.**
  4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

$$P = \frac{PT}{n} \qquad \textbf{[2.73]}$$

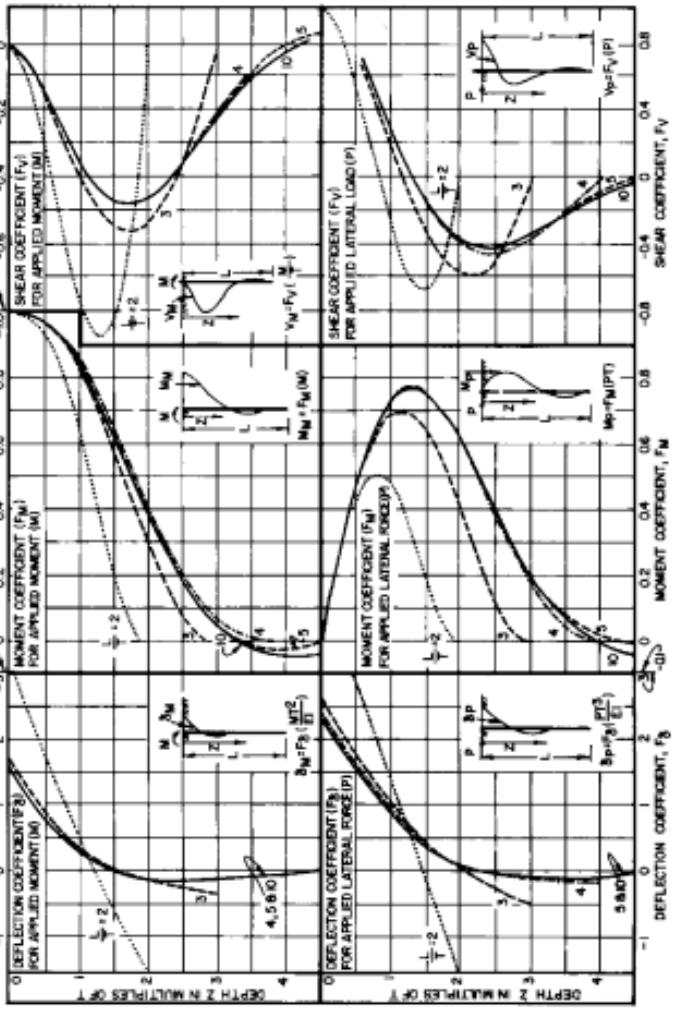
Dimana:

P = besar gaya geser 1 tiang pancang
PT = besar gaya geser total yang bekerja
n = jumlah tiang pancang

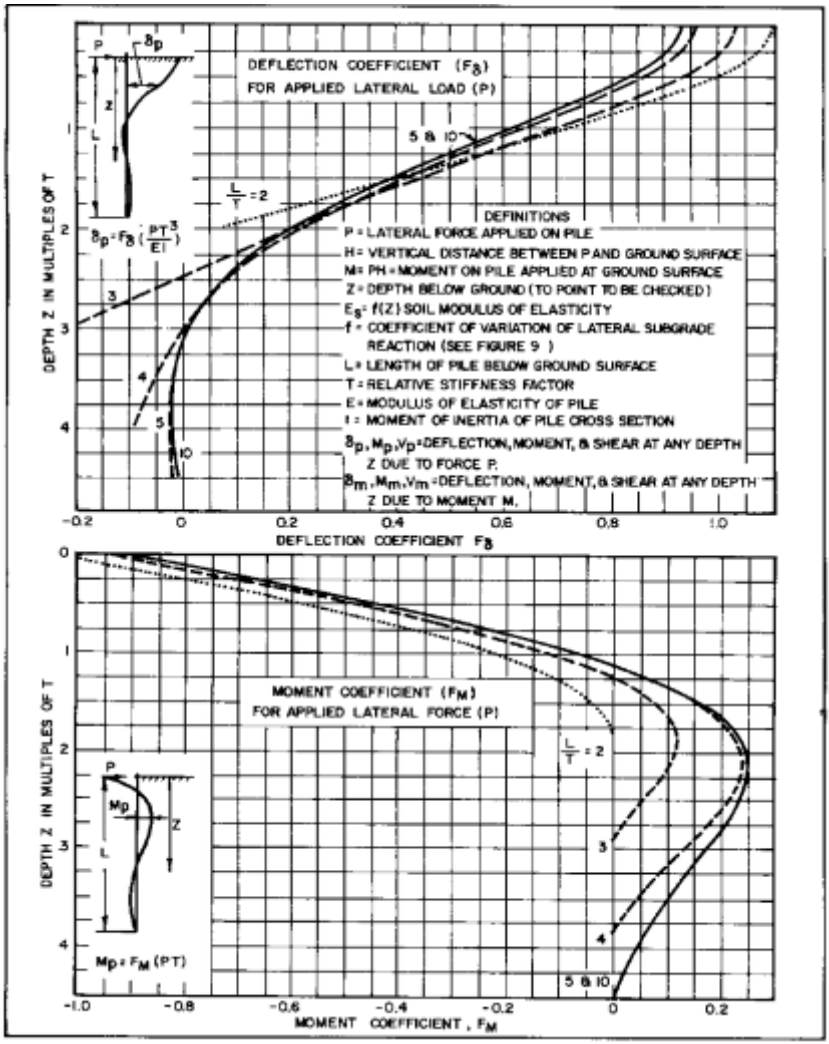
- Kondisi 3:
  1. Menganggap pada titik A terjadi jepitan dan momen M1 seperti pada **Gambar 2.14.**
  2. Menghitung sudut $Ø_2$ di atas tanah.
  3. Menghitung sudut $Ø_1$ dari koefisien sudut (F_o) dari rumus yang terdapat pada **Gambar 2.17.**
  4. Dengan persamaan $Ø_1 = Ø_2$, diperoleh nilai momen.
  5. Setelah mendapatkan nilai M dan P_1, menghitung besarnya defleksi gaya geser dan momen seperti kondisi 1.



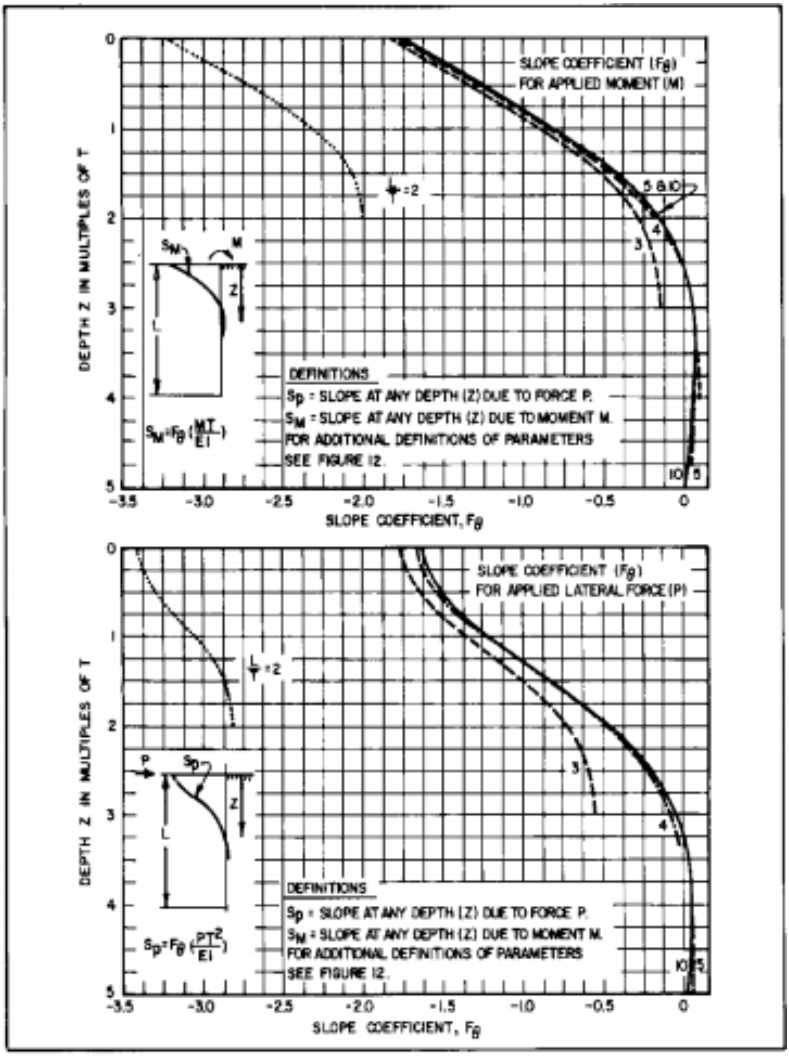
Gambar 2.14 Prosedur desain untuk masing-masing kondisi (Sumber: Desain Manual, NAVFAC DM-7, 1971)



Gambar 2.15 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi 1
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)



Gambar 2.16 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)



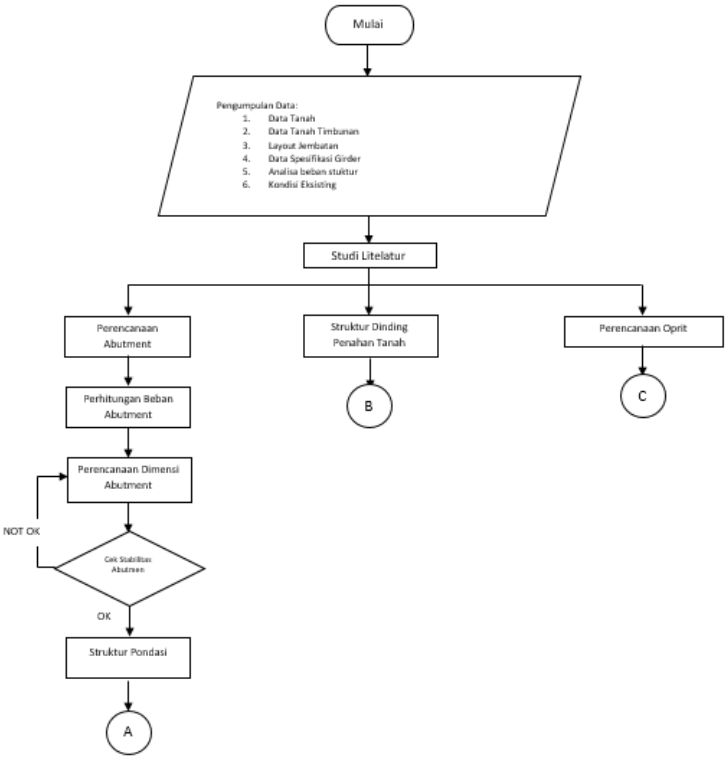
Gambar 2.17 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi III
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

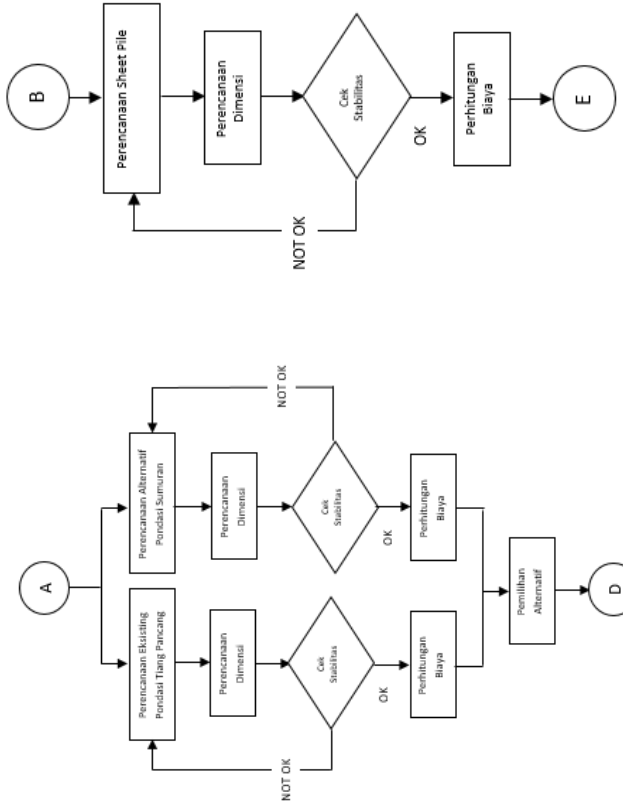
BAB III
METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Perencanaan

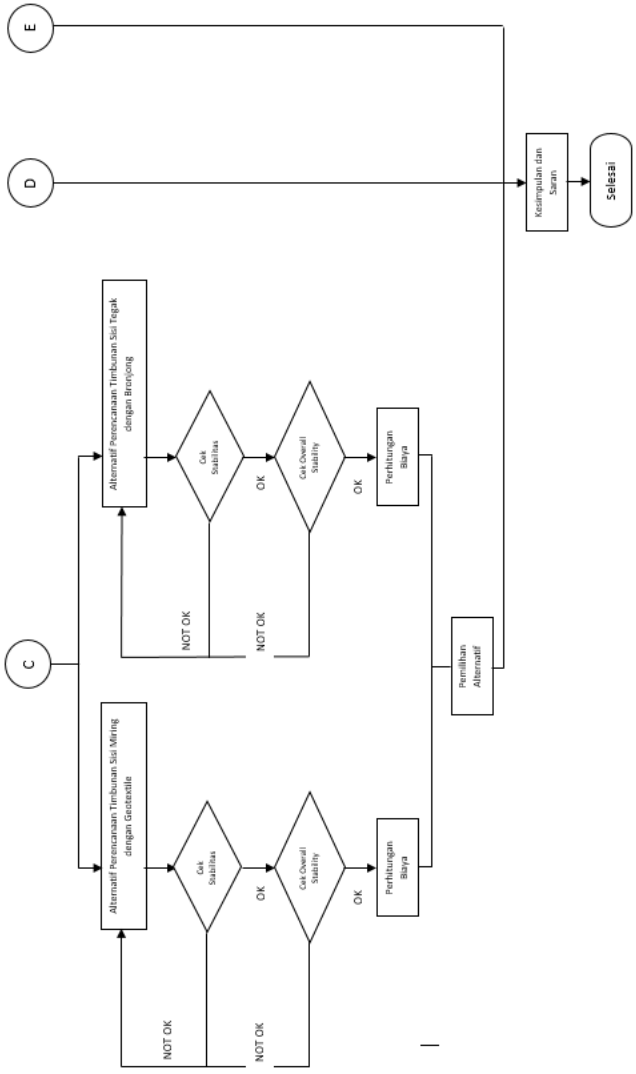
Diagram tahapan perencanaan dalam penulisan Tugas Akhir alternatif perencanaan pondasi, dinding penahan tanah dan oprit Jembatan Ngabungan dapat dilihat pada **Gambar 3.1**.



Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan



Gambar 3.2 Diagram alir perencanaan lanjutan



Gambar 3.3 Diagram alir perencanaan lanjutan

3.2 Rincian Tahapan Perencanaan

Dari bagan alur di atas dapat dijelaskan tahapan perencanaan yang dipakai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Pengumpulan Data dan Analisis Data
   Data - data yang digunakan dalam alternatif perencanaan oprit jembatan ini adalah data yang diperoleh dari instansi terkait. Data tersebut meliputi:
   - Layout perencanaan Jembatan Ngabungan di Jalan Ahmad Yani Ponco-Jatirogo
   - Data struktur Jembatan Ngabungan
   - Data tanah berupa nilai N-SPT di lokasi Jembatan Ngabungan

2. Studi Litelatur
   Studi litelatur yang dimaksudkan adalah mengumpulkan bahan – bahan yang digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan. Referensi yang akan digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:
   - Das, Braja M. 1985. Mekanika Tanah 1 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis). Jakarta. Erlangga
   - Das, Braja M. 1985. Mekanika Tanah 1 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis). Jakarta. Erlangga
   - Dan referensi – referensi yang membahas:
     - PCI Girder dan perencanaan abutment jembatan
     - Perhitungan perencanaan geotextile sebagai perkuatan timbunan oprit
     - Perhitungan perencanaan bronjong sebagai perkuatan timbunan oprit
     - Ringkasan dan rumus-rumus yang mendukung dalam melakukan perencanaan

3. Analisa Perencanaan Abutment, Dinding Penahan Tanah dan Oprit Jembatan

Perencanaan abutment, dinding penahan tanah, dan oprit jembatan dengan alternatif sebagai berikut:

- Penentuan bentuk dan dimensi dari girder untuk struktur atas jembatan
- Penentuan beban yang bekerja untuk abutment jembatan
- Kontrol stabilitas dari abutment yang direncanakan
- Perhitungan besar dan waktu pemampatan pada oprit jembatan
- Kontrol kekuatan oprit jembatan
- Perencanaan oprit jembatan dengan alternatif sebagai berikut:
    - Perencanaan perkuatan oprit jembatan dengan geotextile pada oprit sisi miring
        - Menentukan tipe geotextile
        - Merencanakan jumlah lembar geotextile yang dibutuhkan
        - Menghitung jarak vertikal tiap geotextile
        - Menghitung panjang geotextile yang dibutuhkan
    - Perencanaan perkuatan oprit jembatan dengan bronjong pada oprit sisi tegak
        - Kontrol ambles bronjong sebagai perkuatan dinding oprit jembatan
        - Kontrol geser bronjong sebagai perkuatan dinding oprit jembatan
        - Kontrol overall stability bronjong sebagai perkuatan dinding oprit jembatan
- Perencanaan dinding penahan tanah sebagai berikut:
    - Perencanaan dinding penahan tanah dengan sheet pile
    - Kontrol stabilitas dari dinding penahan tanah yang direncanakan
- Dari alternatif perencanaan akan dilakukan pemilihan alternatif yang tepat dengan mempertimbangkan:
    - Kemudahan pelaksanaan di lapangan

- Faktor keamanan
- Biaya bahan/material yang digunakan dalam perencanaan

BAB IV
ANALISIS DATA PERENCANAAN

Data perencanaan pondasi, dinding penahan tanah dan oprit jembatan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Data tanah
2. Potongan memanjang jembatan
3. Data spesifikasi PCI *girder* jembatan
4. Data spesifikasi tiang pancang
5. Data spesifikasi *sheet pile, geotextile,* dan bronjong

4.1 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data tanah hasil penyelidikan oleh CV. Rubikon untuk pembangunan Jembatan Ngabungan di Jalan Ahmad Yani KM 131+046 yang merupakan jalan penghubung antara Ponco-Jatirogo. Data tanah ditampilkan dalam bentuk borlog dan dilampirkan pada **Lampiran 1.**

A. Data Tanah B-1

Data tanah dasar yang diketahui dari hasil laboraturium untuk borlog 1 (B-1) adalah nilai Gs, e, Sr, Wc, n, γt, γd, γsat, LL, PL, IP, dan C_u. Hasil rekap data tanah dasar dapat dilihat pada **Tabel 4.1**.

Tabel 4.1 Hasil Rekap Data Tanah B-1

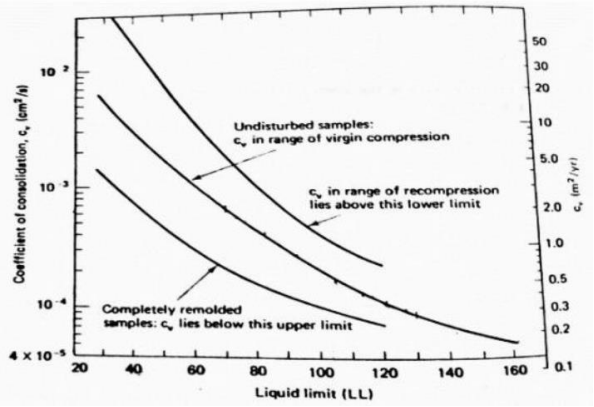
Kedalaman	Jenis Tanah	NSPT	γd (t/m3)	γsat (t/m3)	e	Gs	Wc (%)	LL (%)	PL (%)	IP(%)	Cu (kPa)
0-2 m	Lanau Kelempungan	8	1.800	1.950	0.625	2.631	23.740	72.440	28.430	44.010	27.500
2-4 m		10	1.800	1.950	0.816	2.645	30.850	72.380	29.180	43.200	17.000
4-6 m		20	1.335	1.856	1.020	2.613	39.020	82.460	36.090	46.370	19.000
6-8 m		24	1.394	1.886	0.924	2.618	35.300	80.370	34.110	46.260	20.000
8-10 m		27	1.386	1.865	0.908	2.627	34.570	76.850	33.240	45.410	18.000
10-12 m		31	1.381	1.855	0.900	2.622	34.310	78.290	33.070	45.220	19.500
12-14 m		35	1.319	1.837	1.036	2.636	39.300	80.580	36.320	44.260	17.500
14-16 m		37	1.328	1.819	0.978	2.643	37.000	79.500	36.270	43.230	16.500
16-18 m		33	1.198	1.742	1.202	2.647	45.430	79.490	37.090	42.400	15.000
18-20 m		38	1.319	1.820	1.016	2.672	38.010	74.550	35.360	39.190	13.000
20-22 m		40	1.334	1.823	0.978	2.667	36.660	75.500	35.320	40.180	14.000
22-24 m		39	1.343	1.807	0.916	2.651	34.570	74.310	32.130	42.180	15.500
24-26 m		43	1.476	1.915	0.795	2.676	29.710	68.420	30.110	38.310	12.500
26-28 m		45	1.331	1.781	0.899	2.662	33.780	71.390	31.090	40.300	3.500
28-30 m		42	1.412	1.866	0.854	2.656	32.160	71.590	30.240	41.350	14.500

Nilai indeks kompresi (Cc) ditentukan dengan rumus Kosasih dan Mochtar (1997) dan nilai indeks mengembang (Cs) diambil (1/5 – 1/10) Cc. Contoh perhitungan nilai Cc dan Cs pada kedalaman 0-2 m adalah sebagai berikut :

Cc = 0,006 LL + 0,13 e_o^2 – 0,13
= (0,006 x 72,440) + (0,13 x $0,625^2$) – 0,13
= 0,355

Cs = 1/8 x Cc
= 1/8 x 0,355
= 0,044

Nilai Koefisien Konsolidasi (Cv) ditentukan menggunakan grafik korelasi antara nilai LL dengan nilai Cv.



Gambar 4.1 Grafik korelasi antara LL(%) dengan Cv (cm^2/s)

Rekap hasil perhitungan nilai indeks kompresi (Cc), indeks mengembang (Cs), koefisien konsolidasi (Cv) untuk B-1 dapat dilihat pada **Tabel 4.2**.

Tabel 4.2 Nilai Cc, Cs, dan Cv pada BH-1

Kedalaman	LL (%)	Cc	Cs	Cv
0-2 m	72.440	0.355	0.044	0.00085
2-4 m	72.380	0.391	0.049	0.00085
4-6 m	82.460	0.500	0.063	0.00065
6-8 m	80.370	0.463	0.058	0.00069
8-10 m	76.850	0.438	0.055	0.00076
10-12 m	78.290	0.445	0.056	0.00073
12-14 m	80.580	0.493	0.062	0.00069
14-16 m	79.500	0.471	0.059	0.00071
16-18 m	79.490	0.535	0.067	0.00071
18-20 m	74.550	0.451	0.056	0.00081
20-22 m	75.500	0.447	0.056	0.00079
22-24 m	74.310	0.425	0.053	0.00081
24-26 m	68.420	0.363	0.045	0.00093
26-28 m	71.390	0.403	0.050	0.00087
28-30 m	71.590	0.394	0.049	0.00087

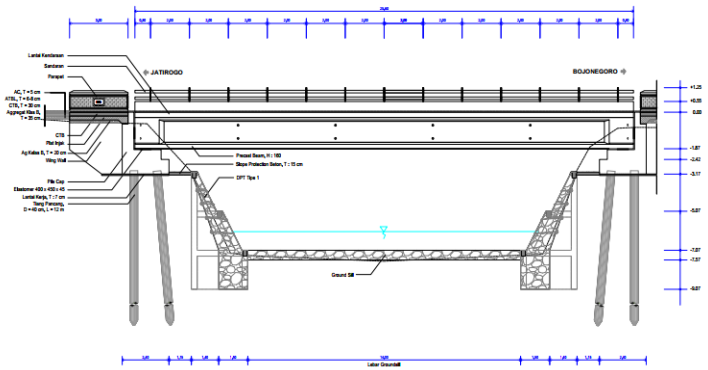
4.2 Data Struktur Jembatan

A. Data – Data Perencanaan:

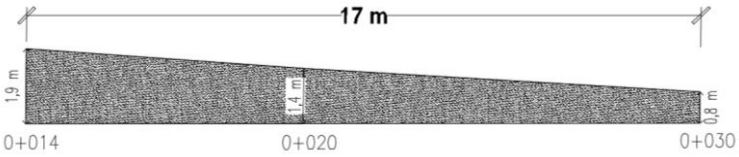
- Nama Jembatan : Jembatan Ngabungan
- Lokasi Jembatan : Jalan Penghubung Ponco-Jatirogo STA 131+046
- Jenis Jembatan : Jembatan Jalan Raya
- Konstruksi Jembatan : Jembatan Beton Prategang
- Bentang Jembatan : 25,6 m
- Lebar Jembatan : 9 m
- Lebar Bahu Jalan : 1 m
- Tinggi Oprit Timbunan : 1,4 – 1,9 m

- $Ø_{timbunan}$: 30°
- $ɣ_{timbunan}$: 1,85 t/m^3

Data konstruksi jembatan menggunakan data rencana awal jembatan Ngabungan pada **Gambar 4.2** dengan tinggi oprit timbunan dapat dilihat pada **Gambar 4.3**.



Gambar 4.2 Rencana awal jembatan Ngabungan



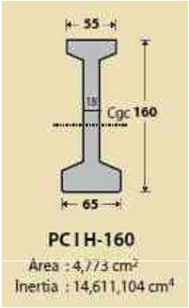
Gambar 4.3 Perencanaan oprit timbunan

B. Spesifikasi *PCI Girder*

Konstruksi jembatan Tulang Bawang menggunakan PCI girder yang direncanakan menggunakan brosur dari WIKA BETON yang ditampilkan pada **Lampiran 2**. Spesifikasi PCI girder yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Tipe *PCI Girder* : *PCI H*-160 cm
- Luas Penampang : 4.773 cm^2
- Momen Inersia : 14.611.104 cm^4

- *Beam Spacing* : 185 cm
- f'c : 40 MPa
- *Beam support reaction* :
  - V_{DL} : 370 kN
  - V_{LL} : 312 kN
  - V_{ult} : 1040 kN



Gambar 4.4 Potongan melintang *PCI H*-160 cm

C. Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan jembatan Ngabungan adalah tiang pancang produksi WIKA BETON. Alternatif tiang pancang yang digunakan yaitu Diameter 50 cm dan 60 cm. Data spesifikasi tiang pancang dapat dilihat pada **Gambar 4.5.**

PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES **SPECIFICATION**

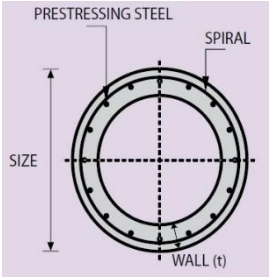
Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment Crack * (ton.m)	Bending Moment Break (ton.m)	Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (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

Gambar 4.5 Spesifikasi tiang pancang
(Sumber: Brosur PT. WIKA Beton)

Contoh spesifikasi tiang pancang diameter 50 cm dapat dilihat pada **Gambar 4.6**.



Gambar 4.6 *Pile section*
(Sumber: Brosur PT. WIKA Beton)

- Diameter luar = 50 cm
- Tebal = 9 cm
- Diameter dalam = 32 cm
- Kelas = C
- Mutu beton = K-600
- fc' = 52 MPa
- *Allowable axial* = 169 ton
- *Bending moment crack* = 17 ton.n
- *Bending moment ult* = 34 ton.m
- E = 33892,18 MPa
  = 338921,8 kg/cm^2
- Momen Inersia (I) = 255324,4 cm^4

D. Spesifikasi *Sheet Pile*

Sheet pile yang digunakan dalam perencanaan dinding penahan tanah pada struktur bawah jembatan adalah *sheet pile* produksi WIKA BETON dengan tipe W 325.1000.A.

4.3 Data Material Perkuatan Tanah

Material perbaikan untuk perkuatan tanah timbunan menggunakan *geotextile* dan bronjong.

A. *Geotextile*

Geotextile pada perencanaan timbunan oprit menggunakan jenis UnggulTex UW-250 dari PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL ditampilkan pada **Lampiran 2**.

B. Bronjong

Bronjong pada perencanaan timbunan oprit menggunakan ukuran 2 m x 1 m x 0,5 m dari Anwita PS ditampilkan pada **Lampiran 2**.

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

BAB V
PERENCANAAN ABUTMENT DAN PONDASI JEMBATAN

5.1 Perencanaan Abutment Jembatan

Pada jembatan Ngabungan memiliki panjang total 25,6 m direncanakan abutment jembatan pada kedua sisi jembatan. Dalam Tugas Akhir ini, akan direncanakan salah satu abutment saja dikarenakan pada sisi yang lain mempunyai tinggi timbunan yang sama. Data tanah yang digunakan dalam perhitungan abutment dapat dilihat pada **Lampiran 1.**

5.2 Data Perencanaan

Data perencanaan abutment jembatan Ngabunan adalah sebagai berikut :

- Panjang Girder (L) = 25,6 m
- Tinggi Girder (hb) = 1,6 m
- Lebar Jalan (b) = 8,5 m
- Tebal Plat Lantai Jembatan (ts) = 0,2 m
- Tebal Lapisan Aspal + Overlay (ta) = 0,1 m
- Lebar Abutment (B) = 9,5 m
- Tinggi Abutment = 3,17 m

Tanah dasar *Pile-cap*

- Berat volume (ɣt) = 2,012 t/m^3
- Sudut geser (Φ) = 0°
- Kohesi (c) = 0,34 t/m^2

5.3 Pembebanan

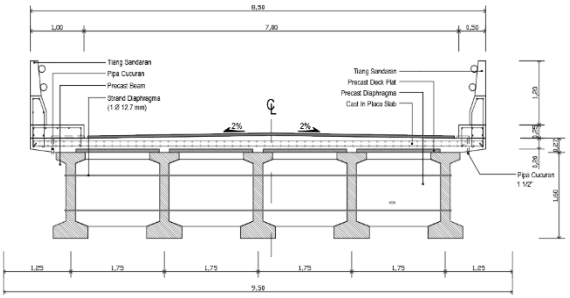
Perhitungan pembebanan untuk jembatan berdasarkan RSNI t- 02-2005, RSNI 2833-2013, dan SNI 1725-2016. Asumsi tanda (+) adalah moment yang menggulingkan ke arah sungai dan tanda (-) sebaliknya. Hasil perhitungan pembebanan untuk abutment jembatan sebagai berikut:

1. **Berat Sendiri (MS)**

Berat sendiri yang bekerja pada abutment jembatan ada dua macam yaitu berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah.

- **Berat Sendiri Struktur Atas**

Skema pembebanan struktur atas dapat dilihat pada **Gambar 5.1** sebagai berikut :



Gambar 5.1 Komponen struktur atas

Berat sendiri struktur atas terdiri dari *slab*, balok girder, dan balok diafragma. Hasil perhitungan berat sendiri struktur atas jembatan adalah sebagai berikut :

Berat balok girder (PCI H-160) :

- Panjang girder (L) = 25,6 m
- Luas penampang (A) = 0,4773 m^2
- Berat jenis beton (W_c) = 25.5 kN/m^3
- W_{balok} = A x L x W_c
  = 0,4773 m^2 x 25,6 m x 25,5 kN/m^3
  = 311,581 kN
- Q_{balok} = W_{balok} / L
  = 311,581 kN / 25,6 m
  = 12,171 kN/m

Perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada **Tabel 5.1.**

Tabel 5.1 Perhitungan Pembebanan Struktur Atas Jembatan

Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n			
Slab	8.5	0.2	25.6	1	24.000	kN/m3	1044.480
PCI Girder	-	-	25.6	5	12.171	kN/m	1557.907
Balok	-	-	25.6	4	2.846	kN/m	291.430
Total Berat Sendiri Struktur Atas						Wms	2893.818

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas adalah sebagai berikut:

P_{MS} = ½ x W_{MS} = ½ x 2893,818 = 1446,909 kN

Eksentrisitas beban terhadap pondasi:

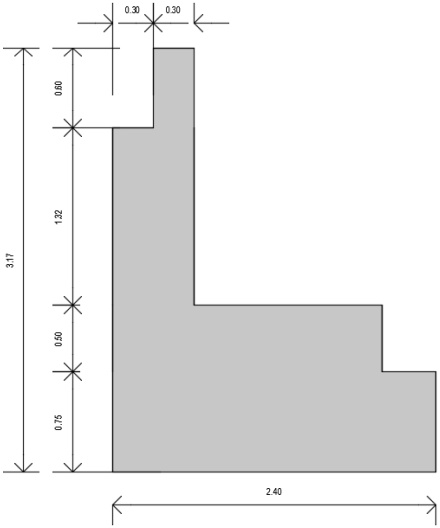
e = 0 m

Momen pada fondasi akibat beban sendiri struktur atas:

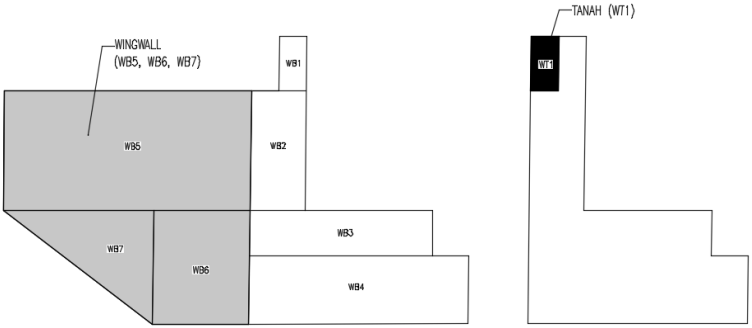
M_{MS} = 0 kNm

- **Berat Sendiri Struktur Bawah**

Beban akibat berat sendiri struktur bawah jembatan terdiri dari berat sendiri dari abutment. Abutment memiliki tinggi 3,17 m dan lebar 2 m. Gambar perencanaan abutment dan skema pembebanan dapat dilihat pada **Gambar 5.2** dan **Gambar 5.3**.



Gambar 5.2 Perencanaan dimensi abutment



Gambar 5.3 Notasi segmen beton dari abutment

Perhitungan berat sendiri struktur bawah dapat dilihat pada **Tabel 5.2**.

Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN/m)
	b	h	Shape	Direc			
Abutment							
WB1	0.3	0.6	1	-1	41.04	0.75	-30.78
WB2	0.6	1.32	1	-1	180.576	0.9	-162.5184
WB3	2	0.5	1	-1	228	0.2	-45.6
WB4	2.4	0.75	1	0	410.4	0	0
Wingwall							
WB5	2.7	1.32	1	-1	812.592	2.55	-2072.1096
WB6	1.05	1.25	1	-1	299.25	1.72	-514.71
WB7	1.65	1.25	0.5	-1	235.125	2.8	-658.35
Tanah							
WT1	0.3	0.6	1	-1	31.635	1.05	-33.21675
				PMS	2238.618	MMS	-3517.28475

Total beban akibat berat sendiri dapat dilihat pada **Tabel 5.3**

Tabel 5.3 Rekap Perhitungan Beban akibat Berat Sendiri

No	Berat Sendiri	PMS (kN)	MMS (kNm)
1	Struktur Atas	1446.909	0.000
2	Struktur Bawah	2238.618	-3517.285
		3685.527	-3517.285

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load)* adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada **Tabel 5.4**.

Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati Tambahan (MA)

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	n	w (kN/m3)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal Overlay	0.1	7	25.6	1	22	394.24
2	Air Hujan	0.05	9	25.6	1	9.8	112.896
						WMA	507.136

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan:

P_{MA} = 0.5 x W_{MA}
= 0.5 x 507,136 kN
= 253,568 kN

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

e = 0 m

Momen pada pondasi akibat beban mati tambahan,

M_{MA} = 0 kNm

3. Tekanan Tanah

Tekanan tanah di belakang abutment tidak diperhitungkan sebagai beban abutment karena tanah timbunan arah memanjang jembatan sudah ditahan oleh bronjong. Perencanaan bronjong dapat dilihat pada BAB VI.

4. Beban Lajur "D" (TD)

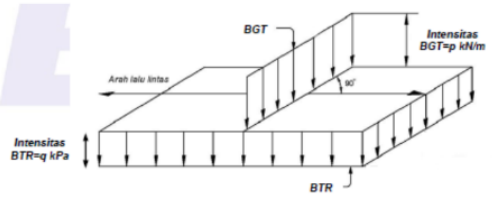
Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata UDL *(Uniformly Distributed Load*) dan beban garis KEL (*Knife Edge Load*). Beban terbagi merata UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

q = 9,0 kPa untuk L ≤ 30 m
q = 9,0 x (0,5 + 1/5L) kPa untuk L > 30 m
L = 25,6 m, maka q = 9,0 kPa

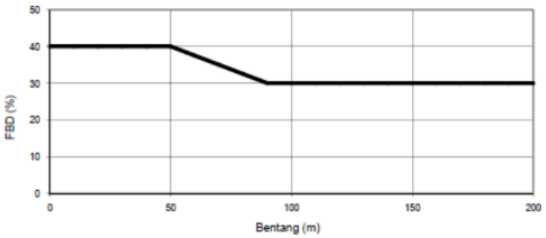
Intensitas beban garis KEL (p) adalah 49 kN/m (SNI 1725:2016 pasal 8.3.1)

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut:

DLA = 0,4 untuk $L \leq 50$ m
DLA = 0,4 – 0,0025 x (L-50) untuk $50 < L < 90$ m
DLA = 0,3 untuk $L \geq 90$ m
L = 25,6 m, maka DLA = 0,4 m
b_1 = 7 m



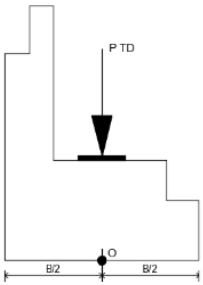
Gambar 5.4 Distribusi beban "D"
(sumber : SNI 1725-2016)



Gambar 5.5 Faktor beban dinamis untuk beban T
(sumber : SNI 1725-2016)

Besar beban lajur "D" adalah:

W_{TD1} = q x b_1 x L = 9,0 kPa x 7 m x 25,6 = 1618,8 kN
W_{TD2} = p x b_1 x (1 + DLA) = 49 kN/m x 7 m (1 + 0,4)
= 480,2 kN



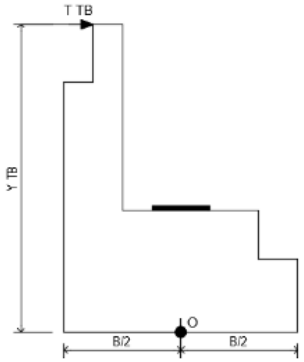
Gambar 5.6 Skema distribusi beban D ke abutment

Beban pada abutment akibat beban lajur "D",
P_{TD} = 0.5 x W_{TD1} + W_{TD2}
= (0,5 x 1618,8) + 480,2
= 1286,6 kN
Eksentrisitas beban terhadap pondasi,
e = 0 m
Momen pada pondasi akibat beban lajur “D”,
M_{TD} = 0 m

5. Gaya Rem (TB)

Besarnya gaya rem sesuai SNI 1725-2016 diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Besar gaya rem pada jembatan sebagai berikut:

25% beban gandar truk:
Beban gandar truk desain = 225 kN
25% beban gandar truk = 25% x 225 kN = 56,25 kN
T_{TB} = 112,5 kN
5% berat truk rencana + beban lajur terbagi rata BTR
Berat truk rencana = 500 kN
Beban lajur terbagi rata BTR = 1286,6 kN
T_{TB} = 5% x (500 + 1286,6)
= 89,33 kN



Gambar 5.7 Pengaruh gaya rem pada abutment

Lengan terhadap pondasi,
Y_{TB} = 3,17 m
Momen pada pondasi akibat gaya rem,
M_{TB} = P_{TB} x Y_{TB}
= 112,5 kN x 3,17 m
= 559,125 kNm

6. Beban Angin (EW)

Pembebanan abutment akibat beban angin berdasarkan RSNI T–02-2005.

- **Angin yang Meniup Bidang Samping Jembatan**

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus:

T_{EW1} = (0,0006 x Cw x $(Vw)^2$ x (A_b)/2 kN

Keterangan:

Cw = koefisien seret
Vw = kecepatan angin rencana (m/det)
A_b = luas bidang samping jembatan (m^2)

Tabel 5.5 Koefisien Seret (Cw)

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2)	
b/d = 1.0	2.1 (3)
b/d = 2.0	1.5 (3)
b/d ≥ 6.0	1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari b / d bisa di interpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

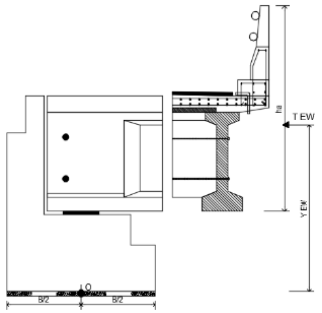
(sumber : RSNI T–02-2005)

Tabel 5.6 Kecepatan Angin Rencana (Vw)

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

(sumber : RSNI T–02-2005)

Koefisien seret, Cw = 1,25
Kecepatan angin rencana, Vw = 30 m/det
Panjang bentang, 25,6 = 50 m



Gambar 5.8 Skema pembebanan angin yang meniup samping jembatan

Tinggi bidang samping jembatan,
h_a = 3,12 m
Luas bidang samping jembatan,
A_b = L x h_a
= 25,6 m x 3,12 m
= 79,872 m^2
Beban angin pada abutment,
T_{EW1} = (0,0006 x Cw x $(Vw)^2$ x (A_b)/2
= (0,0006 x 1,25 x $(30)^2$ x 79,872)/2
= 26,957 kN
Lengan terhadap pondasi,
Y_{EW1} = 1,3 m
Momen pada pondasi akibat beban angin,
M_{EW1} = T_{EW1} x Y_{EW1}
= 26,957 x 1,3
= 35,044 kNm

- **Angin yang Meniup Kendaraan**

Gaya angin tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus (tinggi kendaraan dianggap 2 m (truk)) :
T_{EW2} = 0,0012 x Cw x $(Vw)^2$ x L x H kN, dengan Cw = 1,25
Beban angin yang meniup kendaraan,
T_{EW2} = 0,0012 x Cw x $(Vw)^2$ x L x $H_{kendaraan}$
= 0,0012 x 1,25 x $(30)^2$ x 25,6 x 2
= 69,12 kN
Lengan terhadap pondasi,
Y_{EW2} = 3,17 + 2 = 5,17 m
Momen pada pondasi akibat beban angin,
M_{EW2} = T_{EW2} x Y_{EW2}
= 69,12 x 5,17
= 357,350 kNm
;

- **Beban Angin Total pada Abutment**

Total beban angin pada abutment,

T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 96,077 kN

Total momen pada pondasi,

M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 392,394 kNm

7. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa pada abutment direncanakan sesuai RSNI 2833:201X. Beban gempa pada abutment dapat dihitung dengan persamaan :

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

Dimana :

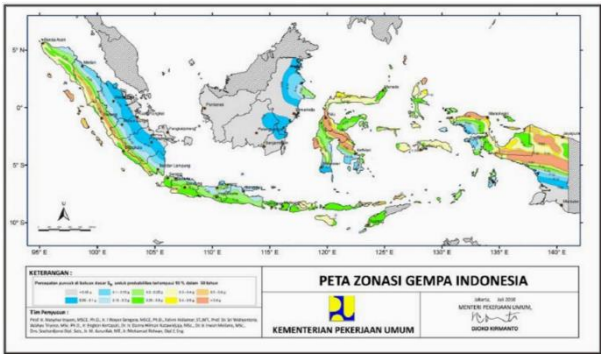
E_Q = gaya gempa horisontal statis (kN)

C_{SM} = koefisien respon gempa elastik pada moda getar ke – m

R = faktor modifikasi respons

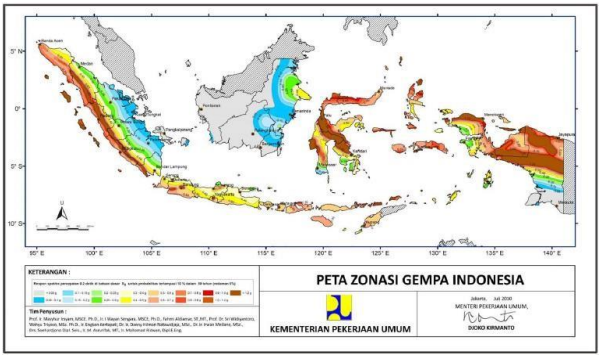
W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respon elastik C_{SM} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai daerah gempa dan periode ulang rencana.



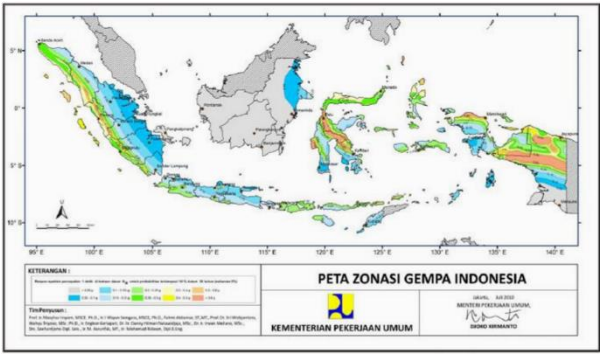
Gambar 5.9 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (sumber: RSNI 2833:201X)

Lokasi jembatan berada di Tuban, dari **Gambar 5.9** dapat dilihat nilai PGA = 0,3



Gambar 5.10 Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (sumbe : RSNI 2833:201X)

Lokasi jembatan berada di Tuban, dari **Gambar 5.10** dapat dilihat nilai Ss = 0,5



Gambar 5.11 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (sumber: RSNI 2833:201X)

Lokasi jembatan berada di Tuban, dari **Gambar 5.11** dapat dilihat nilai S_1 = 0,2

Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan tanah setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium.

Tabel 5.7 Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) ≥ 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m		

Hasil analisa dari **Tabel 5.7**, tanah dasar pada perencanaan abutment termasuk Tanah Lunak.

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek (T = 0,2 detik) dan periode 1 detik.

Tabel 5.8 Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/Fa)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 $S_s \leq 0.25$	PGA = 0,2 $S_s = 0.5$	PGA = 0,3 $S_s = 0.75$	PGA = 0,4 $S_s = 1.0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

PGA = 0,3
Ss = 0,5

Kelas Situs = SE
F PGA = 1,2
FA = 1,2

Tabel 5.9 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

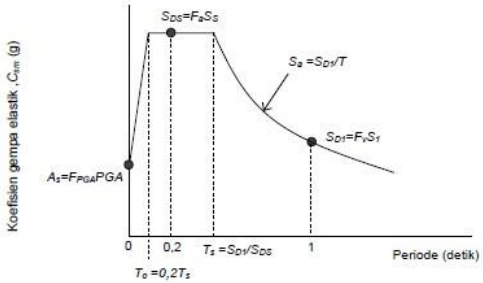
S_1 = 0,2
Fv = 3,2

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA, SS dan S1), serta nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

As = FPGA x PGA
= 1,2 x 0,3
= 0,36

S_{DS} = Fa x Ss
= 1,2 x 0,5
= 0,6

S_{D1} = Fv x S_1
= 3,2 x 0,2
= 0,64



Gambar 5.12 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Nilai koefisien respon gempa elastik C_{SM} dipilih sama nilainya dengan S_{DS} yaitu 0,32

Tabel 5.10 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Berdasarkan **Tabel 5.10** didapatkan nilai modifikasi respons (R) adalah 1,5

Persamaan gaya gempa pada abutment menjadi

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

Untuk hasil perhitungan gaya gempa pada abutment dapat dilihat pada **Tabel 5.11**.

Tabel 5.11 Distribusi Beban Gempa pada Abutment

No	Berat Wt (kN)	EQ (kN)	y (m)	MEQ (kNm)
Struktur Atas				
PMS	1446.909	578.764	3.170	1834.680
PMA	253.568	101.427	3.170	321.524
Abutment				
1	41.040	16.416	0.300	4.925
2	180.576	72.230	1.260	91.010
3	228.000	91.200	2.170	197.904
4	410.400	164.160	2.795	458.827
Wing wall				
5	812.592	325.037	1.260	409.546
6	299.250	119.700	2.545	304.637
7	235.125	94.050	3.587	337.326
Tanah				
8	31.635	12.654	0.300	3.796
Total	3939.095	1575.638	MEQ	3964.176

8. Kombinasi Beban Kerja

Perhitungan kombinasi beban pada abutment berdasarkan RSNI – T02 – 2005 adalah sebagai berikut

Tabel 5.12 Kombinasi Pembebanan Abutment

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan σ_{ot}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

(Sumber : RSNI–T02–2005)

Perhitungan masing – masing kombinasi dapat dilihat pada **Lampiran 4**. Perhitungan rekap beban kerja dapat dilihat pada

Tabel 5.13 dan rekap kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja dapat dilihat pada **Tabel 5.14**.

Tabel 5.13 Rekap Beban Kerja

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Beban	Kode	P (kN)	Ix (kN)	Iy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	AKSI TETAP						
1	Berat Sendiri	MS	3685.527				-3517.285
2	Beban mati tambahan	MA	253.568				
B	BEBAN LALU LINTAS						
3	beban Lajur D	TD	1286.600				
4	Beban Rem	TB			112.500		559.125
C	AKSI LINGKUNGAN						
5	Beban Angin	EW		96.077		392.394	
6	Beban Gempa (x)	EQ		1575.638		3964.176	
	Beban Gempa (y)	EQ			1575.638		3964.176

Tabel 5.14 Rekap Kombinasi Beban Kerja

No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebiha	P (kN)	TY (kN)	TX (kN)	MY (kNm)	MX (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	5225.695	112.500	0.000	-2958.160	0.000
2	Kombinasi 2	25%	5225.695	112.500	0.000	-2958.160	0.000
3	Kombinasi 3	25%	5225.695	112.500	96.077	-2958.160	392.394
4	Kombinasi 4	40%	5225.695	112.500	96.077	-2958.160	392.394
5	Kombinasi 5A	50%	3939.095	1575.638	0.000	1006.016	0.000
	Kombinasi 5B	50%	3939.095	0.000	1575.638	0.000	3964.176
	Kombinasi 5C	30%	5120.823	1575.638	472.691	1006.016	1189.253
	Kombinasi 5D	30%	5120.823	472.691	1575.638	301.805	3964.176
6	Kombinasi 6	30%	3939.095	0.000	0.000	-3517.285	0.000
7	Kombinasi 7	30%	5225.695	112.500	0.000	-2958.160	0.000

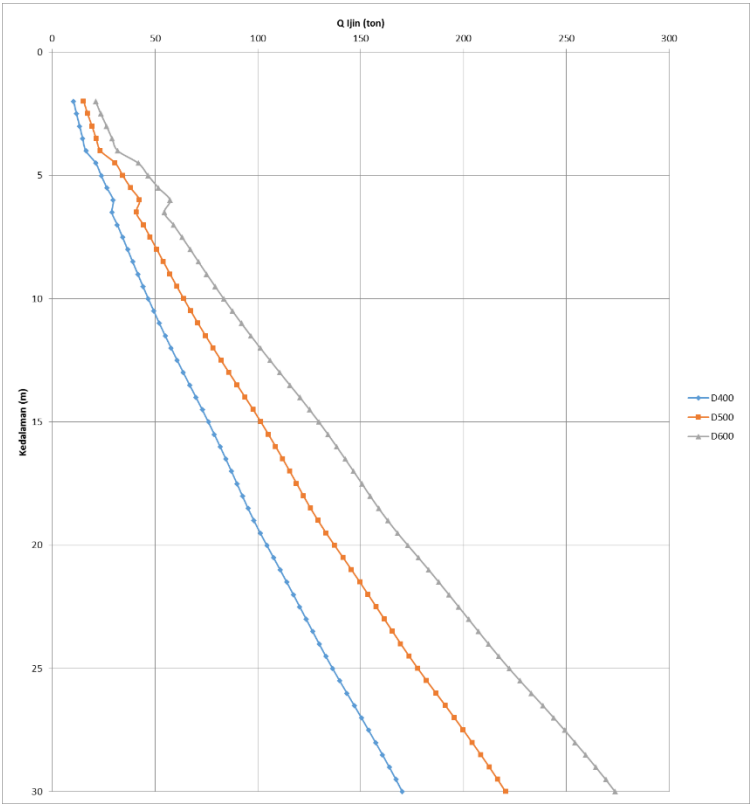
Dikarenakan abutment berdiri diatas tanah lunak, maka direncanakan alternatif pondasi tiang pancang dan pondasi sumuran.

5.4 Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan tiang pancang dilakukan karena stabilitas geser dan daya dukung tidak memenuhi factor keamanan yang disyaratkan. Tiang pancang yang direncanakan mempunyai diameter 40 cm, 50 cm, dan 60 cm.

1. Daya Dukung Ijin Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung ijin aksial tiang berdasarkan data SPT dapat dilihat pada **Lampiran 5**. Grafik daya dukung ijin tiang pancang dapat dilihat pada **Gambar 5.13**.



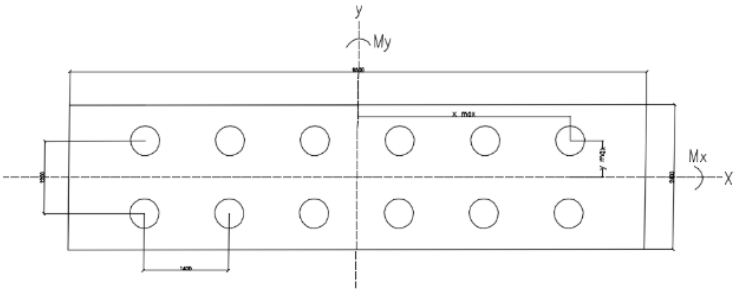
Gambar 5.13 Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang

2. Perencanaan Konfigurasi Tiang Pancang

Konfigurasi tiang pancang dapat dilihat pada **Gambar 5.16**. Hasil perhitungan jumlah tiang pancang yang digunakan pada abutment jembatan adalah sebagai berikut

- Jumlah tiang pancang = 12 buah

- n arah y (m) = 2 buah
- n arah x (n) = 6 buah
- $L_{pilecap}$ arah y = 2,4 m
- $L_{pilecap}$ arah x = 9,5 m
- Jarak antar tiang arah y = 1,2 m
- Jarak antar tiang arah x = 1,4 m
- y_{max} = 0,6 m
- x_{max} = 3,5 m
- Σy^2 = 4,32 m^2
- Σx^2 = 68,6 m^2



Gambar 5.14 Konfigurasi tiang pancang D50

Perhitungan efisiensi tiang pancang group (μ) adalah sebagai berikut :

$$\mu = 1 - \frac{arc\ tan\ \left(\frac{D}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$\mu = 1 - \frac{arc\ tan\ \left(\frac{0{,}5}{1{,}4}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{6}\right) = 0{,}708$$

Direncanakan kedalaman tiang pancang adalah 18 m, dari grafik daya dukung aksial tiang (**Gambar 5.13**) didapatkan P_{ijin} = 122,207 ton.

P_{ijin} 1 tiang dalam *group* = P_{ijin} x μ
= 122,207 ton x 0,708

= 86,624 ton

Perencanaan pondasi tiang pancang pada tugas akhir ini menggunakan kombinasi pembebanan arah X, arah Y, dan terhadap keduanya. Contoh perhitungan gaya aksial tiang pancang maksimum dan minimum sebagai berikut :

- Kombinasi beban 1, beban arah X :

$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum nY_i^2}$

$= \frac{522,569}{12} + \frac{0 \times 0,6}{4,32}$

= 43,547 ton

$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum nY_i^2}$

$= \frac{522,569}{12} - \frac{0 \times 0,6}{4,32}$

= 43,547 ton

- Kombinasi beban 1, beban arah X dan Y :

$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum nY_i^2} + \frac{M_y \times X_{max}}{\sum nX_i^2}$

$= \frac{522,569}{12} + \frac{0 \times 0,6}{4,42} + \frac{295,816 \times 3,5}{68,6}$

= 58,64 ton

$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum nY_i^2} - \frac{M_y \times X_{max}}{\sum nX_i^2}$

$= \frac{522,569}{12} - \frac{0 \times 0,6}{4,32} - \frac{295,816 \times 3,5}{68,6}$

= 28,455 ton

Hasil perhitungan gaya aksial maksimum dan minimum tiang pancang D50 dan D60 dapat dilihat pada **Tabel 5.15** dan **Tabel 5.16**.

Tabel 5.15 Gaya Aksial Maksimum dan Minimum Tiang Pancang D50

No	Kombinasi Beban	P (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)	P/n (ton)	Mx.y/Sigma y2	My.x/Sigma x2	Terhadap X		Terhadap Y		Terhadap X dan Y	
								P max (ton)	P min (ton)	P max (ton)	P min (ton)	P max (ton)	P min (ton)
1	Kombinasi 1	522.569	0.000	-295.816	43.547	0.000	15.093	43.547	43.547	0.000	0.000	58.640	28.455
2	Kombinasi 2	522.569	0.000	-295.816	43.547	0.000	15.093	43.547	43.547	0.000	0.000	58.640	28.455
3	Kombinasi 3	522.569	39.239	-295.816	43.547	5.450	15.093	48.997	38.098	58.640	28.455	64.090	23.005
4	Kombinasi 4	522.569	39.239	-295.816	43.547	5.450	15.093	48.997	38.098	58.640	28.455	64.090	23.005
5	Kombinasi 5A	393.909	0.000	100.602	32.826	0.000	5.133	32.826	32.826	0.000	0.000	37.959	27.693
	Kombinasi 5B	393.909	396.418	0.000	32.826	55.058	0.000	0.000	0.000	32.826	32.826	87.884	22.232
	Kombinasi 5C	512.082	118.925	100.602	42.674	16.517	5.133	59.191	26.156	0.000	0.000	64.324	21.023
	Kombinasi 5D	512.082	396.418	30.180	42.674	55.058	1.540	97.732	12.384	0.000	0.000	99.271	13.924
6	Kombinasi 6	393.909	0.000	-351.728	32.826	0.000	17.945	32.826	32.826	0.000	0.000	50.771	14.880
7	Kombinasi 7	522.569	0.000	-295.816	43.547	0.000	15.093	43.547	43.547	0.000	0.000	58.640	28.455

Tabel 5.16 Gaya Aksial Maksimum dan Minimum Tiang Pancang D60

No	Kombinasi Beban	P (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)	P/n (ton)	Mx.y/Sigma y2	My.x/Sigma x2	Terhadap X		Terhadap Y		Terhadap X dan Y	
								P max (ton)	P min (ton)	P max (ton)	P min (ton)	P max (ton)	P min (ton)
1	Kombinasi 1	522.569	0.000	-295.816	52.257	0.000	15.093	52.257	52.257	0.000	0.000	67.350	37.164
2	Kombinasi 2	522.569	0.000	-295.816	52.257	0.000	15.093	52.257	52.257	0.000	0.000	67.350	37.164
3	Kombinasi 3	522.569	39.239	-295.816	52.257	5.450	15.093	57.707	46.807	67.350	37.164	72.800	31.714
4	Kombinasi 4	522.569	39.239	-295.816	52.257	5.450	15.093	57.707	46.807	67.350	37.164	72.800	31.714
5	Kombinasi 5A	393.909	0.000	100.602	39.391	0.000	5.133	39.391	39.391	0.000	0.000	44.524	34.258
	Kombinasi 5B	393.909	396.418	0.000	39.391	55.058	0.000	0.000	0.000	39.391	39.391	94.449	15.667
	Kombinasi 5C	512.082	118.925	100.602	51.208	16.517	5.133	67.726	34.691	0.000	0.000	72.858	29.558
	Kombinasi 5D	512.082	396.418	30.180	51.208	55.058	1.540	106.266	3.850	0.000	0.000	107.806	5.390
6	Kombinasi 6	393.909	0.000	-351.728	39.391	0.000	17.945	39.391	39.391	0.000	0.000	57.336	21.446
7	Kombinasi 7	522.569	0.000	-295.816	52.257	0.000	15.093	52.257	52.257	0.000	0.000	67.350	37.164

Hasil perhitungan kontrol daya dukung ijin tiang bor tiap kombinasi pembebanan D50 dan D60 dapat dilihat pada **Tabel 5.17** sampai **Tabel 5.20.**

. **Tabel 5.17** Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D50 Arah X

No	Kombinasi Beban	% P ijin	P ijin (ton)	P max (ton)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100.00%	86.624	43.547	OK
2	Kombinasi 2	125.00%	107.863	43.547	OK
3	Kombinasi 3	125.00%	107.863	48.997	OK
4	Kombinasi 4	140.00%	120.807	48.997	OK
5	Kombinasi 5A	150.00%	129.436	32.826	OK
	Kombinasi 5B	150.00%	129.436	0.000	OK
	Kombinasi 5C	130.00%	112.178	59.191	OK
	Kombinasi 5D	130.00%	112.178	97.732	OK
6	Kombinasi 6	130.00%	112.178	32.826	OK
7	Kombinasi 7	130.00%	112.178	43.547	OK

Tabel 5.18 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D50 Arah Y

No	Kombinasi Beban	% P ijin	P ijin (ton)	P max (ton)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100.00%	86.624	0.000	OK
2	Kombinasi 2	125.00%	107.863	0.000	OK
3	Kombinasi 3	125.00%	107.863	58.640	OK
4	Kombinasi 4	140.00%	120.807	58.640	OK
5	Kombinasi 5A	150.00%	129.436	0.000	OK
	Kombinasi 5B	150.00%	129.436	32.826	OK
	Kombinasi 5C	130.00%	112.178	0.000	OK
	Kombinasi 5D	130.00%	112.178	0.000	OK
6	Kombinasi 6	130.00%	112.178	0.000	OK
7	Kombinasi 7	130.00%	112.178	0.000	OK

Tabel 5.19 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D60 Arah X

No	Kombinasi Beban	% P ijin	P ijin (ton)	P max (ton)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100.00%	105.902	52.257	OK
2	Kombinasi 2	125.00%	107.863	52.257	OK
3	Kombinasi 3	125.00%	107.863	57.707	OK
4	Kombinasi 4	140.00%	120.807	57.707	OK
5	Kombinasi 5A	150.00%	129.436	39.391	OK
	Kombinasi 5B	150.00%	129.436	0.000	OK
	Kombinasi 5C	130.00%	112.178	67.726	OK
	Kombinasi 5D	130.00%	112.178	106.266	OK
6	Kombinasi 6	130.00%	112.178	39.391	OK
7	Kombinasi 7	130.00%	112.178	52.257	OK

Tabel 5.20 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang D60 Arah Y

No	Kombinasi Beban	% P ijin	P ijin (ton)	P max (ton)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100.00%	105.902	67.350	OK
2	Kombinasi 2	125.00%	107.863	67.350	OK
3	Kombinasi 3	125.00%	107.863	72.800	OK
4	Kombinasi 4	140.00%	120.807	72.800	OK
5	Kombinasi 5A	150.00%	129.436	44.524	OK
	Kombinasi 5B	150.00%	129.436	94.449	OK
	Kombinasi 5C	130.00%	112.178	72.858	OK
	Kombinasi 5D	130.00%	112.178	107.806	OK
6	Kombinasi 6	130.00%	112.178	57.336	OK
7	Kombinasi 7	130.00%	112.178	67.350	OK

3. Kontrol Tiang Pancang terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang perlu dikontrol terhadap gaya horizontal. Momen dan defleksi yang terjadi pada tiang pancang tidak boleh melebihi syarat yang telah ditentukan. Perhitungan kontrol tiang pancang terhadap momen dan defleksi adalah sebagai berikut :

1. Menentukan nilai T

   Nilai T dapat dicari dengan rumusan sebagai berikut :

$$T = \left(\frac{E \times I}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

   Harga f didapatkan melalui grafik dari NAVFAC DM-7 (**Gambar 2.14**) dikarenakan gaya geser maksimum terjadi tepat di permukaan tanah (Kondisi II). Parameter yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

   qu = 0,55 kg/cm^2 = 0,563 ton/ft^2

   Kedua parameter tersebut diplot pada grafik dan didapatkan nilai f = 8 ton/ft^3 = 0,256 kg/cm^3

   Spesifikasi tiang adalah menggunakan beton K-600, sehingga didapatkan nilai E adalah sebagai berikut :

E = $4700 \times \sqrt{f'c}$
= $4700 \times \sqrt{52}$
= 338921,82 kg/cm^2
I = 255324,3 cm^4

Maka, didapatkan nilai T adalah sebagai berikut :

T = $\left(\frac{338921{,}82 \times 255324{,}3}{0{,}256}\right)^{\frac{1}{5}}$
= 202,204 cm = 2,022 m

2. Menentukan nilai defleksi (δP) pada tiang

Nilai defleksi pada tiang dapat dihitung dengan rumusan sebagai berikut :

$$\delta = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2{,}54\ cm$$

Dimana :
P = H_{max}/n
H_{max} = gaya horizontal maksimum
n = jumlah tiang pancang
F_δ = koefisien defleksi

Nilai dari F_δ dapat dicari dengan kurva dari NAVFAC DM-7 (**Gambar 2.16**). Parameter untuk menentukan nilai F_δ sebagai berikut :
L = 18 m
T = 2,022 m
L/T = 8,901
z = 0 m
F_δ = 0,95
P = 112,5/12
= 9,375 kN
= 937,7 kg

Nilai defleksi (δ) adalah sebagai berikut :

$\delta \quad = F_\delta \times \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$

$= 0{,}95 \times \left(\frac{937{,}5 \times 202{,}2^3}{338921{,}82 \times 255324{,}3}\right)$

$= 8{,}509\text{E-}08 < 2{,}54$ cm (OK)

3. Menentukan nilai momen (Mp) pada tiang

Momen pada tiang pancang dapat dihitung sengan rumusan sebagai berikut:

$$M_{p\,max} = fm \times P \times T \leq M_{crack}$$

Dimana :

P = H_{max}/n

H_{max} = gaya horizontal maksimum

n = jumlah tiang pancang

Nilai dari fm dapat dicari dengan kurva dari NAVFAC DM-7 (**Gambar 2.16**). Parameter yang untuk menentukan fm adalah:

L = 18 m

T = 2,022 m

L/T = 8,901

z = 0 m

fm = 0,98

P = 112,5/12

= 9,375 kN

= 937,7 kg

M_{ijin} = 0,8 x Mult

= 0,8 x 34 = 27,2 ton.m

Momen pada tiang pancang adalah sebagai berikut :

M_{pmax} = $fm \times P \times T$

= 0,98 x 0,9375 ton x 2,022 m

= 1,858 t.m < 27,2 t.m (OK)

Hasil perhitungan defleksi dan momen pada tiang pancang pada setiap diameter tiang yang direncanakan dapat dilihat pada **Tabel 5.21** sampai **Tabel 5.25**.

Tabel 5.21 Perhitungan Defleksi Tiang Pancang D50

Kombinasi Beban	Py (kg)	Px (kg)	δ ijin (cm)	Terhadap Y		Terhadap X	
				δ (cm)	Keterangan	δ (cm)	Keterangan
Kombinasi 1	937.500	0.000	2.54	8.5E-08	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 2	937.500	0.000	2.54	8.5E-08	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 3	937.500	800.640	2.54	8.5E-08	OK	7.3E-08	OK
Kombinasi 4	937.500	800.640	2.54	8.5E-08	OK	7.3E-08	OK
Kombinasi 5A	13130.316	0.000	2.54	1.2E-06	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 5B	0.000	13130.316	2.54	0.0E+00	OK	1.2E-06	OK
Kombinasi 5C	13130.316	3939.095	2.54	1.2E-06	OK	3.6E-07	OK
Kombinasi 5D	3939.095	13130.316	2.54	3.6E-07	OK	1.2E-06	OK
Kombinasi 6	0.000	0.000	2.54	0.0E+00	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 7	937.500	0.000	2.54	8.5E-08	OK	0.0E+00	OK

Tabel 5. 22 Perhitungan Defleksi Tiang Pancang D60

Kombinasi Beban	Py (kg)	Px (kg)	δ ijin (cm)	Terhadap Y		Terhadap X	
				δ (cm)	Keterangan	δ (cm)	Keterangan
Kombinasi 1	1125.000	0.000	2.54	7.7E-08	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 2	1125.000	0.000	2.54	7.7E-08	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 3	1125.000	960.768	2.54	7.7E-08	OK	6.6E-08	OK
Kombinasi 4	1125.000	960.768	2.54	7.7E-08	OK	6.6E-08	OK
Kombinasi 5A	15756.379	0.000	2.54	1.1E-06	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 5B	0.000	15756.379	2.54	0.0E+00	OK	1.1E-06	OK
Kombinasi 5C	15756.379	4726.914	2.54	1.1E-06	OK	3.3E-07	OK
Kombinasi 5D	4726.914	15756.379	2.54	3.3E-07	OK	1.1E-06	OK
Kombinasi 6	0.000	0.000	2.54	0.0E+00	OK	0.0E+00	OK
Kombinasi 7	1125.000	0.000	2.54	7.7E-08	OK	0.0E+00	OK

Tabel 5.23 Perhitungan Kontrol Momen Tiang Pancang D50

Kombinasi Beban	Py (ton)	Px (ton)	Mp crack (t.m)	Terhadap Y		Terhadap X	
				Mp max (t.m	Keterangan	Mp max (t.m	Keterangan
Kombinasi 1	0.938	0.000	27.2	1.858	OK	0.000	OK
Kombinasi 2	0.938	0.000	27.2	1.858	OK	0.000	OK
Kombinasi 3	0.938	0.801	27.2	1.858	OK	1.587	OK
Kombinasi 4	0.938	0.801	27.2	1.858	OK	1.587	OK
Kombinasi 5A	13.130	0.000	27.2	26.019	OK	0.000	OK
Kombinasi 5B	0.000	13.130	27.2	0.000	OK	26.019	OK
Kombinasi 5C	13.130	3.939	27.2	26.019	OK	7.806	OK
Kombinasi 5D	3.939	13.130	27.2	7.806	OK	26.019	OK
Kombinasi 6	0.000	0.000	27.2	0.000	OK	0.000	OK
Kombinasi 7	0.938	0.000	27.2	1.858	OK	0.000	OK

Tabel 5.24 Perhitungan Kontrol Momen Tiang Pancang D60

Kombinasi Beban	Py (ton)	Px (ton)	Mp crack (t.m)	Terhadap Y		Terhadap X	
				Mp max (t.m	Keterangan	Mp max (t.m	Keterangan
Kombinasi 1	1.125	0.000	46.4	2.047	OK	0.000	OK
Kombinasi 2	1.125	0.000	46.4	2.047	OK	0.000	OK
Kombinasi 3	1.125	0.961	46.4	2.047	OK	1.748	OK
Kombinasi 4	1.125	0.961	46.4	2.047	OK	1.748	OK
Kombinasi 5A	15.756	0.000	46.4	28.666	OK	0.000	OK
Kombinasi 5B	0.000	15.756	46.4	0.000	OK	28.666	OK
Kombinasi 5C	15.756	4.727	46.4	28.666	OK	8.600	OK
Kombinasi 5D	4.727	15.756	46.4	8.600	OK	28.666	OK
Kombinasi 6	0.000	0.000	46.4	0.000	OK	0.000	OK
Kombinasi 7	1.125	0.000	46.4	2.047	OK	0.000	OK

4. Kontrol Kekuatan Lateral Pondasi

Kekuatan pondasi tiang pancang perlu untuk dikontrol kekuatannya terhadap gaya lateral. Gaya horizontal yang terjadi harus lebih kecil dari gaya horizontal ijin. Berikut ini adalah contoh perhitungan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral:

Zf = 2,581 m

M crack = 27,2 t.m

Hu $= \frac{2\,Mcrack}{zf} = \frac{2\times 27{,}2}{2{,}581} = 21{,}079\ ton$

Fx 1 tiang = 0,938 ton

Fy 1 tiang = 0 ton

Fr $= \sqrt{Fx^2 + Fy^2} = \sqrt{0{,}938^2 + 0^2} = 0{,}938\ ton$

Fr 1 tiang < Hu

0,938 ton < 21,079 ton (OK)

Hasil perhitungan kontrol terhadap gaya lateral pada tiang pancang yang direncanakan dapat dilihat pada **Tabel 5.25** dan **Tabel 5.26**.

Tabel 5.25 Perhitungan Kontrol terhadap Gaya Lateral pada Pondasi Tiang Pancang D50

Kombinasi Beban	Hy (ton)	Hx (ton)	Hr (ton)	Mp crack (t.m)	Hu (t)	Keterangan
Kombinasi 1	0.938	0.000	0.938	27.2	21.079	OK
Kombinasi 2	0.938	0.000	0.938	27.2	21.079	OK
Kombinasi 3	0.938	0.801	1.233	27.2	21.079	OK
Kombinasi 4	0.938	0.801	1.233	27.2	21.079	OK
Kombinasi 5A	13.130	0.000	13.130	27.2	21.079	OK
Kombinasi 5B	0.000	13.130	13.130	27.2	21.079	OK
Kombinasi 5C	13.130	3.939	13.708	27.2	21.079	OK
Kombinasi 5D	3.939	13.130	13.708	27.2	21.079	OK
Kombinasi 6	0.000	0.000	0.000	27.2	21.079	OK
Kombinasi 7	0.938	0.000	0.938	27.2	21.079	OK

Tabel 5.26 Perhitungan Kontrol terhadap Gaya Lateral pada Pondasi Tiang Pancang D60

Kombinasi Beban	Hy (ton)	Hx (ton)	Hr (ton)	Mp crack (t.m)	Hu (t)	Keterangan
Kombinasi 1	1.125	0.000	1.125	46.4	31.363	OK
Kombinasi 2	1.125	0.000	1.125	46.4	31.363	OK
Kombinasi 3	1.125	0.961	1.479	46.4	31.363	OK
Kombinasi 4	1.125	0.961	1.479	46.4	31.363	OK
Kombinasi 5A	15.756	0.000	15.756	46.4	31.363	OK
Kombinasi 5B	0.000	15.756	15.756	46.4	31.363	OK
Kombinasi 5C	15.756	4.727	16.450	46.4	31.363	OK
Kombinasi 5D	4.727	15.756	16.450	46.4	31.363	OK
Kombinasi 6	0.000	0.000	0.000	46.4	31.363	OK
Kombinasi 7	1.125	0.000	1.125	46.4	31.363	OK

5.5 Penulangan Abutment

Penulangan pada abutment meliputi penulangan *pilecap* dan *back wall.* Perhitungan penulangan adalah sebagai berikut :

1. Penulangan *pilecap*

Beban yang bekerja pada *pile cap* yaitu beban akibat tiang pancang dan beban akibat berat sendiri *pile cap*. Perhitungan beban yang bekerja pada *pile cap* dapat dilihat pada **Tabel 5.27** dan **Tabel 5.28.**

Tabel 5.27 Perhitungan Beban *Pile cap* Arah X

Nama	Jumlah	Lengan (m)	Pu (kN)	Mu (kNm)
Baris 1	6	0.6	435.475	1567.708
Berat Sendiri	1	1.2	410.400	-492.480
Berat Sendiri	1	0.2	228.000	-45.600
Total				1029.628

Tabel 5.28 Perhitungan Beban *Pile cap* Arah Y

Nama	Jumlah	Lengan (m)	Pu (kN)	Mu (kNm)
Baris 1	2	0.7	435.475	609.664
Baris 2	2	1.4	435.475	1219.329
Baris 3	2	2.1	435.475	1828.993
Berat Sendiri	1	4.75	410.400	-1949.400
Berat Sendiri	1	4.75	228.000	-1083.000
Total				625.586

Penulangan *pile cap* arah x:

Mu = 1029,628 kNm
= 1029628440 Nmm
fc’ = 52 MPa
fy = 390 MPa
$D_{longitudional\ vertikal}$ = 25 mm
$D_{tranversal\ vertikal}$ = 22 mm
Bx = 9500 mm

By = 2400 mm
Tebal selimut = 100 mm
Tebal pile cap = 1250 mm
dx = 1250 – 100 – ½ x 22
= 1139 mm

β_1 $= 0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{fc'-28}{7}\right)$
$= 0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{52-28}{7}\right)$
$= 0{,}679$

ρb $= \frac{0{,}85 \times \beta_1 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
$= \frac{0{,}85 \times 0{,}679 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
$= 0{,}047$

ρ_{max} $= 0{,}75 \times \rho b$
$= 0{,}75 \times 0{,}047$
$= 0{,}035$

ρ_{min} $= 1{,}4/fy$
$= 1{,}4/390$
$= 0{,}0036$

Rn $= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2}$
$= \frac{1029628440}{0{,}85 \times 2400 \times 1139^2}$
$= 0{,}389$

ρ_{perlu} $= \frac{0{,}85 \times fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0{,}85 \times fc'}}\right)$
$= \frac{0{,}85 \times 52}{390}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}389}{0{,}85 \times 52}}\right)$
$= 0{,}0010$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ (dipakai ρ_{min})

As_{perlu} = ρ x b x dx
= 0,0036 x 2400 x 1139
= 9812,923 mm^2

$As_{tulangan}$ = ¼ x π x D^2
= ¼ x π x 25^2
= 490,874 mm^2
n = $As_{perlu}/As_{tulangan}$
= 9812,923/490,874
= 79,130 buah
= 20 buah
s = 2400/20
= 120 mm
= 120 mm (dipakai)
As_{pasang} = 2400 x 490,874/120
= 9817,477 mm^2
$As_{pasang} > As_{perlu}$ (OK)

Jadi, penulangan lentur arah X *pile cap* menggunakan tulangan **D25 - 120**

Penulangan *pile cap* arah y:
Mu = 625,586 kNm
= 625586360 Nmm
fc' = 52 MPa
fy = 390 MPa
$D_{longitudional\ vertikal}$ = 25 mm
$D_{tranversal\ vertikal}$ = 22 mm
By = 9500 mm
Bx = 2400 mm
Tebal selimut = 100 mm
Tebal pile cap = 1250 mm
dx = 1250 – 100 – ½ x 32 - 29
= 1105 mm
β_1 = $0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{fc'-28}{7}\right)$
= $0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{52-28}{7}\right)$

$= 0{,}679$

$\rho b = \frac{0{,}85 \times \beta_1 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85 \times 0{,}679 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

$= 0{,}047$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho b$

$= 0{,}75 \times 0{,}047$

$= 0{,}035$

$\rho_{min} = 1{,}4/fy$

$= 1{,}4/390$

$= 0{,}0036$

$Rn = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2}$

$= \frac{625586360}{0{,}85 \times 9500 \times 1105^2}$

$= 0{,}063$

$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85 \times fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0{,}85 \times fc'}}\right)$

$= \frac{0{,}85 \times 52}{390}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}063}{0{,}85 \times 52}}\right)$

$= 0{,}0001$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ (dipakai ρ_{min})

$As_{perlu} = \rho \times b \times dx$

$= 0{,}0036 \times 9500 \times 1105$

$= 37683{,}333\ mm^2$

$As_{tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2$

$= 804{,}248\ mm^2$

$n = As_{perlu}/As_{tulangan}$

$= 37683{,}333 / 804{,}248$

$= 46{,}855$ buah

$= 47$ buah

$s = 9500/47$

= 200 mm
= 200 mm (dipakai)
As_{pasang} = 9500x804,248/200
= 38201,767 mm^2
$As_{pasang} > As_{perlu}$ (OK)
Jadi, penulangan lentur arah X *pile cap* menggunakan tulangan **D29 - 200**

2. Penulangan *back wall*

Penulangan *back wall* pada abutment direncanakan menggunakan tulangan vertikal diameter 19 mm, tulangan bagi diameter 16 mm dan tulangan geser 10 mm. Berikut adalah beban yang bekerja pada *back wall*.

Perhitungan beban gempa pada *back wall* dapat dilihat pada **Tabel 5.29.**

Tabel 5.29 Beban Gempa pada *Back wall*

No	Berat Wt (kN)	EQ (kN)	y (m)	MEQ (kNm)
1	41.040	16.416	0.300	4.925
2	180.576	72.230	1.260	91.010
EQ		88.646	MEQ	95.935

. Perhitungan beban berat sendiri *back wall* bawah dapat dilihat pada **Tabel 5.30**.

Tabel 5.30 Beban Akibat Berat Sendiri *Back Wall*

No	Parameter		Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h			
1	0.6	1.32	180.576	0.9	162.5184
2	0.3	0.6	41.04	0.75	30.78

Total beban yang bekerja pada *back wall* dapat dilihat pada **Tabel 5.31**.

Tabel 5.31 Total Beban pada *Back wall*

No	Beban	P (kN)	T (kN)	M (kNm)
1	Berat Sendiri	221.616		193.298
6	Beban Gempa		88.646	95.935
Total		221.616	88.646	289.234

Mu = 289,234 kNm
= 289233504 Nmm
fc' = 52 MPa
fy = 390 MPa
$D_{longitudional}$ = 19 mm
$D_{tranversal}$ = 10 mm
By = 9500 mm
Tebal selimut = 75 mm
Tebal *back wall* = 600 mm
d = 600 – 75
= 525 mm
dx = 525 – 0,5D – Ø
= 525 – 0,5 x 19 - 10
= 505,5 mm
β_1 $= 0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{fc'-28}{7}\right)$
$= 0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{52-28}{7}\right)$
= 0,679
ρb $= \frac{0{,}85 \times \beta_1 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
$= \frac{0{,}85 \times 0{,}679 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
= 0,047
ρ_{max} = 0,75 x ρb
= 0,75 x 0,047
= 0,035
ρ_{min} = 1,4/fy

= 1,4/390

= 0,0036

Rn $= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2}$

$= \frac{289233504}{0{,}85 \times 9500 \times 505{,}5^2}$

= 0,101

$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85 \times fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0{,}85 \times fc'}}\right)$

$= \frac{0{,}85 \times 52}{390}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}101}{0{,}85 \times 52}}\right)$

= 0,00026

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ (dipakai ρ_{min})

As_{perlu} = ρ x b x dx

= 0,0036 x 9500 x 505,5

= 17238,846 mm^2

$As_{tulangan}$ = ¼ x π x D^2

= ¼ x π x 19^2

= 283,528 mm^2

n = $As_{perlu}/As_{tulangan}$

= 17238,846/283,528

= 60,801 buah

= 61 buah

s = 9500/61

= 155,738 mm

= 150 mm (dipakai)

As_{pasang} = 9500x283,528/150

= 17956,820 mm^2

$As_{pasang} > As_{perlu}$ (OK)

Digunakan tulangan **D19 – 150**

Tulangan bagi:

As perlu = 50% x As perlu tulangan utama

= 50% x 17238,848 mm^2

= 8619,423 mm^2

$As_{tulangan}$ = ¼ x π x D^2

= ¼ x π x 16^2

= 201,062 mm^2

n = $As_{perlu}/As_{tulangan}$

= 8619,423/201,062

= 42,869 buah

= 43 buah

s = 9500/43

= 220,930 mm

= 225 mm

Digunakan tulangan **D16 – 225**

Tulangan geser:

Nu = 221,616 kN

= 221616 N

Vu = 88,646 kN

= 88646 N

λ = 1 (beton ringan)

Ag = b x d

= 9500 x 600

= 5700000 mm^2

bw = 600 mm

d = 9500 mm

$Vc = 0{,}17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 \times Ag}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$

$= 0{,}17 \times \left(1 + \frac{221616}{14 \times 5700000}\right) \times 1 \times \sqrt{52} \times 600 \times 9500$

= 7006963,82 N

= 7006,964 kN

Vc > Vu (tidak perlu tulangan geser)

Kuat nominal geser akibat beton sudah melebihi beban geser yang ada. Akan tetapi, tulangan geser yang akan dipasang

tetap perlu dihitung. Direncanakan tulangan sengkang 2 D10 – 300.

D = 10 mm
s = 300 mm
d = 505,5 mm
Av = 2 x (¼ x π x D^2)
= 2 x (¼ x π x 10^2)
= 157,080 mm^2
Vs = $\left(\frac{Av \times fy \times d}{s}\right)$
= $\left(\frac{157{,}080 \times 390 \times 505{,}5}{300}\right)$
= 103224,881 N
= 103,225 kN
Vn = Φ (Vs + Vc)
= 0,75 x (103,225 + 7006,964)
= 5332,642 kN
Vn > Vu (OK)

5.6 Perencanaan Pondasi Sumuran

Perencanaan pondasi sumuran dilakukan sebagai alternatif pondasi selain tiang pancang. Direncanakan pondasi sumuran berbentuk lingkaran dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Kedalaman sumuran (Df) = 6 m
- Diameter luar (Dluar) = 200 cm
- Diameter dalam = 160 cm
- Mutu beton sumuran = K - 275
- Mutu beton *cyclop* = K – 225

1. Daya Dukung Pondasi Sumuran

Perhitungan daya dukung pondasi sumuran dibagi menjadi dua, yaitu terhadap kekuatan bahan dari beton dan terhadap kekuatan tanah.

- Terhadap kekuatan bahan dari beton

$$qd = \sigma_{ijin} \times A$$

Dimana:

qd = kuat ijin pada tiang

σ_{ijin} = tegangan ijin bahan (0,85 x fc')

A = luas penampang

Luas total dasar sumuran = ¼ x π x D_{luar}^2
= ¼ x π x 200^2
= 31415,93 cm^2
= 3,142 m^2

Luas beton *cyclop* = ¼ x π x D_{dalam}^2
= ¼ x π x 160^2
= 20106,19 cm^2
= 2,011 m^2

Luas beton = Luas total dasar sumuran – Luas beton cyclop
= 31415,93 cm^2 – 20106,19 cm^2
= 11309,73 cm^2
= 1,131 m^2

Untuk dinding sumuran (K-275)

qd_1 = (0,85 x fc') x ((¼ x π x D_{luar}^2) - (¼ x π x D_{dalam}^2))
= (0,85 x 275) x 11309,73 cm^2
= 2643650,218 kg
= 2643,650 ton

Untuk beton *cyclop* (K-225)

qd_2 = (0,85 x fc') x (¼ x π x D_{dalam}^2)
= (0,85 x 275) x 20106,19 cm^2
= 3845309,408 kg

= 3845,309 ton

Jadi, daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah:

qd = $qd_1 + qd_2$
= 2643,650 ton + 3845,309 ton
= 6488,960 ton

- Terhadap kekuatan tanah

Ada beberapa metode dalam menentukan daya dukung tanah, diantaranya dengan menggunakan rumus berikut:

Qu = Qp + Qs – Wp
Qu = (40 x Nb x Ap) + (0,1 x N x As) – Wp

Dimana:

Qu = Kapasitas ultimate tiang (ton)
Nb = Nilai NSPT dari pada elevasi dasar tiang
Ap = Luas penampang dasar tiang (m^2)
As = Luas selimut tiang (m^2)
N = Nilai NSPT rata-rata sepanjang tiang
Wp = Berat pondasi (ton)

Daya dukung ujung tiang (*End Bearing Pile*):

Qp = (40 x Nb x Ap)
= 40 x 18 x 3,14 x 1^2
= 628 ton

Daya dukung selimut tiang (*friction pile*):

Qs = 0,1 x N x As
= 0,1 x 12 x 2 x 3,14 x 1 x 6
= 33,912 ton

Berat sendiri pondasi sumuran:

Untuk dinding sumuran (K – 275)

P_1 = ((¼ x π x D_{luar}^2) - (¼ x π x D_{dalam}^2)) x Df x ɣ beton tulangan x jumlah tiang

= 1,131 m^2 x 6 m x 2,4 t/m^3 x 1
= 19,543 ton

Untuk beton cyclop (K – 225)
P_2 = (¼ x π x D_{dalam}^2) x Df x ɣ beton tulangan x jumlah tiang
= 2,011 m^2 x 6 m x 2,2 t/m^3 x 1
= 31,848 ton

Total berat sendiri sumuran adalah:
P_{tiang} = P_1 + P_2
= 19,543 ton + 31,848 ton
= 51,391 ton

Daya dukung ultimate tiang (*combined pile*):
Qu = Qp + Qs – Wp
= 628 + 33,912 – 51,391
= 610,521 ton

Qijin = $\frac{Qu}{SF}$
= $\frac{610{,}521}{2}$
= 305,260 ton

2. Daya Dukung Pondasi Sumuran dalam Kelompok

Pada perhitungan daya dukung pondasi sumuran dalam kelompok diperlukan nilai gaya horizontal akibat gempa, yaitu sebesar 157,564 ton.
Menghitung nilai efisiensi kelompok:

$$\mu = 1 - \frac{arc\ tan\ \left(\frac{D}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Direncanakan:
m = 1

n = 4
s = 240
D = 200 cm
Maka, nilai efisiensi kelompok:

$$\mu = 1 - \frac{arc\ tan\ \left(\frac{D}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$\mu = 1 - \frac{arc\ tan\ \left(\frac{2}{2{,}4}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{4}\right) = 0{,}994$$

Q_{ijin} 1 tiang dalam *group* = Q_{ijin} x μ
= 305,260 x 0,994
= 303,493 ton

Perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran, yaitu sebagai berikut:

$$P_{max,\ min} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum nY_i^2} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\sum nX_i^2}$$

Data:
Beban total (Pu) = 157,564 ton < Qijin = 305,260 ton
My = 100,602 t.m
Mx = 396,418 t.m
y_{max} = 0 m
x_{max} = 3,6 m
Σy^2 = 0 m^2
Σx^2 = 25,92 m^2
n = 4
n arah y (m) = 1 buah
n arah x (n) = 4 buah

$$P_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum nY_i^2} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\sum nX_i^2}$$

$$= \frac{157{,}564}{4} + \frac{100{,}602 \times 3{,}6}{25{,}93} + \frac{396{,}418 \times 0}{0}$$

= 53,363 ton

SF daya dukung $= \frac{Q_{ult}}{Q_{ijin}}$

$= \frac{610,521}{303,493}$

= 2,012

Perhitungan kontrol daya dukung diatas berdasarkan beban sementara didapatkan nilai 2,012 dinyatakan aman karena nilai minimal SF sebesar 2.

3. Kontrol Kekuatan Lateral Pondasi Sumuran

Kekuatan pondasi sumuran perlu untuk dikontrol kekuatannya terhadap gaya lateral sehingga tidak patah ketika ada gaya horizontal. Berikut ini adalah contoh perhitungan kekuatan pondasi sumuran terhadap gaya lateral:

Hx = 39,391 ton

Hy = 39,391 ton

Hr $= \sqrt{39,391^2 + 39,391^2}$

= 55,707 ton

Hu = **Σ**V tan δ

$= 72,36$ ton

SF $= \frac{Hu}{Hr}$

$= \frac{72,36}{55,707}$

$= 1,298$

Faktor keamanan minimal berkisar antara 1,25 – 1,5, dan berdasarkan perhitungan diatas didapatkan SF = 1,298, maka dinyatakan aman.

4. Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan momen pada bagian bawah poer diasumsi sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya didapat nilai Mye sebagai berikut:

Tabel 5.32 Pelat : Stiglet / Wipel

Y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
mye	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Sumber: Hasil analisa, 2013

- Penulangan Poer Arah Y

Y/L = 0
Mye = 0,32
Mu = P x Mye
= 53,363 ton x 0,32
= 17,076 t.m
= 17076,286 kgm
Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$
= $\frac{17076{,}286 \times 10^4}{0{,}85}$
= 213453581,1 Nmm
b = 2400 mm
fy = 320 MPa
fc’ = 25 MPa
Tebal selimut beton = 75 mm
Tebal poer (h) = 750 mm

Direncanakan tulangan pokok D25:
dx = 750 – 75 – 0,5D
= 750 – 75 – 0,5 x 25
= 662,5 mm
β_1 = $0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{fc' - 28}{7}\right)$
= $0{,}85 - 0{,}05 \times \left(\frac{25 - 28}{7}\right)$

$= 0{,}871$

$\rho b = \frac{0{,}85 \times \beta_1 \times fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85 \times 0{,}871 \times 25}{320}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

$= 0{,}038$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho b$

$= 0{,}75 \times 0{,}038$

$= 0{,}028$

$\rho_{min} = 1{,}4/fy$

$= 1{,}4/320$

$= 0{,}0044$

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$

$= \frac{213453581{,}1}{2400 \times 662{,}5^2}$

$= 0{,}203$

$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85 \times fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0{,}85 \times fc'}}\right)$

$= \frac{0{,}85 \times 25}{320}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}203}{0{,}85 \times 25}}\right)$

$= 0{,}0006$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ (dipakai ρ_{min})

$As_{perlu} = \rho \times b \times dx$

$= 0{,}0044 \times 2400 \times 662{,}5$

$= 6956{,}25\ mm^2$

$As_{tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$

$= 490{,}874\ mm^2$

$n = As_{perlu}/As_{tulangan}$

$= 6956{,}25 / 490{,}874$

$= 14{,}17$ buah

$= 15$ buah

$s = 2400/15$

= 160 mm
= 150 mm (dipakai)

As_{pasang} = 2400 x 490,874 / 150
= 7853,982 mm^2

$As_{pasang} > As_{perlu}$ (OK)

Maka, jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,4 meter adalah 15 – D25

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D16

As tekan = 20% x As perlu
= 20% x 6956,25 mm^2
= 1391,25 mm^2

As tulangan = ¼ x π x D^2
= ¼ x π x 16^2
= 201,062 mm^2

n = $As_{tekan}/As_{tulangan}$
= 1391,25 /201,062
= 6,92 buah
= 7 buah

s = 2400/7
= 343 mm
= 340 mm (pakai)

As_{pasang} = 2400 x 201,062 / 340
= 1419,261 mm^2

$As_{pasang} > As_{perlu}$ (OK)

Maka, jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,4 meter adalah 7 – D16

5. Penulangan Pondasi Sumuran

Data Perencanaan:

Pu = Pu_{max} = 53,363 ton
M (Mx) = 396,418 t.m
fc' = 25 MPa

fy = 320 MPa
D luar = 2000 mm
D dalam = 1600 mm
Tinggi Sumuran = 4 m
Tebal Selimut = 75 mm

- Perhitungan Tulangan Pokok
  Direncanakan tulangan pokok D29 dan tulangan sengkang D22
  d' = Tebal selimut + Ø tul. Sengkang + ½ D tul. pokok
  = 75 + 22 + ½ x 29
  = 111,5 mm
  Deff = D luar – (2 x d')
  = 2000 – (2 x 111,5)
  = 1777 mm
  Ag = (¼ x π x D_{luar}^2) - (¼ x π x D_{dalam}^2)
  = (¼ x π x 2000^2) - (¼ x π x 1600^2)
  = 1130973,355 mm^2
  Ast = 3% x Ag
  = 3% x 1130973,355 mm^2
  = 22619,467 mm^2
  As tulangan = ¼ x π x D^2
  = ¼ x π x 29^2
  = 660,520 mm^2
  n = $As_{tekan}/As_{tulangan}$
  = 22619,467/660,520
  = 34 buah
  As pasang = n x As tulangan
  = 34 x 660,520 mm^2
  = 23118,195 mm^2
  As = As' = ½ x 22619,467 mm^2
  = 11309,734 mm^2

s $= \frac{\pi \times Deff}{n}$

$= \frac{\pi \times 1777}{34}$

= 159,503 mm

= 200 mm

Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (Pub) dan Momen Ultimate Beton (Mub)

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

  t ek1 = 0,8 x D luar = 0,8 x 2000 = 1600 mm

  t ek2 = 0,8 x D dalam = 0,8 x 1600 = 1280 mm

- Lebar penampang segi empat ekuivalen

  1 tk1 $= \frac{¼ \times \pi \times D\ luar^2}{t\ ek1} = \frac{¼ \times \pi \times 2000^2}{1600} = 1963{,}495$ mm

  1 tk2 $= \frac{¼ \times \pi \times D\ dalam^2}{t\ ek2} = \frac{¼ \times \pi \times 1600^2}{1280} = 1570{,}796$ mm

Pemeriksaan P terhadap Beban Seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi luar beton (Db)

  Db = 1600 – 1570,796

  = 29,204 mm

- Jarak sekat tekan terluar ke garis netral (C_b)

  $C_b = \frac{600 \times 154{,}7}{600 + fy}$

  $= \frac{600 \times 154{,}7}{600 + 320}$

  = 100,891 mm

- Lebar daerah tekan (a_b)

  $a_b = \beta_1 \times C_b$

  = 0,85 x 100,891

  = 85,758 mm

- Tegangan tekan tulangan baja (f's)

  $f's = \frac{600 \times (d - Cb)}{Cb}$

  $= \frac{600 \times (111{,}5 - 100{,}891)}{100{,}891}$

= 63,090 MPa < fy = 320 MPa

- Beban ultimate beton (Pub)

  Pub = {(0,85 x fc' x a_b x 1 tk1) + (As x fs) + (As x fy)} x 10^{-3}

  = {(0,85 x 25 x 85,758 x 1963,495) + (11309,734 x 63,090) + (11309,734 x 320)} x 10^{-3}

  = 7910,818 kN

- Momen ultimate beton (Mub)

  Mub = {(0,85 x fc' x a_b x 1 tk1 x $\left[\frac{tek}{2} - (\frac{1}{2} \times ab\right]$) + (As x fs x ½ x (Deef – d')) + (As x fy x ½ x (Deef – d'))} x 10^{-6}

  = {(0,85 x 25 x 85,758 x 1963,495 x $\left[\frac{640}{2} - (\frac{1}{2} \times 85{,}758\right]$) + (11309,734 x 63,090 x ½ x (1777 – 111,5)) + (11309,734 x 320 x ½ x (1777 – 111,5))} x 10^{-6}

  = 4801,363 kNm

- Eksentrisitas beton (e_b)

  $e_b = \frac{Mub}{Pub}$

  $= \frac{4801{,}363}{7910{,}818}$

  = 0,607 m

- Eksentrisitas beban (e)

  $e = \frac{M}{P}$

  $= \frac{396{,}418}{53{,}363}$

  = 7,429 M

  Karena e = 0,647 m > eb = 0.607 m, dengan demikian pondasi sumuran ini menerima momen akibat gaya tarik, maka pondasi direncanakan menerima tarik.

Memeriksa penulangan memanjang (ps)

- Rasio penulangan memanjang (ps)

ps $= \frac{Ast}{Ag}$

$= \frac{22619,467}{1130973,355}$

= 0,02

- Lebar sumuran efektif (Ds)

Ds = D_{luar} – (2 x d')

= 2000 – (2 x 111,5)

= 1777 mm

m $= \frac{fy}{0,85 \times fc'}$

$= \frac{320}{0,85 \times 25}$

= 15,059

- Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (Pn)

Pn = 0,85 x fc' x h^2 x $\left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)^2} + \frac{ps \times m \times Ds}{2,5 \times h} - \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)\right]$

= 190872900,9 N

= 19087,29 ton

- Kekuatan sumuran

ØPn = 13361 ton > Pu = 53,363 ton

Dengan demikian perencenaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

6. Perhitungan Tulangan Spiral

Pada perhitungan tulangan spiral direncanakan tulangan spriral dengan diameter 16 mm.

Data Perencanaan:

fc' = 25 MPa

fy = 320 MPa

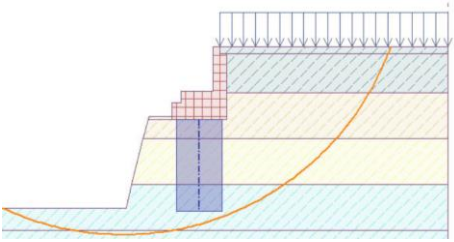
Tebal selimut beton = 75 mm
D tulangan spiral = 22 mm
Ag = (¼ x π x D_{luar}^2) - (¼ x π x D_{dalam}^2)
= (¼ x π x 2000^2) - (¼ x π x 1600^2)
= 1130973,355 mm^2
As tulangan = ¼ x π x D^2
= ¼ x π x 22^2
= 380,133 mm^2
Diameter inti sumuran (Dc):
Dc = 2000 – (2 x selimut beton)
= 2000 – (2 x 75)
= 1850 mm
Luas penampang inti sumuran (Ac):
Ac = (¼ x π x D_c^2) - (¼ x π x D_{dalam}^2)
= (¼ x π x 1850^2) - (¼ x π x 1600^2)
= 677405,916 mm^2
Ps $= 0{,}45\left(\frac{Ag}{Ac}-1\right)\frac{fc'}{fy}$
$= 0{,}45\left(\frac{1130973{,}355}{677405{,}916}-1\right)\frac{25}{320}$
= 0,0236
Jarak antar sengkang spiral (s):
s $= \frac{4\times As\times(Dc-Ds)}{Dc^2\times ps}$
$= \frac{4\times 380{,}133\times(1850-22)}{650^2\times 0{,}0236}$
= 279,479 mm
= 300 mm

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 34 – D29 mm dalam tulangan spiral Ø22 -300 mm.

5.7 Kontrol *Overall Stability* Arah Memanjang Jembatan

Pengecekan secara *overall stability* perlu dilakukan untuk mengetahui kemampuan struktur untuk mampu menerima beban yang bekerja. Dalam pekerjaan Tugas Akhir ini, dilakukan

pengecekan menggunakan aplikasi Geo5 dan didapatkan hasil pada **Gambar 5.15**.



Gambar 5.15 Kontrol *Overall Stability*

Dari aplikasi Geo5 didapatkan nilai SF sebesar 1,9 lebih besar dari SF rencana yaitu 1,5. Maka, struktur mampu menerima beban yang bekerja dan tidak terjadi kelongsoran pada arah memanjang jembatan.

5.8 Pemilihan Alternatif Pondasi

Dalam Tugas Akhir ini, perencanaan pondasi ada dua alternatif yaitu pondasi tiang pancang dan pondasi sumuran. Pemilihan alternatif perencanaan pondasi ditinjau berdasarkan total biaya material termurah.

5.8.1 Perhitungan Total Biaya Pondasi Tiang Pancang

Perencanaan abutment dengan pondasi tiang pancang direncanakan menggunakan diameter 0,5 m, 0,6 m dan didapatkan kebutuhan tiang pancang untuk tiap – tiap diameter dapat dilihat pada **Tabel 5.14**. Kebutuhan tiang pancang tersebut menentukan jumlah biaya yang dibutuhkan. Hasil perhitungan biaya tiang pancang dapat dilihat pada **Tabel 5.33**.

Tabel 5.33 Kebutuhan dan Biaya Tiang Pancang

Diameter (m)	Kedalaman (m)	Jumlah Tiang	Panjang Tiang (m)	Kebutuhan Tiang	Biaya 1 tiang	Total Biaya
0.5	18	24	14	48	Rp5.500.000	Rp264.000.000
0.6	18	20	16	40	Rp6.700.000	Rp268.000.000

Penentuan tiang pancang yang digunakan adalah berdasarkan biaya yang paling sedikit dikeluarkan. Berdasarkan **Tabel 5.33** diatas, tiang pancang yang digunakan pada perencanaan pondasi abutment adalah **diameter 50 cm**.

5.8.2 Perhitungan Total Biaya Pondasi Sumuran

Perencanaan pondasi sumuran direncanakan menggunakan diameter 2 m dan diameter beton cyclop 1,6 m. Kebutuhan pondasi tiang pancang menentukan jumlah biaya yang dibutuhkan. Hasil perhitungan biaya pondasi sumuran dapat dilihat pada **Tabel 5.34**.

Tabel 5.34 Perhitungan Total Biaya Pondasi Sumuran

Uraian Pekerjaan	HSPK		Satuan	Volume	Harga	
Pekerjaan Pondasi Sumuran						
Bekisting	Rp	158.218	m2	301.593	Rp	47.717.425
Pembesian	Rp	14.579	kg	5203.864	Rp	75.867.129
Pekerjaan Beton K-275	Rp	861.679	m3	54.287	Rp	46.777.728
Pekerjaan Beton K-225	Rp	815.948	m3	96.510	Rp	78.746.918
Total					Rp	249.109.199

5.8.3 Pemilihan Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan pondasi tiang pancang membutuhkan total biaya material Rp 264.000.000. Sedangkan pada perencanaan pondasi sumuran membutuhkan total biaya material Rp 249.109.199. Sehingga dalam pemilihan alternatif berdasarkan efisiensi harga atau harga material yang lebih murah, perencanaan **pondasi sumuran** dipilih sebagai pondasi untuk Jembatan Ngabungan.

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

BAB VI
PERENCANAAN TIMBUNAN OPRIT

Perencanaan timbunan oprit direncanakan pada kedua sisi jembatan sebelum abutment. Timbunan oprit direncaknakan dengan tinggi timbunan tertinggi adalah 1,9 m dan 1,4 m. Timbunan oprit jembatan Ngabungan direncanakan dengan variasi timbunan tegak dan timbunan miring (kemiringan 1:2) untuk mendapatkan perencanaan yang tepat dilihat dari biaya yang paling ekonomis. Jenis lapisan tanah dasar dibawah timbunan oprit adalah tanah lempung lunak yang mudah memampat (*compressible*) sampai kedalaman 4 m.

6.1 Perencanaan Timbunan Oprit Miring

6.1.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$)

Tinggi timbunan awal direncanakan untuk mendapatkan tinggi akhir (H_{final}) yang telah direncanakan yaitu 1,9 m dengan menghilangkan *settlement* pada lapisan *compressible*. Perencanaan $H_{initial}$ selain memperhitungkan berat dari timbunan itu sendiri. Lapisan tanah akan dibagi tiap 1 meter untuk mendapatkan nilai *settlement* yang lebih teliti.

Contoh perhitungan tinggi timbunan awal dengan asumsi beban timbunan 2 t/m^2 adalah sebagai berikut :

- Mencari $H_{timbunan}$

$q_{timbunan}$ = 2 t/m^2

$\gamma_{timbunan}$ = 1,85 t/m^3

$$H_{timbunan} = \frac{2\ t/m2}{1{,}85\ t/m3}$$

= 1,081 m

- Mencari nilai tegangan *overburden* (σ'o)

Contoh perhitungan tegangan *overburden* pada lapisan ke – 1 (0-1 m) dan lapis ke – 2 (1-2 m) adalah sebagai berikut:

- Kedalaman 0-1 m

H = 1 m

z_1 = 0,5 m

ɣ' = 0,95 t/m^3

σ'o = ɣ' x z

= 0,95 t/m^3 x 0,5 m

= 0,475 t/m^2

- Kedalaman 1-2 m

H = 1 m

z_2 = 0,5 m

ɣ' = 0,95 t/m^3

σ'o = $ɣ'_1$ x h_1 + $ɣ'_2$ x z_2

= 0,95 t/m^3 x 1 m + 0,95 t/m^3 x 0,5 m

= 1,425 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.1** sebagai berikut :

Tabel 6.1 Tegangan Overburden (σ'0) setiap Lapisan

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.0	0.475
2	1-2	1	1.5	1.950	1.0	1.425
3	2-3	1	2.5	2.012	1.0	2.406
4	3-4	1	3.5	2.012	1.0	3.418

- Mencari nilai tegangan pra konsolidasi (σ'_c)

Perhitungan tegangan pra konsolidasi untuk kedalaman 0 – 1 meter sebagai berikut :

$H_{fluktuasi}$ = 1,5 m

γ_{air} = 1,0 t/m^3

$q_{fluktuasi}$ = 1,5 m x 1,0 t/m^2

= 1,5 t/m^2

σ'_c = $q_{fluktuasi}$ + $\sigma'o$

= 1,5 t/m^2 + 0,475 t/m^2

= 1,975 t/m^2

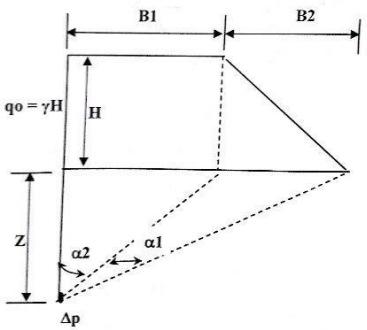
Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.2** sebagai berikut :

Tabel 6.2 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'c) setiap Lapisan Tanah

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)
1	0-1	1	0.5	0.475	1.500	1.500	1.975
2	1-2	1	1.5	1.425	1.500	1.500	2.925
3	2-3	1	2.5	2.406	1.500	1.500	3.906
4	3-4	1	3.5	3.418	1.500	1.500	4.918

- Mencari nilai tegangan akibat timbunan ($\Delta\sigma'$)

Diagram tegangan tanah akibat timbunan menurut Braja M Das (1986) dapat dilihat pada **Gambar 6.1.**



Gambar 6.1 Diagram tegangan tanah akibat timbunan
(Sumber : *Principles of Foundation Engineering Second Edition*)

Contoh perhitungan tegangan tanah akibat beban timbunan pada kedalaman 0-1 m adalah sebagai berikut :

$H_{timbunan}$ = 1,081 m

z = 0,5 m

qo = 2 t/m^2

B_1 = 9/2

= 4,5 m

B_2 = 2 x $H_{timbunan}$

= 2 x 1,081 m

= 2,162 m

$\alpha_1 = \tan^{-1}\left\{\left(\frac{B_1+B_2}{z}\right)\right\} - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$

$= \tan^{-1}\left\{\left(\frac{4,5+2,162}{0.5}\right)\right\} - \tan^{-1}\left(\frac{4,5}{0,5}\right)$

= 0,036 rad

$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$

$= \tan^{-1}\left(\frac{4,5}{0,5}\right)$

= 1,460 rad

$\Delta\sigma' = \frac{q_0}{\pi} \times \left[\left\{\left(\frac{B_1+B_2}{z}\right)\right\}(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right]$

$= \frac{2}{\pi} \times \left[\left\{\left(\frac{4,5+2,162}{0,5}\right)\right\}(0,036 + 1,460) - \frac{4,5}{2,162}(1,460)\right]$

$= 1\ t/m^2$

Harga diatas adalah untuk ½ timbunan, sehingga harus dikalikan 2 untuk timbunan total yang mempunyai tipe sama.

$2\Delta\sigma' = 2 \times 1\ t/m^2$

$= 2\ t/m^2$

Perhitungan tegangan tanah akibat timbunan untuk seluruh lapisan tanah dasar dapat dilihat pada **Tabel 6.3**.

Tabel 6.3 Tegangan Tanah Akibat Beban Timbunan

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	Settlement Akibat Beban Timbunan								
				γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)
1	0-1	1	0.5	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	1.460	0.036	1.000	1.999
2	1-2	1	1.5	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	1.249	0.100	0.992	1.984
3	2-3	1	2.5	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	1.064	0.148	0.968	1.935
4	3-4	1	3.5	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	0.910	0.177	0.927	1.854

- Perhitungan *settlement* akibat timbunan

Settlement konsolidasi dibedakan menjadi 2 yaitu *normal consolidated* (NC) *soil* dan *over consolidated* (OC) *soil*. Jika $(\sigma'c/\sigma'o) \leq 1$ maka tanah terkonsolidasi secara normal (NC) dan sebaliknya, jika $(\sigma'c/\sigma'o) > 1$ tanah terkonsolidasi lebih (OC).

Perhitungan *settlement* menggunakan **Persamaan 2.5** sampai **Persamaan 2.7**. Contoh perhitungan *settlement* akibat beban timbunan $q = 2\ t/m^2$ adalah sebagai berikut :

- Kedalaman 0 – 1 m

$H_i = 1$ m

$Cc = 0{,}355$

$Cs = 0{,}044$

$e_0 = 0{,}625$

$\sigma'_0 = 0{,}475\ t/m^2$

$q_{fluktuasi} = 1{,}5\ t/m^2$

$\sigma'_C = 0{,}475\ t/m^2 + 1{,}5\ t/m^2$

$= 1{,}975\ t/m^2$

$\Delta\sigma'_{Timbunan} = 2\ t/m^2$

$\sigma'_0 + \Delta\sigma' = 2{,}474\ t/m^2$

OCR $= \frac{\sigma'_C}{\sigma'_0}$

$= \frac{1{,}975}{0{,}475}$

$= 4{,}158 > 1$, *Over Consolidated* (OC)

○ *Settlement* akibat timbunan :

Settlement akibat beban timbunan, $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_C$, maka digunakan **Persamaan 2.7** :

$$Sc = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \times \log\frac{\sigma_c'}{\sigma_0'}\right] + \left[\frac{H}{1+e_0} C_c \times \log\left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_c'}\right)\right]$$

$$= \left[\frac{1}{1+0{,}625} 0{,}044 \times \log\frac{1{,}975}{0{,}475}\right] + \left[\frac{1}{1+0{,}625} 0{,}355 \times \log\left(\frac{0{,}475+2{,}474}{21{,}975}\right)\right]$$

$= 0{,}038$

Hasil perhitungan settlement akibat timbunan tiap lapisan tanah dasar ditampilkan dalam **Tabel 6.4.**

Tabel 6.4 Settlement akibat Timbunan (q = 2 t/m^2)

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	Settlement	
				Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	0.038	0.038
2	1-2	1	1.5	0.023	0.061
3	2-3	1	2.5	0.016	0.077
4	3-4	1	3.5	0.011	0.088

- Menghitung total settlement pada variasi beban q

Perhitungan total settlement dengan cara menjumlahkan hasil perhitungan settlement akibat timbunan pada setiap lapisan tanah untuk masing – masing variasi beban q. Hasil perhitungan total *settlement* dapat dilihat pada **Tabel 6.5**.

Tabel 6.5 Hasil Perhitungan Settlement untuk Variasi q

Depth	Sc (m)				
	q = 2 t/m2	q = 3 t/m2	q = 4 t/m3	q = 5 t/m3	q = 6 t/m4
0-1	0.038	0.071	0.095	0.114	0.130
1-2	0.023	0.047	0.067	0.083	0.097
2-3	0.016	0.035	0.051	0.064	0.076
3-4	0.011	0.026	0.040	0.052	0.063
Sc kum.	0.088	0.179	0.252	0.313	0.365

- Perhitungan $H_{inisial}$ dan H_{final}

Perhitungan $H_{initial}$ dan H_{final} untuk beban q = 2 t/m^2 adalah sebagai berikut :

$H_{initial}$ $= \frac{(q + S_c \times \gamma_w)}{\gamma_{timb}}$

$= \frac{(2 + 0{,}088 \times 1)}{1{,}85}$

$= 1{,}128$ m

H_{final} $= H_{initial} - Sc - H_{pavement}$

$= 1{,}128$ m $- 0{,}088$ m $- 0{,}5$ m

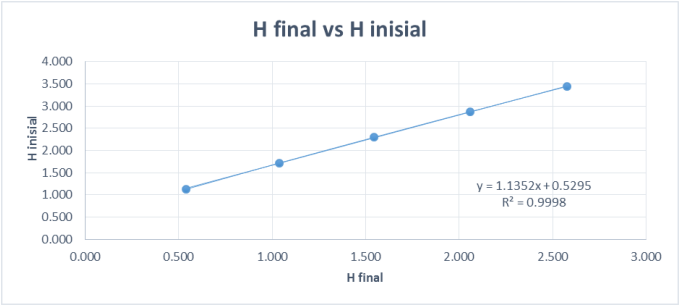
$= 0{,}541$ m

Hasil perhitungan $H_{initial}$ dan H_{final} untuk masing – masing variasi beban q dapat dilihat pada **Tabel 6.6** berikut :

Tabel 6.6 Hasil Perhitungan Hinitial dan Hfinal

q (t/m2)	Sci (m)	ɣ timb (t/m3)	ɣw (t/m3)	H inisial (m)	H pavement	H final (m)
2	0.088	1.85	1	1.128	0.5	0.541
3	0.179	1.85	1	1.718	0.5	1.039
4	0.252	1.85	1	2.298	0.5	1.546
5	0.313	1.85	1	2.872	0.5	2.059
6	0.365	1.85	1	3.441	0.5	2.576

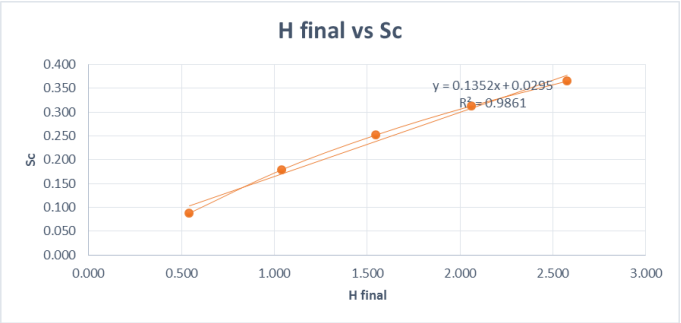
Hubungan antara $H_{initial}$ dan H_{final} ditampilkan dalam sebuah grafik yang dapat dilihat pada **Gambar 6.2**. Sedangkan hubungan antara H_{final} dengan *Settlement* ditampilkan dalam sebuah grafik yang dapat dilihat pada **Gambar 6.3**



Gambar 6.2 Grafik hubungan antara Hinitial dan Hfinal

Dari grafik hubungan antara $H_{initial}$ dan H_{final} diatas didapatkan persamaan regresi y = 1,1352x + 0,5295 maka didapatkan nilai $H_{initial}$ adalah sebagai berikut :

- H_{final} = 1,9 m
  $H_{inisial}$ = 1,1352x + 0,5295
  = 1,1352 x (1,9) + 0,5295
  = 2,686 m
- H_{final} = 1,4 m
  $H_{inisial}$ = 1,1352x + 0,5295
  = 1,1352 x (1,4) + 0,5295
  = 2,119 m



Gambar 6.3 Grafik hubungan antara H_{final} dan Settlement

Dari grafik hubungan antara H_{final} dan *settlement* diatas didapatkan persamaan regresi y = 0,1352x + 0,0295, maka didapatkan nilai *Settlement* (Sc) adalah sebagai berikut :

- H_{final} = 1,9 m
  Sc = 0,1352x + 0,0295
  = 0,1352 x (1,9) + 0,0295
  = 0,286 m
- H_{final} = 1,4 m
  Sc = 0,1352x + 0,0295
  = 0,1352 x (1,4) + 0,0295
  = 0,219 m

6.1.2 Perhitungan Waktu Konsolidasi tanpa Perbaikan Tanah

1. Perhitungan Waktu Konsolidasi

Pada perhitungan sebelumnya diketahui bahwa tanah mempunyai settlement sebesar 0,286 m. Oleh karena itu, tanah membutuhkan waktu untuk menghilangkan settlement tersebut. Perhitungan waktu konsolidasi tanah adalah sebagai berikut :

H_{final} = 1,9 m
$H_{inisial}$ = 2,686 m
Sc = 0,286 m

Hdr = 4 m

$$Cv_{ganungan} = \frac{[H_1+H_2+\cdots+H_n]^2}{[\frac{H_1}{\sqrt{Cv_1}}+\frac{H_2}{\sqrt{Cv_2}}+\cdots+\frac{H_n}{\sqrt{Cv_n}}]^2}$$

$$Cv_{ganungan} = \frac{[4]^2}{[\frac{2}{\sqrt{0,0008512}}+\frac{2}{\sqrt{0,0008524}}]^2}$$

$= 0,000852 \text{ cm}^2/\text{detik}$

$= 2,686 \text{ m}^2/\text{tahun}$

Harga faktor waktu (Tv) dihitung berdasarkaan **Persamaan [2.10]** dan **Persamaan [2.11]**. Contoh perhitungan Tv adalah sebagai berikut :

- Untuk U = 0 s/d 60%

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

$$= \frac{\pi}{4} \times (\frac{10\%}{100})^2$$

$= 0,00785$

- Untuk U > 60%

$Tv = 1,781 – 0,933 \log (100 - U\%)$

$= 1,781 – 0,933 \log (100 – 70\%)$

$= 0,403$

Hasil perhitungan variasi faktor waktu dapat dilihat pada **Tabel 6.7** sebagai berikut :

Tabel 6.7 Variasi Faktor Waktu

Derajat Konsolidasi	Faktor Waktu Tv
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	~

Dari tabel diatas didapatkan Tv (U90%) adalah 0,848. Lama waktu konsolidasi tanah adalah sebagai berikut :

t $= \frac{T(Hdr)^2}{Cv}$

$= \frac{0{,}848\times(4)^2}{2{,}686}$

= 5,051 tahun

Jadi, waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* adalah 5,051 tahun.

2. Perhitungan *Rate of Settlement*

Pada perhitungan berikut akan diketahui berapa pemampatan yang terjadi untuk setiap tahunnya. Contoh perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

- Untuk t = 1 tahun

  Cv gab = 2,686 m^2/tahun

  Hdr = 4 m

  Sc = 0,286 m

  Tv $= \frac{t \times Cv}{(Hdr)^2}$

  $= \frac{1 \times 2{,}686}{(4)^2}$

  = 0,168

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

$= \left(2\sqrt{\frac{0{,}168}{\pi}}\right) \times 100\%$

$= 0{,}462$

Sc (90%) $= 0{,}9 \times 0{,}286$

$= 0{,}258$ m

Sc U% $= Uv \times Sc\ (90\%)$

$= 0{,}462 \times 0{,}258$ m

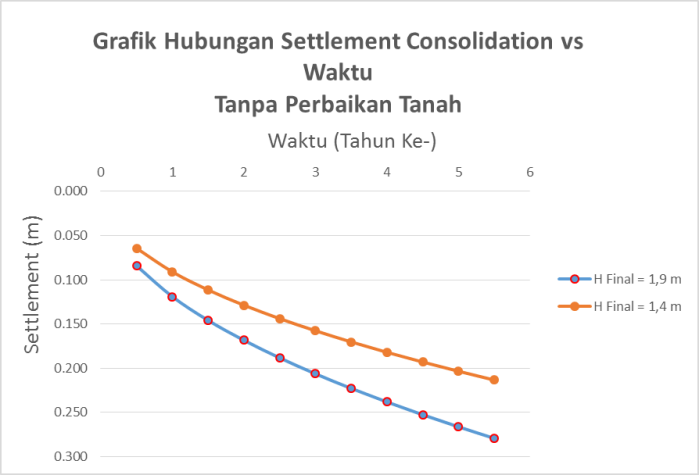
$= 0{,}119$ m

Hasil perhitungan pemampatan setiap tahunnya terdapat pada **Tabel 6.8**.

Tabel 6.8 Hasil Perhitungan Pemampatan Setiap Tahun

t (tahun)	Cv (m2/tahu	Hdr (m)	Tv	Uv	Sc 90% (m)	Sc U% (m)	Sc/tahun (m)	Sc/tahun (cm)
0.5	2.686	4	0.084	0.327	0.258	0.084	0.084	8.426
1	2.686	4	0.168	0.462	0.258	0.119	0.035	3.490
1.5	2.686	4	0.252	0.566	0.258	0.146	0.027	2.678
2	2.686	4	0.336	0.654	0.258	0.169	0.023	2.258
2.5	2.686	4	0.420	0.731	0.258	0.188	0.020	1.989
3	2.686	4	0.504	0.801	0.258	0.206	0.018	1.798
3.5	2.686	4	0.588	0.865	0.258	0.223	0.017	1.654
4	2.686	4	0.672	0.925	0.258	0.238	0.015	1.539
4.5	2.686	4	0.756	0.981	0.258	0.253	0.014	1.446
5	2.686	4	0.839	1.034	0.258	0.266	0.014	1.367
5.5	2.686	4	0.923	1.084	0.258	0.279	0.013	1.301

Grafik hubungan antara settlement consolidation dan waktu dapat dilihat pada **Gambar 6.4**.



Gambar 6.4 Hubungan antara *settlement consolidation* dan waktu

6.1.3 Perencanaan Timbunan Bertahap

Penimbunan dilapangan dilakukan secara bertahap sesuai dengan kecepatan penimbunan. Tahap penimbunan yang direncanakan adalah 0,5 meter per minggu. Penimbunan dilakukan sampai tinggi timbunan awal ($H_{inisial}$) 2,7 meter maka didapatkan jumlah tahapan penimbunan 6 tahap. Untuk tahap timbunan ke 6, tinggi timbunan yang diletakkan adalah 0,2 meter.

Pada saat melakukan tahap penimbunan tanah dasar harus cukup kuat menahan tanah timbunan. Oleh karena itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah dasar terlebih dahulu. Perhitungan peningkatan daya dukung adalah sebagai berikut :

1. Menentukan tahap penimbunan hingga minggu ke – 6

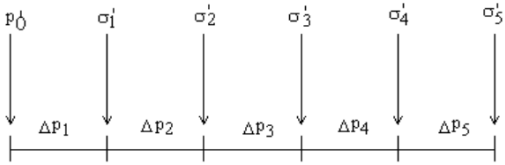
Umur timbunan untuk tahap penimbunan ke-i pada minggu ke – 6 dapat dilihat pada **Tabel 6.9.**

Tabel 6.9 Umur Timbunan ke – i pada Minggu ke-6

Tahap Penimbunan	1	2	3	4	5	6
Minggu Ke-	0					
	1	0				
	2	1	0			
	3	2	1	0		
	4	3	2	1	0	
	5	4	3	2	1	0
	6	5	4	3	2	1

2. Perhitungan tegangan tanah saat U = 100%

Sketsa perubahan tegangan akibat beban bertahap dapat dilihat pada **Gambar 6.5.**



Gambar 6.5 Perubahan tegangan akibat beban bertahap

$\sigma_1 = P_0 + \Delta P_1$

$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta P_2$ dan seterusnya

$\Delta P_1 = \Delta P_2 = \Delta P_3 = \Delta P_4 = \Delta P_5 = \Delta P_6$

$\Delta P_1 = I \times q$

Perubahan tegangan di tiap lapisan tanah dasar saat derajat konsolidasi 100% dapat dilihat pada **Tabel 6.10.**

Tabel 6.10 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi 100%

U		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
No	z (m)	σ'o (t/m2)	σ'1 (t/m2)	σ'2 (t/m2)	σ'3 (t/m2)	σ'4 (t/m2)	σ'5 (t/m2)	σ'6 (t/m2)
1	0.5	0.475	1.400	2.324	3.246	4.160	5.054	5.403
2	1.5	1.425	2.348	3.268	4.180	5.073	5.927	6.255
3	2.5	2.406	3.324	4.234	5.126	5.986	6.791	7.094
4	3.5	3.418	4.326	5.217	6.082	6.901	7.652	7.930

3. Perhitungan penambahan tegangan efektif saat U < 100%

Perhitungan perubahan tegangan efektif tanah akibat beban bertahap menggunakan **Persamaan 2.16**. Perumusan penimbunan sampai tahap ke-6 dapat dilihat pada **Tabel 6.11**. Hasil perhitungan perubahan tegangan efektif tiap lapisan tanah pada U<100% ditampilkan pada **Tabel 6.12.**

Tabel 6.11 Perumusan Perubahan Tegangan pada Derajat Konsolidasi U<100%

Tahap Penimbunan	Umur Timbunan (minggu)	Derajat Konsolidasi Total (%)	ΔP saat U<100%
0 – 0,5	6	15,7	$\left(\frac{\sigma'_1}{p'_0}\right)^{0,157} . p'_0 - p'_0$
0,5 – 1	5	14,3	$\left(\frac{\sigma'_2}{p'_1}\right)^{0,143} . p'_1 - p'_1$
1 – 1,5	4	12,8	$\left(\frac{\sigma'_3}{p'_2}\right)^{0,128} . p'_2 - p'_2$
1,5 – 2	3	11,1	$\left(\frac{\sigma'_4}{p'_3}\right)^{0,111} . p'_3 - p'_3$
2 – 2,5	2	9,1	$\left(\frac{\sigma'_5}{p'_4}\right)^{0,091} . p'_4 - p'_4$
2,5 – 3	1	6,4	$\left(\frac{\sigma'_6}{p'_5}\right)^{0,064} . p'_5 - p'_5$

Tabel 6.12 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan tanah pada Derajat Konsolidasi U<100%

U			16%	14%	13%	11%	9%	6%	
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	
Umur timb (minggu)		-	6	5	4	3	2	1	
No	z (m)	σ'o (t/m2)	Δσ'1 (t/m2)	Δσ'2 (t/m2)	Δσ'3 (t/m2)	Δσ'4 (t/m2)	Δσ'5 (t/m2)	Δσ'6 (t/m2)	Σσ' (t/m2)
1	0.5	0.475	0.088	0.105	0.102	0.091	0.074	0.022	0.956
2	1.5	1.425	0.116	0.114	0.105	0.091	0.072	0.020	1.943
3	2.5	2.406	0.125	0.117	0.105	0.089	0.069	0.019	2.930
4	3.5	3.418	0.129	0.118	0.103	0.086	0.065	0.018	3.936

4. Perhitungan kenaikan daya dukung

Perhitungan harga Cu baru menggunakan **Persamaan 2.19**. Hasil perhitungan Cu baru dapat dilihat pada **Tabel 6.13**.

Tabel 6.13 Perubahan Harga Cu

No	z (m)	Σσ' (t/m2)	Σσ' (kg/cm2)	PI (%)	Cu lama (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)
1	0.5	0.956	0.096	44.010	0.275	0.085	0.091	0.180	0.183
2	1.5	1.943	0.194	44.010	0.275	0.097		0.186	
3	2.5	2.930	0.293	43.200	0.260	0.109	0.115	0.185	0.188
4	3.5	3.936	0.394	43.200	0.260	0.121		0.191	

5. Peningkatan parameter tanah akibat timbunan bertahap

Beban timbunan yang diletakkan secara bertahap akan menyebabkan kenaikan daya dukung tanah dasar dan perubahan pada parameter tanah dasar tersebut. Perubahan parameter tanah ini meliputi angka pori (e) dan berat jenis (γ) dan kadar air (wc).

- Perhitungan perubahan angka pori baru (e_0)

Perubahan angka pori diperoleh dari besaran settlement yang dialami pada setiap lapisan tanah. Contoh perhitungan satu lapisan:

e_0 = 0,625

Sc = 0,113

H = 1

$\Delta H/H = \frac{0,113}{1}$

$= 0{,}113$

$\Delta e = (1 + e) \times \frac{\Delta H}{H}$

$= (1 + 0{,}625) \times 0{,}113$

$= 0{,}183$

$e_{baru} = e_0 - \Delta e$

$= 0{,}625 - 0{,}183$

$= 0{,}44$

Tabel 6.14 Perubahan Angka Pori Baru (e_0)

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Htot (m)	z (m)	e0	Sc (m)	DH/H	De	e baru
1	0-1	1	2.000	0.5	0.625	0.113	0.113	0.183	0.44
2	1-2	1		1.5	0.625	0.081	0.081	0.131	0.49
3	2-3	1	2.000	2.5	0.816	0.061	0.061	0.112	0.70
4	3-4	1		3.5	0.816	0.049	0.049	0.089	0.73

- Perhitungan perubahan berat volume (γ)

Perubahan berat volume diperoleh dari besaran settlement yang dialami pada setiap lapisan tanah. Contoh perhitungan satu lapisan:

$\gamma = 1{,}95$ t/m^3

$Wc = 23{,}740\%$

$Gs = 2{,}631$

$e_{baru} = 0{,}44$

$Wc_{baru} = \frac{e_{baru}}{GS}$

$= \frac{0{,}44}{2{,}631}$

$= 0{,}168$

$\gamma_{baru} = \left[\left(\frac{Gs(1+wc)}{(1+e\ baru)}\right] \times \gamma_w\right.$

$= \left[\left(\frac{2{,}631(1+0{,}168)}{(1+0{,}44)}\right] \times 1\right.$

$= 21{,}31$ t/m^3

Tabel 6.15 Perubahan Berat Volume (γ)

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	Wc (%)	Gs	e baru	Wc baru	γ baru (t/m3)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.000	23.740	2.631	0.442	0.168	2.131
2	1-2	1	1.5					0.494	0.188	2.092
3	2-3	1	2.5	1.950	1.000	30.850	2.645	0.704	0.266	1.965
4	3-4	1	3.5					0.727	0.275	1.952

6.1.4 Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffic*

Setelah proses penimbunan telah selesai dilakukan, maka proses pekerjaaan jalan akan dilanjutkan dengan pekerjaan *pavement* jalan. Beban lalu lintas berpengaruh terhadap pemampatan tanah dasar, oleh sebab perlu adanya perhitungan pemampatan yang disebabkan oleh beban lalu lintas. Berikut ini adalah proses perhitungan Sc akibat beban lalu lintas :

- Mencari nilai tegangan *overburden* (σ'o)

Contoh perhitungan tegangan *overburden* pada lapisan ke – 1 (0-1 m) dan lapis ke – 2 (1-2 m) adalah sebagai berikut:

- Kedalaman 0-1 m

H = 0,887 m

z_1 = 0,444 m

ɣ' = 1,131 t/m^3

σ'o = ɣ' x z

= 1,131 t/m^3 x 0,444 m

= 0,502 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.16** sebagai berikut :

Tabel 6.16 Tegangan Overburden (σ'0) setiap Lapisan

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	γ sat baru (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)
1	1	0.113	0.887	0.887	0.444	2.131	1.0	0.502
2	1	0.081	0.919	1.807	1.347	2.092	1.0	1.506
3	1	0.061	0.939	2.745	2.276	1.965	1.0	2.460
4	1	0.049	0.951	3.696	3.221	1.952	1.0	3.366

- Mencari nilai tegangan pra konsolidasi (σ'_c)

Perhitungan tegangan pra konsolidasi untuk kedalaman 0 – 1 meter sebagai berikut :

$H_{fluktuasi}$ = 1,5 m

γ_{air} = 1,0 t/m^3

$q_{fluktuasi}$ = 1,5 m x 1,0 t/m^2

= 1,5 t/m^2

σ'_c = $q_{fluktuasi}$ + $\sigma'o$

= 1,5 t/m^2 + 0,502 t/m^2

= 2,002 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.17** sebagai berikut :

Tabel 6.17 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'_c) setiap Lapisan Tanah

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)
1	1	0.113	0.887	0.887	0.444	0.502	1.500	1.500	2.002
2	1	0.081	0.919	1.807	1.347	1.506	1.500	1.500	3.006
3	1	0.061	0.939	2.745	2.276	2.460	1.500	1.500	3.960
4	1	0.049	0.951	3.696	3.221	3.366	1.500	1.500	4.866

- Mencari nilai tegangan akibat beban traffic ($\Delta\sigma'$)

Perhitungan nilai tegangan akibat beban traffic untuk q = 0,8 t/m^2 adalah sebagai berikut :

Lebar timbunan = 9 m

z = 3,644 m

x = 9 m / 2

= 4,5 m

y = -

m = x/z

= 4,5 m / 3,644 m

= 1,235

n = y/z

= - / 0,5 m

= -

Nilai faktor pengaruh beban I ditentukan dengan grafik. Dari grafik tersebut didapatkan nilai I sebagai berikut :

I = 0,22

$q_{traffic}$ = 0,8 t/m^2

$\Delta\sigma'$ = 4 x q_o x I

= 4 x 0,8 t/m^2 x 0,220

= 0,704 t/m^2

Tabel 6.18 Tegangan Tanah akibat Beban *Traffic*

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	Settlement Akibat Beban Traffic							
						q traffic (t/m2)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I traffic	Δσ' (t/m2)
1	1	0.113	0.887	0.887	0.444	0.800	4.500	-	3.644	1.235	-	0.220	0.704
2	1	0.081	0.919	1.807	1.347	0.800	4.500	-	4.547	0.990	-	0.204	0.653
3	1	0.061	0.939	2.745	2.276	0.800	4.500	-	5.476	0.822	-	0.187	0.598
4	1	0.049	0.951	3.696	3.221	0.800	4.500	-	6.421	0.701	-	0.172	0.550

- Perhitungan *settlement* akibat *traffic*

Settlement konsolidasi dibedakan menjadi 2 yaitu *normal consolidated* (NC) *soil* dan *over consolidated* (OC) *soil*. Jika ($\sigma'c/\sigma'o$) ≤ 1 maka tanah terkonsolidasi secara normal (NC) dan sebaliknya, jika ($\sigma'c/\sigma'o$) > 1 tanah terkonsolidasi lebih (OC).

Perhitungan *settlement* menggunakan **Persamaan 2.5** sampai **Persamaan 2.7**. Contoh perhitungan *settlement* akibat beban *traffic* q = 0,8 t/m^2 adalah sebagai berikut :

- Kedalaman 0 – 1 m

H_i = 0,877 m

Cc = 0,355

Cs = 0,044

e_0 = 0,44

σ'_0 = 0,502 t/m^2

$q_{fluktuasi}$ = 1,5 t/m^2

σ'_C = 0,502 t/m^2 + 1,5 t/m^2

= 2,002 t/m^2

$\Delta\sigma'_{Traffic}$ = 0,704 t/m^2

$\sigma'_0 + \Delta\sigma'$ = 1,206 t/m^2

OCR $= \frac{\sigma'_C}{\sigma'_0}$

$= \frac{2{,}002}{0{,}502}$

$= 3{,}989 > 1$, *Over Consolidated* (OC)

○ *Settlement* akibat beban *traffic* :

Settlement akibat beban *traffic*, $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_C$, maka digunakan **Persamaan 2.6** :

$$Sc = \frac{H}{1+e_0}[C_s \times \log\left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_0'}\right)]$$

$$= \frac{0{,}887}{1+0{,}44}\left[0{,}044 \times \log\left(\frac{0{,}502+0{,}704}{0{,}502}\right)\right] = 0{,}012$$

Hasil perhitungan *settlement* akibat timbunan tiap lapisan tanah dasar ditampilkan dalam **Tabel 6.19.**

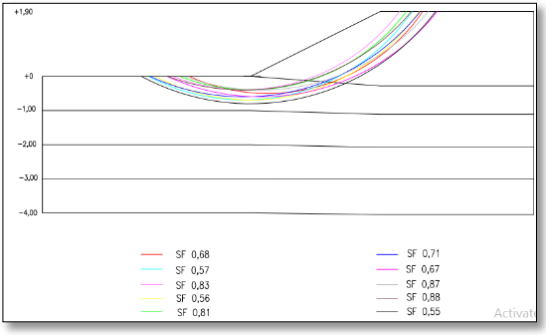
Tabel 6.19 Hasil Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffic*

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	Settlement		
						Sc beban traffic (m)	Sci kumulatif (m)	Sci kumulatif (cm)
1	1	0.113	0.887	0.887	0.444	0.012	0.012	1.173
2	1	0.081	0.919	1.807	1.347	0.005	0.016	1.638
3	1	0.061	0.939	2.745	2.276	0.003	0.019	1.909
4	1	0.049	0.951	3.696	3.221	0.002	0.021	2.095

6.1.5 Perencanaan *Geotextile* Arah Melintang Jembatan Sebagai Perkuatan Timbunan

Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan oprit bertujuan untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar dibawah timbunan. Jenis *geotextile* yang digunakan adalah tipe UW-250 dengan kuat Tarik 52 kN/m.

Dalam tugas akhir ini, dilakukan 10 analisa pada program GEO5. Dengan bantuan program GEO5 didapatkan SF minimum dan Momen *resistant* serta bidang longsor yang terjadi (**Gambar 6.6**). Dari percobaan 9 kali analisa GEO5 diambil 1 contoh perhitungan yang paling kritis.



Gambar 6.6 Hasil analisa keruntuhan Timbunan pada program GEO5

Hasil perhitungan kebutuhan *geotextile* pada tiap bidang longsor ditampilkan pada **Tabel 6.20.**

Tabel 6.20 Kebutuhan Geotextile pada tiap Bidang Longsor

Rekap Kebutuhan Geotextile		
No	SF	Kebutuhan Geotextile (Lapis)
1	0.68	3
2	0.57	4
3	0.83	2
4	0.56	4
5	0.81	2
6	0.71	3
7	0.67	3
8	0.87	2
9	0.88	2
10	0.55	4

Berdasarkan **Tabel 6.20**, kebutuhan lapis *geotextile* paling banyak pada keruntuhan dengan SF = 0,57. Sehingga, kebutuhan

geotextile pada bidang longsor dengan SF = 0,57 yang dipakai dan ditinjau lebuh lanjut.

Perhitungan perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan sebagai berikut :

1. Geometri Timbunan
   - Lebar timbunan = 9 m
   - H inisial = 2,7 m
   - H final = 1,9 m
   - Koordinat dasar timbunan di titik z:
     Xz = 12,2 m
     Yz = 0 m
   - Angka keamanan
     SF_{min} = 0,57
   - Jari-jari kelongsoran
     $R_{(jari-jari)}$ = 6 m
   - Koordinat pusat bidang longsor:
     Xo = 12 m
     Yo = 5,31 m
   - Momen penahan:
     MR_{min} = 109,14 kNm
   - Momen dorong:
     M_{dorong} = 193,150 kNm

2. Perhitungan momen rencana
   $SF_{rencana}$ = 1,5
   $MR_{rencana}$ = M_{dorong} x $SF_{rencana}$
   = 193,150 kNm x 1,5
   = 289,725 kNm

3. Perhitungan tambahan momen penahan (ΔM_R)
   ΔM_R = $MR_{rencana}$ - MR_{min}
   = 289,725 kNm - 109,14 kNm
   = 180,585 kNm
4. Perhitungan kekakuan *geotextile* yang diijinkan
   Kekuatan Tarik maksimum = 52 kN/m

$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}$

$= \frac{T}{1{,}5 \times 1{,}5 \times 1{,}5 \times 1{,}3}$

= 11,852 kNm

5. Perhitungan kebutuhan *geotextile*

$M_{geotextile}$ = T_{allow} x T_i

Dimana:

T_i = jarak vertikal *geotextile* dengan pusat bidang longsor

T_i = $y_0 - yz$

= 5,31 m – 0 m

= 5,31 m

$M_{geotextile}$ = T_{allow} x T_i

= 11,852 x 5,31

= 62,933 kNm

Perhitungan momen penahan oleh *geotextile* dapat dilihat pada **Tabel 6.21.**

Tabel 6.21 Perhitungan Momen Penahan oleh *Geotextile*

Lapis	Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
1	0.25	1.9	5.31	11.852	62.933	1	62.933
2	0.25	1.65	5.06	11.852	59.970	1	59.970
3	0.25	1.4	4.81	11.852	57.007	1	57.007
4	0.25	1.15	4.56	7.248	33.050	1	33.050
				Σ Ti.Si	212.961	Σ Ti.Si.x	212.961
					OK		OK

ΣM = $M_{geotextile1} + M_{geotextile2} + \ldots + M_{geotextile\text{-}n}$

= 212,961 kNm

ΣM = 212,961 kNm > ΔM_R = 180,585 kNm (OK)

6. Perhitungan panjang *geotextile* di belakang bidang longsor

T_{allow} = 11,852 kNm

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

Data timbunan:

Hi = 1,9 m

$\gamma_{timbunan}$ = 18,5 kN/m^3

σ_v = $\gamma_{timbunan}$ x Hi

= 18,5 kN/m^3 x 1,9 m

= 35,15 kN/m^2

Cu_1 = 0 kN/m^2

φ_1 = 30^o

τ_1 = $Cu_1 + \sigma_v \tan \varphi_1$

= 0 + (35,15 x tan 30^o)

= 20,294 kN/m^2

Data lapisan tanah dasar:

γ = 21,31 kN/m^3

σ_v = γ x Hi

= 21,31 kN/m^3 x 1,9 m

= 40,489 kN/m^2

τ_2 = $Cu_2 + \sigma_v \tan \varphi_2$

= 27,5 + (40,489 x tan 10^o)

= 34,639 kN/m^2

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

$= \frac{11{,}582 \times 1{,}5}{(20{,}294 + 34{,}639) \times 0{,}85}$

= 0,381 m

Le pakai = 1 m

7. Perhitungan panjang lipatan (Lo)

Lo = 0,5 x Le

= 0,5 x 1 m

= 0,5 m

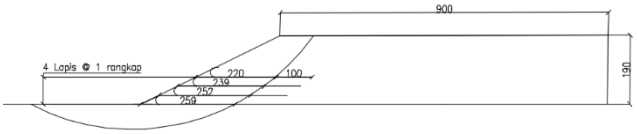
8. Perhitungan *geotextile* di depan bidang longsor (L_r)
   Perhitungan panjang *geotextile* di depan bidang longsor (L_r) dibantu dengan program Autocad.
   Lr = 2,59 m

Hasil perhitungan panjang *geotextile* dapat dilihat pada **Tabel 6.22.**

Tabel 6.22 Hasil Perhitungan Panjang Geotextile

Lapis	Sv (m)	Hi (m)	Data Timbunan				τ1	τ2	Le (m)	Le pakai	Lr (m)	Lo (m)	L total	L total pakai
			γ timb (kN/m3)	σv (kN/m2)	cu1 (kN/m2)	Ø1	(kN/m2)	(kN/m2)		(m)			(m)	(m)
1	0.25	1.9	18.500	35.150	0.000	30.000	20.294	34.639	0.381	1	2.59	0.5	4.34	4.4
2	0.25	1.65	18.500	30.525	0.000	30.000	17.624	17.624	0.593	1	2.52	0.5	4.27	4.3
3	0.25	1.4	18.500	25.900	0.000	30.000	14.953	14.953	0.699	1	2.39	0.5	4.14	4.2
4	0.25	1.15	18.500	21.275	0.000	30.000	12.283	12.283	0.521	1	2.2	0.5	3.95	4
													Total	16.9

Sketsa pemasangan *geotextile* dapat dilihat pada **Gambar 6.7.**



Gambar 6.7 Sketsa pemasangan *geotextile*

6.2 Perencanaan Timbunan Oprit Tegak

6.2.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$)

Tinggi timbunan awal direncanakan untuk mendapatkan tinggi akhir (H_{final}) yang telah direncanakan yaitu 1,9 m dengan menghilangkan *settlement* pada lapisan *compressible*. Perencanaan $H_{initial}$ selain memperhitungkan berat dari timbunan itu sendiri. Lapisan tanah akan dibagi tiap 1 meter untuk mendapatkan nilai *settlement* yang lebih teliti.

Contoh perhitungan tinggi timbunan awal dengan asumsi beban timbunan 2 t/m^2 adalah sebagai berikut :

- Mencari $H_{timbunan}$

$q_{timbunan}$ = 2 t/m^2

$\gamma_{timbunan}$ = 1,85 t/m^3

$H_{timbunan} = \frac{2 \text{ t/m2}}{1{,}85 \text{ t/m3}}$

= 1,081 m

- Mencari nilai tegangan *overburden* ($\sigma'o$)

Contoh perhitungan tegangan *overburden* pada lapisan ke – 1 (0-1 m) dan lapis ke – 2 (1-2 m) adalah sebagai berikut:

- Kedalaman 0-1 m

H = 1 m

z_1 = 0,5 m

γ' = 0,95 t/m^3

$\sigma'o$ = γ' x z

= 0,95 t/m^3 x 0,5 m

= 0,475 t/m^2

- Kedalaman 1-2 m

H = 1 m

z_2 = 0,5 m

γ' = 0,95 t/m^3

$\sigma'o$ = γ'_1 x h_1 + γ'_2 x z_2

= 0,95 t/m^3 x 1 m + 0,95 t/m^3 x 0,5 m

= 1,475 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.23** sebagai berikut :

Tabel 6.23 Tegangan Overburden (σ'0) setiap Lapisan

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.0	0.475
2	1-2	1	1.5	1.950	1.0	1.425
3	2-3	1	2.5	2.012	1.0	2.406
4	3-4	1	3.5	2.012	1.0	3.418

- Mencari nilai tegangan pra konsolidasi (σ'_c)

Perhitungan tegangan pra konsolidasi untuk kedalaman 0 – 1 meter sebagai berikut :

$H_{fluktuasi}$ = 1,5 m

γ_{air} = 1,0 t/m^3

$q_{fluktuasi}$ = 1,5 m x 1,0 t/m^2

= 1,5 t/m^2

σ'_c = $q_{fluktuasi}$ + σ'o

= 1,5 t/m^2 + 0475 t/m^2

= 1,975 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.24** sebagai berikut :

Tabel 6.24 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'_c) setiap Lapisan Tanah

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)
1	0-1	1	0.5	0.475	1.500	1.500	1.975
2	1-2	1	1.5	1.425	1.500	1.500	2.925
3	2-3	1	2.5	2.406	1.500	1.500	3.906
4	3-4	1	3.5	3.418	1.500	1.500	4.918

- Mencari nilai tegangan akibat timbunan (Δσ')

Perhitungan nilai tegangan akibat beban timbunan untuk q = 2 t/m^2 adalah sebagai berikut :

Lebar timbunan = 9 m

z = 0,5 m

x = 9 m / 2
= 4,5 m

y = -

m = x/z
= 4,5 m / 0,5 m
= 9 m

n = y/z
= - / 0,5 m
=

Nilai faktor pengaruh beban I ditentukan dengan grafik. Dari grafik tersebut didapatkan nilai I sebagai berikut :

I = 0,250

$q_{timbunan}$ = 2 t/m^2

Δσ' = 4 x q_o x I
= 4 x 2 t/m^2 x 0,250
= 2 t/m^2

Tabel 6.25 Tegangan Tanah akibat Beban Timbunan

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	Settlement Akibat Beban Timbunan								
				γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan
1	0-1	1	0.5	1.850	2.000	1.081	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250
2	1-2	1	1.5	1.850	2.000	1.081	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250
3	2-3	1	2.5	1.850	2.000	1.081	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237
4	3-4	1	3.5	1.850	2.000	1.081	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219

- Perhitungan *settlement* akibat timbunan

Settlement konsolidasi dibedakan menjadi 2 yaitu *normal consolidated* (NC) *soil* dan *over consolidated* (OC) *soil*. Jika (σ'c/σ'o) ≤ 1 maka tanah terkonsolidasi secara normal (NC) dan sebaliknya, jika (σ'c/σ'o) > 1 tanah terkonsolidasi lebih (OC).

Perhitungan *settlement* menggunakan **Persamaan 2.5** sampai **Persamaan 2.7**. Contoh perhitungan *settlement* akibat beban timbunan q = 2 t/m^2 adalah sebagai berikut :

- Kedalaman 0 – 1 m

  H_i = 1 m
  Cc = 0,355
  Cs = 0,044
  e_0 = 0,625
  σ'_0 = 0,475 t/m^2
  $q_{fluktuasi}$ = 1,5 t/m^2
  σ'_C = 0,475 t/m^2 + 1,5 t/m^2
  = 1,975 t/m^2
  $\Delta\sigma'_{Timbunan}$ = 2 t/m^2
  $\sigma'_0 + \Delta\sigma'$ = 2,475 t/m^2
  OCR $= \frac{\sigma'_C}{\sigma'_0}$
  $= \frac{1,975}{0,475}$
  = 4,158 > 1, *Over Consolidated* (OC)

○ *Settlement* akibat timbunan :

Settlement akibat beban timbunan, $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_C$, maka digunakan **Persamaan 2.7** :

$$Sc = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \times \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_0'}\right] + \left[\frac{H}{1+e_0} C_c \times \log \left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_c'}\right)\right]$$

$$= \left[\frac{1}{1+0,625} 0,044 \times \log \frac{1,975}{0,475}\right] + \left[\frac{1}{1+0,625} 0,355 \times \log \left(\frac{0,475+2,475}{1,975}\right)\right]$$

= 0,038

Hasil perhitungan settlement akibat timbunan tiap lapisan tanah dasar ditampilkan dalam **Tabel 6.26.**

Tabel 6.26 Settlement akibat Timbunan (q = 2 t/m^2)

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	Settlement	
				Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	0.038	0.038
2	1-2	1	1.5	0.024	0.062
3	2-3	1	2.5	0.015	0.077
4	3-4	1	3.5	0.009	0.085

- Menghitung total settlement pada variasi beban q

Perhitungan total settlement dengan cara menjumlahkan hasil perhitungan settlement akibat timbunan pada setiap lapisan tanah untuk masing – masing variasi beban q. Hasil perhitungan total *settlement* dapat dilihat pada **Tabel 6.27**.

Tabel 6.27 Hasil Perhitungan Settlement untuk Variasi q

Depth	Sc (m)				
	q = 2 t/m2	q = 3 t/m2	q = 4 t/m2	q = 5 t/m2	q = 6 t/m2
0-1	0.038	0.071	0.095	0.114	0.130
1-2	0.024	0.048	0.067	0.083	0.097
2-3	0.015	0.033	0.049	0.062	0.074
3-4	0.009	0.024	0.036	0.047	0.057
Sc kum.	0.085	0.175	0.247	0.307	0.358

- Perhitungan $H_{inisial}$ dan H_{final}

Perhitungan $H_{initial}$ dan H_{final} untuk beban q = 2 t/m^2 adalah sebagai berikut :

$$H_{initial} = \frac{(q + S_c \times \gamma_w)}{\gamma_{timb}}$$

$$= \frac{(2 + 0{,}085 \times 1)}{1{,}85}$$

$$= 1{,}127 \text{ m}$$

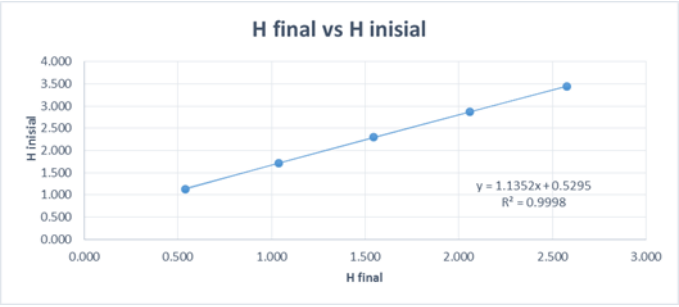
H_{final} $= H_{initial} - Sc - H_{pavement}$
$= 1{,}127\ m - 0{,}085\ m - 0{,}5\ m$
$= 0{,}542\ m$

Hasil perhitungan $H_{initial}$ dan H_{final} untuk masing – masing variasi beban q dapat dilihat pada **Tabel 6.28** berikut :

Tabel 6.28 Hasil Perhitungan $H_{initial}$ dan H_{final}

q (t/m2)	Sci (m)	ɣ timb (t/m3)	ɣw (t/m3)	H inisial (m)	H paveme	H final (m
2	0.085	1.85	1	1.127	0.5	0.542
3	0.175	1.85	1	1.716	0.5	1.041
4	0.247	1.85	1	2.296	0.5	1.549
5	0.307	1.85	1	2.868	0.5	2.062
6	0.358	1.85	1	3.437	0.5	2.579

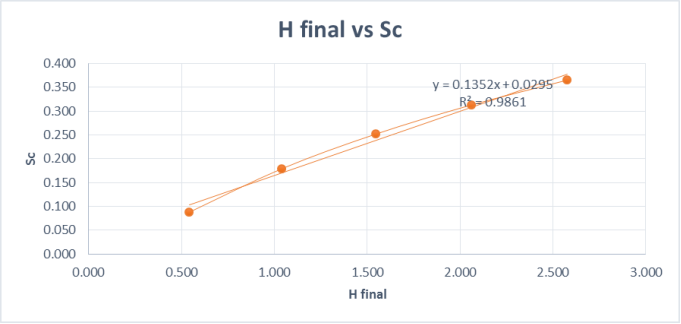
Hubungan antara $H_{initial}$ dan H_{final} ditampilkan dalam sebuah grafik yang dapat dilihat pada **Gambar 6.2**. Sedangkan hubungan antara H_{final} dengan *Settlement* ditampilkan dalam sebuah grafik yang dapat dilihat pada **Gambar 6.8.**



Gambar 6.8 Grafik hubungan antara $H_{initial}$ dan H_{final}

Dari grafik hubungan antara $H_{initial}$ dan H_{final} diatas didapatkan persamaan regresi y = 1,1352x + 0,5295 maka didapatkan nilai $H_{initial}$ adalah sebagai berikut :

- H_{final} = 1,9 m
  $H_{inisial}$ = 1,1352x + 0,5295
  = 1,1352 x (1,9) + 0,5295
  = 2,686 m
- H_{final} = 1,4 m
  $H_{inisial}$ = 1,1352x + 0,5295
  = 1,1352 x (1,4) + 0,5295
  = 2,119 m



Gambar 6.9 Grafik hubungan antara H_{final} dan Settlement

Dari grafik hubungan antara H_{final} dan *settlement* diatas didapatkan persamaan regresi y = 0,1352x + 0,0295, maka didapatkan nilai *Settlement* (Sc) adalah sebagai berikut :

- H_{final} = 1,9 m
  Sc = 0,1352x + 0,0295
  = 0,1352 x (1,9) + 0,0295
  = 0,286 m
- H_{final} = 1,4 m
  Sc = 0,1352x + 0,0295
  = 0,1352 x (1,4) + 0,0295

= 0,219 m

6.2.2 Perhitungan Waktu Konsolidasi tanpa Perbaikan Tanah

1. Perhitungan Waktu Konsolidasi

Pada perhitungan sebelumnya diketahui bahwa tanah mempunyai settlement sebesar 0,279 m. Oleh karena itu, tanah membutuhkan waktu untuk menghilangkan settlement tersebut. Perhitungan waktu konsolidasai tanah adalah sebagai berikut :

H_{final} = 1,9 m

$H_{inisial}$ = 2,686 m

Sc = 0,286 m

Hdr = 4 m

$$Cv_{ganungan} = \frac{[H_1+H_2+\cdots+H_n]^2}{[\frac{H_1}{\sqrt{Cv_1}}+\frac{H_2}{\sqrt{Cv_2}}+\cdots+\frac{H_n}{\sqrt{Cv_n}}]^2}$$

$$Cv_{ganungan} = \frac{[4]^2}{[\frac{2}{\sqrt{0{,}0008512}}+\frac{2}{\sqrt{0{,}0008524}}]^2}$$

= 0,000852 cm^2/detik

= 2,686 m^2/tahun

Harga faktor waktu (Tv) dihitung berdasarkaan **Persamaan [2.10]** dan **Persamaan [2.11]**. Contoh perhitungan Tv adalah sebagai berikut :

- Untuk U = 0 s/d 60%

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

$$= \frac{\pi}{4} \times (\frac{10\%}{100})^2$$

= 0,00785

- Untuk U > 60%

Tv = 1,781 – 0,933 log (100 - U%)

= 1,781 – 0,933 log (100 – 70%)

= 0,403

Hasil perhitungan variasi faktor waktu dapat dilihat pada **Tabel 6.29** sebagai berikut :

Tabel 6.29 Variasi Faktor Waktu

Derajat Konsolidasi	Faktor Waktu Tv
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	~

Dari tabel diatas didapatkan Tv (U90%) adalah 0,848. Lama waktu konsolidasi tanah adalah sebagai berikut :

t $= \frac{T(Hdr)^2}{Cv}$

$= \frac{0{,}848\times(4)^2}{2{,}686}$

= 5,051 tahun

Jadi, waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* adalah 5,051 tahun.

2. Perhitungan *Rate of Settlement*

Pada perhitungan berikut akan diketahui berapa pemampatan yang terjadi untuk setiap tahunnya. Contoh perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

- Untuk t = 1 tahun

  Cv gab = 2,686 m^2/tahun

  Hdr = 4 m

  Sc = 0,286 m

  Tv $= \frac{t \times Cv}{(Hdr)^2}$

  $= \frac{1 \times 2{,}686}{(4)^2}$

$= 0{,}168$

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

$= \left(2\sqrt{\frac{0{,}168}{\pi}}\right) \times 100\%$

$= 0{,}462$

Sc (90%) $= 0{,}9 \times 0{,}286$

$= 0{,}258$ m

Sc U% $=$ Uv $\times$ Sc (90%)

$= 0{,}462 \times 0{,}258$ m

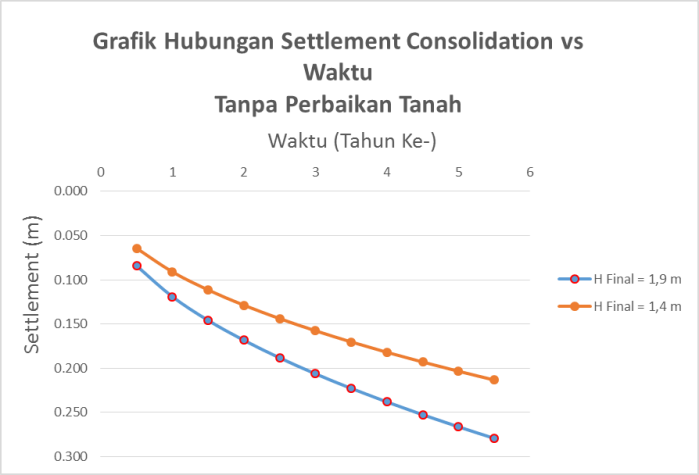
$= 0{,}119$ m

Hasil perhitungan pemampatan setiap tahunnya terdapat pada **Tabel 6.30**.

Tabel 6.30 Hasil Perhitungan Pemampatan Setiap Tahun

t (tahun)	Cv (m2/tahu	Hdr (m)	Tv	Uv	Sc 90% (m)	Sc U% (m)	Sc/tahun (m)	Sc/tahun (cm)
0.5	2.686	4	0.084	0.327	0.258	0.084	0.084	8.426
1	2.686	4	0.168	0.462	0.258	0.119	0.035	3.490
1.5	2.686	4	0.252	0.566	0.258	0.146	0.027	2.678
2	2.686	4	0.336	0.654	0.258	0.169	0.023	2.258
2.5	2.686	4	0.420	0.731	0.258	0.188	0.020	1.989
3	2.686	4	0.504	0.801	0.258	0.206	0.018	1.798
3.5	2.686	4	0.588	0.865	0.258	0.223	0.017	1.654
4	2.686	4	0.672	0.925	0.258	0.238	0.015	1.539
4.5	2.686	4	0.756	0.981	0.258	0.253	0.014	1.446
5	2.686	4	0.839	1.034	0.258	0.266	0.014	1.367
5.5	2.686	4	0.923	1.084	0.258	0.279	0.013	1.301

Grafik hubungan antara settlement consolidation dan waktu dapat dilihat pada **Gambar 6.10**.



Gambar 6.10 Hubungan antara *settlement consolidation* dan waktu

6.2.3 Perencanaan Timbunan Bertahap

Penimbunan dilapangan dilakukan secara bertahap sesuai dengan kecepatan penimbunan. Tahap penimbunan yang direncanakan adalah 0,5 meter per minggu. Penimbunan dilakukan sampai tinggi timbunan awal ($H_{inisial}$) 2,7 meter maka didapatkan jumlah tahapan penimbunan 6 tahap. Untuk tahap timbunan ke 6, tinggi timbunan yang diletakkan adalah 0,2 meter.

Pada saat melakukan tahap penimbunan tanah dasar harus cukup kuat menahan tanah timbunan. Oleh karena itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah dasar terlebih dahulu. Perhitungan peningkatan daya dukung adalah sebagai berikut :

1. Menentukan tahap penimbunan hingga minggu ke – 6

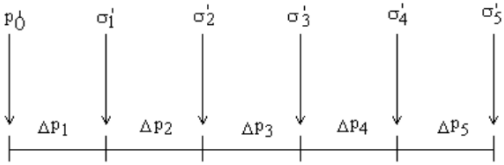
Umur timbunan untuk tahap penimbunan ke-i pada minggu ke – 6 dapat dilihat pada **Tabel 6.31.**

Tabel 6.31 Umur Timbunan ke – i pada Minggu ke-6

Tahap Penimbunan	1	2	3	4	5	6
Minggu Ke-	0					
	1	0				
	2	1	0			
	3	2	1	0		
	4	3	2	1	0	
	5	4	3	2	1	0
	6	5	4	3	2	1

2. Perhitungan tegangan tanah saat U = 100%

Sketsa perubahan tegangan akibat beban bertahap dapat dilihat pada **Gambar 6.11.**



Gambar 6.11 Perubahan tegangan akibat beban bertahap

$\sigma_1 = P_0 + \Delta P_1$

$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta P_2$ dan seterusnya

$\Delta P_1 = \Delta P_2 = \Delta P_3 = \Delta P_4 = \Delta P_5 = \Delta P_6$

$\Delta P_1 = I \times q$

Perubahan tegangan di tiap lapisan tanah dasar saat derajat konsolidasi 100% dapat dilihat pada **Tabel 6.32.**

Tabel 6.32 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi 100%

U		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
No	z (m)	σ'o (t/m2)	σ'1 (t/m2)	σ'2 (t/m2)	σ'3 (t/m2)	σ'4 (t/m2)	σ'5 (t/m2)	σ'6 (t/m2)
1	0.5	0.475	1.400	2.325	3.250	4.142	5.019	5.884
2	1.5	1.425	2.350	3.242	4.119	4.970	5.780	6.587
3	2.5	2.406	3.283	4.134	4.944	5.706	6.465	7.212
4	3.5	3.418	4.228	4.991	5.749	6.504	7.196	7.869

3. Perhitungan penambahan tegangan efektif saat U < 100%

Perhitungan perubahan tegangan efektif tanah akibat beban bertahap menggunakan **Persamaan 2.16**. Perumusan penimbunan sampai tahap ke-6 dapat dilihat pada **Tabel 6.33**. Hasil perhitungan perubahan tegangan efektif tiap lapisan tanah pada U<100% ditampilkan pada **Tabel 6.34.**

Tabel 6.33 Perumusan Perubahan Tegangan pada Derajat Konsolidasi U<100%

Tahap Penimbunan	Umur Timbunan (minggu)	Derajat Konsolidasi Total (%)	ΔP saat U<100%
0 – 0,5	6	15,7	$\left(\frac{\sigma'_1}{p'_o}\right)^{0,157} . p'_0 - p'_0$
0,5 – 1	5	14,3	$\left(\frac{\sigma'_2}{p'_1}\right)^{0,143} . p'_1 - p'_1$
1 – 1,5	4	12,8	$\left(\frac{\sigma'_3}{p'_2}\right)^{0,128} . p'_2 - p'_2$
1,5 – 2	3	11,1	$\left(\frac{\sigma'_4}{p'_3}\right)^{0,111} . p'_3 - p'_3$
2 – 2,5	2	9,1	$\left(\frac{\sigma'_5}{p'_4}\right)^{0,091} . p'_4 - p'_4$
2,5 – 3	1	6,4	$\left(\frac{\sigma'_6}{p'_5}\right)^{0,064} . p'_5 - p'_5$

Tabel 6.34 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan tanah pada Derajat Konsolidasi U<100%

U			16%	14%	13%	11%	9%	6%	
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	
Umur timb (minggu)		-	6	5	4	3	2	1	
No	z (m)	σ'o (t/m2)	Δσ'1 (t/m2)	Δσ'2 (t/m2)	Δσ'3 (t/m2)	Δσ'4 (t/m2)	Δσ'5 (t/m2)	Δσ'6 (t/m2)	Σσ' (t/m2)
1	0.5	0.475	0.088	0.105	0.102	0.089	0.073	0.051	0.983
2	1.5	1.425	0.116	0.111	0.101	0.087	0.068	0.049	1.957
3	2.5	2.406	0.120	0.110	0.096	0.079	0.065	0.045	2.922
4	3.5	3.418	0.116	0.102	0.091	0.079	0.060	0.041	3.907

4. Perhitungan kenaikan daya dukung

Perhitungan harga Cu baru menggunakan **Persamaan 2.19**. Hasil perhitungan Cu baru dapat dilihat pada **Tabel 6.35**.

Tabel 6.35 Perubahan Harga Cu

No	z (m)	Σσ' (t/m2)	Σσ' (kg/cm2)	PI (%)	Cu lama (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)
1	0.5	0.983	0.098	44.010	0.275	0.085	0.091	0.180	0.183
2	1.5	1.957	0.196	44.010	0.275	0.097		0.186	
3	2.5	2.922	0.292	43.200	0.260	0.109	0.115	0.184	0.187
4	3.5	3.907	0.391	43.200	0.260	0.121		0.190	

5. Peningkatan parameter tanah akibat timbunan bertahap

Beban timbunan yang diletakkan secara bertahap akan menyebabkan kenaikan daya dukung tanah dasar dan perubahan pada parameter tanah dasar tersebut. Perubahan parameter tanah ini meliputi angka pori (e) dan berat jenis (γ) dan kadar air (wc).

- Perhitungan perubahan angka pori baru (e_0)

Perubahan angka pori diperoleh dari besaran settlement yang dialami pada setiap lapisan tanah. Contoh perhitungan satu lapisan:

e_0 = 0,625

Sc = 0,121

H = 1

$\Delta H/H = \frac{0,121}{1}$

$= 0{,}121$

$\Delta e = (1 + e) \times \frac{\Delta H}{H}$

$= (1 + 0{,}625) \times 0{,}121$

$= 0{,}196$

$e_{baru} = e_0 - \Delta e$

$= 0{,}625 - 0{,}196$

$= 0{,}43$

Tabel 6.36 Perubahan Angka Pori Baru (e_0)

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Htot (m)	z (m)	e0	Sc (m)	DH/H	De	e baru
1	0-1	1	2.000	0.5	0.625	0.121	0.121	0.196	0.43
2	1-2	1		1.5	0.625	0.086	0.086	0.139	0.49
3	2-3	1	2.000	2.5	0.816	0.063	0.063	0.114	0.70
4	3-4	1		3.5	0.816	0.048	0.048	0.088	0.73

- Perhitungan perubahan berat volume (γ)

Perubahan berat volume diperoleh dari besaran settlement yang dialami pada setiap lapisan tanah. Contoh perhitungan satu lapisan:

$\gamma = 1{,}95$ t/m^3

$Wc = 23{,}740\%$

$Gs = 2{,}631$

$e_{baru} = 0{,}43$

$Wc_{baru} = \frac{e_{baru}}{GS}$

$= \frac{0{,}43}{2{,}631}$

$= 0{,}163$

$\gamma_{baru} = \left[\left(\frac{Gs(1+wc)}{(1+e\ baru)}\right] \times \gamma_w\right.$

$= \left[\left(\frac{2{,}631(1+0{,}163)}{(1+0{,}43)}\right] \times 1\right.$

$= 21{,}41$ t/m^3

Tabel 6.37 Perubahan Berat Volume (γ)

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	Wc (%)	Gs	e baru	Wc baru	ɣ baru (t/m3)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.000	23.740	2.631	0.429	0.163	2.141
2	1-2	1	1.5					0.486	0.185	2.098
3	2-3	1	2.5	1.950	1.000	30.850	2.645	0.702	0.265	1.967
4	3-4	1	3.5					0.728	0.275	1.952

6.2.4 Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffic*

Setelah proses penimbunan telah selesai dilakukan, maka proses pekerjaaan jalan akan dilanjutkan dengan pekerjaan *pavement* jalan. Beban lalu lintas berpengaruh terhadap pemampatan tanah dasar, oleh sebab perlu adanya perhitungan pemampatan yang disebabkan oleh beban lalu lintas. Berikut ini adalah proses perhitungan Sc akibat beban lalu lintas :

- Mencari nilai tegangan *overburden* (σ'o)

Contoh perhitungan tegangan *overburden* pada lapisan ke – 1 (0-1 m) dan lapis ke – 2 (1-2 m) adalah sebagai berikut:

- Kedalaman 0-1 m

H = 0,894 m

z_1 = 0,447 m

ɣ' = 1,141 t/m^3

σ'o = ɣ' x z

= 1,141 t/m^3 x 0,447 m

= 0,510 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.38** sebagai berikut :

Tabel 6.38 Tegangan Overburden (σ'0) setiap Lapisan

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	γ sat baru (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)
1	1	0.106	0.894	0.894	0.447	2.141	1.0	0.510
2	1	0.073	0.927	1.821	1.358	2.098	1.0	1.530
3	1	0.053	0.947	2.769	2.295	1.967	1.0	2.496
4	1	0.040	0.960	3.729	3.249	1.952	1.0	3.411

- Mencari nilai tegangan pra konsolidasi (σ'_c)

Perhitungan tegangan pra konsolidasi untuk kedalaman 0 – 1 meter sebagai berikut :

$H_{fluktuasi}$ = 1,5 m

γ_{air} = 1,0 t/m^3

$q_{fluktuasi}$ = 1,5 m x 1,0 t/m^2

= 1,5 t/m^2

σ'_c = $q_{fluktuasi}$ + $\sigma'o$

= 1,5 t/m^2 + 0,510 t/m^2

= 2,010 t/m^2

Hasil perhitungan tegangan *overburden* untuk seluruh lapisan dapat dilihat pada **Tabel 6.39** sebagai berikut :

Tabel 6.39 Tegangan Pra Konsolidasi (σ'_c) setiap Lapisan Tanah

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)
1	1	0.106	0.894	0.894	0.447	0.510	1.500	1.500	2.010
2	1	0.073	0.927	1.821	1.358	1.530	1.500	1.500	3.030
3	1	0.053	0.947	2.769	2.295	2.496	1.500	1.500	3.996
4	1	0.040	0.960	3.729	3.249	3.411	1.500	1.500	4.911

- Mencari nilai tegangan akibat beban traffic ($\Delta\sigma'$)

Perhitungan nilai tegangan akibat beban traffic untuk q = 0,8 t/m^2 adalah sebagai berikut :

Lebar timbunan = 9 m

z = 3,647 m
x = 9 m / 2
= 4,5 m
y = -
m = x/z
= 4,5 m / 3,647 m
= 1,234
n = y/z
= - / 0,5 m
= -

Nilai faktor pengaruh beban I ditentukan dengan grafik. Dari grafik tersebut didapatkan nilai I sebagai berikut :

I = 0,22
$q_{traffic}$ = 0,8 t/m^2
Δσ' = 4 x q_o x I
= 4 x 0,8 t/m^2 x 0,220
= 0,704 t/m^2

Tabel 6.40 Tegangan Tanah akibat Beban *Traffic*

Lapisan	Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	Settlement Akibat Beban Traffic							
						q traffic (t/m2)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I traffic	Δσ' (t/m2)
1	1	0.106	0.894	0.894	0.447	0.800	4.500	-	3.647	1.234	-	0.220	0.704
2	1	0.073	0.927	1.821	1.358	0.800	4.500	-	4.558	0.987	-	0.204	0.653
3	1	0.053	0.947	2.769	2.295	0.800	4.500	-	5.495	0.819	-	0.187	0.598
4	1	0.040	0.960	3.729	3.249	0.800	4.500	-	6.449	0.698	-	0.172	0.550

- Perhitungan *settlement* akibat *traffic*

Settlement konsolidasi dibedakan menjadi 2 yaitu *normal consolidated* (NC) *soil* dan *over consolidated* (OC) *soil*. Jika (σ'c/σ'o) ≤ 1 maka tanah terkonsolidasi secara normal (NC) dan sebaliknya, jika (σ'c/σ'o) > 1 tanah terkonsolidasi lebih (OC).

Perhitungan *settlement* menggunakan **Persamaan 2.5** sampai **Persamaan 2.7**. Contoh perhitungan *settlement* akibat beban *traffic* q = 0,8 t/m^2 adalah sebagai berikut :

- Kedalaman 0 – 1 m
  H_i = 0,894 m

Cc = 0,355
Cs = 0,044
e_0 = 0,43
σ'_0 = 0,510 t/m^2
$q_{fluktuasi}$ = 1,5 t/m^2
σ'_C = 0,510 t/m^2 + 1,5 t/m^2
= 2,010 t/m^2
$\Delta\sigma'_{Traffic}$ = 0,704 t/m^2
$\sigma'_0 + \Delta\sigma'$ = 1,214 t/m^2
OCR $= \frac{\sigma'_C}{\sigma'_0}$
$= \frac{2,010}{0,502}$
= 3,938 > 1, *Over Consolidated* (OC)

○ *Settlement* akibat beban *traffic* :

Settlement akibat beban *traffic*, $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_C$, maka digunakan **Persamaan 2.6** :

$$Sc = \frac{H}{1+e_0}[C_s \times \log\left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_0'}\right)]$$

$$= \frac{0,894}{1+0,43}\left[0,044 \times \log\left(\frac{0,510+0,704}{0,510}\right)\right] = 0,012$$

Hasil perhitungan *settlement* akibat timbunan tiap lapisan tanah dasar ditampilkan dalam **Tabel 6.41.**

Tabel 6.41 Hasil Perhitungan *Settlement* akibat Beban *Traffic*

Tebal Lapisan H (m)	Sc (m)	Tebal Lapisan H baru (m)	h kumulatif (m)	z (m)	t Akibat Be	Settlement		
					NC/OC	Sc beban traffic (m)	Sci kumulatif (m)	Sci kumulatif (cm)
1	0.106	0.894	0.894	0.447	OC1	0.012	0.012	1.170
1	0.073	0.927	1.821	1.358	OC1	0.005	0.016	1.632
1	0.053	0.947	2.769	2.295	OC1	0.003	0.019	1.900
1	0.040	0.960	3.729	3.249	OC1	0.002	0.021	2.083

6.2.5 Perencanaan Bronjong Sebagai Perkuatan Timbunan

Perencanaan bronjong sebagai perjuatan timbunan oprit bertujuan untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar dibawah timbunan. Ukuran bronjong yang digunakan pada perencanaan ini adalah 2 m x 1 m x 0,5 m.

- **Perhitungan Ka dan Kp**

Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif diperoleh dengan menggunakan persamaan (2.23 dan (2.27) yaitu:

- Timbunan (Ø = 30)

Ka = $tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 - \frac{30}{2})$

= 0,333

Kp = $tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 + \frac{30}{2})$

= 3

- Lapis 1 (Ø = 37)

Ka = $tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 - \frac{37}{2})$

= 0,704

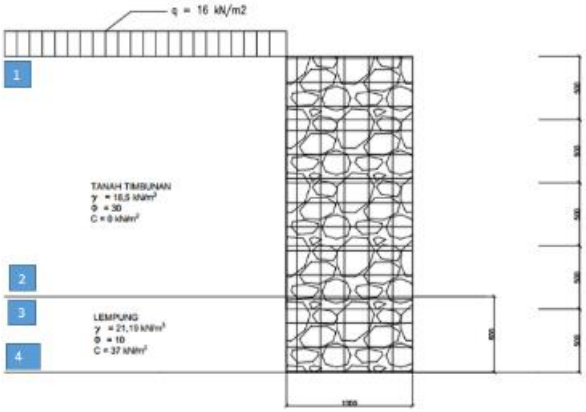
Kp = $tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 + \frac{37}{2})$

= 1,420

- **Perhitungan Tegangan Horizontal**

Pada perhitungan tegangan horizontal (σh) kali ini akan dilakukan analisa per titik. Analisa tegangan akan diuraikan berdasarkan jenis beban nya, yaitu tegangan akibat beban tanah (*overburden pressure*), akibat beban air tanah (*water pressure*), dan akbat beban diatas tanah (*surcharge*).



Gambar 6.12 Sketsa perencanaan bronjong H = 1,9 m

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mencari nilai σh akibat beban diatas tanah beban tanah, rekap hasil perhitungannya dapat dilihat pada **Tabel 6.42.**

a. Tekanan Tanah Aktif:

- Titik 1:

σ_{v1} = q

= 16 kN/m^2

σ_{h1} = σ_{v1} x Ka – 2c$\sqrt{Ka}$

= 16 kN/m^2 x 0,333 – 2 x 0 x $\sqrt{0{,}333}$

= 5,3333 kN/m^2

- Titik 2:

σ_{v2} = q + ɣ' x h_1

= 16 kN/m^2 + (18,5 – 10) x 1,9

= 32,15 kN/m^2

σ_{h2} = σ_{v1} x Ka – 2c$\sqrt{Ka}$

= 32,15 kN/m^2 x 0,333 – 2 x 0 x $\sqrt{0{,}333}$

= 10,717 kN/m^2

b. Tekanan Tanah Pasif

- Titik 3:

σ_{v3} = 0

σ_{h3} = σ_{v3} x Kp + 2c$\sqrt{Kp}$

= 0 kN/m^2 x 1,420 + 2 x 37 x $\sqrt{1,420}$

= 88,190 kN/m^2

- Titik 4:

σ_{v4} = ɣ' x h_2

= (21,19 – 10) x 0,6

= 6,701 kN/m^2

σ_{h4} = σ_{v4} x Kp + 2c$\sqrt{Kp}$

= 6,701 kN/m^2 x 1,420 + 2 x 37 x $\sqrt{1,420}$

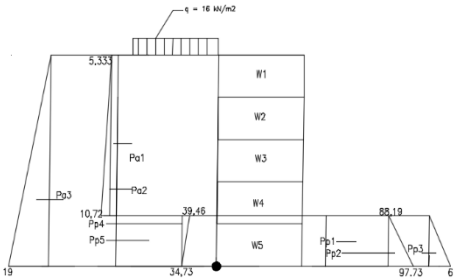
= 97,730 kN/m^2

Tabel 6.42 Rekapitulasi Perhitungan σ_h

Aktif				
Titik	Ka	c	σv (kN/m2)	σh (kN/m2)
1	0.333	0	16	5.333
2	0.333	0	32.15	10.717
3	0.704	37	32.15	-39.457
4	0.704	37	38.867	-34.727
Air				19
Pasif				
Titik	Kp	c	σv (kN/m2)	σh (kN/m2)
3	1.420	37	0	88.190
4	1.420	37	6.717	97.730
Air				6

- **Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah**

Setelah didapatkan nilai Tegangan Horizontal pada setiap titik, selanjutnya dibuat diagram tegangan untuk mempermudah dalam menghitung gaya horizontal. Diagram tegangan horizontal dapat dilihat pada **Gambar 6.13**.



Gambar 6.13 Diagram tegangan horizontal

Gaya horizontal (P) dapat dicari dengan cara menghitung luasan pada diagram tegangan. Rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 6.43** an **Tabel 6.44**. Berikut adalah contoh perhitungan gaya horizontal:

P_{a1} $= \sigma_{h1} \times h_1$

$= 5{,}333 \text{ kN/m}^2 \times 1{,}9 \text{ m}$

$= 10{,}133 \text{ kN}$

P_{p1} $= \sigma_{h3} \times h_2$

$= 88{,}190 \text{ kN/m}^2 \times 0{,}6 \text{ m}$

$= 52{,}194 \text{ kN}$

Momen yang terjadi adalah gaya horizontal (P) dikali dengan jarak antara titik tangkap bidang ke titik B. Hasil perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) dapat dilihat pada **Tabel 6.43** dan **Tabel 6.44**. Berikut adalah contoh perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) :

M_{a1} $= P_{a1} \times (h_1/2 + h_2)$

$= 10{,}133 \text{ kN} \times (1{,}9/2 + 0{,}6)$

$= 15{,}707 \text{ kNm}$

M_{p1} = P_{p1} x $h_2/2$
= 52,194 kN x 0,6/2
= 15,874 kNm

Tabel 6.43 Rekapitulasi Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Pa (kN)	y (m)	Momen (kNm)
1	10.133	1.550	15.707
2	5.114	1.233	6.307
3	23.750	0.833	19.792
ΣPa	38.998	**ΣM aktif**	41.806

Tabel 6.44 Rekapitulasi Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Pasif

No	Pp (kN)	Jarak (m)	Momen (kNm)
1	52.914	0.3	15.874
2	2.862	0.2	0.572
3	1.800	0.2	0.360
4	1.419	0.200	0.284
5	20.836	0.300	6.251
ΣPp	79.831	**ΣM pasif**	23.341

- **Perhitungan Momen Penahan**

Perencanaan perkuatan timbunan pada tugas akhir ini menggunakan bronjong berukuran 2 m x 1 m x 0,5 m. Rekapitulasi perhitungan bronjong sebagai perkuatan timbunan dapat dilihat pada **Tabel 6.45.**

Tabel 6.45 Perhitungan Momen Penahan

	t (m)	l (m)	γsat batu kali (kN/m^3)	W (kN)	x	Momen (kNm)
M1	0.5	7	25.672	89.852	0.5	44.926
M2	0.5	7	25.672	89.852	0.5	44.926
M3	0.5	7	25.672	89.852	0.5	44.926
M4	0.5	7	25.672	89.852	0.5	44.926
M5	0.5	7	25.672	89.852	0.5	44.926
			ΣV	**449.26**	**ΣMw**	**224.63**

- **Kontrol Terhadap Geser**

FR = (ΣV tan 2/3 Ø) + (0,75 x c x B) + ΣPp
= (449,26 x tan 2/3 x 10) + (0,75 x 37 x 1) +79,831
= 160,092 kN

Ph = ΣPa
= 38,998 kN

FS = $\frac{FR}{Ph}$
= $\frac{160,092}{38,998}$
= 4,105 > 1,5 (OK)

- **Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah**

Diketahui:

Ø = 10
Nc = 8,4
Nγ = 0,5
Nq = 2,5
c = 37 kPa
γt = 18,5 kN/m^2
B = 1 m
q = 16 kN/m^2

q ultimate = (c.Nc) + (γ.D.Nq) + (0,5.$\gamma_{tanahdasar}$.B.Nγ)
= (37 x 8,4) + ((21,19 – 10) x 0,6 x 2,5) + (0,5 x (21,19 – 10) x 1 x 0,5)
= 328,153 kN/m^2

q actual = (ɣtimb x H) + q
= (18,5 kN/m^2 x 1,9 m) + 16 kN/m^2
= 51,150 kN/m^2

Sehingga didapatkan,

SF $= \frac{q_{ultimate}}{q_{actual}}$
$= \frac{328,153}{51,150}$
= 6,415 > 3 (OK)

- **Kontrol Terhadap Guling**

Momen Penahan = 247,971 kN/m^2
Momen Dorong = 41,806 kN/m^2

SF $= \frac{Momen\ Penahan}{Momen\ Pendorong}$
$= \frac{247,971}{41,806}$
= 5,932 > 3 (OK)

6.3 Pemilihan Alternatif Timbunan Oprit

Dalam Tugas Akhir ini, perencanaan timbunan oprit ada dua alternatif yaitu timbunan miring dan timbunan tegak. Pemilihan alternatif perencanaan timbunan oprit adalah berdasarkan total biaya material termurah.

6.3.1 Perhitungan Total Biaya Timbunan Oprit Miring

Perencanaan timbunan oprit miring menggunakan *geotextil*e arah melintang. Total kebutuhan dan biaya material dapat dilihat pada **Tabel 6.46.**

Tabel 6.46 Perhitungan Biaya Timbunan Oprit Miring

No	Item Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan	Harga Total
1	Timbunan	167.72	m3	Rp 250000	Rp 41930000
2	Geotextile	262.3	m2	Rp 17000	Rp 4459100
Total					Rp 46389100

6.3.2 Perhitungan Total Biaya Timbunan Oprit Tegak

Perencanaan timbunan oprit miring menggunakan bronjong berukuran 2 m x 1 m x 0,5 m. Total kebutuhan dan biaya material dapat dilihat pada **Tabel 6.47.**

Tabel 6.47 Perhitungan Biaya Timbunan Oprit Tegak

No	Item Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan	Harga Total
1	Timbunan	122.85	m3	Rp 250000	Rp 30712500
1	Bronjong	37.5	m3	Rp 120000	Rp 4500000
2	Batu Belah	37.5	m3	Rp 271429	Rp 10178588
Total					Rp 45391088

6.3.3 Pemilihan Perencanaan Timbunan

Pada perencanaan Timbunan oprit miring membutuhkan total biaya material Rp 46.489.100. Sedangkan pada perencanaan timbunan oprit tegak membutuhkan total biaya material Rp 45.391.088. Sehingga dalam pemilihan alternatif berdasarkan efisiensi harga atau harga material yang lebih murah, perencanaan **Timbunan Oprit Tegak** dipilih sebagai perkuatan oprit timbunan.

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

BAB VII
PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

7.1 Perencanaan *Sheet Pile* Beton

7.1.1 Perhitungan Ka dan Kp

Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif diperoleh dengan menggunakan persamaan (2.23 dan (2.27) yaitu:

- Lapis 1 (Ø = 12)

Ka = $tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 - \frac{12}{2})$

= 0,656

Kp = $tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 + \frac{12}{2})$

= 1,525

- Lapis 3 (Ø = 9)

Ka = $tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 - \frac{9}{2})$

= 0,729

Kp = $tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 + \frac{9}{2})$

= 1,371

- Lapis 3 (Ø = 8)

Ka = $tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 - \frac{8}{2})$

= 0,756

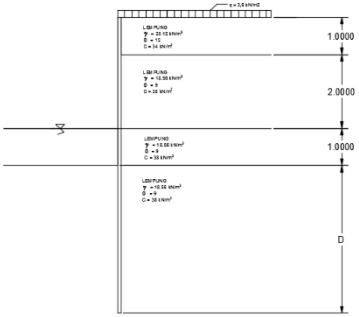
Kp = $tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$

= $tan^2(45 + \frac{8}{2})$

= 1,323

7.1.2 Perhitungan Tegangan Horizontal (σh)

Pada perhitungan tegangan horizontal (σh) kali ini akan dilakukan analisa per titik. Analisa tegangan akan diuraikan berdasarkan jenis beban nya, yaitu tegangan akibat beban tanah (*overburden pressure*), akibat beban air tanah (*water pressure*), dan akbat beban diatas tanah (*surcharge*).



Gambar 7.1. Sketsa perhitungan tegangan horizontal

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mencari nilai σh akibat beban diatas tanah beban tanah, rekap hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 7.1.

c. Tekanan Tanah Aktif:

- Titik 1:

σ_{v1} = q
= 24 kN/m^2

σ_{h1} = σ_{v1} x Ka – 2c$\sqrt{Ka}$
= 24 kN/m^2 x 0,656 – 2 x 15 x $\sqrt{0,656}$
= -8,556 kN/m^2

- Titik 2:

σ_{v2} = q + ɣ x h_1
= 24 kN/m^2 + 20,12 x 1
= 44,12 kN/m^2

σ_{h2} = σ_{v1} x Ka – 2c$\sqrt{Ka}$
= 44,12 kN/m^2 x 0,656 – 2 x 15 x $\sqrt{0,656}$
= 4,638 kN/m^2

d. Tekanan Tanah Pasif

- Titik 7:

σ_{v7} = 0

σ_{h7} = σ_{v7} x Kp + 2c$\sqrt{Kp}$
= 0 kN/m^2 x 1,323 + 2 x 18 x $\sqrt{1,323}$
= 41,413 kN/m^2

- Titik 8:

σ_{v8} = ɣ’ x h_3
= (18,86 – 10) x D
= 8,86D kN/m^2

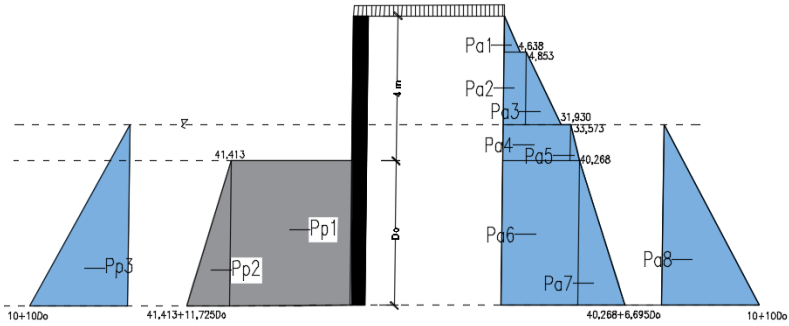
σ_{h8} = σ_{v8} x Kp + 2c$\sqrt{Kp}$
= 8,86D kN/m^2 x 1,323 + 2 x 18 x $\sqrt{1,323}$
= 11,725D + 41,413 kN/m^2

Tabel 7.1 Rekapitulasi Perhitungan σ_h

Aktif								
Titik	σv (kN/m2)				σh (kN/m2)			
1	24				-8.556			
2	44.12				4.638			
3	44.12				4.853			
4	81.24				31.930			
5	81.24				33.573			
6	90.1				40.268			
7	90.1				40.268			
8	90.1	+	8.86	Do	40.268	+	6.695	Do
9	Air				10	+	10	Do
Pasif								
Titik	σv (kN/m2)				σh (kN/m2)			
7	0				41.413			
8	0	+	8.86	Do	41.413	+	11.725	Do
9	Air				10	+	10	Do

7.1.3 Perhitungan Gaya Horizontal (P)

Setelah didapatkan nilai Tegangan Horizontal pada setiap titik, selanjutnya dibuat diagram tegangan untuk mempermudah dalam menghitung gaya horizontal. Diagram tegangan horizontal dapat dilihat pada **Gambar 7.2**.



Gambar 7.2 Diagram tegangan horizontal

Gaya horizontal (P) dapat dicari dengan cara menghitung luasan pada diagram tegangan. Rekapitulasi hasil perhitungan

dapat dilihat pada **Tabel 7.2** dan **Tabel 7.3**. Berikut adalah contoh perhitungan gaya horizontal:

P_{a1} = ½ x σ_{h2} x h1
= ½ x 4,638 x 1
= 2,319 kN

Tabel 7.2 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Horizontal (Aktif)

No	Pa (kN)						
1	2.319	+	0	Do	+	0	Do^2
2	9.706	+	0	Do	+	0	Do^2
3	27.077	+	0	Do	+	0	Do^2
4	33.573	+	0	Do	+	0	Do^2
5	3.348	+	0	Do	+	0	Do^2
6	0.000	+	40.268	Do	+	0	Do^2
7	0.000	+	0	Do	+	8.034	Do^2
8	5	+	10	Do	+	5	Do^2
ΣP aktif	81.022	+	50.268	Do	+	13.034	Do^2

Tabel 7.3 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Horizontal (Pasif)

No	Pp (kN)						
1	0.000	+	41.413	Do	+	0.000	Do^2
2	0.000	+	0.000	Do	+	5.862	Do^2
3	5.000	+	10.000	Do	+	5.000	D^2
ΣP pasif	5.000	+	51.413	Do	+	10.862	D^2

7.1.4 Analisa Kesetimbangan Gaya

Selanjutnya dilakukan analisa kesetimbangan pada gaya – gaya yang bekerja pada turap. Momen yang terjadi adalah gaya horizontal (P) dikali dengan jarak antara titik tangkap bidang ke titik B. Hasil perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) dapat dilihat pada **Tabel 7.4** dan **Tabel 7.5**. Berikut adalah contoh perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) :

M_{a1} = P_{a1} x (1/3 + 3 + Do)
= 2,319 x (1/3 + 3 + Do)
= 7,73 + 2,319Do kNm

Tabel 7.4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Momen (kNm)									
1	7.730	+	2.319	Do	+	0.000	Do^2	+	0.000	Do^3
2	19.412	+	9.706	Do	+	0.000	Do^2	+	0.000	Do^3
3	45.129	+	27.077	Do	+	0.000	Do^2	+	0.000	Do^3
4	16.786	+	33.573	Do	+	0.000	Do^2	+	0.000	Do^3
5	1.116	+	3.348	Do	+	0.000	Do^2	+	0.000	Do^3
6	0.000	+	0.000	Do	+	20.134	Do^2	+	0.000	Do^3
7	0.000	+	0.000	Do	+	0.000	Do^2	+	2.678	Do^3
8	1.667	+	1.667	Do	+	3.333	Do^2	+	1.667	Do^3
ΣM aktif	91.840	+	77.689	D	+	23.467	Do^2	+	4.345	Do^3

Tabel 7.5 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Momen akibat Tekanan Tanah Pasif

No	Momen (kNm)									
1	0.000	+	0.000	Do	+	20.707	Do^2	+	0.000	Do^3
2	0.000	+	0.000	Do	+	0.000	Do^2	+	1.954	Do^3
3	1.667	+	1.667	Do	+	5.000	Do^2	+	1.667	Do^3
ΣM pasif	1.667	+	1.667	Do	+	25.707	Do^2	+	3.621	Do^3

7.1.5 Perhitungan Kedalaman *Sheet pile*

Perencanaan dinding penahan tanah pada struktur bawah jembatan menggunakan *sheet pile* beton tanpa menggunakan angkur. Untuk mendapatkan nilai Do didapatkan dengan rumus berikut:

ΣM total $= \Sigma M$ pasif $- \Sigma M$ aktif

$= (3{,}261Do^3 + 25{,}707Do^2 + 1{,}667Do + 1{,}667) –$

$(4{,}435Do^3 + 23{,}467Do^2 + 77{,}689Do + 91{,}840)$

$= -0{,}724Do^3 + 2{,}239Do^2 – 76{,}022Do – 90{,}173$

$= 0{,}724Do^3 – 2{,}239Do^2 + 76{,}022Do + 90{,}173$

Dalam kondisi seimbang:

ΣM total $= 0$

$0{,}724Do^3 – 2{,}239Do^2 + 76{,}022Do + 90{,}173 = 0$

Dengan *trial and error* maka didapatkan:
Do = 4,22 m
Panjang turap yang masuk kedalam tanah adalah:
D = 1,2 x Do = 1,2 x 4,22 = 5,064 m ≈ 5,1 m
Maka, panjang total turap secara keseluruhan adalah = 4 + 5,1 = 9,1 m.

7.1.6 Perencanaan Profil *Sheet Pile*

Dalam perencanaan ini, digunakan beton dari WIKA Beton. Penentuan ukuran dan geometri profil sheet pile didasarkan pada brosur WIKA Beton.

Berdasarkan perencanaan diatas, didapatkan persamaan berikut ini:

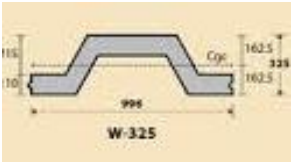
ΣM total = $0{,}724Do^3 - 2{,}239Do^2 + 76{,}022Do + 90{,}173$

Menghitung letak Momen Maksimum yaitu dengan cara mendeferensialkan persamaan momen total diatas terhadap x (D = X)

$$\frac{d\Sigma M\ total}{dx} = 0$$

Maka, didapatkan:
$2{,}172Do^2 - 4{,}479Do + 76{,}022 = 0$
Dengan menggunakan rumus ABC, maka diperoleh nilai x_1 dan x_2 sebagai berikut :
x1 = 1,03 m
x2 = -10,97 m
Maka, momen maksimum yang diperoleh adalah:
ΣM total = $0{,}724Do^3 - 2{,}239Do^2 + 76{,}022Do + 90{,}173$
= $0{,}724 \times 1{,}03^3 - 2{,}239 \times 1{,}03^2 + 76{,}022 \times 1{,}03 + 90{,}173$
= -166,891 kNm
= 166,891 kNm
= 16,689 tonm

Digunakan sheet pile WIKA Beton W-325 Class A
Mp- crack = 19,38 tonm
Mmax = 16,689 tonm < Mp-crack (OK)



Gambar 7.3 Profil sheet pile W-325

7.1.7 Perhitungan Kebutuhan *Sheet Pile*

Perencanaan penahan tanah dibawah jembatan menggunakan *sheet pile* dengan tipe W 325.1000.A. Kebutuhan sheet pile tersebut menentukan jumlah biaya yang dibutuhkan. Hasil perhitungan biaya *sheet pile* dapat dilihat pada **Tabel 7.6**.

Tabel 7.*6* Kebutuhan dan Biaya *Sheet Pile*

No	Type	L (m)	Jumlah		Harga Satuan	Total Biaya
			Batang	m		
1	W 325.1000.A	10	28	280	Rp793.750	Rp222.250.000

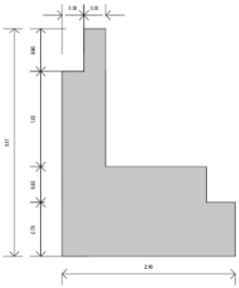
"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

BAB VIII
KESIMPULAN

8.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Perencanaan perkuatan tanah pada timbunan oprit sisi tegak digunakan bronjong; hasil perencanaan sebagai berikut:
   - Bronjong = 37,5 m^3
     Total Biaya = Rp 45.391.088,00
2. Perencanaan perkuatan tanah pada timbunan oprit sisi miring digunakan *geotextile*; hasil perencanaan sebagai berikut:
   - *Geotextile* arah melintang = 262,3 m^2
     Total Biaya = Rp 46.489.100,00
3. Hasil perencanaan yang dipilih pada Tugas Akhir ini adalah oprit dengan Timbunan Tegak karena total biaya material lebih ekonomis timbunan oprit dengan sisi miring.
4. Lama waktu pemampatan tanpa perbaikan tanah pada timbunan oprit miring dan timbunan oprit tegak yaitu 5 tahun dengan besar pemampatan 0,286 m.
5. Hasil perencanaan abutment jembatan dapat dilihat pada Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Perencanaan *abutment*

Penulangan abutment jembatan adalah:

- Pile cap :

Tulangan Lentur X : D25 - 100
Tulangan Lentur Y : D29 - 200

- Back Wall :
  Tulangan Lentur : D19 - 150
  Tulangan Bagi : D16 --225
  Tulangan geser : D10 - 300

6. Perencanaan pondasi tiang pancang dan pondasi sumuran adalah sebagai berikut:
   - Pondasi Tiang Pancang = D50 Kedalaman 18 m
     Total Biaya = Rp 264.000.000,00
   - Pondasi Sumuran = D200 Kedalaman 6 m
     Total Biaya = Rp 249.109.199,00
7. Hasil perencanaan pondasi yang dipilih pada tugas akhir ini adalah pondasi sumuran, dikarenakan total biaya material yang lebih ekonomis.
8. Turap dibawah jembatan digunakan *sheet pile* beton dengan tipe W 325.1000.A dengan kedalaman 9,1 m; turap tidak menggunakan angker karena panjang turap yang masuk kedalam tanah tidak terlalu panjang.

8.2 Saran

Setelah dilakukan perhitungan dan analisa, penulis memberikan saran sebagai berikut:

1. Perencanaan timbunan oprit harus mempertimbangan kondisi sekitar.
2. Pada perencanaan timbunan oprit setelah memperhitungkan biaya material, selanjutnya dapat diperhitungkan biaya pelaksanaan.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional (BSN). *Standar Pembebanan untuk Jembatan* (RSNI T-02-2005)

Badan Standardisasi Nasional (BSN). *Pembebanan untuk Jembatan* (SNI 1725:2016)

Badan Standardisasi Nasional (BSN). *Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa* (RSNI 2833:201X)

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.

Mochtar, Noor Endah. 2012. *Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah*. Surabaya: ITS Press.

Terzaghi, K. and Peck, R. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. *2nd Edition*. New York: John Wiley

Bowles, J.E. 1984. *Physical and Geotechnical Properties of Soils*. New York: McGraw-Hill Education.

Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: ITS Press.

Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dangkal*. Surabaya: ITS Press.

Kurniawan, Dzaky Alpin. 2017. *Perencanaan Dinding Penahan Tanah pada Basement Midtown Point and Ibis Styles Hotel Jakarta.* Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.

Budiarjo, Ridwan. 2018. *Perencanaan Abutment dan Perbaikan Tanah Dasar untuk Oprit Jembatan Tulang Bawang di Jalan Tol Terbanggi Besar – Kayu Agung STA 48 + 450.* Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.

Sille, Bartholomeus Viegas Ndawa. 2014. *Analisa Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dan Pondasi Sumuran pada Proyek Pembangunan Persada Hospital Araya - Malang.* Malang.

Naval Facilities. 1971. *Design Manual: Foundations, and Earth Structures (NACFAC DM-7).* Alexandria: US Department of the Navy.

LAMPIRAN

LAMPIRAN 1
DATA PERENCANAAN

- **Data Tanah :**

CV RUBIKON
Soil Investigation & Land Survey

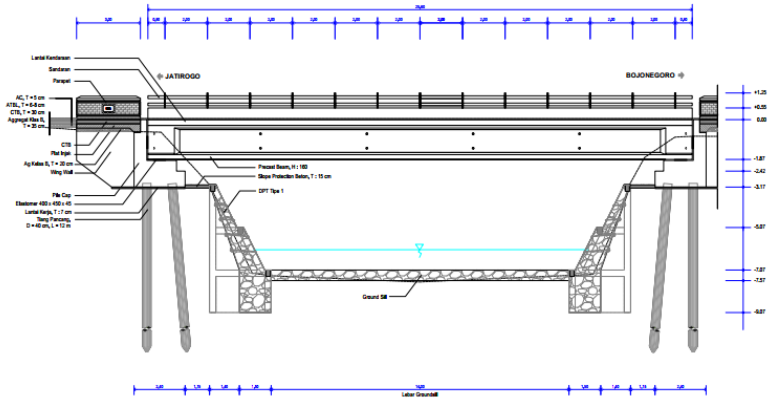
BORE LOG

Bore No. : B-1
Project : Jembatan Ngabungan
Client : -
Location : Ponco - Jatinoga
STA : Km.131 +400
GWL : -
Bagan : -

GPS (UTM) X = 587727
Y = 9225081
Diameter of Bore : 73 mm
Diameter of Casing : 89 mm
Date Start : 21 Maret 2018
Finish : 21 Maret 2018

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 (0-30)
0		0 20 40 60 80							
1			Lanau kelempungan	coklat					
2		8			2.00 - 2.45 m SPT	2 /15	3 /15	5 /15	8
3									
4			Lanau kelempungan berpasir	coklat	4.00 - 4.45 m SPT	3 /15	4 /15	6 /15	10
5		16							
6		29	Lanau kelempungan	abu abu	6.00 - 6.45 m SPT	5 /15	8 /15	12 /15	20
7									
8		34			8.00 - 8.45 m SPT	6 /15	9 /15	15 /15	24
9					9.50 - 10.00 m UDS				
10		37			10.00 - 10.45 m SPT	6 /15	11 /15	16 /15	27
11									
12		37	Lanau kelempungan	abu abu muda	12.00 - 12.45 m SPT	7 /15	12 /15	19 /15	31
13									
14		35			14.00 - 14.45 m SPT	9 /15	15 /15	20 /15	35
15									
16		37			16.00 - 16.45 m SPT	9 /15	15 /15	22 /15	37
17									
18		33			18.00 - 18.45 m SPT	12 /15	15 /15	18 /15	33
19					19.50 - 20.00 m UDS				
20		38			20.00 - 20.45 m SPT	11 /15	17 /15	21 /15	38
21									
22		40			22.00 - 22.45 m SPT	10 /15	19 /15	21 /15	40
23									
24		39			24.00 - 24.45 m SPT	8 /15	16 /15	23 /15	39
25									
26		43			26.00 - 26.45 m SPT	12 /15	20 /15	23 /15	43
27									
28		45			28.00 - 28.45 m SPT	9 /15	21 /15	24 /15	45
29					29.50 - 30.00 m UDS				
30		42			30.00 - 30.45 m SPT	10 /15	18 /15	24 /15	42

- **Potongan Memanjang Jembatan :**



LAMPIRAN 2
BROSUR-BROSUR BAHAN MATERIAL YANG DIPAKAI

- **Spesifikasi *Geotextile* PT. Teknindo Geosistem Unggul**

UnggulTex

POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES

TECHNICAL SPESIFICATIONS

PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
Physical Properties					
Mass	g/m^2	ASTM D 5261-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	0.5	0.6	0.7
Colour	-	-	Black	Black	Black
Mechanical Properties					
Strip Tensile Strength (Wrab/Weft)	kN/m	ASTM D 4595-94	37/35	42/39	52/52
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4595-94	19/18	20/20	20/20
Grap Tensile Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4632-91	1210/1200	1600/1600	1750/1750
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4632-91	14/13	22/22	22/22
Trapezoidal Tear Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4533-91	615/615	700/700	800/800
Hydraulic Properties					
Pore Size O_{90}	µm	ASTM D 4751-95	320	275	250
Water Permeability	$l/m^2/sec$	100 mm water head	28	16	7.5
Environmental Properties					
Effect of soil Alkalinity	-	-	nil	nil	nil
Effect of soil Acidity	-	-	nil	nil	nil
Effect of Bacteria	-	-	nil	nil	nil
Effect of U.V. Light	-	-	Stabilized	Stabilized	Stabilized
Packaging					
Roll Length	m	-	150 - 200	150 - 200	150 - 200
Roll Width	m	-	3 - 4	3 - 4	3 - 4
Roll Area	m^2	-	640 - 760	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m	-	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	kg	-	96 - 114	128 - 152	160 - 190

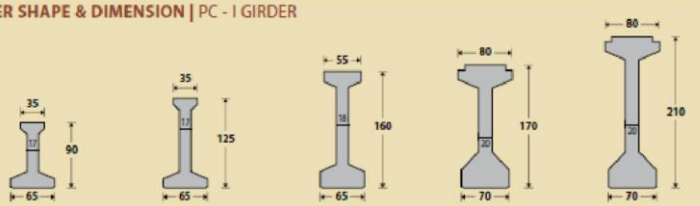
- **Harga Material *Geotextile* PT. Teknindo Geosistem Unggul**

No	Jenis Barang	Nomor seri di brosur	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	
1	Geotekstile non-woven	UNW-150	1	m^2	Rp	10,000.00
		UNW-200	1	m^2	Rp	11,000.00
		UNW-250	1	m^2	Rp	12,500.00
		UNW-300	1	m^2	Rp	13,500.00
		UNW-350	1	m^2	Rp	16,500.00
		UNW-400	1	m^2	Rp	17,500.00
		UNW-450	1	m^2	Rp	21,500.00
		UNW-500	1	m^2	Rp	23,500.00
		UNW-600	1	m^2	Rp	26,500.00
		UNW-700	1	m^2	Rp	33,000.00
2	Geotekstile woven	UW-150	1	m^2	Rp	11,000.00
		UW-200	1	m^2	Rp	12,500.00
		UW-250	1	m^2	Rp	17,000.00
3	PVD	CT-D812	1	m'	Rp	3,500.00
4	PHD	CT-SD100-20	1	m'	Rp	117,000.00
		CT-SD100-30	1	m'		-
5	Geomembrane	Thickness 0.75 mm	1	m^2	Rp	35,000.00
		Thickness 1.0 mm	1	m^2	Rp	45,000.00
		Thickness 1.5 mm	1	m^2	Rp	67,500.00
		Thickness 2.0 mm	1	m^2	Rp	87,500.00
		Thickness 2.5 mm	1	m^2	Rp	110,000.00
		Thickness 3.0 mm	1	m^2	Rp	130,000.00
6	Inclinometer (read out + Standart Tablet + Software)		1	Unit	Rp	132,000,000.00
7	Inclinometer (pipe) L = 24 m *		1	Titik	Rp	42,000,000.00
8	Pneumatik Piezometer (material) 3 Tip (20 m, 15 m, 10m)*		1	Titik	Rp	45,500,000.00
9	Pneumatik Piezometer (read out)		1	Unit	Rp	145,000,000.00
10	Settlement Plate (50 cm x 50 cm x 0.6 cm) Lmax 7.5 m*		1	Titik	Rp	2,500,000.00
11	Waterpass (Auto Level)		1	Unit	Rp	8,000,000.00

Note: * = Harga terpasang

- **Spesifikasi PCI Girder PT. WIKA Beton**

GIRDER SHAPE & DIMENSION | PC - I GIRDER



PCIH-90
Area : 2,572 cm²
Inertia : 2,266,607 cm⁴

PCIH-125
Area : 3,167 cm²
Inertia : 5,496,255 cm⁴

PCIH-160
Area : 4,773 cm²
Inertia : 14,611,104 cm⁴

PCIH-170
Area : 6,695 cm²
Inertia : 23,641,085 cm⁴

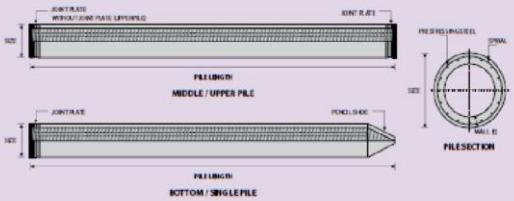
PCIH-210
Area : 7,495 cm²
Inertia : 41,087,033 cm⁴

POST-TENSION PC-I GIRDER SPECIFICATION

Span (m)	PCIH-90cm				PCIH-125cm				PCIH-160cm				PCIH-170cm				PCIH-210cm			
	Beam Spacing / fc'	Beam Support Reaction (kN)			Beam Spacing / fc'	Beam Support Reaction (kN)			Beam Spacing / fc'	Beam Support Reaction (kN)			Beam Spacing / fc'	Beam Support Reaction (kN)			Beam Spacing / fc'	Beam Support Reaction (kN)		
	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult
10	185 / 40	117	179	476																
11	185 / 40	128	187	505																
12	185 / 40	138	196	533																
13	185 / 40	151	204	565																
14	185 / 40	161	212	594																
15	185 / 40	171	221	622																
16	140 / 40	150	173	508	185 / 40	200	229	673												
17					185 / 40	211	237	702												
18					185 / 40	222	245	731												
19					185 / 40	233	254	761												
20					185 / 40	244	262	790												
21					185 / 40	255	270	820												
22					140 / 50	225	211	672	185 / 40	318	279	913								
23					140 / 60	234	217	695	185 / 40	331	287	945								
24									185 / 40	344	295	976								
25									185 / 40	357	304	1008								
26									185 / 40	370	312	1040								
27									185 / 40	383	320	1072								
28									185 / 40	396	329	1104								
29									185 / 40	419	337	1148								
30									140 / 50	369	261	944	185 / 40	432	345	1180				
31									140 / 50	381	264	964	185 / 40	445	349	1204				
32													185 / 40	517	354	1297				
33													185 / 40	532	358	1324				
34													185 / 40	546	362	1350				
35													185 / 50	561	366	1377	185 / 40	607	366	1432
36													185 / 60	576	370	1403	185 / 40	623	370	1460
37													185 / 60	591	374	1429	185 / 40	639	374	1487
38													185 / 60	606	378	1456	185 / 40	655	378	1515
39													140 / 60	589	289	1265	185 / 40	671	382	1542
40													140 / 60	603	292	1289	185 / 50	686	386	1570
41													140 / 60	620	297	1318	185 / 50	705	392	1604
42																	185 / 50	721	396	1632
43																	185 / 50	750	400	1675
44																	185 / 60	766	404	1703
45																	185 / 60	782	408	1730
46																	140 / 60	700	312	1446
47																	140 / 60	714	315	1469
48																	140 / 60	728	318	1493
49																	140 / 60	742	322	1516
50																	140 / 70	756	325	1540

- **Spesifikasi Tiang Pancang PT. 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	413.00	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*

- **Spesifikasi *Sheet Pile* PT. WIKA Beton**

SHEET PILES

PC SHEET PILES

WIKA CLT

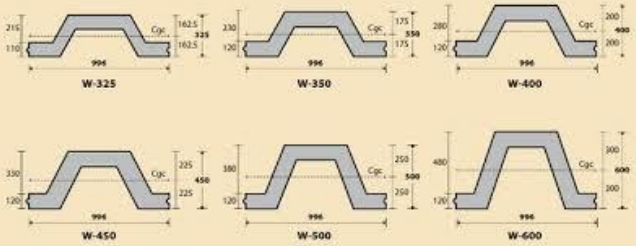
DESCRIPTION

Type of Sheet Piles	CPC Sheet Piles	: Corrugated Prestressed Concrete Sheet Piles
	FPC Sheet Piles	: Flat Prestressed Concrete Sheet Piles
	FRC Sheet Piles	: Flat Reinforced Concrete Sheet Piles
Method of Installation	Dynamic Pile Driving :	
	1. Vibro Hammer (corrugated type) + Water Jet (special requirement)	
	2. Diesel Hammer (flat type)	

DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	JIS A 5326 - 1988	Prestressed Concrete Sheet Piles
	JIS A 5325 - 1981	Reinforced Concrete Sheet Piles
	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	JIS A 5326 - 1988	Prestressed Concrete Sheet Piles
	JIS A 5325 - 1981	Reinforced Concrete Sheet Piles
	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

PRODUCT SHAPE & SPECIFICATION | CORRUGATED PRESTRESSED CONCRETE SHEET PILES



CPC SHEET PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strenght f'c = 62 MPa (Cube 700 kg/cm²)

Type	Width (mm)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Moment (ton.m) Crack	Moment (ton.m) Break	Allow. Service Moment (ton.m) Temporary	Allow. Service Moment (ton.m) Permanent	Length* (m)
W-325	996	1,315	134,264	329	A	11.40	22.80	10.07	6.74	8 - 15
					B	13.30	26.60	11.97	8.64	8 - 16
W-350	996	1,468	169,432	368	A	15.60	31.20	14.04	10.14	9 - 17
					B	17.00	34.00	15.44	11.54	10 - 18
W-400	996	1,598	248,691	400	A	20.10	40.20	18.10	13.08	10 - 18
					B	23.40	46.80	21.40	16.38	11 - 20
W-450	996	1,835	353,363	459	A	26.90	53.80	24.37	18.04	11 - 20
					B	30.70	61.40	28.17	21.84	12 - 21
W-500	996	1,818	462,373	455	A	35.20	70.40	32.22	24.76	12 - 22
					B	40.40	80.80	37.42	29.96	13 - 24
W-600	996	2,078	765,907	520	A	50.60	101.20	46.48	36.19	14 - 25
					B	59.60	119.20	55.48	45.19	15 - 27

*Note : * Length of Concrete Corrugated Sheet Piles may exceed usual standard whenever lifted in certain position*

January - 2015

- **Harga Tiang Pancang**

PT. GEMILAN BETON PRECAST

SPUN CONCRETE PILE

Kami perusahaan pembuat tiang pacang bulat pratekan.
Produk tiang pancang bulat (Spun Pile) dari ukuran diameter 30cm, 35cm, 40cm, 45cm, 50cm, & 60cm dengan Concrete Strength K-600, saat ini memiliki stock ribuan batang dengan berbagai ukuran, & harga bersaing, kualitas terjamin.Adapun variasi panjang tiang pancang adalah 12 m, 10 m, 9 m and 6 m.

SPESIFIKASI DAN HARGA

1. Spesifikasi Harga
Diameter : 30cm,
Panjang : 6m/8m
Harga : Rp 3.000.000 / Batang

2. Spesifikasi Harga
Diameter : 40cm
Panjang : 9m/10m
Harga : Rp 3.800.000 / Batang

3. Spesifikasi Harga
Diameter : 50cm
Panjang : 12m/14m
Harga : Rp 5.500.000 / Batang

4. Spesifikasi Harga
Diameter : 60cm
Panjang : 15m/16m
Harga : Rp 6.700.000 / Batang

- **Harga Bronjong**

JUAL BRONJONG

No	Bingkai	Anyam	Volume	Rongga/Mesh	Unit/Pc	Harga
1	3.4 mm	2.7 mm	2 x 1 x 0,5 m^3	18 x 20 cm	1	80000
2	3.4 mm	2,7 mm	2 x 1 x 0,5 m^3	10 x 12 cm	1	160000
3	3.4 mm	2,7 mm	2 x 1 x 0,5 m^3	12 x 14 cm	1	135000
4	3.4 mm	2,7 mm	2 x 1 x 0,5 m^3	13 x 15 cm	1	120000
5	3.4 mm	2,7 mm	2 x 1 x 0,5 m^3	15 x 17 cm	1	110000
6	3.4 mm	2,7 mm	2 x 1 x 0,5 m^3	17 x 20 cm	1	90000

Alamat Workshop : Jl.KH Zakaria No 82 (Kampus II Darussalam Ciamis) Tlp/Fax (0265)2751427 Ciamis Jawa Barat

- **Harga Pasangan Batu Kali**

- **Harga *Sheet Pile***

TYPE	SATUAN	HARGA
CCSP W.325.1000 Kelas A	M^1	Rp. 793.750,-
CCSP W.325.1000 Kelas B	M^1	Rp. 831.250,-
CCSP W.350.1000 Kelas A	M^1	Rp. 884.400,-
CCSP W.350.1000 Kelas B	M^1	Rp. 960.000,-
CCSP W.400.1000 Kelas A	M^1	Rp. 977.500,-
CCSP W.400.1000 Kelas B	M^1	Rp. 1.072.500,-
CCSP W.450.1000 Kelas A	M^1	Rp. 1.135.000,-
CCSP W.450.1000 Kelas B	M^1	Rp. 1.217.500,-
CCSP W.500.1000 Kelas A	M^1	Rp. 1.221.250,-
CCSP W.500.1000 Kelas B	M^1	Rp. 1.337.500,-
CCSP W.600.1000 Kelas A	M^1	Rp. 1.425.000,-
CCSP W.600.1000 Kelas B	M^1	Rp. 1.621.250,-

LAMPIRAN 3
ANALISA DATA TANAH

Kedalaman	NSPT	γd (t/m3)	γsat (t/m3)	e	Gs	Wc (%)	LL (%)	PL (%)	IP(%)	Cu (kPa)	Cc	Cs	Cv
0-2 m	8	1.800	1.950	0.625	2.631	23.740	72.440	28.430	44.010	27.500	0.355	0.044	0.00085
2-4 m	10	1.800	1.950	0.816	2.645	30.850	72.380	29.180	43.200	17.000	0.391	0.049	0.00085
4-6 m	20	1.335	1.856	1.020	2.613	39.020	82.460	36.090	46.370	19.000	0.500	0.063	0.00065
6-8 m	24	1.394	1.886	0.924	2.618	35.300	80.370	34.110	46.260	20.000	0.463	0.058	0.00069
8-10 m	27	1.386	1.865	0.908	2.627	34.570	76.850	33.240	45.410	18.000	0.438	0.055	0.00076
10-12 m	31	1.381	1.855	0.900	2.622	34.310	78.290	33.070	45.220	19.500	0.445	0.056	0.00073
12-14 m	35	1.319	1.837	1.036	2.636	39.300	80.580	36.320	44.260	17.500	0.493	0.062	0.00069
14-16 m	37	1.328	1.819	0.978	2.643	37.000	79.500	36.270	43.230	16.500	0.471	0.059	0.00071
16-18 m	33	1.198	1.742	1.202	2.647	45.430	79.490	37.090	42.400	15.000	0.535	0.067	0.00071
18-20 m	38	1.319	1.820	1.016	2.672	38.010	74.550	35.360	39.190	13.000	0.451	0.056	0.00081
20-22 m	40	1.334	1.823	0.978	2.667	36.660	75.500	35.320	40.180	14.000	0.447	0.056	0.00079
22-24 m	39	1.343	1.807	0.916	2.651	34.570	74.310	32.130	42.180	15.500	0.425	0.053	0.00081
24-26 m	43	1.476	1.915	0.795	2.676	29.710	68.420	30.110	38.310	12.500	0.363	0.045	0.00093
26-28 m	45	1.331	1.781	0.899	2.662	33.780	71.390	31.090	40.300	3.500	0.403	0.050	0.00087
28-30 m	42	1.412	1.866	0.854	2.656	32.160	71.590	30.240	41.350	14.500	0.394	0.049	0.00087

LAMPIRAN 4
KOMBINASI PEMBEBANAN ABUTMENT JEMBATAN

- **Rekap Beban Kerja**

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Beban	Kode	P (kN)	Ix (kN)	Iy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	AKSI TETAP						
1	Berat Sendiri	MS	3685.527				-3517.285
2	Beban mati tambahan	MA	253.568				
B	EBAN LALU LINTAS						
3	beban Lajur D	TD	1286.600				
4	Beban Rem	TB			112.500		559.125
C	AKSI LINGKUNGAN						
5	Beban Angin	EW		96.077		392.394	
6	Beban Gempa (x)	EQ		1575.638		3964.176	
	Beban Gempa (y)	EQ			1575.638		3964.176

- **Rekap Kombinasi Beban**

No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebiha	P (kN)	TY (kN)	TX (kN)	MY (kNm)	MX (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	5225.695	112.500	0.000	-2958.160	0.000
2	Kombinasi 2	25%	5225.695	112.500	0.000	-2958.160	0.000
3	Kombinasi 3	25%	5225.695	112.500	96.077	-2958.160	392.394
4	Kombinasi 4	40%	5225.695	112.500	96.077	-2958.160	392.394
5	Kombinasi 5A	50%	3939.095	1575.638	0.000	1006.016	0.000
	Kombinasi 5B	50%	3939.095	0.000	1575.638	0.000	3964.176
	Kombinasi 5C	30%	5120.823	1575.638	472.691	1006.016	1189.253
	Kombinasi 5D	30%	5120.823	472.691	1575.638	301.805	3964.176
6	Kombinasi 6	30%	3939.095	0.000	0.000	-3517.285	0.000
7	Kombinasi 7	30%	5225.695	112.500	0.000	-2958.160	0.000

LAMPIRAN 5
PERHITUNGAN DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG

- **Tiang Pancang D40**

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Cn	K (ton/m2)	Koreksi terhadap MAT			N rata- rata	N rata rata	Qp	Qs	QL ton	Pijin t/m2
(m)			t/m3	t/m2			N1 (Terzaghi	N1 (Seed)	N1 Pakai	Np	Ns	ton	ton		
2.00	8.00	Lempung	1.95	1.90	1.22	20	8.00	9.78	8.00	8.80	8.00	22.12	9.22	31.33	10.444
2.50	8.50	Lempung	1.95	2.38	1.21	20	8.50	10.31	8.50	9.42	8.25	23.67	11.78	35.45	11.816
3.00	9.00	Lempung	1.95	2.85	1.20	20	9.00	10.82	9.00	10.21	8.50	25.67	14.45	40.12	13.374
3.50	8.50	Lempung	1.95	3.33	1.19	20	8.50	10.13	8.50	10.97	8.50	27.57	16.86	44.43	14.809
4.00	10.00	Lempung	1.95	3.80	1.18	20	10.00	11.82	10.00	11.69	8.80	29.39	19.77	49.16	16.387
4.50	12.50	Lempung	1.86	4.23	1.17	25	12.50	14.66	12.50	12.81	9.42	40.23	23.40	63.63	21.212
5.00	15.00	Lempung	1.86	4.66	1.16	25	15.00	17.45	15.00	13.92	10.21	43.72	27.68	71.40	23.799
5.50	17.50	Lempung	1.86	5.08	1.15	25	16.25	20.20	16.25	15.03	11.13	47.21	32.54	79.75	26.584
6.00	20.00	Lempung	1.86	5.51	1.15	25	17.50	22.90	17.50	16.25	12.11	51.05	37.98	89.03	29.676
6.50	21.00	Lempung	1.89	5.95	1.14	20	18.00	23.85	18.00	17.35	13.00	43.60	43.56	87.16	29.054
7.00	22.00	Lempung	1.89	6.40	1.13	20	18.50	24.78	18.50	18.21	13.82	45.76	49.31	95.08	31.692
7.50	23.00	Lempung	1.89	6.84	1.12	20	19.00	25.68	19.00	18.83	14.58	47.33	55.24	102.57	34.191
8.00	24.00	Lempung	1.89	7.28	1.11	20	19.50	26.57	19.50	19.36	15.31	48.66	61.35	110.01	36.670
8.50	24.75	Lempung	1.87	7.72	1.10	20	19.88	27.17	19.88	19.81	15.98	49.78	67.59	117.36	39.121
9.00	25.50	Lempung	1.87	8.15	1.09	20	20.25	27.76	20.25	20.25	16.62	50.89	73.95	124.85	41.616
9.50	26.25	Lempung	1.87	8.58	1.08	20	20.63	28.33	20.63	20.69	17.22	52.01	80.46	132.47	44.156
10.00	27.00	Lempung	1.87	9.01	1.07	20	21.00	28.89	21.00	21.14	17.79	53.13	87.10	140.23	46.743
10.50	28.00	Lempung	1.85	9.44	1.06	20	21.50	29.70	21.50	21.58	18.36	54.24	93.95	148.20	49.399
11.00	29.00	Lempung	1.85	9.87	1.05	20	22.00	30.49	22.00	22.04	18.92	55.40	101.00	156.40	52.134
11.50	30.00	Lempung	1.85	10.30	1.04	20	22.50	31.27	22.50	22.51	19.48	56.58	108.26	164.85	54.949
12.00	31.00	Lempung	1.85	10.72	1.03	20	23.00	32.03	23.00	23.00	20.02	57.81	115.73	173.54	57.845
12.50	32.00	Lempung	1.84	11.14	1.02	20	23.50	32.77	23.50	23.47	20.57	58.99	123.40	182.39	60.798
13.00	33.00	Lempung	1.84	11.56	1.02	20	24.00	33.50	24.00	23.92	21.11	60.11	131.28	191.39	63.797
13.50	34.00	Lempung	1.84	11.98	1.01	20	24.50	34.21	24.50	24.33	21.65	61.16	139.37	200.53	66.842
14.00	35.00	Lempung	1.84	12.40	1.00	20	25.00	34.90	25.00	24.72	22.18	62.13	147.66	209.80	69.932
14.50	35.50	Lempung	1.82	12.81	0.99	20	25.25	35.09	25.25	25.00	22.69	62.83	156.05	218.88	72.960
15.00	36.00	Lempung	1.82	13.22	0.98	20	25.50	35.26	25.50	25.17	23.19	63.25	164.53	227.78	75.926

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Cn	K (ton/m2)	Koreksi terhadap MAT			N rata- rata	N rata rata	Qp	Qs	QL ton	Pijin t/m2
(m)			t/m3	t/m2			N1 (Terzaghi	N1 (Seed)	N1 Pakai	Np	Ns	ton	ton		
15.50	36.50	Lempung	1.82	14.30	0.96	20	25.75	34.91	25.75	25.22	23.66	63.39	173.10	236.49	78.829
16.00	37.00	Lempung	1.82	14.71	0.95	20	26.00	35.06	26.00	25.17	24.12	63.25	181.76	245.02	81.672
16.50	36.00	Lempung	1.74	15.08	0.94	20	25.50	33.82	25.50	25.13	24.52	63.15	190.18	253.33	84.443
17.00	35.00	Lempung	1.74	15.45	0.93	20	25.00	32.60	25.00	25.13	24.85	63.15	198.35	261.50	87.166
17.50	34.00	Lempung	1.74	15.82	0.92	20	24.50	31.40	24.50	25.17	25.14	63.25	206.28	269.53	89.844
18.00	33.00	Lempung	1.74	16.19	0.92	20	24.00	30.21	24.00	25.25	25.38	63.46	213.97	277.43	92.477
18.50	34.25	Lempung	1.82	16.60	0.91	20	24.63	31.06	24.63	25.33	25.64	63.67	221.94	285.61	95.202
19.00	35.50	Lempung	1.82	17.01	0.90	20	25.25	31.88	25.25	25.50	25.92	64.09	230.18	294.27	98.089
19.50	36.75	Lempung	1.82	17.42	0.89	20	25.88	32.68	25.88	25.75	26.22	64.72	238.69	303.41	101.136
20.00	38.00	Lempung	1.82	17.83	0.88	20	26.50	33.45	26.50	26.08	26.54	65.55	247.48	313.03	104.344
20.50	38.50	Lempung	1.82	18.24	0.87	20	26.75	33.55	26.75	26.46	26.86	66.50	256.37	322.86	107.622
21.00	39.00	Lempung	1.82	18.65	0.86	20	27.00	33.64	27.00	26.75	27.17	67.23	265.36	332.59	110.863
21.50	39.50	Lempung	1.82	19.07	0.85	20	27.25	33.72	27.25	26.96	27.48	67.75	274.45	342.21	114.069
22.00	40.00	Lempung	1.82	19.48	0.84	20	27.50	33.80	27.50	27.08	27.78	68.07	283.65	351.72	117.240
22.50	39.75	Lempung	1.81	19.88	0.84	20	27.38	33.24	27.38	27.19	28.07	68.35	292.79	361.13	120.377
23.00	39.50	Lempung	1.81	20.28	0.83	20	27.25	32.69	27.25	27.33	28.33	68.70	301.85	370.55	123.517
23.50	39.25	Lempung	1.81	20.69	0.82	20	27.13	32.14	27.13	27.50	28.58	69.12	310.86	379.97	126.658
24.00	39.00	Lempung	1.81	21.09	0.81	20	27.00	31.60	27.00	27.69	28.81	69.60	319.80	389.40	129.801
24.50	40.00	Lempung	1.91	21.55	0.80	20	27.50	32.02	27.50	27.89	29.05	70.09	328.96	399.05	133.017
25.00	41.00	Lempung	1.91	22.01	0.79	20	28.00	32.41	28.00	28.13	29.31	70.69	338.33	409.02	136.340
25.50	42.00	Lempung	1.91	22.46	0.78	20	28.50	32.79	28.50	28.40	29.57	71.38	347.92	419.31	139.770
26.00	43.00	Lempung	1.91	22.92	0.77	20	29.00	33.15	29.00	28.72	29.85	72.19	357.73	429.92	143.306
26.50	43.50	Lempung	1.78	23.31	0.76	20	29.25	33.17	29.25	29.01	30.12	72.92	367.64	440.56	146.854
27.00	44.00	Lempung	1.78	23.70	0.75	20	29.50	33.18	29.50	29.21	30.39	73.41	377.66	451.06	150.355
27.50	44.50	Lempung	1.78	24.09	0.75	20	29.75	33.18	29.75	29.31	30.66	73.65	387.78	461.43	153.809
28.00	45.00	Lempung	1.78	24.48	0.74	20	30.00	33.18	30.00	29.31	30.93	73.65	398.00	471.65	157.217
28.50	44.25	Lempung	1.87	24.92	0.73	20	29.63	32.21	29.63	29.34	31.18	73.75	408.05	481.80	160.599
29.00	43.50	Lempung	1.87	25.35	0.72	20	29.25	31.26	29.25	29.36	31.40	73.78	417.93	491.71	163.904
29.50	42.75	Lempung	1.87	25.78	0.71	20	28.88	30.33	28.88	29.33	31.61	73.72	427.64	501.36	167.120
30.00	42.00	Lempung	1.87	26.21	0.70	20	28.50	29.40	28.50	29.25	31.79	73.51	437.18	510.69	170.230

- **Tiang Pancang D50**

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Cn	K (ton/m2)	Koreksi terhadap MAT			N rata- rata	N rata rata	Qp	Qs	QL ton	Pijin t/m2
(m)			t/m3	t/m2			N1 (Terzaghi	N1 (Seed)	N1 Pakai	Np	Ns	ton	ton		
2.00	8.00	Lempung	1.95	1.90	1.22	20	8.00	9.78	8.00	8.80	8.00	34.56	11.52	46.08	15.359
2.50	8.50	Lempung	1.95	2.38	1.21	20	8.50	10.31	8.50	9.42	8.25	36.98	14.73	51.71	17.235
3.00	9.00	Lempung	1.95	2.85	1.20	20	9.00	10.82	9.00	10.21	8.50	40.11	18.06	58.18	19.392
3.50	8.50	Lempung	1.95	3.33	1.19	20	8.50	10.13	8.50	10.97	8.50	43.07	21.07	64.15	21.383
4.00	10.00	Lempung	1.95	3.80	1.18	20	10.00	11.82	10.00	11.69	8.80	45.92	24.71	70.64	23.546
4.50	12.50	Lempung	1.86	4.23	1.17	25	12.50	14.66	12.50	12.81	9.42	62.86	29.26	92.12	30.705
5.00	15.00	Lempung	1.86	4.66	1.16	25	15.00	17.45	15.00	13.92	10.21	68.31	34.59	102.91	34.303
5.50	17.50	Lempung	1.86	5.08	1.15	25	16.25	20.20	16.25	15.03	11.13	73.77	40.68	114.44	38.148
6.00	20.00	Lempung	1.86	5.51	1.15	25	17.50	22.90	17.50	16.25	12.11	79.77	47.47	127.24	42.413
6.50	21.00	Lempung	1.89	5.95	1.14	20	18.00	23.85	18.00	17.35	13.00	68.12	54.45	122.58	40.859
7.00	22.00	Lempung	1.89	6.40	1.13	20	18.50	24.78	18.50	18.21	13.82	71.50	61.64	133.15	44.382
7.50	23.00	Lempung	1.89	6.84	1.12	20	19.00	25.68	19.00	18.83	14.58	73.96	69.05	143.01	47.669
8.00	24.00	Lempung	1.89	7.28	1.11	20	19.50	26.57	19.50	19.36	15.31	76.03	76.69	152.72	50.906
8.50	24.75	Lempung	1.87	7.72	1.10	20	19.88	27.17	19.88	19.81	15.98	77.78	84.48	162.26	54.086
9.00	25.50	Lempung	1.87	8.15	1.09	20	20.25	27.76	20.25	20.25	16.62	79.52	92.44	171.96	57.321
9.50	26.25	Lempung	1.87	8.58	1.08	20	20.63	28.33	20.63	20.69	17.22	81.27	100.57	181.84	60.613
10.00	27.00	Lempung	1.87	9.01	1.07	20	21.00	28.89	21.00	21.14	17.79	83.01	108.88	191.89	63.963
10.50	28.00	Lempung	1.85	9.44	1.06	20	21.50	29.70	21.50	21.58	18.36	84.76	117.44	202.20	67.399
11.00	29.00	Lempung	1.85	9.87	1.05	20	22.00	30.49	22.00	22.04	18.92	86.56	126.26	212.81	70.938
11.50	30.00	Lempung	1.85	10.30	1.04	20	22.50	31.27	22.50	22.51	19.48	88.41	135.33	223.74	74.581
12.00	31.00	Lempung	1.85	10.72	1.03	20	23.00	32.03	23.00	23.00	20.02	90.32	144.66	234.98	78.328
12.50	32.00	Lempung	1.84	11.14	1.02	20	23.50	32.77	23.50	23.47	20.57	92.18	154.25	246.43	82.143
13.00	33.00	Lempung	1.84	11.56	1.02	20	24.00	33.50	24.00	23.92	21.11	93.92	164.10	258.02	86.008
13.50	34.00	Lempung	1.84	11.98	1.01	20	24.50	34.21	24.50	24.33	21.65	95.56	174.21	269.77	89.923
14.00	35.00	Lempung	1.84	12.40	1.00	20	25.00	34.90	25.00	24.72	22.18	97.08	184.58	281.66	93.888
14.50	35.50	Lempung	1.82	12.81	0.99	20	25.25	35.09	25.25	25.00	22.69	98.17	195.06	293.24	97.745
15.00	36.00	Lempung	1.82	13.22	0.98	20	25.50	35.26	25.50	25.17	23.19	98.83	205.66	304.49	101.496

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Cn	K (ton/m2)	Koreksi terhadap MAT			N rata- rata	N rata rata	Qp	Qs	QL ton	Pijin t/m2
(m)			t/m3	t/m2			N1 (Terzaghi)	N1 (Seed)	N1 Pakai	Np	Ns	ton	ton		
15.50	36.50	Lempung	1.82	14.30	0.96	20	25.75	34.91	25.75	25.22	23.66	99.05	216.37	315.42	105.140
16.00	37.00	Lempung	1.82	14.71	0.95	20	26.00	35.06	26.00	25.17	24.12	98.83	227.21	326.04	108.678
16.50	36.00	Lempung	1.74	15.08	0.94	20	25.50	33.82	25.50	25.13	24.52	98.67	237.73	336.39	112.131
17.00	35.00	Lempung	1.74	15.45	0.93	20	25.00	32.60	25.00	25.13	24.85	98.67	247.94	346.61	115.536
17.50	34.00	Lempung	1.74	15.82	0.92	20	24.50	31.40	24.50	25.17	25.14	98.83	257.85	356.68	118.894
18.00	33.00	Lempung	1.74	16.19	0.92	20	24.00	30.21	24.00	25.25	25.38	99.16	267.46	366.62	122.207
18.50	34.25	Lempung	1.82	16.60	0.91	20	24.63	31.06	24.63	25.33	25.64	99.48	277.42	376.90	125.635
19.00	35.50	Lempung	1.82	17.01	0.90	20	25.25	31.88	25.25	25.50	25.92	100.14	287.72	387.86	129.287
19.50	36.75	Lempung	1.82	17.42	0.89	20	25.88	32.68	25.88	25.75	26.22	101.12	298.36	399.48	133.161
20.00	38.00	Lempung	1.82	17.83	0.88	20	26.50	33.45	26.50	26.08	26.54	102.43	309.35	411.78	137.259
20.50	38.50	Lempung	1.82	18.24	0.87	20	26.75	33.55	26.75	26.46	26.86	103.90	320.46	424.36	141.454
21.00	39.00	Lempung	1.82	18.65	0.86	20	27.00	33.64	27.00	26.75	27.17	105.05	331.70	436.75	145.582
21.50	39.50	Lempung	1.82	19.07	0.85	20	27.25	33.72	27.25	26.96	27.48	105.87	343.07	448.93	149.645
22.00	40.00	Lempung	1.82	19.48	0.84	20	27.50	33.80	27.50	27.08	27.78	106.36	354.57	460.92	153.641
22.50	39.75	Lempung	1.81	19.88	0.84	20	27.38	33.24	27.38	27.19	28.07	106.79	365.98	472.77	157.591
23.00	39.50	Lempung	1.81	20.28	0.83	20	27.25	32.69	27.25	27.33	28.33	107.34	377.32	484.65	161.552
23.50	39.25	Lempung	1.81	20.69	0.82	20	27.13	32.14	27.13	27.50	28.58	107.99	388.57	496.57	165.522
24.00	39.00	Lempung	1.81	21.09	0.81	20	27.00	31.60	27.00	27.69	28.81	108.76	399.75	508.51	169.502
24.50	40.00	Lempung	1.91	21.55	0.80	20	27.50	32.02	27.50	27.89	29.05	109.52	411.20	520.72	173.573
25.00	41.00	Lempung	1.91	22.01	0.79	20	28.00	32.41	28.00	28.13	29.31	110.45	422.92	533.36	177.788
25.50	42.00	Lempung	1.91	22.46	0.78	20	28.50	32.79	28.50	28.40	29.57	111.54	434.91	546.44	182.148
26.00	43.00	Lempung	1.91	22.92	0.77	20	29.00	33.15	29.00	28.72	29.85	112.79	447.16	559.96	186.652
26.50	43.50	Lempung	1.78	23.31	0.76	20	29.25	33.17	29.25	29.01	30.12	113.94	459.55	573.49	191.163
27.00	44.00	Lempung	1.78	23.70	0.75	20	29.50	33.18	29.50	29.21	30.39	114.70	472.07	586.77	195.590
27.50	44.50	Lempung	1.78	24.09	0.75	20	29.75	33.18	29.75	29.31	30.66	115.08	484.72	599.80	199.934
28.00	45.00	Lempung	1.78	24.48	0.74	20	30.00	33.18	30.00	29.31	30.93	115.08	497.50	612.58	204.194
28.50	44.25	Lempung	1.87	24.92	0.73	20	29.63	32.21	29.63	29.34	31.18	115.23	510.06	625.29	208.431
29.00	43.50	Lempung	1.87	25.35	0.72	20	29.25	31.26	29.25	29.36	31.40	115.29	522.41	637.70	212.565
29.50	42.75	Lempung	1.87	25.78	0.71	20	28.88	30.33	28.88	29.33	31.61	115.19	534.55	649.74	216.580
30.00	42.00	Lempung	1.87	26.21	0.70	20	28.50	29.40	28.50	29.25	31.79	114.86	546.47	661.34	220.445

- **Tiang Pancang D60**

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Cn	K (ton/m2)	Koreksi terhadap MAT			N rata- rata	N rata rata	Qp	Qs	QL ton	Pijin t/m2
(m)			t/m3	t/m2			N1 (Terzaghi)	N1 (Seed)	N1 Pakai	Np	Ns	ton	ton		
2.00	8.00	Lempung	1.95	1.90	1.22	20	8.00	9.78	8.00	8.80	8.00	49.76	13.82	63.59	21.195
2.50	8.50	Lempung	1.95	2.38	1.21	20	8.50	10.31	8.50	9.42	8.25	53.25	17.67	70.92	23.640
3.00	9.00	Lempung	1.95	2.85	1.20	20	9.00	10.82	9.00	10.21	8.50	57.76	21.68	79.44	26.479
3.50	8.50	Lempung	1.95	3.33	1.19	20	8.50	10.13	8.50	10.97	8.50	62.03	25.29	87.32	29.106
4.00	10.00	Lempung	1.95	3.80	1.18	20	10.00	11.82	10.00	11.69	8.80	66.13	29.66	95.79	31.929
4.50	12.50	Lempung	1.86	4.23	1.17	25	12.50	14.66	12.50	12.81	9.42	90.52	35.11	125.62	41.875
5.00	15.00	Lempung	1.86	4.66	1.16	25	15.00	17.45	15.00	13.92	10.21	98.37	41.51	139.89	46.628
5.50	17.50	Lempung	1.86	5.08	1.15	25	16.25	20.20	16.25	15.03	11.13	106.23	48.81	155.04	51.679
6.00	20.00	Lempung	1.86	5.51	1.15	25	17.50	22.90	17.50	16.25	12.11	114.86	56.97	171.83	57.277
6.50	21.00	Lempung	1.89	5.95	1.14	20	18.00	23.85	18.00	17.35	13.00	98.10	65.35	163.44	54.480
7.00	22.00	Lempung	1.89	6.40	1.13	20	18.50	24.78	18.50	18.21	13.82	102.97	73.97	176.94	58.979
7.50	23.00	Lempung	1.89	6.84	1.12	20	19.00	25.68	19.00	18.83	14.58	106.50	82.86	189.36	63.120
8.00	24.00	Lempung	1.89	7.28	1.11	20	19.50	26.57	19.50	19.36	15.31	109.48	92.02	201.51	67.170
8.50	24.75	Lempung	1.87	7.72	1.10	20	19.88	27.17	19.88	19.81	15.98	112.00	101.38	213.38	71.125
9.00	25.50	Lempung	1.87	8.15	1.09	20	20.25	27.76	20.25	20.25	16.62	114.51	110.93	225.44	75.147
9.50	26.25	Lempung	1.87	8.58	1.08	20	20.63	28.33	20.63	20.69	17.22	117.02	120.69	237.71	79.237
10.00	27.00	Lempung	1.87	9.01	1.07	20	21.00	28.89	21.00	21.14	17.79	119.54	130.65	250.19	83.397
10.50	28.00	Lempung	1.85	9.44	1.06	20	21.50	29.70	21.50	21.58	18.36	122.05	140.93	262.98	87.659
11.00	29.00	Lempung	1.85	9.87	1.05	20	22.00	30.49	22.00	22.04	18.92	124.64	151.51	276.15	92.050
11.50	30.00	Lempung	1.85	10.30	1.04	20	22.50	31.27	22.50	22.51	19.48	127.31	162.40	289.71	96.570
12.00	31.00	Lempung	1.85	10.72	1.03	20	23.00	32.03	23.00	23.00	20.02	130.06	173.60	303.66	101.219
12.50	32.00	Lempung	1.84	11.14	1.02	20	23.50	32.77	23.50	23.47	20.57	132.73	185.10	317.84	105.945
13.00	33.00	Lempung	1.84	11.56	1.02	20	24.00	33.50	24.00	23.92	21.11	135.25	196.92	332.17	110.723
13.50	34.00	Lempung	1.84	11.98	1.01	20	24.50	34.21	24.50	24.33	21.65	137.60	209.05	346.66	115.552
14.00	35.00	Lempung	1.84	12.40	1.00	20	25.00	34.90	25.00	24.72	22.18	139.80	221.49	361.30	120.432
14.50	35.50	Lempung	1.82	12.81	0.99	20	25.25	35.09	25.25	25.00	22.69	141.37	234.07	375.44	125.148
15.00	36.00	Lempung	1.82	13.22	0.98	20	25.50	35.26	25.50	25.17	23.19	142.31	246.79	389.10	129.701

Kedalaman	N	Jenis Tanah	Ysat	po	Cn	K (ton/m2)	Koreksi terhadap MAT			N rata- rata	N rata rata	Qp	Qs	QL ton	Pijin t/m2
(m)			t/m3	t/m2			N1 (Terzaghi)	N1 (Seed)	N1 Pakai	Np	Ns	ton	ton		
15.50	36.50	Lempung	1.82	14.30	0.96	20	25.75	34.91	25.75	25.22	23.66	142.63	259.65	402.28	134.092
16.00	37.00	Lempung	1.82	14.71	0.95	20	26.00	35.06	26.00	25.17	24.12	142.31	272.65	414.96	138.320
16.50	36.00	Lempung	1.74	15.08	0.94	20	25.50	33.82	25.50	25.13	24.52	142.08	285.27	427.35	142.450
17.00	35.00	Lempung	1.74	15.45	0.93	20	25.00	32.60	25.00	25.13	24.85	142.08	297.53	439.61	146.536
17.50	34.00	Lempung	1.74	15.82	0.92	20	24.50	31.40	24.50	25.17	25.14	142.31	309.42	451.74	150.579
18.00	33.00	Lempung	1.74	16.19	0.92	20	24.00	30.21	24.00	25.25	25.38	142.79	320.96	463.74	154.581
18.50	34.25	Lempung	1.82	16.60	0.91	20	24.63	31.06	24.63	25.33	25.64	143.26	332.90	476.16	158.720
19.00	35.50	Lempung	1.82	17.01	0.90	20	25.25	31.88	25.25	25.50	25.92	144.20	345.27	489.46	163.155
19.50	36.75	Lempung	1.82	17.42	0.89	20	25.88	32.68	25.88	25.75	26.22	145.61	358.04	503.65	167.883
20.00	38.00	Lempung	1.82	17.83	0.88	20	26.50	33.45	26.50	26.08	26.54	147.50	371.22	518.72	172.905
20.50	38.50	Lempung	1.82	18.24	0.87	20	26.75	33.55	26.75	26.46	26.86	149.62	384.55	534.17	178.057
21.00	39.00	Lempung	1.82	18.65	0.86	20	27.00	33.64	27.00	26.75	27.17	151.27	398.04	549.31	183.102
21.50	39.50	Lempung	1.82	19.07	0.85	20	27.25	33.72	27.25	26.96	27.48	152.45	411.68	564.13	188.043
22.00	40.00	Lempung	1.82	19.48	0.84	20	27.50	33.80	27.50	27.08	27.78	153.15	425.48	578.63	192.877
22.50	39.75	Lempung	1.81	19.88	0.84	20	27.38	33.24	27.38	27.19	28.07	153.78	439.18	592.96	197.653
23.00	39.50	Lempung	1.81	20.28	0.83	20	27.25	32.69	27.25	27.33	28.33	154.57	452.78	607.35	202.449
23.50	39.25	Lempung	1.81	20.69	0.82	20	27.13	32.14	27.13	27.50	28.58	155.51	466.29	621.80	207.265
24.00	39.00	Lempung	1.81	21.09	0.81	20	27.00	31.60	27.00	27.69	28.81	156.61	479.70	636.31	212.103
24.50	40.00	Lempung	1.91	21.55	0.80	20	27.50	32.02	27.50	27.89	29.05	157.71	493.44	651.15	217.049
25.00	41.00	Lempung	1.91	22.01	0.79	20	28.00	32.41	28.00	28.13	29.31	159.04	507.50	666.54	222.181
25.50	42.00	Lempung	1.91	22.46	0.78	20	28.50	32.79	28.50	28.40	29.57	160.61	521.89	682.50	227.500
26.00	43.00	Lempung	1.91	22.92	0.77	20	29.00	33.15	29.00	28.72	29.85	162.42	536.60	699.02	233.006
26.50	43.50	Lempung	1.78	23.31	0.76	20	29.25	33.17	29.25	29.01	30.12	164.07	551.46	715.53	238.511
27.00	44.00	Lempung	1.78	23.70	0.75	20	29.50	33.18	29.50	29.21	30.39	165.17	566.48	731.65	243.885
27.50	44.50	Lempung	1.78	24.09	0.75	20	29.75	33.18	29.75	29.31	30.66	165.72	581.66	747.38	249.127
28.00	45.00	Lempung	1.78	24.48	0.74	20	30.00	33.18	30.00	29.31	30.93	165.72	597.00	762.72	254.239
28.50	44.25	Lempung	1.87	24.92	0.73	20	29.63	32.21	29.63	29.34	31.18	165.93	612.07	778.01	259.336
29.00	43.50	Lempung	1.87	25.35	0.72	20	29.25	31.26	29.25	29.36	31.40	166.01	626.89	792.90	264.301
29.50	42.75	Lempung	1.87	25.78	0.71	20	28.88	30.33	28.88	29.33	31.61	165.88	641.46	807.33	269.111
30.00	42.00	Lempung	1.87	26.21	0.70	20	28.50	29.40	28.50	29.25	31.79	165.40	655.77	821.17	273.724

LAMPIRAN 6
PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (Sc) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (Hinisial)

1. TIMBUNAN OPRIT MIRING

q = 2 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan											Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	1.460	0.036	1.000	1.999	2.474	4.158	OC2	0.038	0.038	0.038
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	1.249	0.100	0.992	1.984	3.409	2.053	OC2	0.023	0.023	0.061
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	1.064	0.148	0.968	1.935	4.341	1.623	OC2	0.016	0.016	0.077
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	2.000	1.081	4.5	2.162	0.910	0.177	0.927	1.854	5.272	1.439	OC2	0.011	0.011	0.088

q = 3 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan											Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ' (t/m2)	2Δσ' (t/m2)	Δσ' + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	3.000	1.622	4.5	3.243	1.460	0.046	1.500	2.999	3.474	4.158	OC2	0.071	0.071	0.071
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	3.000	1.622	4.5	3.243	1.249	0.130	1.490	2.980	4.405	2.053	OC2	0.047	0.047	0.118
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	3.000	1.622	4.5	3.243	1.064	0.195	1.460	2.920	5.326	1.623	OC2	0.035	0.035	0.153
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	3.000	1.622	4.5	3.243	0.910	0.237	1.408	2.816	6.234	1.439	OC2	0.026	0.026	0.179

q = 4 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan											Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ' (t/m2)	2Δσ' (t/m2)	Δσ' + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	4.000	2.162	4.5	4.324	1.460	0.054	2.000	3.999	4.474	4.158	OC2	0.095	0.095	0.095
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	4.000	2.162	4.5	4.324	1.249	0.153	1.989	3.978	5.403	2.053	OC2	0.067	0.067	0.161
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	4.000	2.162	4.5	4.324	1.064	0.231	1.955	3.909	6.315	1.623	OC2	0.051	0.051	0.212
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	4.000	2.162	4.5	4.324	0.910	0.283	1.895	3.790	7.208	1.439	OC2	0.040	0.040	0.252

q = 5 t/m2																														
No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan																Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ' (t/m2)	2Δσ' (t/m2)	Δσ' + σ'o (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	5.000	2.703	4.5	5.405	1.460	0.060	2.500	4.999	5.474	4.158	OC2	0.114	0.114	0.114
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	5.000	2.703	4.5	5.405	1.249	0.171	2.488	4.976	6.401	2.053	OC2	0.083	0.083	0.197
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	5.000	2.703	4.5	5.405	1.064	0.260	2.451	4.902	7.308	1.623	OC2	0.064	0.064	0.261
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	5.000	2.703	4.5	5.405	0.910	0.321	2.385	4.771	8.189	1.439	OC2	0.052	0.052	0.313

q = 6 t/m2																														
No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan																Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ' (t/m2)	2Δσ' (t/m2)	Δσ' + σ'o (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	6.000	3.243	4.5	6.486	1.460	0.065	3.000	5.999	6.474	4.158	OC2	0.130	0.130	0.130
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	6.000	3.243	4.5	6.486	1.249	0.186	2.987	5.975	7.400	2.053	OC2	0.097	0.097	0.226
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	6.000	3.243	4.5	6.486	1.064	0.283	2.948	5.896	8.302	1.623	OC2	0.076	0.076	0.303
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	6.000	3.243	4.5	6.486	0.910	0.353	2.878	5.756	9.174	1.439	OC2	0.063	0.063	0.365

Rekap Perhitungan Sc dan H inisial

Depth	Sc (m)				
	q = 2 t/m2	q = 3 t/m2	q = 4 t/m2	q = 5 t/m2	q = 6 t/m2
0-1	0.038	0.071	0.095	0.114	0.130
1-2	0.023	0.047	0.067	0.083	0.097
2-3	0.016	0.035	0.051	0.064	0.076
3-4	0.011	0.026	0.040	0.052	0.063
Sc kum.	0.088	0.179	0.252	0.313	0.365

q (t/m2)	Sci (m)	γ timb (t/m3)	γw (t/m3)	H inisial (m)	H pavemen	H final (m
2	0.088	1.85	1	1.128	0.5	0.541
3	0.179	1.85	1	1.718	0.5	1.039
4	0.252	1.85	1	2.298	0.5	1.546
5	0.313	1.85	1	2.872	0.5	2.059
6	0.365	1.85	1	3.441	0.5	2.576

2. TIMBUNAN OPRIT TEGAK

q = 2 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan														Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ' + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	2.000	1.081	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	2.000	2.475	4.158	OC2	0.038	0.038	0.038
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	2.000	1.081	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	2.000	3.425	2.053	OC2	0.024	0.024	0.062
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	2.000	1.081	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	1.896	4.302	1.623	OC2	0.015	0.015	0.077
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	2.000	1.081	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	1.752	5.170	1.439	OC2	0.009	0.009	0.085

q = 3 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan														Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ' + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	3.000	1.622	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	3.000	3.475	4.158	OC2	0.071	0.071	0.071
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	3.000	1.622	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	3.000	4.425	2.053	OC2	0.048	0.048	0.118
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	3.000	1.622	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	2.844	5.250	1.623	OC2	0.033	0.033	0.152
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	3.000	1.622	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	2.628	6.046	1.439	OC2	0.024	0.024	0.175

q = 4 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan														Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ' + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	4.000	2.162	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	4.000	4.475	4.158	OC2	0.095	0.095	0.095
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	4.000	2.162	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	4.000	5.425	2.053	OC2	0.067	0.067	0.162
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	4.000	2.162	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	3.792	6.198	1.623	OC2	0.049	0.049	0.211
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	4.000	2.162	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	3.504	6.922	1.439	OC2	0.036	0.036	0.247

q = 5 t/m2

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan														Settlement	
														γ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ' + σ₀ (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	5.000	2.703	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	5.000	5.475	4.158	OC2	0.114	0.114	0.114
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	5.000	2.703	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	5.000	6.425	2.053	OC2	0.083	0.083	0.197
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	5.000	2.703	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	4.740	7.146	1.623	OC2	0.062	0.062	0.259
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	5.000	2.703	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	4.380	7.798	1.439	OC2	0.047	0.047	0.307

q = 6 t/m2																														
No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Beban Timbunan																Settlement	
														ɣ timb (t/m3)	q (t/m2)	h (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ' + σ'o (t/m2)	OCR	NC/OC	Sc beban q	Sci (m)	Sci kumulatif (m)
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	6.000	3.243	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	6.000	6.475	4.158	OC2	0.130	0.130	0.130
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	6.000	3.243	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	6.000	7.425	2.053	OC2	0.097	0.097	0.227
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	6.000	3.243	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	5.688	8.094	1.623	OC2	0.074	0.074	0.300
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	6.000	3.243	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	5.256	8.674	1.439	OC2	0.057	0.057	0.358

Rekap Perhitungan Sc dan H inisial

Depth	Sc (m)				
	q = 2 t/m2	q = 3 t/m2	q = 4 t/m2	q = 5 t/m2	q = 6 t/m2
0-1	0.038	0.071	0.095	0.114	0.130
1-2	0.024	0.048	0.067	0.083	0.097
2-3	0.015	0.033	0.049	0.062	0.074
3-4	0.009	0.024	0.036	0.047	0.057
Sc kum.	0.085	0.175	0.247	0.307	0.358

q (t/m2)	Sci (m)	ɣ timb (t/m3)	ɣw (t/m3)	H inisial (m)	H paveme	H final (m
2	0.085	1.85	1	1.127	0.5	0.542
3	0.175	1.85	1	1.716	0.5	1.041
4	0.247	1.85	1	2.296	0.5	1.549
5	0.307	1.85	1	2.868	0.5	2.062
6	0.358	1.85	1	3.437	0.5	2.579

LAMPIRAN 7
PEMAMPATAN KONSOLIDASI DAN PENINGKATAN DAYA DUKUNG TANAH AKIBAT TIMBUNAN BERTAHAP

1. Timbunan Miring

- **Untuk H final = 1,9 m**

B2 total	5.4					
2 X B1 Atas	9					
2 X B1 Bawa	19.8					
b'	9.9					
Tahap	h (m)	h kumulatif (m)	Perbandingan	B2	B1	B1+B2
1	0.5	0.5	2	1	8.900	9.900
2	0.5	1	2	1	7.900	8.900
3	0.5	1.5	2	1	6.900	7.900
4	0.5	2	2	1	5.900	6.900
5	0.5	2.5	2	1	4.900	5.900
6	0.2	2.7	2	0.4	4.500	4.900

TAHAP 1

h tot = 0.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan										
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	8.90	1.000	1.515	0.006	0.462	0.925	1.400	0.013	0.013
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	8.90	1.000	1.404	0.017	0.462	0.923	2.348	0.006	0.019
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	8.90	1.000	1.297	0.026	0.459	0.918	3.324	0.004	0.023
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	8.90	1.000	1.196	0.035	0.454	0.908	4.326	0.003	0.025

TAHAP 2

h tot = 1 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan												
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	0.950	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	7.900	1.000	1.445	0.014	0.462	0.924	1.400	2.324	0.020	0.020
2	1-2	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	7.900	1.000	1.323	0.027	0.460	0.920	2.348	3.268	0.013	0.033
3	2-3	1	3	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	2.881	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	7.900	1.000	1.208	0.038	0.455	0.909	3.324	4.234	0.009	0.042
4	3-4	1	4	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.893	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	7.900	1.000	1.102	0.046	0.446	0.892	4.326	5.217	0.007	0.049

TAHAP 3

h tot = 1.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan												
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.425	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.357	0.026	0.461	0.922	2.324	3.246	0.032	0.032
2	1-2	1	2.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.375	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.223	0.041	0.456	0.912	3.268	4.180	0.023	0.055
3	2-3	1	3.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.356	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.101	0.052	0.446	0.892	4.234	5.126	0.018	0.073
4	3-4	1	4.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.368	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	0.993	0.060	0.432	0.864	5.217	6.082	0.014	0.087

TAHAP 4

h tot = 2 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan												
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	1.244	0.045	0.457	0.914	3.246	4.160	0.024	0.024
2	1-2	1	3	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.850	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	1.100	0.060	0.446	0.893	4.180	5.073	0.018	0.042
3	2-3	1	4	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.831	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	0.975	0.070	0.430	0.860	5.126	5.986	0.015	0.056
4	3-4	1	5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.843	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	0.868	0.076	0.410	0.820	6.082	6.901	0.012	0.068

TAHAP 5

h tot = 2.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan											
														γ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.375	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	1.099	0.071	0.447	0.894	4.160	5.054	0.018	0.018
2	1-2	1	3.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	3.325	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	0.951	0.085	0.427	0.854	5.073	5.927	0.015	0.033
3	2-3	1	4.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.306	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	0.828	0.091	0.402	0.805	5.986	6.791	0.012	0.045
4	3-4	1	5.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	5.318	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	0.728	0.093	0.375	0.751	6.901	7.652	0.010	0.055

TAHAP 6

h tot = 2.7 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan											
														γ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2.7	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.565	1.500	1.500	1.975	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	1.030	0.037	0.174	0.349	5.054	5.403	0.006	0.006
2	1-2	1	3.7	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	3.515	1.500	1.500	2.925	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	0.883	0.041	0.164	0.327	5.927	6.255	0.005	0.011
3	2-3	1	4.7	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.496	1.500	1.500	3.906	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	0.764	0.043	0.151	0.303	6.791	7.094	0.004	0.016
4	3-4	1	5.7	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	5.508	1.500	1.500	4.918	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	0.668	0.042	0.139	0.278	7.652	7.930	0.003	0.019

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Sc tahap 1	Sc tahap 2	Sc tahap 3	Sc tahap 4	Sc tahap 5	Sc tahap 6
1	0-1	1	0.013	0.020	0.032	0.024	0.018	0.006
2	1-2	1	0.006	0.013	0.023	0.018	0.015	0.005
3	2-3	1	0.004	0.009	0.018	0.015	0.012	0.004
4	3-4	1	0.003	0.007	0.014	0.012	0.010	0.003
Sc total			0.025	0.049	0.087	0.068	0.055	0.019
Sc kumulatif			0.025	0.074	0.162	0.230	0.285	**0.304**

- **Perubahan Tegangan saat U = 100%**

U		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
No	z (m)	σ'o (t/m2)	σ'1 (t/m2)	σ'2 (t/m2)	σ'3 (t/m2)	σ'4 (t/m2)	σ'5 (t/m2)	σ'6 (t/m2)
1	0.5	0.475	1.400	2.324	3.246	4.160	5.054	5.403
2	1.5	1.425	2.348	3.268	4.180	5.073	5.927	6.255
3	2.5	2.406	3.324	4.234	5.126	5.986	6.791	7.094
4	3.5	3.418	4.326	5.217	6.082	6.901	7.652	7.930

- **Perubahan tegangan saat U < 100% Akibat Beban Bertahap**

U			16%	14%	13%	11%	9%	6%	
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	
Umur timb (minggu)		-	6	5	4	3	2	1	
No	z (m)	σ'o (t/m2)	Δσ'1 (t/m2)	Δσ'2 (t/m2)	Δσ'3 (t/m2)	Δσ'4 (t/m2)	Δσ'5 (t/m2)	Δσ'6 (t/m2)	Σσ' (t/m2)
1	0.5	0.475	0.088	0.105	0.102	0.091	0.074	0.022	0.956
2	1.5	1.425	0.116	0.114	0.105	0.091	0.072	0.020	1.943
3	2.5	2.406	0.125	0.117	0.105	0.089	0.069	0.019	2.930
4	3.5	3.418	0.129	0.118	0.103	0.086	0.065	0.018	3.936

- **Perubahan Nilai Cu**

No	z (m)	Σσ' (t/m2)	Σσ' (kg/cm2)	PI (%)	Cu lama (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)
1	0.5	0.956	0.096	44.010	0.275	0.085	0.091	0.180	0.183
2	1.5	1.943	0.194	44.010	0.275	0.097		0.186	
3	2.5	2.930	0.293	43.200	0.260	0.109	0.115	0.185	0.188
4	3.5	3.936	0.394	43.200	0.260	0.121		0.191	

- **Perubahan Angka Pori Baru (e0)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Htot (m)	z (m)	e0	Sc (m)	DH/H	De	e baru
1	0-1	1	2.000	0.5	0.625	0.113	0.113	0.183	0.44
2	1-2	1		1.5	0.625	0.081	0.081	0.131	0.49
3	2-3	1	2.000	2.5	0.816	0.061	0.061	0.112	0.70
4	3-4	1		3.5	0.816	0.049	0.049	0.089	0.73

- **Perubahan Berat Volume (γ)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	Wc (%)	Gs	e baru	Wc baru	ɣ baru (t/m3)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.000	23.740	2.631	0.442	0.168	2.131
2	1-2	1	1.5					0.494	0.188	2.092
3	2-3	1	2.5	1.950	1.000	30.850	2.645	0.704	0.266	1.965
4	3-4	1	3.5					0.727	0.275	1.952

- Untuk H final = 1,4 m

B2 total	4.4					
2 X B1 Atas	9					
2 X B1 Bawa	17.8					
b'	8.9					
Tahap	h (m)	h kumulatif (m)	Perbandingan	B2	B1	B1+B2
1	0.5	0.5	2	1	7.900	8.900
2	0.5	1	2	1	6.900	7.900
3	0.5	1.5	2	1	5.900	6.900
4	0.5	2	2	1	4.900	5.900
5	0.2	2.2	2	0.4	4.500	4.900

TAHAP 1

h tot = 0.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan										
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	7.90	1.000	1.508	0.007	0.462	0.925	1.400	0.013	0.013
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	7.90	1.000	1.383	0.021	0.461	0.923	2.348	0.006	0.019
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	7.90	1.000	1.264	0.033	0.458	0.916	3.322	0.004	0.023
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	7.90	1.000	1.154	0.042	0.451	0.901	4.319	0.003	0.025

TAHAP 2

h tot = 1 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan											
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	0.950	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.427	0.018	0.462	0.924	1.400	2.324	0.020	0.020
2	1-2	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.289	0.034	0.459	0.918	2.348	3.266	0.013	0.033
3	2-3	1	3	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	2.881	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.161	0.047	0.452	0.903	3.322	4.225	0.009	0.042
4	3-4	1	4	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.893	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	6.900	1.000	1.045	0.057	0.440	0.879	4.319	5.199	0.007	0.049

TAHAP 3

h tot = 1.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan											
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.425	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	1.322	0.035	0.460	0.920	2.324	3.244	0.032	0.032
2	1-2	1	2.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.375	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	1.170	0.053	0.453	0.905	3.266	4.171	0.023	0.055
3	2-3	1	3.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.356	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	1.035	0.066	0.439	0.878	4.225	5.103	0.018	0.073
4	3-4	1	4.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.368	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	5.900	1.000	0.919	0.074	0.420	0.841	5.199	6.039	0.014	0.087

TAHAP 4

h tot = 2 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan											
														ɣ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	1.183	0.061	0.454	0.908	3.244	4.152	0.023	0.023
2	1-2	1	3	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.850	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	1.021	0.079	0.438	0.876	4.171	5.047	0.018	0.042
3	2-3	1	4	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.831	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	0.886	0.089	0.415	0.830	5.103	5.933	0.014	0.056
4	3-4	1	5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.843	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.900	1.000	0.775	0.092	0.389	0.778	6.039	6.817	0.011	0.067

	TAHAP	5																								
	h tot =	2.2	m																							
No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Settlement Akibat Timbunan												
														γ timb (t/m3)	h (m)	qo (t/m2)	B1 (m)	B2 (m)	a2 (rad)	a1 (rad)	Δσ (t/m2)	2Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2.2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.090	1.500	1.500	1.975	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	1.116	0.033	0.179	0.357	4.152	4.509	0.008	0.008
2	1-2	1	3.2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	3.040	1.500	1.500	2.925	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	0.953	0.040	0.169	0.339	5.047	5.385	0.006	0.014
3	2-3	1	4.2	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.021	1.500	1.500	3.906	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	0.820	0.042	0.158	0.315	5.933	6.248	0.005	0.019
4	3-4	1	5.2	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	5.033	1.500	1.500	4.918	1.850	0.200	0.370	4.500	0.400	0.713	0.042	0.145	0.290	6.817	7.108	0.004	0.023

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Sc tahap 1	Sc tahap 2	Sc tahap 3	Sc tahap 4	Sc tahap 5
1	0-1	1	0.013	0.020	0.032	0.023	0.008
2	1-2	1	0.006	0.013	0.023	0.018	0.006
3	2-3	1	0.004	0.009	0.018	0.014	0.005
4	3-4	1	0.003	0.007	0.014	0.011	0.004
Sc total			0.025	0.049	0.087	0.067	0.023
Sc kumulatif			0.025	0.074	0.160	0.227	**0.250**

- **Perubahan Tegangan saat U = 100%**

U		100%	100%	100%	100%	100%	100%
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5
No	z (m)	σ'o (t/m2)	σ'1 (t/m2)	σ'2 (t/m2)	σ'3 (t/m2)	σ'4 (t/m2)	σ'5 (t/m2)
1	0.5	0.475	1.400	2.324	3.244	4.152	4.509
2	1.5	1.425	2.348	3.266	4.171	5.047	5.385
3	2.5	2.406	3.322	4.225	5.103	5.933	6.248
4	3.5	3.418	4.319	5.199	6.039	6.817	7.108

- **Perubahan tegangan saat U < 100% Akibat Beban Bertahap**

U			0%	0%	0%	0%	0%	
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	
Umur timb (minggu)		-	5	4	3	2	1	
No	z (m)	σ'o (t/m2)	Δσ'1 (t/m2)	Δσ'2 (t/m2)	Δσ'3 (t/m2)	Δσ'4 (t/m2)	Δσ'5 (t/m2)	Σσ' (t/m2)
1	0.5	0.475	0.088	0.105	0.101	0.090	0.031	0.891
2	1.5	1.425	0.116	0.114	0.104	0.089	0.030	1.877
3	2.5	2.406	0.125	0.116	0.103	0.086	0.028	2.864
4	3.5	3.418	0.128	0.116	0.101	0.082	0.026	3.870

- **Perubahan Nilai Cu**

No	z (m)	Σσ' (t/m2)	Σσ' (kg/cm2)	PI (%)	Cu lama (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)
1	0.5	0.891	0.089	44.010	0.275	0.084	0.090	0.180	0.183
2	1.5	1.877	0.188	44.010	0.275	0.096		0.186	
3	2.5	2.864	0.286	43.200	0.260	0.108	0.114	0.184	0.187
4	3.5	3.870	0.387	43.200	0.260	0.120		0.190	

- **Perubahan Angka Pori Baru (e0)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Htot (m)	z (m)	e0	Sc (m)	ΔH/H	Δe	e baru
1	0-1	1	2.000	0.5	0.625	0.095	0.095	0.155	0.47
2	1-2	1		1.5	0.625	0.067	0.067	0.108	0.52
3	2-3	1	2.000	2.5	0.816	0.050	0.050	0.090	0.73
4	3-4	1		3.5	0.816	0.039	0.039	0.070	0.75

- **Perubahan Berat Volume (γ)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	Wc (%)	Gs	e baru	Wc baru	γ baru (t/m3)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.000	23.740	2.631	0.470	0.179	2.109
2	1-2	1	1.5					0.517	0.196	2.075
3	2-3	1	2.5	1.950	1.000	30.850	2.645	0.726	0.274	1.953
4	3-4	1	3.5					0.746	0.282	1.942

2. Timbunan Tegak

- **Untuk H final = 1,9 m**

TAHAP 1
h tot = 0.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	0.925	1.400	0.013	0.013
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	0.925	2.350	0.006	0.019
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	0.877	3.283	0.004	0.022
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	0.810	4.228	0.002	0.025

TAHAP 2
h tot = 1 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	0.950	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	1.000	4.500	-	0.250	0.925	1.400	2.325	0.020	0.020
2	1-2	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.000	2.250	-	0.241	0.892	2.350	3.242	0.012	0.032
3	2-3	1	3	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	2.881	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.000	1.500	-	0.230	0.851	3.283	4.134	0.007	0.039
4	3-4	1	4	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.893	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.000	1.125	-	0.206	0.762	4.228	4.991	0.003	0.042

TAHAP 3
h tot = 1.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.425	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	0.925	2.325	3.250	0.032	0.032
2	1-2	1	2.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.375	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	0.877	3.242	4.119	0.023	0.055
3	2-3	1	3.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.356	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	0.810	4.134	4.944	0.017	0.071
4	3-4	1	4.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.368	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.500	1.000	-	0.205	0.759	4.991	5.749	0.013	0.085

TAHAP 4
h tot = 2 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.000	2.250	-	0.241	0.892	3.250	4.142	0.023	0.023
2	1-2	1	3	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.850	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.000	1.500	-	0.230	0.851	4.119	4.970	0.018	0.041
3	2-3	1	4	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.831	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.000	1.125	-	0.206	0.762	4.944	5.706	0.013	0.054
4	3-4	1	5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.843	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	5.000	0.900	-	0.204	0.755	5.749	6.504	0.012	0.066

TAHAP 5
h tot = 2.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan														
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.375	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	0.877	4.142	5.019	0.018	0.018
2	1-2	1	3.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	3.325	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	0.810	4.970	5.780	0.014	0.033
3	2-3	1	4.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.306	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.500	1.000	-	0.205	0.759	5.706	6.465	0.012	0.044
4	3-4	1	5.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	5.318	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	5.500	0.818	-	0.187	0.692	6.504	7.196	0.009	0.054

TAHAP 6
h tot = 2.7 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan														
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2.7	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.565	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.700	1.667	-	0.234	0.866	5.019	5.884	0.015	0.015
2	1-2	1	3.7	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	3.515	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.700	1.216	-	0.218	0.807	5.780	6.587	0.012	0.028
3	2-3	1	4.7	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.496	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.700	0.957	-	0.202	0.747	6.465	7.212	0.010	0.038
4	3-4	1	5.7	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	5.508	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	5.700	0.789	-	0.182	0.673	7.196	7.869	0.008	0.046

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Sc tahap 1	Sc tahap 2	Sc tahap 3	Sc tahap 4	Sc tahap 5	Sc tahap 6
1	0-1	1	0.013	0.020	0.032	0.023	0.018	0.015
2	1-2	1	0.006	0.012	0.023	0.018	0.014	0.012
3	2-3	1	0.004	0.007	0.017	0.013	0.012	0.010
4	3-4	1	0.002	0.003	0.013	0.012	0.009	0.008
Sc total			0.025	0.042	0.085	0.066	0.054	0.046
Sc kumulatif			0.025	0.067	0.152	0.218	0.271	**0.317**

- **Perubahan Tegangan saat U = 100%**

U		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
No	z (m)	σ'o (t/m2)	σ'1 (t/m2)	σ'2 (t/m2)	σ'3 (t/m2)	σ'4 (t/m2)	σ'5 (t/m2)	σ'6 (t/m2)
1	0.5	0.475	1.400	2.325	3.250	4.142	5.019	5.884
2	1.5	1.425	2.350	3.242	4.119	4.970	5.780	6.587
3	2.5	2.406	3.283	4.134	4.944	5.706	6.465	7.212
4	3.5	3.418	4.228	4.991	5.749	6.504	7.196	7.869

- **Perubahan tegangan saat U < 100% Akibat Beban Bertahap**

U			16%	14%	13%	11%	9%	6%	
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	
Umur timb (minggu)		-	6	5	4	3	2	1	
No	z (m)	σ'o (t/m2)	Δσ'1 (t/m2)	Δσ'2 (t/m2)	Δσ'3 (t/m2)	Δσ'4 (t/m2)	Δσ'5 (t/m2)	Δσ'6 (t/m2)	Σσ' (t/m2)
1	0.5	0.475	0.088	0.105	0.102	0.089	0.073	0.051	0.983
2	1.5	1.425	0.116	0.111	0.101	0.087	0.068	0.049	1.957
3	2.5	2.406	0.120	0.110	0.096	0.079	0.065	0.045	2.922
4	3.5	3.418	0.116	0.102	0.091	0.079	0.060	0.041	3.907

- **Perubahan Nilai Cu**

No	z (m)	Σσ' (t/m2)	Σσ' (kg/cm2)	PI (%)	Cu lama (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)
1	0.5	0.983	0.098	44.010	0.275	0.085	0.091	0.180	0.183
2	1.5	1.957	0.196	44.010	0.275	0.097		0.186	
3	2.5	2.922	0.292	43.200	0.260	0.109	0.115	0.184	0.187
4	3.5	3.907	0.391	43.200	0.260	0.121		0.190	

- **Perubahan Angka Pori Baru (e0)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Htot (m)	z (m)	e0	Sc (m)	DH/H	De	e baru
1	0-1	1	2.000	0.5	0.625	0.121	0.121	0.196	0.43
2	1-2	1		1.5	0.625	0.086	0.086	0.139	0.49
3	2-3	1	2.000	2.5	0.816	0.063	0.063	0.114	0.70
4	3-4	1		3.5	0.816	0.048	0.048	0.088	0.73

- **Perubahan Berat Volume (γ)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	ɣ sat (t/m3)	ɣw (t/m3)	Wc (%)	Gs	e baru	Wc baru	ɣ baru (t/m3)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.000	23.740	2.631	0.429	0.163	2.141
2	1-2	1	1.5					0.486	0.185	2.098
3	2-3	1	2.5	1.950	1.000	30.850	2.645	0.702	0.265	1.967
4	3-4	1	3.5					0.728	0.275	1.952

- Untuk H final = 1,4 m

TAHAP 1
h tot = 0.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan												
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	0.5	8	0.625	0.04443	0.35542	1.95	1.0	0.475	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	0.500	9.000	-	0.250	0.925	1.400	0.013	0.013
2	1-2	1	1.5	8	0.625	0.04443	0.35542	1.95	1.0	1.425	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	0.925	2.350	0.006	0.019
3	2-3	1	2.5	9	0.816	0.04886	0.39084	2.012	1.0	2.406	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	0.877	3.283	0.004	0.022
4	3-4	1	3.5	10	0.816	0.04886	0.39084	2.012	1.0	3.418	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	0.810	4.228	0.002	0.025

TAHAP 2
h tot = 1 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	0.950	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	1.000	4.500	-	0.250	0.925	1.400	2.325	0.020	0.020
2	1-2	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.000	2.250	-	0.241	0.892	2.350	3.242	0.012	0.032
3	2-3	1	3	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	2.881	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.000	1.500	-	0.230	0.851	3.283	4.134	0.007	0.039
4	3-4	1	4	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.893	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.000	1.125	-	0.206	0.762	4.228	4.991	0.003	0.042

TAHAP 3
h tot = 1.5 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	1.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.425	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	1.500	3.000	-	0.250	0.925	2.325	3.250	0.032	0.032
2	1-2	1	2.5	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.375	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.500	1.800	-	0.237	0.877	3.242	4.119	0.023	0.055
3	2-3	1	3.5	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.356	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.500	1.286	-	0.219	0.810	4.134	4.944	0.017	0.071
4	3-4	1	4.5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.368	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.500	1.000	-	0.205	0.759	4.991	5.749	0.013	0.085

TAHAP 4
h tot = 2 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	1.900	1.500	1.500	1.975	1.850	0.500	0.925	4.500	-	2.000	2.250	-	0.241	0.892	3.250	4.142	0.023	0.023
2	1-2	1	3	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.850	1.500	1.500	2.925	1.850	0.500	0.925	4.500	-	3.000	1.500	-	0.230	0.851	4.119	4.970	0.018	0.041
3	2-3	1	4	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	3.831	1.500	1.500	3.906	1.850	0.500	0.925	4.500	-	4.000	1.125	-	0.206	0.762	4.944	5.706	0.013	0.054
4	3-4	1	5	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.843	1.500	1.500	4.918	1.850	0.500	0.925	4.500	-	5.000	0.900	-	0.204	0.755	5.749	6.504	0.012	0.066

TAHAP 5
h tot = 2.2 m

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	z (m)	NSPT	e0	Cs	Cc	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	σ'o (t/m2)	h fluktuasi (m)	σ fluktuasi (t/m2)	σ'c (t/m2)	Setlement Akibat Timbunan													
														γ timb (t/m3)	h (m)	q (m)	x (m)	y (m)	z	m = x/z	n= y/z	I timbunan	Δσ (t/m2)	Δσ + σ'o sebelumnya (t/m2)	Δσ + σ'o (t/m2)	Sc timbunan	Sc kumulatif
1	0-1	1	2.2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	2.090	1.500	1.500	1.975	1.850	0.200	0.370	4.500	-	2.200	2.045	-	0.240	0.355	4.142	4.497	0.008	0.008
2	1-2	1	3.2	8	0.625	0.044	0.355	1.950	1.000	3.040	1.500	1.500	2.925	1.850	0.200	0.370	4.500	-	3.200	1.406	-	0.227	0.336	4.970	5.306	0.006	0.014
3	2-3	1	4.2	9	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	4.021	1.500	1.500	3.906	1.850	0.200	0.370	4.500	-	4.200	1.071	-	0.205	0.303	5.706	6.010	0.005	0.019
4	3-4	1	5.2	10	0.816	0.049	0.391	2.012	1.000	5.033	1.500	1.500	4.918	1.850	0.200	0.370	4.500	-	5.200	0.865	-	0.191	0.283	6.504	6.786	0.004	0.023

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H (m)	Sc tahap 1	Sc tahap 2	Sc tahap 3	Sc tahap 4	Sc tahap 5
1	0-1	1	0.013	0.020	0.032	0.023	0.008
2	1-2	1	0.006	0.012	0.023	0.018	0.006
3	2-3	1	0.004	0.007	0.017	0.013	0.005
4	3-4	1	0.002	0.003	0.013	0.012	0.004
Sc total			0.025	0.042	0.085	0.066	0.023
Sc kumulatif			0.025	0.067	0.152	0.218	**0.240**

- **Perubahan Tegangan saat U = 100%**

U		100%	100%	100%	100%	100%	100%
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5
No	z (m)	σ'o (t/m2)	σ'1 (t/m2)	σ'2 (t/m2)	σ'3 (t/m2)	σ'4 (t/m2)	σ'5 (t/m2)
1	0.5	0.475	1.400	2.325	3.250	4.142	4.497
2	1.5	1.425	2.350	3.242	4.119	4.970	5.306
3	2.5	2.406	3.283	4.134	4.944	5.706	6.010
4	3.5	3.418	4.228	4.991	5.749	6.504	6.786

- **Perubahan tegangan saat U < 100% Akibat Beban Bertahap**

U			0%	0%	0%	0%	0%	
Htimb (m)		0	0.5	1	1.5	2	2.5	
Umur timb (minggu)		-	5	4	3	2	1	
No	z (m)	σ'o (t/m2)	Δσ'1 (t/m2)	Δσ'2 (t/m2)	Δσ'3 (t/m2)	Δσ'4 (t/m2)	Δσ'5 (t/m2)	Σσ' (t/m2)
1	0.5	0.475	0.088	0.105	0.102	0.089	0.031	0.890
2	1.5	1.425	0.116	0.111	0.101	0.087	0.030	1.869
3	2.5	2.406	0.120	0.110	0.096	0.079	0.027	2.838
4	3.5	3.418	0.116	0.102	0.091	0.079	0.025	3.831

- **Perubahan Nilai Cu**

No	z (m)	Σσ' (t/m2)	Σσ' (kg/cm2)	PI (%)	Cu lama (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu baru (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)	Cu transisi (kg/cm2)
1	0.5	0.890	0.089	44.010	0.275	0.084	0.090	0.180	0.183
2	1.5	1.869	0.187	44.010	0.275	0.096		0.186	
3	2.5	2.838	0.284	43.200	0.260	0.108	0.114	0.184	0.187
4	3.5	3.831	0.383	43.200	0.260	0.120		0.190	

- **Perubahan Angka Pori Baru (e0)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H	Htot (m)	z (m)	e0	Sc (m)	ΔH/H	Δe	e baru
1	0-1	1	2.000	0.5	0.625	0.095	0.095	0.155	0.47
2	1-2	1		1.5	0.625	0.065	0.065	0.106	0.52
3	2-3	1	2.000	2.5	0.816	0.046	0.046	0.083	0.73
4	3-4	1		3.5	0.816	0.034	0.034	0.062	0.75

- **Perubahan Berat Volume (γ)**

No	Kedalaman	Tebal Lapisan H	z (m)	γ sat (t/m3)	γw (t/m3)	Wc (%)	Gs	e baru	Wc baru	γ baru (t/m3)
1	0-1	1	0.5	1.950	1.000	23.740	2.631	0.470	0.179	2.109
2	1-2	1	1.5					0.519	0.197	2.074
3	2-3	1	2.5	2.012	1.000	30.850	2.645	0.733	0.277	1.949
4	3-4	1	3.5					0.754	0.285	1.938

LAMPIRAN 8
PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN UNTUK OPRIT TIMBUNAN MIRING

- **Kebutuhan *Geotextile* Arah Melintang Jembatan pada Timbunan Oprit Miring**

Untuk H final = 1.9 m

Rekap Kebutuhan Geotextile		
No	SF	Kebutuhan Geotextile (Lapis)
1	0.68	3
2	0.57	4
3	0.83	2
4	0.56	4
5	0.81	2
6	0.71	3
7	0.67	3
8	0.87	2
9	0.88	2
10	0.55	4

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.68	1.5	5.5	115.36	170.800	256.200	140.840	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	5	11.852	59.259	1	59.259
2	0.68	1.5	5.5	115.36	170.800	256.200	140.840	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	4.75	11.852	56.296	1	56.296
3	0.68	1.5	5.5	115.36	170.800	256.200	140.840	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	4.5	11.852	53.333	1	53.333
																Σ Ti.Si	168.889	Σ Ti.Si.x	168.889
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.83	1.5	5.7	109.63	132.030	198.045	88.415	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	5.31	11.852	62.933	1	62.933
2	0.83	1.5	5.7	109.63	132.030	198.045	88.415	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.06	11.852	59.970	1	59.970
																Σ Ti.Si	122.904	Σ Ti.Si.x	122.904
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.56	1.5	6	116.75	207.150	310.725	193.975	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	5.31	11.852	62.933	1	62.933
2	0.56	1.5	6	116.75	207.150	310.725	193.975	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.06	11.852	59.970	1	59.970
3	0.56	1.5	6	116.75	207.150	310.725	193.975	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	4.81	11.852	57.007	1	57.007
4	0.56	1.5	6	116.75	207.150	310.725	193.975	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	4.56	11.852	54.044	1	54.044
																Σ Ti.Si	233.956	Σ Ti.Si.x	233.956
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.81	1.5	5.7	119.01	146.080	219.120	100.110	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	5.31	11.852	62.933	1	62.933
2	0.81	1.5	5.7	119.01	146.080	219.120	100.110	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.06	11.852	59.970	1	59.970
																Σ Ti.Si	122.904	Σ Ti.Si.x	122.904
																	OK		OK

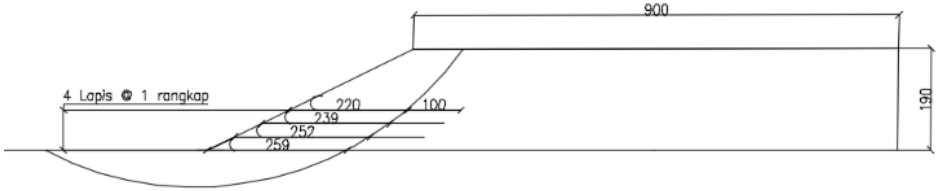
Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.71	1.5	6.6	150.24	211.930	317.895	167.655	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	6.6	11.852	78.222	1	78.222
2	0.71	1.5	6.6	150.24	211.930	317.895	167.655	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	6.35	11.852	75.259	1	75.259
3	0.71	1.5	6.6	150.24	211.930	317.895	167.655	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	6.1	11.852	72.296	1	72.296
																Σ Ti.Si	225.778	Σ Ti.Si.x	225.778
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.67	1.5	6.6	109.14	193.150	289.725	180.585	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	6	11.852	71.111	1	71.111
2	0.67	1.5	6.6	109.14	193.150	289.725	180.585	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.75	11.852	68.148	1	68.148
3	0.67	1.5	6.6	109.14	193.150	289.725	180.585	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	5.5	11.852	65.185	1	65.185
																Σ Ti.Si	204.444	Σ Ti.Si.x	204.444
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.87	1.5	6.4	172.14	199.160	298.740	126.600	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	6	11.852	71.111	1	71.111
2	0.87	1.5	6.4	172.14	199.160	298.740	126.600	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.75	11.852	68.148	1	68.148
																Σ Ti.Si	139.259	Σ Ti.Si.x	139.259
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.88	1.5	6.4	146.12	166.190	249.285	103.165	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	6	11.852	71.111	1	71.111
2	0.88	1.5	6.4	146.12	166.190	249.285	103.165	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.75	11.852	68.148	1	68.148
																Σ Ti.Si	139.259	Σ Ti.Si.x	139.259
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.55	1.5	6.8	149.2	272.600	408.900	259.700	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	6	11.852	71.111	1	71.111
2	0.55	1.5	6.8	149.2	272.600	408.900	259.700	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.75	11.852	68.148	1	68.148
3	0.55	1.5	6.8	149.2	272.600	408.900	259.700	53	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	5.5	12.080	66.439	1	66.439
4	0.55	1.5	6.8	149.2	272.600	408.900	259.700	54	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	5.25	12.308	64.615	1	64.615
																Σ Ti.Si	270.313	Σ Ti.Si.x	270.313
																	OK		OK



Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.57	1.5	6	109.14	193.150	289.725	180.585	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.9	5.31	11.852	62.933	1	62.933
2	0.57	1.5	6	109.14	193.150	289.725	180.585	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.65	5.06	11.852	59.970	1	59.970
3	0.57	1.5	6	109.14	193.150	289.725	180.585	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	4.81	11.852	57.007	1	57.007
4	0.57	1.5	6	109.14	193.150	289.725	180.585	53	1.5	2.5	1.5	1.3	0.25	1.15	4.56	7.248	33.050	1	33.050
																Σ Ti.Si	212.961	Σ Ti.Si.x	212.961
																	OK		OK

Lapis	Data Timbunan				τ1	τ2	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	Lo (m)	L total (m)	L total pakai (m)
	ɣ timb (kN/m3	σv (kN/m2)	cu1 (kN/m2)	Ø1	(kN/m2)	(kN/m2)						
1	18.500	35.150	0.000	30.000	20.294	34.639	0.381	1	2.59	0.5	4.34	4.4
2	18.500	30.525	0.000	30.000	17.624	17.624	0.593	1	2.52	0.5	4.27	4.3
3	18.500	25.900	0.000	30.000	14.953	14.953	0.699	1	2.39	0.5	4.14	4.2
4	18.500	21.275	0.000	30.000	12.283	12.283	0.521	1	2.2	0.5	3.95	4
											Total	16.9

Untuk H final = 1.4 m

Rekap Kebutuhan Geotextile		
No	SF	Kebutuhan Geotextile (Lapis)
1	0.64	2
2	0.61	2
3	0.65	2
4	0.57	3
5	0.87	2
6	0.71	2
7	0.75	2
8	0.94	1
9	0.81	2
10	0.86	2

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.64	1.5	4.5	49.1	76.860	115.290	66.190	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	4	11.852	47.407	1	47.407
2	0.64	1.5	4.5	49.1	76.860	115.290	66.190	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	3.75	11.852	44.444	1	44.444
																Σ Ti.Si	91.852	Σ Ti.Si.x	91.852
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.61	1.5	4.5	51.92	84.600	126.900	74.980	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	4	11.852	47.407	1	47.407
2	0.61	1.5	4.5	51.92	84.600	126.900	74.980	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	3.75	11.852	44.444	1	44.444
																Σ Ti.Si	91.852	Σ Ti.Si.x	91.852
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.65	1.5	4.7	58.87	90.800	136.200	77.330	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	4.2	11.852	49.778	1	49.778
2	0.65	1.5	4.7	58.87	90.800	136.200	77.330	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	3.95	11.852	46.815	1	46.815
																Σ Ti.Si	96.593	Σ Ti.Si.x	96.593
																	OK		OK

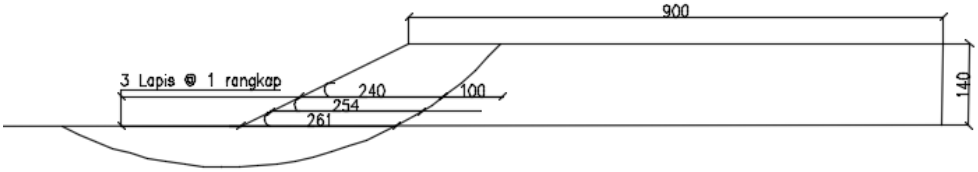
Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.87	1.5	5.7	89.13	102.370	153.555	64.425	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	5.2	11.852	61.630	1	61.630
2	0.87	1.5	5.7	89.13	102.370	153.555	64.425	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	4.95	11.852	58.667	1	58.667
																Σ Ti.Si	120.296	Σ Ti.Si.x	120.296
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.71	1.5	6.6	110.5	155.580	233.370	122.870	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	6	11.852	71.111	1	71.111
2	0.71	1.5	6.6	110.5	155.580	233.370	122.870	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	5.75	11.852	68.148	1	68.148
																Σ Ti.Si	139.259	Σ Ti.Si.x	139.259
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.75	1.5	5.7	88.45	117.990	176.985	88.535	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	5.2	11.852	61.630	1	61.630
2	0.75	1.5	5.7	88.45	117.990	176.985	88.535	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	4.95	11.852	58.667	1	58.667
																Σ Ti.Si	120.296	Σ Ti.Si.x	120.296
																	OK		OK

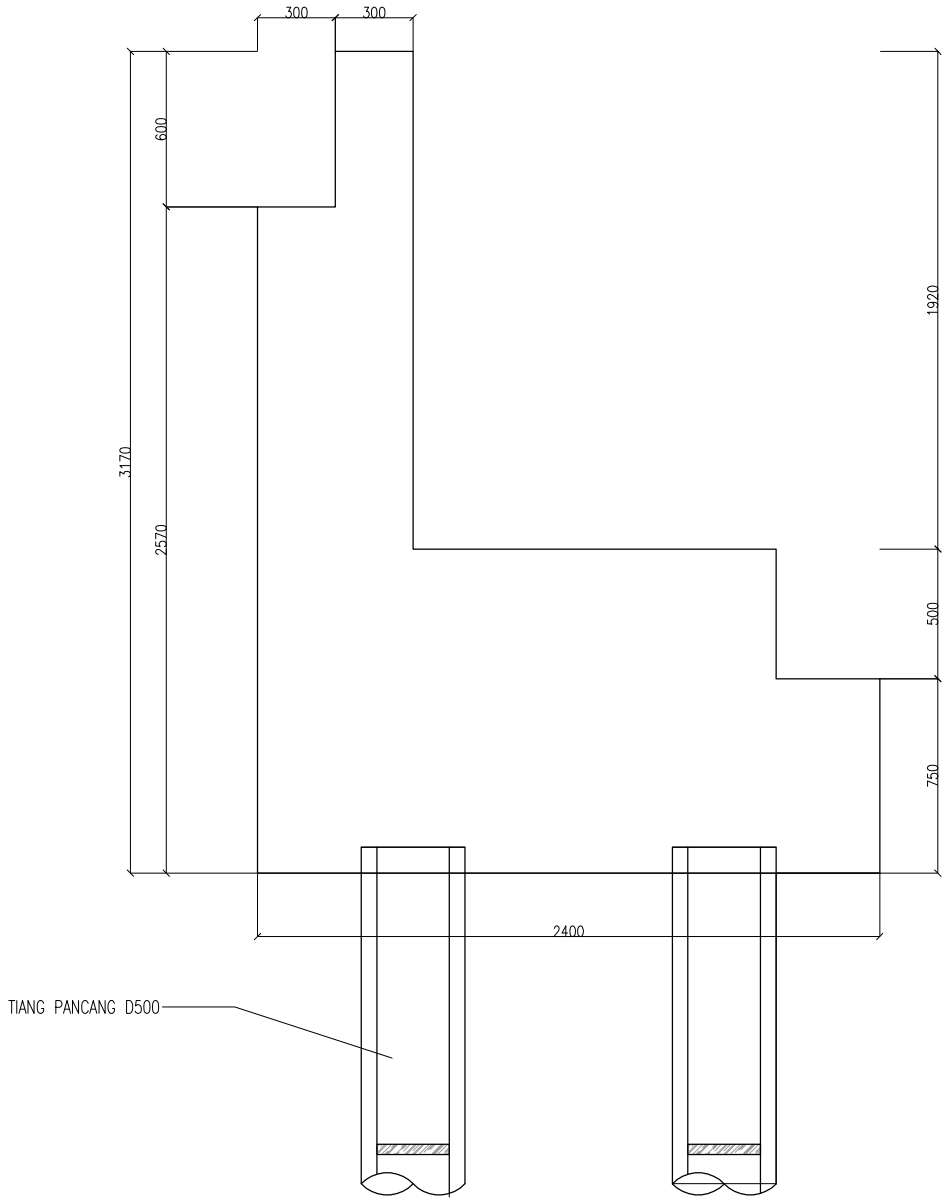
Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.94	1.5	6.4	114.7	122.260	183.390	68.690	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.3	1.4	6	11.852	71.111	1	71.111
																Σ Ti.Si	71.111	Σ Ti.Si.x	71.111
																	OK		OK

Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.81	1.5	6.5	112.62	138.790	208.185	95.565	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.3	1.4	6	11.852	71.111	1	71.111
2	0.81	1.5	6.5	112.62	138.790	208.185	95.565	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.3	1.1	5.7	11.852	67.556	1	67.556
																Σ Ti.Si	138.667	Σ Ti.Si.x	138.667
																	OK		OK



Lapis	SF	SF Rencana	Jari-Jari Kelongsora	MR min (kNm)	M Dorong (kNm)	MR Rencana	ΔMR (kNm)	T (kN/m)	Faktor Keamanan untuk T allow				Sv (m)	Hi (m)	Ti (m)	Si (kN)	Ti.Si (kNm)	x (buah)	Ti.Si.x (kNm)
									Fsid	FScr	FScd	FSbd							
1	0.57	1.5	6	83.65	147.330	220.995	137.345	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.4	5.3	11.852	62.815	1	62.815
2	0.57	1.5	6	83.65	147.330	220.995	137.345	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	1.15	5.05	11.852	59.852	1	59.852
3	0.57	1.5	6	83.65	147.330	220.995	137.345	52	1.5	1.5	1.5	1.3	0.25	0.9	4.8	11.852	56.889	1	56.889
																Σ Ti.Si	179.556	Σ Ti.Si.x	179.556
																	OK		OK

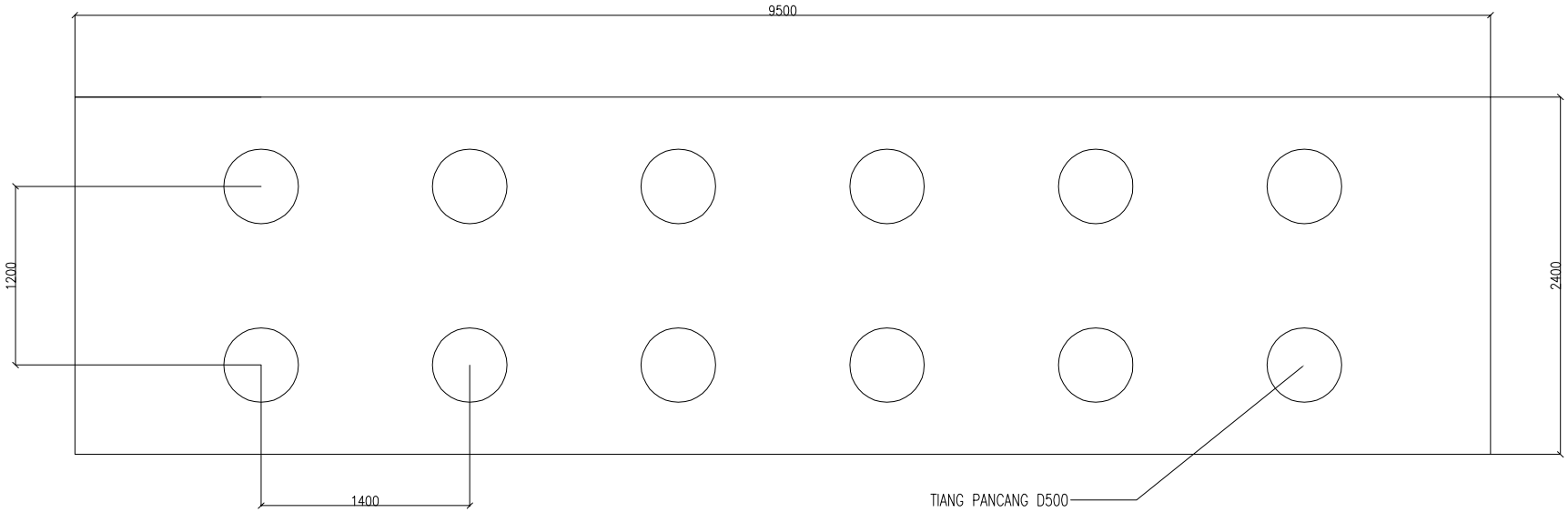
Lapis	Data Timbunan				τ1	τ2	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	Lo (m)	L total (m)	L total pakai (m)
	γ timb (kN/m3)	σv (kN/m2)	cu1 (kN/m2)	Ø1	(kN/m2)	(kN/m2)						
1	18.500	25.900	0.000	30.000	14.953	32.707	0.439	1	2.61	0.5	4.36	4.4
2	18.500	21.275	0.000	30.000	12.283	12.283	0.851	1	2.54	0.5	4.29	4.3
3	18.500	16.650	0.000	30.000	9.613	9.613	1.088	2	2.4	1	5.65	5.7
											Total	14.4



PERENCANAAN DIMENSI ABUTMENT

SKALA 1:40

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	PERENCANAAN DIMENSI ABUTMENT	1:40			9	1

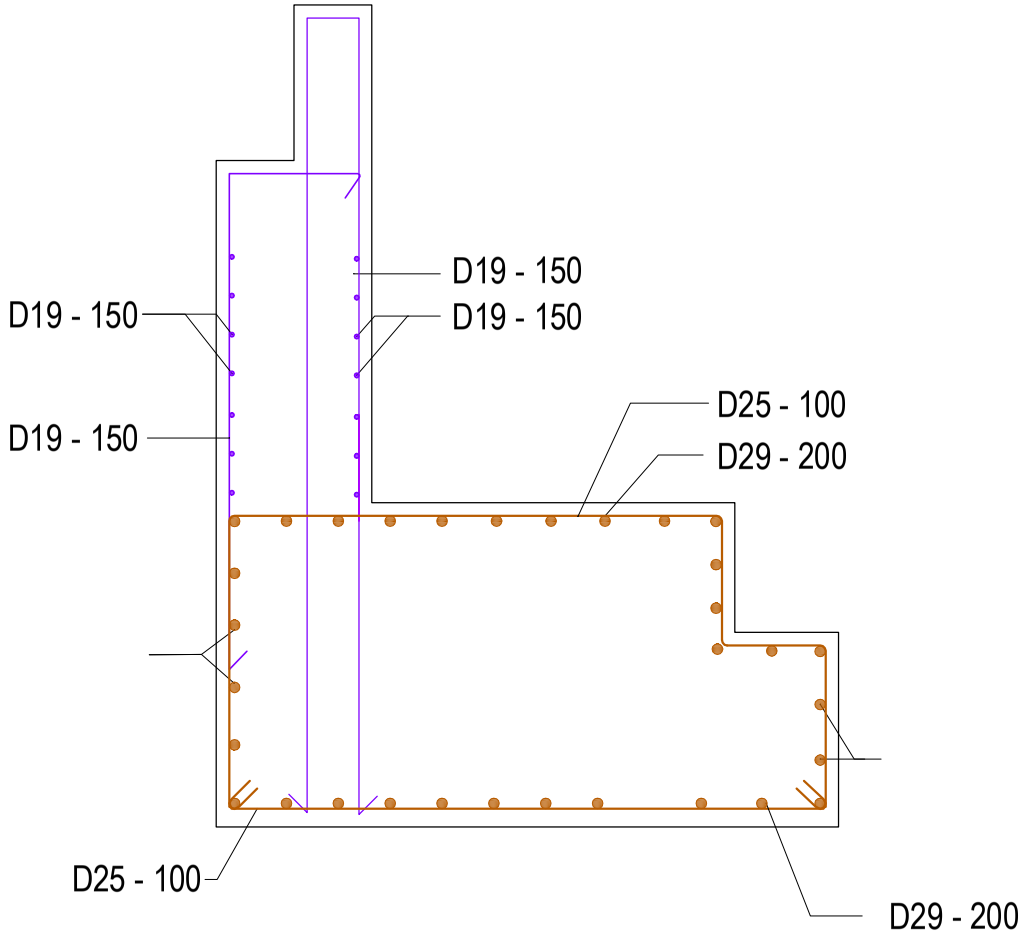


KOMBINASI TIANG PANCANG

SKALA 1:120

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

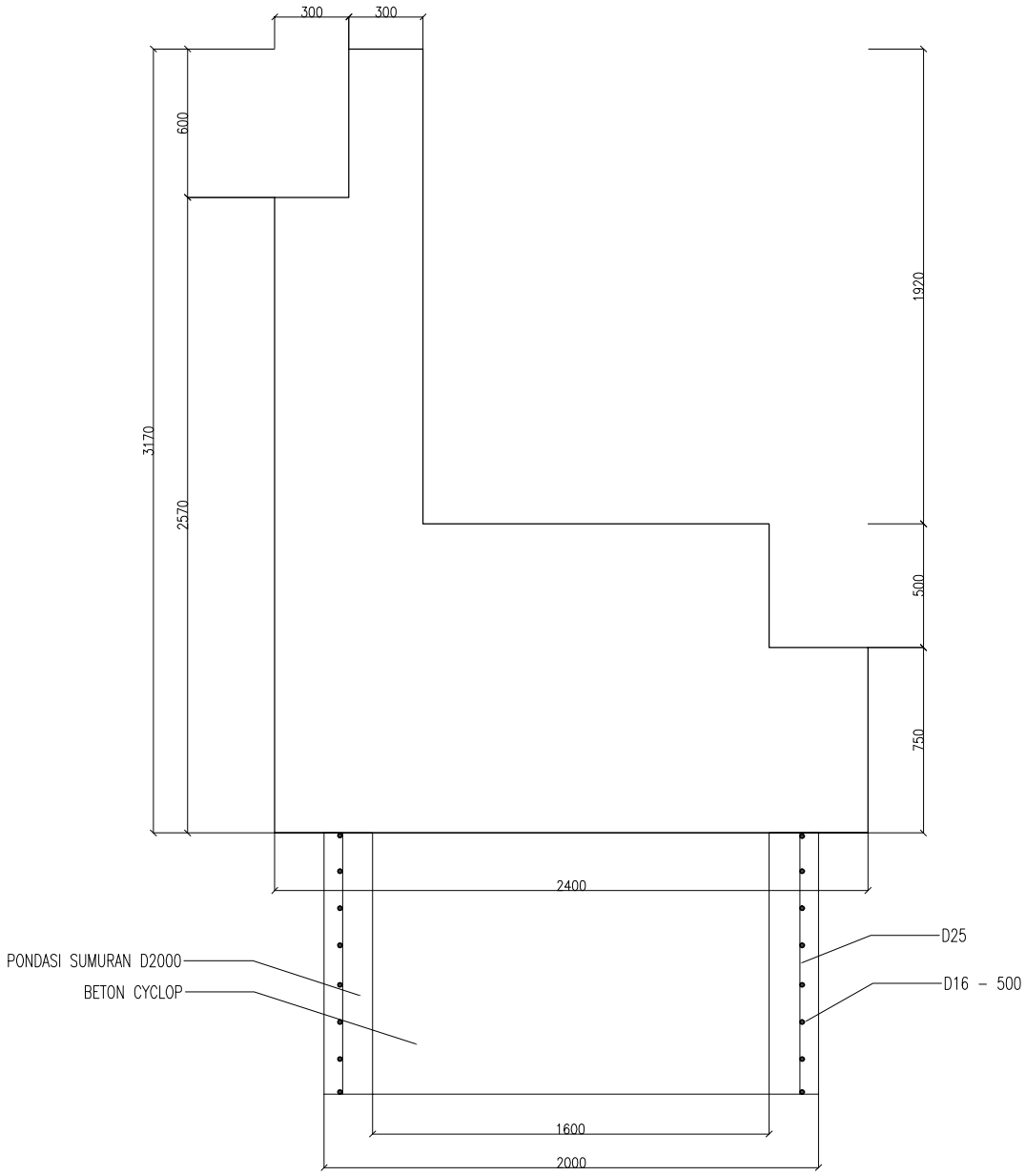
NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	KOMBINASI TIANG PANCANG	1:120			9	2



PENULANGAN ABUTMENT

SKALA 1:40

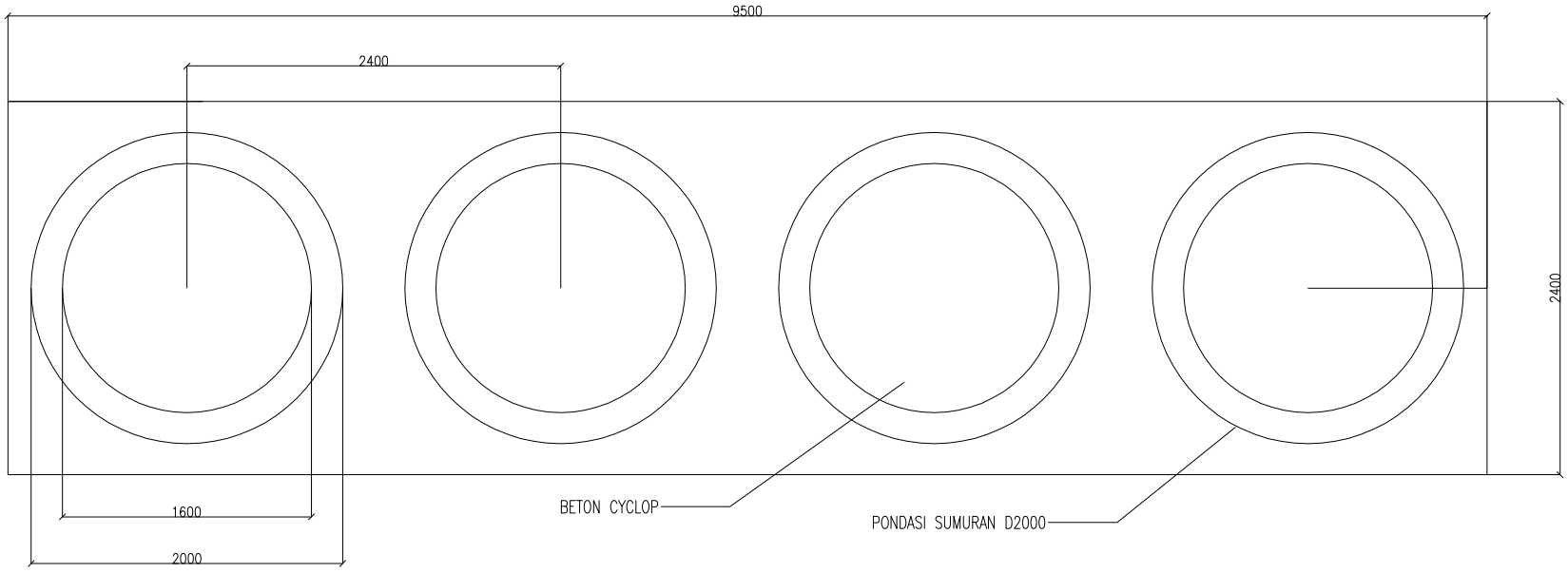
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	PENULANGAN ABUTMENT	1:40			9	3



PERENCANAAN PONDASI SUMURAN

SKALA 1:40

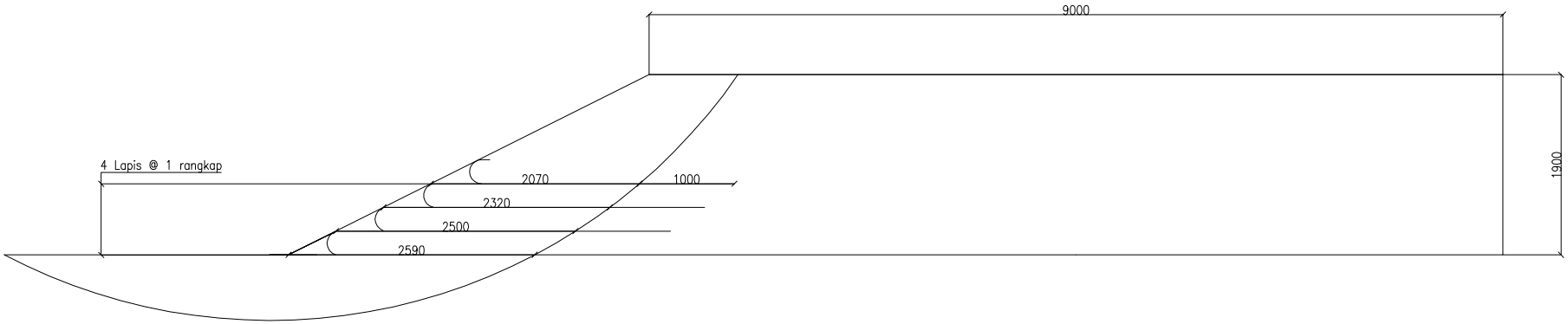
	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	PERENCANAAN PONDASI SUMURAN	1:40			9	4



KOMBINASI PONDASI SUMURAN

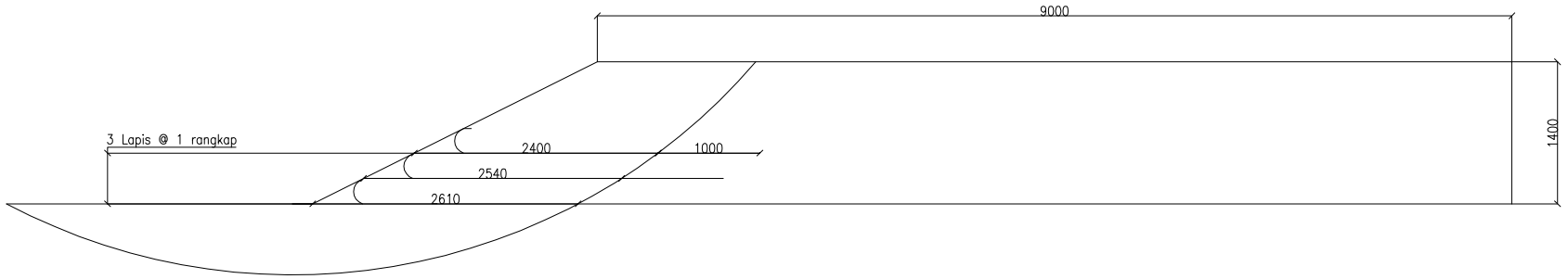
SKALA 1:120

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	KOMBINASI PONDASI SUMURAN	1:120			9	5



POTONGAN MELINTANG GEOTEXTILE OPRIT MIRING (H = 1,9 M)

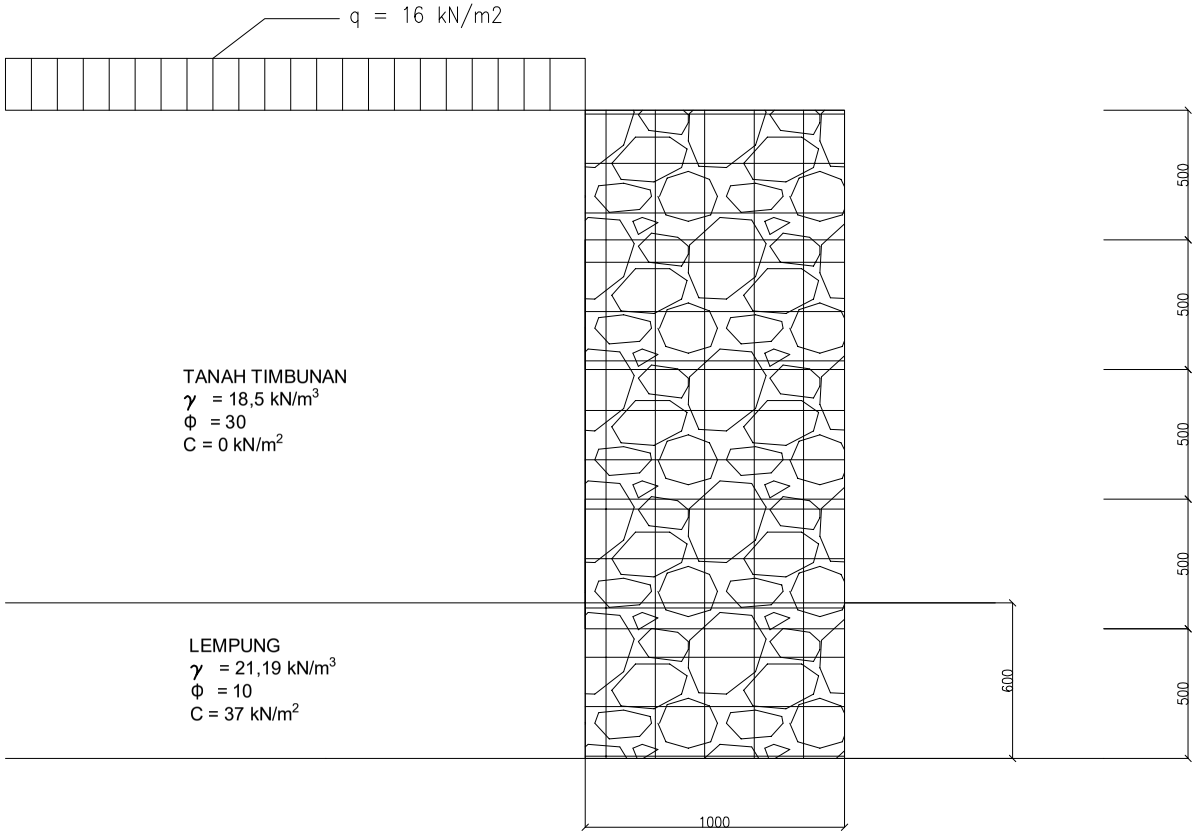
SKALA 1:100



POTONGAN MELINTANG GEOTEXTILE OPRIT MIRING (H = 1,4 M)

SKALA 1:100

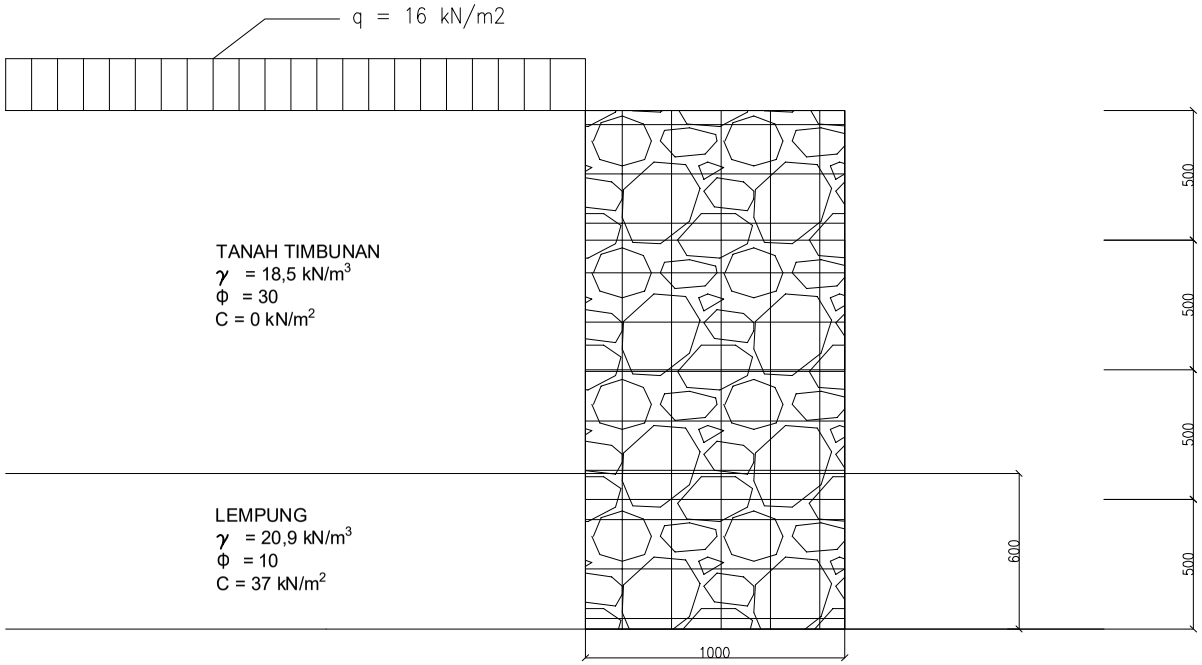
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	POTONGAN MELINTANG GEOTEXTILE	1:100			9	6



PERENCANAAN BRONJONG (H = 1,9 M)

SKALA 1:40

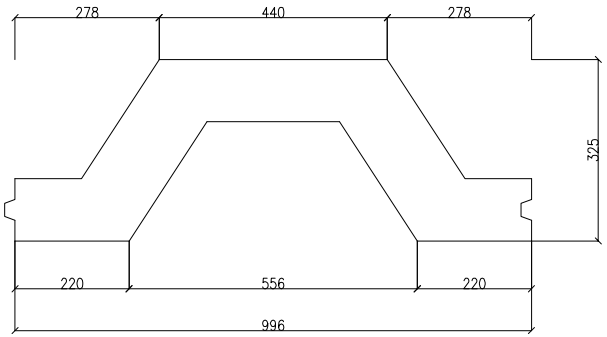
	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	PERENCANAAN BRONJONG (H = 1,9 M)	1:40			9	7



PERENCANAAN BRONJONG (H = 1,4 M)

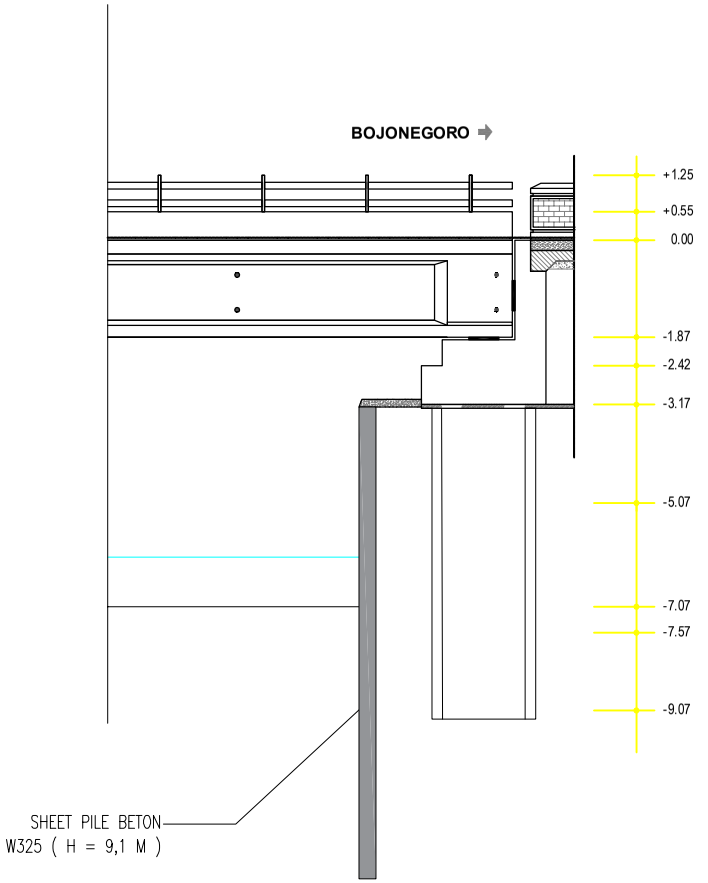
SKALA 1:40

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	PERENCANAAN BRONJONG (H = 1,4 M)	1:40			9	8



PENAMPANG SHEET PILE

SKALA 1:20



PERENCANAAN SHEET PILE

SKALA 1:200

	NAMA TUGAS	DOSEN ASISTENSI	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KETERANGAN	KODE	JML. GAMBAR	NO. GAMBAR
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	TUGAS AKHIR	Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D. Ir. Suwarno, M.Eng	SEPTYANA IKA KUSUMANINGRUM NRP 03111640000015	PERENCANAAN SHEET PILE	1:200			9	9

BIODATA PENULIS

Septyana Ika Kusumaningrum,
Penulis dilahirkan di Bojonegoro, 25 September 1998, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK PKK Sidodadi (Bojonegoro), SDN SIDODADI II (Bojonegoro), SMP Negeri 1 Bojonegoro (Bojonegoro), SMA Negeri 1 Bojonegoro (Bojonegoro). Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Bojonegoro tahun 2016, penulis melanjutkan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil FTSLK-ITS melalui jalur SNMPTN pada tahun 2016 dan terdaftar dengan NRP 03111640000015. Dijurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi geoteknik. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS.

Contact Person:
Email : septyanaika95@yahoo.co.id
No. HP : 082233286875