



TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH PADA OPRIT JEMBATAN DAMAS II - TRENGGALEK

**YUNIAR ROFIQ
NRP 3112 106 025**

**DosenPembimbing
Ir. Suwarno, M.Eng
Putu Tantri Kumala S.,ST.MT**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN
TANAH PADA OPRIT JEMBATAN DAMAS II -
TRENGGALEK**

**YUNIAR ROFIQ
NRP 3112 106 025**

**Dosen Pembimbing
Ir. Suwarno, M.Eng
Putu Tantri Kumala S., ST.MT**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**



FINAL PROJECT - RC141501

DESIGN ALTERNATIVE OF SOIL RETAINING WALL ON APPROACH OF DAMAS II BRIDGE - TRENGGALEK

**YUNIAR ROFIQ
NRP 3112 106 025**

**Academic Supervisor
Ir. Suwarno, M.Eng
Putu Tantri Kumala S, ST.MT**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015**



FINAL PROJECT - RC141501

**DESIGN ALTERNATIVE OF SOIL RETAINING
WALL ON APPROACH OF DAMAS II BRIDGE -
TRENGGALEK**

**YUNIAR ROFIQ
NRP 3112 106 025**

**Academic Supervisor
Ir. Suwarno, M.Eng
Putu Tantri Kumala S, ST.MT**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015**

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN TANAH PADA OPRIT JEMBATAN
DAMAS II - TRENGGALEK**

TUGAS AKHIR

**Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik**

Pada

Bidang Studi Geoteknik

Jurusan S-1 Teknik Sipil Lintas Jalur

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Oleh :

Yuniar Rofiq

NRP. 3112.106.025

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing Tugas Akhir

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ir. Soewarno, M. Eng.

Putu Tanti Kumala S., ST. MT.

NIP 195909271986031003

NIP 198611022014042004

SURABAYA

APRIL, 2015

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH PADA OPRIT JEMBATAN DAMAS II – TRENGGALEK.

Nama Mahasiswa : Yuniar Rofiq
NRP : 3112106025
Jurusan : Teknik Sipil
Dosen Pembimbing : Suwarno, Ir., M.Eng
Putu Tantri Kumala S., ST, MT.

Abstrak—Jembatan Damas II merupakan jembatan yang menghubungkan jalan dari kecamatan Prigi menuju kecamatan Munjungan di kabupaten Trenggalek. Pembangunan jembatan Damas II direncanakan dengan bentang 180 meter menggunakan 5 pilar dan 2 abutmen. Ketinggian oprit jembatan Damas II adalah ± 6 meter yang berada pada Sta 0+300. Sehingga perlu dinding penahan tanah yang efisien terhadap beban yang bekerja agar tanah timbunan pada oprit tidak mengalami longsor. Permasalahan dalam proyek pembangunan jembatan ini adalah timbunan pada oprit dengan tinggi ± 6 meter sehingga diperlukan perkuatan tanah pada timbunan tersebut agar tidak terjadi longsor. Pada desain yang sudah dilaksanakan dilapangan, menggunakan metode timbunan dengan kemiringan 1:2. Hal ini menyebabkan lahan yang dibutuhkan akan semakin luas dan tidak efisien. Sehingga diperlukan alternatif lain agar dapat meminimalkan penggunaan lahan tersebut.

Setelah merencanakan dinding penahan tanah dari 2 alternatif berupa geotextile sebagai perkuatan tanah dibandingkan kombinasi geotextile dengan sheet pile. Maka didapat hasil bahwa kebutuhan geotextile untuk alternatif geotextile sebagai material timbunan sebanyak sebanyak 18 lapisan dengan pemasangan ganda pada setiap lapisannya. Sedangkan untuk alternatif kombinasi geotextile dengan sheet pile didapatkan 16

lapisan geotextile dan diperoleh kebutuhan sheetpile dengan panjang 8 m dengan moment crack 11,47 tm. Pada perencanaan jembatan menggunakan fondasi sumuran didapatkan hasil bahwa penggunaan fondasi sumuran dengan diameter (d_s) sumuran yaitu 3.5 m dan kedalaman (d_f) 13 m telah memenuhi syarat aman dalam menerima beban yang bekerja pada jembatan.

Kata kunci : Geotextile, Sheet Pile, Dinding Penahan Tanah, Fondasi Sumuran.

DESIGN ALTERNATIVE OF SOIL RETAINING WALL ON APPROACH OF DAMAS II BRIDGE- TRENGGALEK

Student Name : Yuniar Rofiq
Register Number : 3112106025
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor : Suwarno, Ir. M.Eng
Putu Tantri Kumala S, ST. MT.

Abstract

Damas II Bridge is a bridge that connects the road from the Prigi sub-district to Munjungan sub-district in Trenggalek district. bridge construction of Damas II is planned 180 meters in length using 5 pillars and two abutments. Altitude of Damas II bridge approach is around 6 meters located at Sta 0+300. So it needs an efficient retaining wall against the working load so that the soil heap on degradation sabo does not have landslides. The problem in the construction of this bridge is 6 meters heap on approach so that it needs reinforcement of land on the heap to prevent landslides. The designs that have been implemented in the field uses heap method with 1: 2 slope. This causes the needed land will be more extensive and inefficient. So, it needs other alternatives in order to minimize the land use.

After planning soil retaining wall of the two alternatives in the form of geotextile as soil reinforcement compared geotextile combination with the sheet pile. So the result is geotextile need for geotextile alternative as heap material as many as 18 layers with a double installation on each layer. As for the geotextile combination alternative with sheet pile gets 16 geotextile layers and acquired sheetpile need around 8 meters in lenght with 11.47 tm moment crack. In the bridge plan uses well foundation

obtained that the use of well foundation with 3,5 meters in diameter and 13 meters in depth has been qualified secure in accepting the load on the bridge.

Keyword : Geotextile, Sheet Pile, Soil Retaining Wall, Well Foundation.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah Pada Oprit Jembatan Damas II - Trenggalek”.

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Orang tua dan kakak dari penulis yang telah memberikan doa, kasih sayang dan dukungan baik moril maupun materil.
2. Dosen pembimbing, Bapak Suwarno, Ir., M.Eng dan Ibu Putu Tantri Kumala S., ST., MT. yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Dosen penguji, Prof, Indrasurya B. Mochtar, Ir., MSc.PhD. dan Dr.Yudhi Lastiasih, ST., MT. yang telah memberikan koreksi serta masukkan dalam seminar Tugas Akhir.
4. Bapak Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT. selaku dosen wali penulis yang telah banyak memberi bimbingan dan arahan selama penulis menjadi mahasiswa perkuliahan di Lintas Jalur S-1.
5. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan.
6. Seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
7. Teman-teman seperjuangan dari Kos 314 yang sudah banyak memberikan semangat, doa dan arahan kepada penulis.
8. Adik - adik kelas Lintas Jalur S-1 alumni UGM yang sudah banyak memberikan ilmu dan pengalaman serta arahan kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengharapkan, semoga tugas akhir ini dapat memenuhi harapan dan bermanfaat bagi kita semua, khususnya mahasiswa Teknik Sipil

Surabaya, April 2015

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Permasalahan	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	4
1.6 Lokasi	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum	7
2.2 Penyelidikan Tanah	7
2.2.1 Tekanan Tanah Lateral Saat Diam	7
2.2.2 Tekanan Tanah Aktif	8
2.2.3 Tekanan Tanah Pasif	8
2.2.4 Tekanan Tanah Akibat Beban Di Atas Tanah Urugan	9
2.3 Dinding Penahan Tanah	11
2.3.1 Dinding Penahan Tanah Segmental	11
2.3.2 Dinding Turap (<i>Sheet Pile</i>)	12
2.3.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah	12
2.4 Material Perkuatan Tanah	12
2.4.1 Geotextile	13
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	
3.1 Diagram Alir Pekerjaan	27
3.2 Studi Literatur	28

3.3 Pengumpulan Dan Perencanaan Data Lapangan	28
3.4 Perhitungan Beban	28
3.5 Analisa Kestabilan Dinding Penahan Tanah	28

BAB IV PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

4.1 Data Tanah Dasar	31
4.1.1 Lokasi pengambilan data tanah	31
4.1.2 Data Standar Penetration Test (SPT)	31
4.2 Analisa Data Pembebanan.....	35
4.2.1 Analisa Beban untuk dinding penahan tanah	35
4.3 Perencanaan <i>Geotextile</i>	35
4.3.1 Perhitungn geotextile sebagai perkuatan timbunan	35
4.3.2 Perhitungn panjang geotextile tertanam dan lipatan geotextile	37
4.4 Perencanaan Kombinasi <i>Geotextile</i> dengan <i>Sheetpile</i>	39
4.4.1 Perencanaan <i>Geotextile</i>	39
4.4.2 Perencanaan <i>Sheetpile</i>	45
4.4.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Beton....	46

BAB V PERENCANAAN FONDASI SUMURAN PADA PILAR JEMBATAN

5.1 Pembebanan	51
5.1.1 Pembebanan Bangunan Atas	51
5.1.2 Pembebanan Bangunan Bawah	59
5.2 Perencanaan Fondasi	73
5.2.1 Perencanaan Fondasi Sumuran	73

BAB VI PENUTUP

6.1 Kesimpulan	77
6.2 Saran	78

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Nilai Faktor Reduksi	14
Tabel 2.2 Nilai nilai C_p	14
Tabel 2.3 Parameter elastisitas dari berbagai macam tanah	14
Tabel 4.1 Rekapitulasi nilai N yang telah dikoreksi.....	33
Tabel 4.2 Korelasi Konsistensi Tanah dengan nilai N	34
Tabel 4.3 Parameter Tanah.....	34
Tabel 4.4 Tabel faktor reduksi untuk pemasangan geotextile	35
Tabel 4.5 Tabel perhitungan M_{res} geotextile.....	37
Tabel 4.6 Tabel perhitungan panjang geotextile tertanam.....	38
Tabel 4.7 Tabel perhitungan panjang geotextile	38
Tabel 4.8 Tabel perhitungan jarak vertikal pemasangan geotextile	41
Tabel 4.9 Tabel perhitungan panjang geotextile tertanam.....	42
Tabel 4.10Tabel perhitungan panjang lipatan geotextile	42
Tabel 5.1 Rekapitulasi beban	59
Tabel 5.2 Distribusi berat sendiri pilar	60
Tabel 5.3 Distribusi beban arah memanjang	68
Tabel 5.4 Distribusi beban arah melintang.....	69
Tabel 5.5 Rekapitulasi beban kerja pada tipe pilar untuk setengah bentang.....	69



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Potongan melintang DPT existing	2
Gambar 1.2	Potongan melintang <i>geotextile</i> sebagai perkuatan timbunan	2
Gambar 1.3	Potongan melintang dinding penahan tanah <i>sheetpile</i> dengan <i>geotextile</i>	3
Gambar 1.4	Lokasi perencanaan	4
Gambar 1.5	Potongan memanjang oprit jembatan Damas II.....	5
Gambar 2.1	Tekanan ke samping akibat beban titik.....	9
Gambar 2.2	Tekanan ke samping akibat beban garis	10
Gambar 2.3	Tekanan ke samping akibat beban lajur.....	10
Gambar 2.4	Diagram tekanan tanah lateral akibat beban permukaan	15
Gambar 2.5	Konsep tekanan tanah dan teori dinding <i>geotextile</i>	16
Gambar 2.6	Guling (<i>over turning</i>).....	18
Gambar 2.7	Geser (<i>sliding</i>)	19
Gambar 2.8	Daya dukung tanah (<i>bearing capacity</i>).....	20
Gambar 4.1	Lokasi perencanaan dinding penahan tanah	31
Gambar 4.2	Grafik Boring Log	32
Gambar 4.3	Pemasangan <i>geotextile</i> pada tanah timbunan.....	39
Gambar 4.4	Pemasangan <i>geotextile wall</i> pada tanah timbunan	43
Gambar 4.5	Titik berat W pada <i>geotextile</i>	43
Gambar 4.7	Diagram tekanan tanah pada DPT beton	46
Gambar 5.1	Potongan melintang jembatan bagian atas.....	51
Gambar 5.2	Grafik hubungan bentang dengan gaya rem	58
Gambar 5.3	Grafik koefisien geser untuk arah melintang jembatan	67
Gambar 5.4	Tampak atas fondasi	74
Gambar 5.5	Potongan melintang fondasi	75
Gambar 5.6	Analisa kebutuhan tulangan dengan program PCA COL	75



;;

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

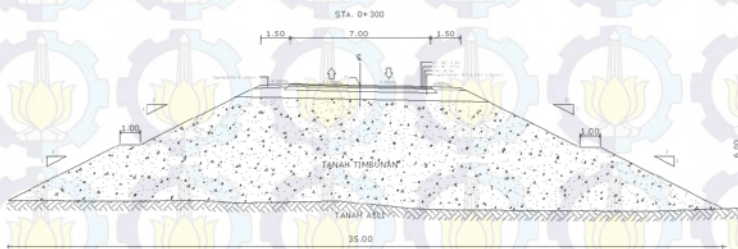
Jalan Lintas Selatan Jawa Timur (JLS) merupakan jalan baru di sepanjang pesisir pantai selatan Jawa Timur yang melintasi Pacitan, Trenggalek, Tulungagung, Blitar, Malang, Lumajang, Jember, dan Banyuwangi dengan panjang keseluruhan mencapai 634,11 kilometer. Pembangunan Jalan Lintas Selatan ini merupakan program dari Pemprov Jawa Timur yang statusnya ditingkatkan menjadi program strategis nasional. Kebutuhan sarana infrastruktur yang baik sangat dibutuhkan oleh suatu wilayah untuk meningkatkan perekonomian wilayah tersebut. Pembangunan jalan ini diharapkan akan menunjang laju pertumbuhan perekonomian di wilayah Jawa Timur dan salah satu yang merasakan manfaat dari pembangunan infrastruktur jalan ini adalah kabupaten Trenggalek. Pertumbuhan ekonomi di kabupaten Trenggalek semakin pesat setelah adanya infrastruktur yang memadai. Oleh karena itu, pembangunan jalan dan jembatan menjadi prioritas utama pemerintah agar pertumbuhan ekonomi daerah tersebut semakin meningkat, terutama pada kawasan pelosok.

Jembatan Damas II merupakan jembatan yang menghubungkan jalan dari kecamatan Prigi menuju kecamatan Munjungan di kabupaten Trenggalek. Pembangunan jembatan Damas direncanakan dengan bentang 180 meter menggunakan 5 pilar dan 2 abutmen. Ketinggian oprit jembatan Damas adalah ± 6 meter yang berada pada Sta 0+300. Sehingga perlu dinding penahan tanah yang efisien terhadap beban yang bekerja agar tanah timbunan pada oprit tidak mengalami longsor.

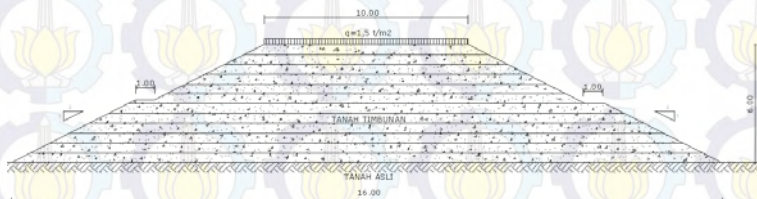
Pada perencanaan sebelumnya, konstruksi dinding penahan tanah yang digunakan adalah timbunan tanah dengan ketinggian ± 6 m seperti yang terlihat pada (Gambar 1.1). Dengan penggunaan metode ini menyebabkan lahan yang dibutuhkan akan semakin luas dan tidak efisien. Oleh karena itu perlu adanya

suatu alternatif konstruksi dinding penahan tanah yang dapat meminimalkan kebutuhan lahan tersebut. Penggunaan metode sheet pile dikombinasikan dengan geotextile seperti yang terlihat pada (Gambar 1.2) diharapkan dapat mengatasi penggunaan lahan pada oprit jembatan Damas sehingga dapat memberikan pilihan alternatif dari perencanaan yang sudah ada.

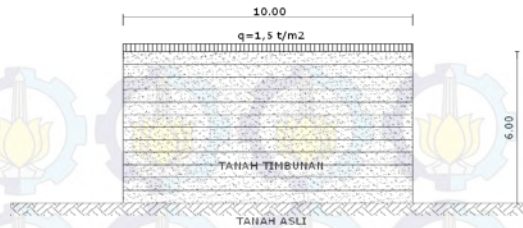
Pada Tugas Akhir ini akan dibahas beberapa alternatif perencanaan dinding penahan tanah. Alternatif pertama adalah kombinasi timbunan dengan *geotextile*. Alternatif kedua kombinasi *sheet pile* dengan *geotextile*. Tugas Akhir ini sangat penting dilakukan karena untuk mengetahui alternatif desain struktur dinding penahan tanah yang tepat dan efisien serta kemudahan dalam pelaksanaan dilapangan.



Gambar 1.1 Potongan melintang dinding penahan tanah *existing*.



Gambar 1.2 Potongan melintang *geotextile* sebagai perkuatan timbunan.



Gambar 1.3 Potongan melintang dinding penahan tanah *sheet pile* kombinasi dengan *geotextile*.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang diatas, maka terdapat beberapa masalah yang harus dibahas antara lain:

1. Bagaimana merencanakan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan?
2. Bagaimana merencanakan konstruksi dinding penahan tanah kombinasi *sheet pile* dengan *geotextile*?
3. Bagaimana merencanakan pondasi sumuran pada pilar jembatan?

1.3 Tujuan

Tujuan dari tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan approach jembatan menggunakan alternatif *geotextile* sebagai perkuatan timbunan dan kombinasi *sheet pile* dengan *geotextile*.
2. Merencanakan pondasi sumuran pada pilar jembatan agar mampu menahan beban yang ada pada jembatan.

1.4 Batasan Masalah

Dengan mempertimbangkan banyaknya dan luasnya permasalahan yang tercakup dalam penulisan Tugas Akhir ini, maka permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Data tanah yang digunakan adalah data tanah sekunder.

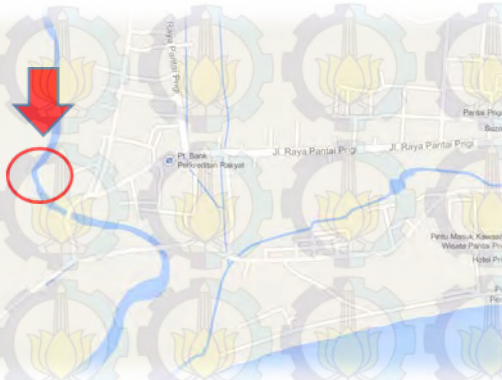
2. Beban kendaraan sesuai dengan peraturan.
3. Tidak membahas perhitungan geometri jalan dan perkerasan jalan.
4. Oprit yang ditinjau sepanjang Sta. 0+150 – 0+300.

1.5 Manfaat

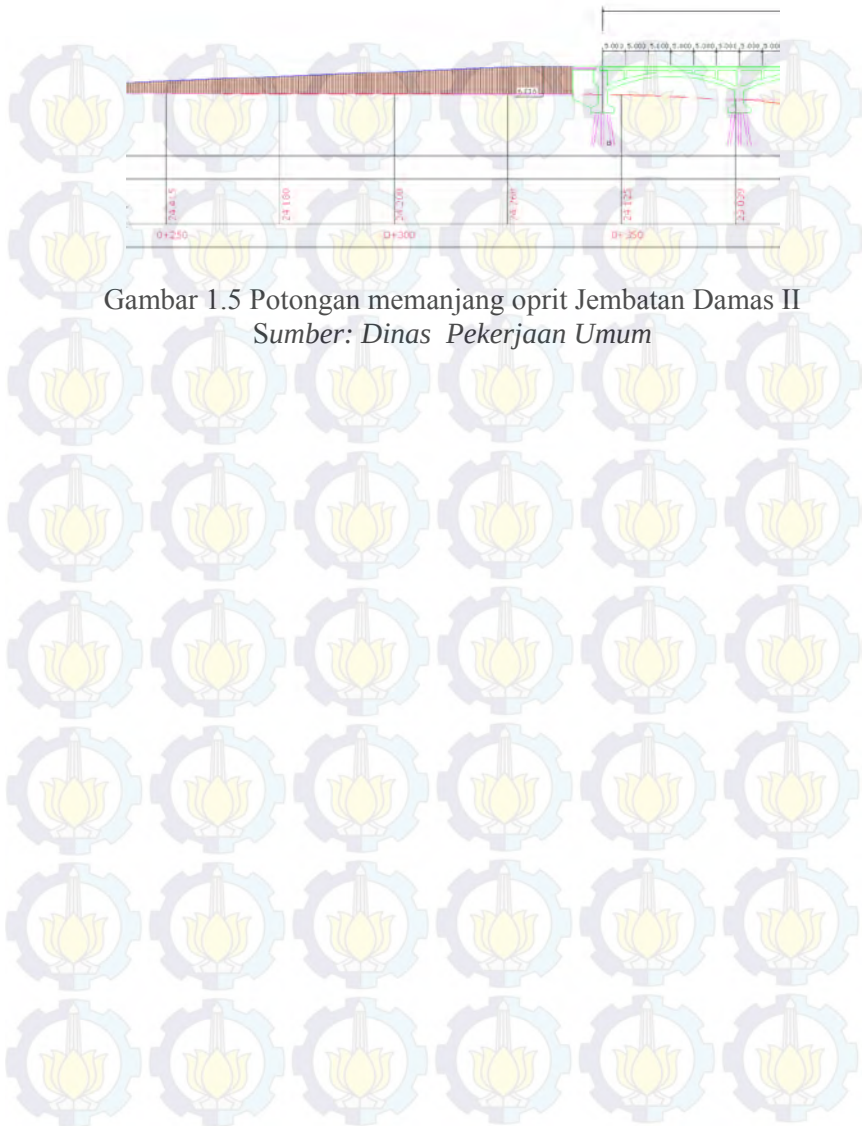
Hasil perencanaan dinding penahan tanah ini akan sangat berguna sebagai referensi dalam pembangunan dinding penahan tanah lain yang memiliki kemiripan karakteristik dengan dinding penahan tanah pada jembatan Damas.

1.6 Lokasi

Lokasi perencanaan dinding penahan tanah pada oprit jembatan Damas, yang terletak didaerah desa Karanggandu kabupaten Trenggalek. Berikut adalah gambar lokasi perencanaan dan potongan memanjang oprit jembatan, yang ditunjukkan pada (Gambar 1.4) dan (Gambar 1.5)



Gambar 1.4 Lokasi Perencanaan
Sumber: maps.google.com



Gambar 1.5 Potongan memanjang oprit Jembatan Damas II
 Sumber: Dinas Pekerjaan Umum



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk mencegah terjadinya longsor pada suatu tebing maupun pada tanah timbunan. Dalam dunia teknik pemasangan dinding penahan tanah biasanya digunakan untuk menopang tanah pada posisi kemiringan tertentu maupun pada posisi tegak. Dinding penahan harus dapat direncanakan dengan tepat agar material tanah yang ditahan dalam kondisi stabil.

2.2 Tekanan Tanah Lateral

Analisa tekanan tanah lateral digunakan untuk perancangan dinding penahan tanah dan struktur penahan lainnya, seperti: pangkal jembatan, turap, saluran beton dan lain lain. Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dari gaya dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh letak (displacement) dari dinding penahan tanah dan sifat sifat tanahnya (Hardiyatmo, 2007).

2.2.1 Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

Tanah terbentuk dari pelapukan batuan dan proses pengendapan. Selama proses pengendapannya tanah mengalami konsolidasi akibat pengaruh tekanan diatasnya (overburden) yang menimbulkan perubahan bentuk kearah lateral.

Menurut Braja M. Das (1985) pada saat dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu saat dinding tidak bergerak kesalah satu arah horizontal, maka massa tanah berada dalam keadaan keseimbangan elastis (elastic equilibrium). Rasio tekanan arah horizontal dan vertical dinamakan “koefisien tanah dalam keadaan tanah diam (coefficient of earth preassure at rest), K_0 , atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots \dots \dots (2.1)$$

Karena $\sigma_v = \gamma Z$, maka $\sigma_v = K_0 \gamma Z$

Untuk tanah berbutir, keadaan tanah dalam keadaan diam dapat dihitung oleh hubungan empiris yang di perkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.2)$$

Brooker dan Ireland (1965) mengemukakan hubungan empiris untuk menghitung K_0 dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal

$$K_0 = 0,95 - \sin \phi \quad (2.3)$$

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_0 juga di kemukakan oleh Alpan (1967):

$$K_0 = 0,19 + 0,223 \log (PI) \quad (2.4)$$

2.2.2 Tekanan Tanah Aktif

Jika dinding penahan tanah mengalami pergerakan kearah luar dari tanah urugan dibelakangnya, maka tanah urugan tersebut akan bergerak kebawah dan kesamping menekan dinding penahannya. Tekanan tanah ini disebut tekanan tanah aktif. Dirumuskan sebagai berikut :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.5)$$

Dimana

$$K_a = \tan^2 \left[45 - \frac{\phi}{2} \right] \quad (2.6)$$

2.2.3 Tekanan Tanah Pasif

Jika suatu gaya mendorong dinding penahan tanah kearah urugannya, maka tekanan tanah seperti ini disebut tekanan tanah pasif. Tekanan tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah pada gerakan struktur penahan tanah pada urugannya, yaitu gaya yang dibutuhkan untuk menahan gerakan dinding penahan tanah sebelum mengalami keruntuhan. Tekanan tanah pasif total dituliskan sebagai berikut :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.7)$$

Dimana

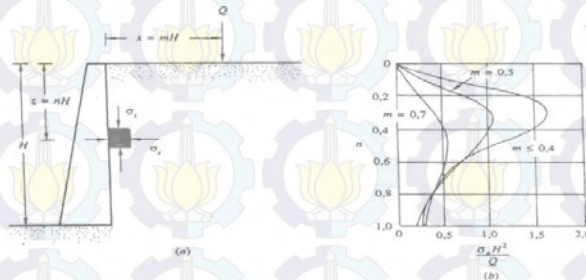
$$K_a = \tan^2 \left[45 - \frac{\phi}{2} \right] \dots \dots \dots (2.8)$$

2.2.4 Tekanan Tanah Akibat Beban Diatas Tanah Urugan

Menurut Gerber (1929) dan Spangler (1938) Tekanan tanah akibat beban titik seperti pada (Gambar 2.1) ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\sigma_x = \frac{1,77 Q}{H^2} \cdot \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2} \text{ dengan } m > 0,4 \dots \dots \dots (2.9)$$

$$\sigma_x = \frac{1,77 Q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16 + n^2)^2} \text{ dengan } m < 0,4 \dots \dots \dots (2.10)$$

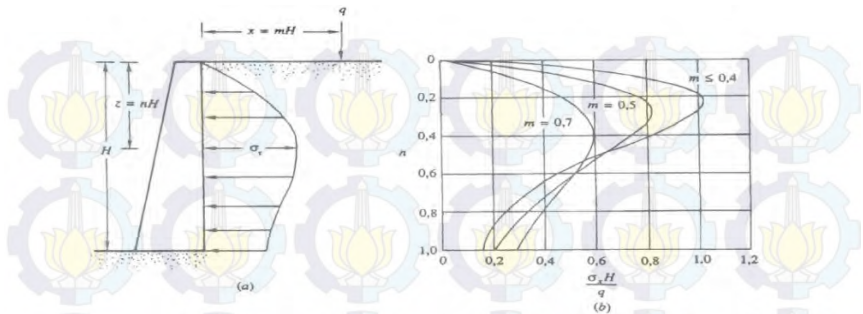


Gambar 2.1 Tekanan ke samping akibat beban titik
(Sumber : Braja M. Das, 1985)

Menurut Terzaghi (1943) Tekanan tanah akibat beban garis terpusat seperti (Gambar 2.2) pada permukaan tanah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\sigma_z = \frac{4q}{\pi H} \cdot \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2} \text{ dengan } m > 0,4 \dots \dots \dots (2.11)$$

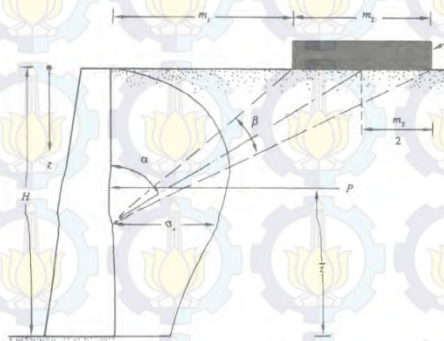
$$\sigma_z = \frac{q}{H} \cdot \frac{0,203 n}{(0,16 + n^2)^2} \text{ dengan } m < 0,4 \dots \dots \dots (2.12)$$



Gambar 2.2 Tekanan ke samping akibat beban garis
(Sumber : Braja M. Das, 1985)

Untuk beban lajur sebesar q /satuan luas terletak pada jarak m dan tembok yang memiliki ketinggian H . menurut teori elastisitas, tegangan arah horizontal pada kedalaman z , yang bekerja pada tembok seperti pada (Gambar 2.3), dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\sigma_x = \frac{2q}{H} \cdot (\beta - \sin\beta \cos\alpha) \dots\dots\dots(2.13)$$



Gambar 2.3 Tekanan ke samping akibat beban lajur
(Sumber : Braja M. Das, 1985)

2.3 Dinding Penahan Tanah

2.3.1 Dinding Turap (Sheet Pile)

Turap (sheet pile) adalah konstruksi dinding vertikal tipis yang berfungsi untuk menahan tanah dari longsor. Perhitungan gaya lateral pada konstruksi dinding turap menggunakan kondisi Rankine. Berdasarkan material yang digunakan, dikenal beberapa jenis dinding turap, seperti turap kayu, turap beton, dan turap baja. Penentuan jenis material dinding turap tergantung dari penggunaannya. Pertimbangan untuk menggunakan jenis material tertentu pada dinding turap antara lain adalah:

➤ Dinding turap kayu

Dapat digunakan pada bangunan yang tidak permanen, seperti bangunan perancah untuk penggalian pondasi dan sebagainya. Untuk bangunan permanen, pengawetan bahan dan perlindungan bahan terhadap pelapukan harus benar-benar diperhatikan. Penggunaan material kayu pada dinding turap mempunyai keuntungan dan kerugian. Keuntungannya adalah material ini mudah dicari. Sedangkan kerugiannya adalah masa pakai dari material ini relative pendek, serta diperlukannya teknik pengawetan.

➤ Dinding turap beton

Biasanya digunakan pada bangunan permanen atau pada detail-detail konstruksi yang agak sulit. Keuntungan pemakaian jenis dinding turap ini adalah dinding dapat dibuat secara pabrikasi, sedangkan kerugiannya adalah sulitnya pelaksanaan dilapangan karena sering terjadi kebocoran-kebocoran.

➤ Dinding turap baja

Biasanya digunakan pada bangunan permanen. Konstruksi turap ini lebih ringan, pelaksanaannya adalah lebih mudah, serta hasilnya lebih baik.

Sedangkan kerugiannya adalah tenggang waktu pemesanan serta bahaya terhadap korosi.

2.3.2 Stabilitas Geser, Guling, dan Kekuatan Dinding Penahan Tanah

Didalam merencanakan konstruksi dinding penahan tanah yang stabil dan aman maka konstruksi dinding penahan tanah harus memenuhi kriteria atau syarat kapasitas konstruksi yang stabil dan aman.

Kriteria yang perlu dicek antara lain :

- a. Stabilitas terhadap geser (*sliding*)
- b. Stabilitas terhadap guling (*over turning*)
- c. Memiliki syarat kapasitas daya dukung tanah dibawah dasar dinding penahan tanah. Penahan tanah lebih besar dari tegangan (tegangan kontak) akibat beban yang bekerja dan ditransfer ketanah dibawah dasar dinding penahan tanah. Perlu diusahakan agar resultan gaya yang bekerja pada konstruksi dinding penahan tanah masih terletak pada daerah inti yaitu ditengah, dan dasar dinding penahan tanah berjara kiri dan kanan $\frac{1}{6}$ lebar dasar.

2.4 Material Perkuatan Tanah

2.4.1 Geotextile

Geotextile adalah kain permeable yang digunakan didalam tanah a kan memiliki kemampuan untuk memisahkan, menyaring,memperkuat, melindungi , dan menguras. Geotextile terbuat dari benang plastic yang memungkinkan air bisa mengalir dan memisahkan tanah mendasari permukaan.Hal ini memungkinkan tumpahan air terorganisir lalu bisa mencegah tanah di sekitarnya oleh longsor.

2.4.2 Perencanaan *Geotextile*

Pada perencanaan *geotextile* perlu diperhatikan kekuatan tarik bari bahan dalam menerima atau memikul gaya geser saat terjadinya kelongsoran. Untuk menghitung kekuatan bahan *geotextile* digunakan persamaan :

$$T_{allow} = T_{ult} \left(\frac{1}{RF_{ID} + RF_{CR} + RF_{CD} + RF_{8D}} \right) \dots \dots \dots (2.14)$$

Keterangan :

T_{allow} =kekuatan *geotextile* yang tersedia

T_{ult} =kekuatan ultimate *geotextile*

RF_{ID} =factor reduksi akibat kesalahan pemasangan

RF_{CR} =factor reduksi akibat rangkak

RF_{CD} =factor reduksi akibat pengaruh kimia

RF_{8D} =factor reduksi akibat pengaruh biologi

RF_{ID} , RF_{CR} , RF_{CD} , RF_{8D} merupakan factor reduksi akibat pengurangan kekuatan *geotextile* yang besarnya dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Nilai Faktor Reduksi (Koerner 1999)

Penggunaan <i>geotextile</i>	Nilai faktor reduksi (RF)			
	kesalahan pemasangan	rangkai	pengaruh kimia	pengaruh biologi
Separation	1,1 – 2,5	1,5 – 2,5	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 – 3,5	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	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement overlays	1,1 – 1,5	1,0 – 2,0	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 forms	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

Adapun control stabilitas lereng yang diperkuat dengan bahan *geotextile* adalah :

1. Internal Stability

Gaya-gaya yang perlu diperhatikan adalah :

- Tanah yang berada di belakang lereng
- Beban luar yang terdiri dari beban tambahan (*surchage*) dan beban hidup

Besarnya tegangan horizontal yang diterima dinding (σ_H) adalah :

$$\sigma_H = \sigma_{HS} + \sigma_{Hq} + \sigma_{HL} \dots \dots \dots (2.15)$$

Keterangan :

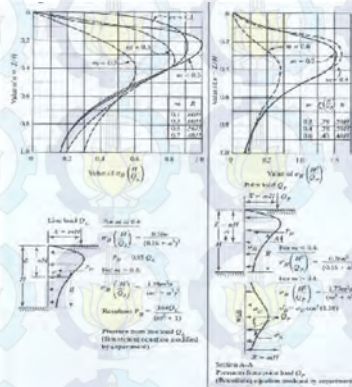
σ_H = tegangan horizontal yang diterima dinding

σ_{HS} = tegangan horizontal akibat tanah dibelakang dinding

σ_{Hq} = tegangan horizontal akibat tanah timbunan / *surchage*

σ_{HL} = tegangan horizontal akibat beban hidup

Tegangan horizontal akibat beban hidup O_{HL} dapat dilakukan pengecekan pada (Gambar 2.4)



Gambar 2.4 Diagram tekanan tanah lateral akibat beban permukaan

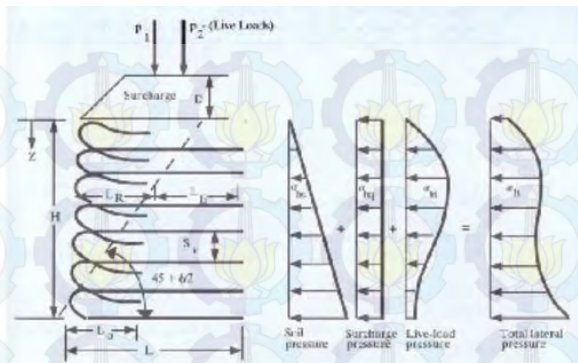
(Kiri : untuk beban garis, Kanan : untuk beban terpusat) (After NAVFAC [90])

Jarak vertikal pemasangan *geotextile* (S_v) seperti pada (Gambar 2.5) adalah sebagai berikut:

$$\sigma_{HZ} S_v = \frac{T_{ALL}}{SF} \quad (2.16)$$

Keterangan :

σ_{HZ} = tegangan horizontal pada kedalaman Z
 T_{ALL} = kekuatan geotextile yang tersedia
 SF = factor keamanan



Gambar 2.5 Konsep tekanan tanah dan teori untuk dinding *geotextile* (Koerner 1999)

Panjang *geotextile* yang ditanam (L) dapat diselesaikan dengan persamaan :

$$L = L_e + L_R \dots \dots \dots (2.17)$$

Dimana :

$$L_R = (H - Z) \times \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right] \dots \dots \dots (2.18)$$

$$S_v \sigma_h FS = 2\tau L_e \text{ dengan } \tau = c + \sigma_v \tan \phi \dots \dots \dots (2.19)$$

Sehingga :

$$L_e = \frac{S_v \sigma_h FS}{2[c + \sigma_v (\tan \phi)]} \dots \dots \dots (2.20)$$

Keterangan :

L_e = panjang *geotextile* yang berada dalam *anchorage zone* (minimum 3 ft atau 1 m)

L_R = panjang *geotextile* yang berada didepan bidang longsor

τ = kekuatan geser tanah terhadap *geotextile*

C = kohesi antara tanah dan *geotextile* ($c=0$ apabila tanah pasir)

δ = sudut geser antara tanah dengan *geotextile*

σ_H = tegangan horizontal

σ_V = tegangan vertikal ($O_v = y \cdot Z$)

SF = factor keamanan (1,3 s.d. 1,5)

Panjang lipatan (L_o) dimana gaya yang diperhitungkan $\frac{1}{2} O_H$

$$L_o = \frac{S_y \sigma_H SF}{4[c + \sigma_v (\tan \delta)]} \dots \dots \dots (2.21)$$

Keterangan :

C = kohesi antara tanah dan *geotextile* ($c=0$ apabila tanah pasir)

δ = sudut geser antara tanah dengan *geotextile*

σ_H = tegangan horizontal

σ_V = tegangan vertikal ($O_v = y \cdot Z$)

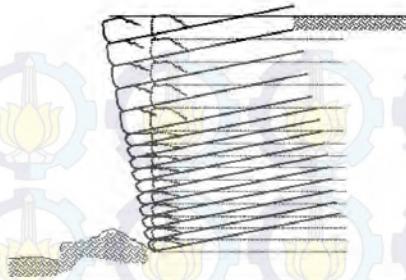
SF = factor keamanan (1,3 s.d. 1,5)

2. *Eksternal Stability*

Perencanaan menggunakan *geotextile* atau *geogrid* harus diperhatikan control terhadap *Eksternal Stability* diantaranya adalah :

1. Stabilitas terhadap guling (Overturning)

Untuk menjaga kestabilan lereng terhadap guling seperti yang terlihat pada (Gambar 2.6) digunakan :



Gambar 2.6 Guling (over turning)

$$FS = \sum \frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen gulong}} \dots \dots \dots (2.22)$$

$$= \frac{W_i x_i + P_a \sin \delta (L)}{P_a \cos \delta (H/3)} \dots \dots \dots (2.23)$$

Keterangan :

W_i = Berat dinding tanah

X_i = Jarak ke titik berat

P_a = Tekanan tanah aktif

δ = Sudut geser antara tanah dan geotextile

L = Panjang geotextile

2. Stabilitas Terhadap Geser (Horizontal Displacement)

Untuk menjaga kestabilan lereng terhadap geser (Gambar 2.7) digunakan :



Gambar 2.7 Geser (Sliding)

$$FS = \Sigma \text{Momen penahan} \dots \dots \dots (2.24)$$

$$FS_s = \Sigma \frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen geser}}$$

$$FS_s = \frac{(c + \frac{W_i + P_a \sin \delta}{L}) \tan \delta}{P_a \cos \delta} L \dots \dots \dots (2.25)$$

Keterangan :

W_i = Berat dinding tanah

X_i = Jarak ke titik berat

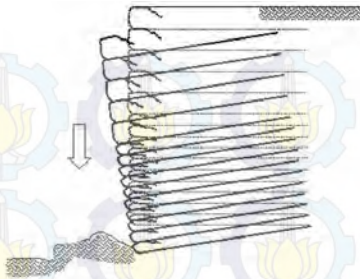
P_a = Tekanan tanah aktif

δ = sudut geser antara tanah dan *geotextile*

L = Panjang *geotextile*

3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung (Bearing Capacity)

Untuk menjaga kestabilan lereng terhadap daya dukung (Gambar 2.8) digunakan:



Gambar 2.8 Daya Dukung (*Bearing Capacity*)

$$FS_{BC} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{max}} \dots \dots \dots (2.26)$$

Perhitungan q_{ult} menggunakan teori daya dukung untuk pondasi dangkal sedangkan σ_{max} adalah tegangan yang disebabkan oleh beban luar (berat tanah timbunan dan beban lain yang bekerja diatas timbunan).

2.5 Fondasi Sumuran

Setiap bangunan sipil seperti gedung, jembatan, terowongan, menara, tanggul dan sebagainya harus memiliki pondasi untuk dapat mendukungnya. Istilah pondasi digunakan dalam teknik sipil untuk mendefenisikan suatu konstruksi bangunan yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan di atasnya (*upper structure*) ke lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya. Untuk itu peran pondasi untuk menopang bangunan di atasnya harus diperhitungkan agar dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban yang bekerja, gaya-gaya luar seperti angin, gempa bumi dan lain sebagainya. Disamping itu, tidak diizinkan terjadi penurunan melebihi batas yang diijinkan.

Berdasarkan struktur beton bertulang, pondasi berfungsi untuk :

1. Mendistribusikan dan memindahkan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan di atasnya ke lapisan tanah dasar yang dapat mendukung struktur tersebut.
2. Mengatasi penurunan yang berlebihan dan penurunan yang tidak sama pada struktur di atasnya.
3. Memberi kestabilan pada struktur dalam memikul beban horizontal akibat angin, gempa bumi dan sebagainya. Pondasi bangunan dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D < B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah. Pondasi sumuran merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi ini digunakan apabila tanah keras terletak pada kedalaman yang relatif dalam. Pelaksanaan pondasi ini dicor ditempat dengan menggunakan komponen beton dan batu belah sebagai pengisinya

2.5.1 Perencanaan Dimensi Penampang Pondasi Sumuran

Dalam merencanakan dimensi *Bored pile* menggunakan perumusan seperti berikut ini:

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{Q_{av}}{f_{cr}}} \quad (2.27)$$

2.5.2 Penurunan Tiang (*Settlement*)

A. Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan tiang tunggal dapat ditentukan dengan perumusan-perumusan dibawah ini (Sumber: Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_i = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots\dots(2.28)$$

Dimana :

S_i = Penurunan total

S_1 = Penurunan dari *pile shaft*

S_2 = Penurunan dari ujung tiang

S_3 = Penurunan dari penjalaran beban sepanjang selimut tiang

1. Penurunan S_1

Jika material diasumsikan elastic, maka penurunan dari *pile shaft* ditentukan dengan perumusan sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_s \times E_m} \dots\dots\dots(2.29)$$

Dimana :

Q_{wp} = Beban yang diterima pada ujung tiang

Q_{ws} = Beban yang diterima pada selimut tiang

A_s = Luas penampang shaft

E_m = Modulus Youngs dari material

ξ = Nilainya ditentukan dari bentuk distribusi unit *friction*

L = Panjang tiang

2. Penurunan S_2

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang diterima diujung tiang dapat diberikan dalam bentuk rumus semi empiris yang diajukan oleh Vesic (1977) sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D_b \times q_p} \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana :

Q_{wp} = Beban yang diterima pada ujung tiang

D_b = diameter ujung tiang

C_p = Koefise empiris

q_p = Point resistance

Tabel 2.2 Nilai-nilai C_p

Soil Type	Driven Pile	Bored Pile
Sand (dense to loose)	0.02 – 0.04	0.09 – 0.18
Clay (stift to soft)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Silt (dense to loose)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang, Djoko Untung 2010

Tabel 2.3 Parameter elastisitas dari berbagai jenis tanah

Type of soil	Es (MN/m ²)	μ_s
Loose sand	10.35 – 24.15	0.2 – 0.4
Medium dense sand	17.25 – 27.6	0.25 – 0.4
Dense sand	34.5 – 55.2	0.3 – 0.45
Silty sand	10.35 – 17.25	0.2 – 0.4
Sand / gravel	69 – 172.5	0.15 – 0.35
Soft clay	2.07 – 5.18	

Medium clay	5.18 – 10.35	0.2 – 0.5
Stiff clay	10.35 – 24.15	

Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang, Djoko Untung 2010

3. Penurunan S_3

Rumus empiris yang dianjurkan oleh vesic (1997) dapat digunakan dalam bentuk sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_3 = \frac{Q_{uz} \times C_s}{L \times q_p} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana :

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p \dots\dots\dots (2.32)$$

B. Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

Bila suatu bahan menerima beban tekan maka bahan itu akan berubah bentuk. Demikian pula pada penambahan beban diatas suatu permukaan tanah akan dapat menyebabkan tanah dibawahnya mengalami pemampatan. Secara umum penurunan pada tanah dibagi menjadi 3 bagian yaitu :

- Penurunan segera yaitu penurunan dimana akibat perubahan bentuk elastic tanah tanpa perubahan kadar air.
- Penurunan konsolidasi yaitu penurunan yang disebabkan oleh keluarnya air pori dalam tanah.
- Penurunan sekunder yang merupakan penurunan akibat dari perubahan plastis dari tanah.

Penurunan konsolidasi

1. Untuk tanah *normally consolidated* dirumuskan sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{vo} + \delta \sigma_v}{\sigma_{vo}} \dots\dots\dots(2.33)$$

2. Untuk tanah overconsolidated, penurunan konsolidasi didapat dari 2 kond isi sebagai berikut (Sumber : Rekayasa Pondasi Tiang Djoko Untung 2010) :

a) $\sigma_{vo} + \delta \sigma_v \leq \sigma_c$

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{vo} + \delta \sigma_v}{\sigma_{vo}} \dots\dots\dots(2.34)$$

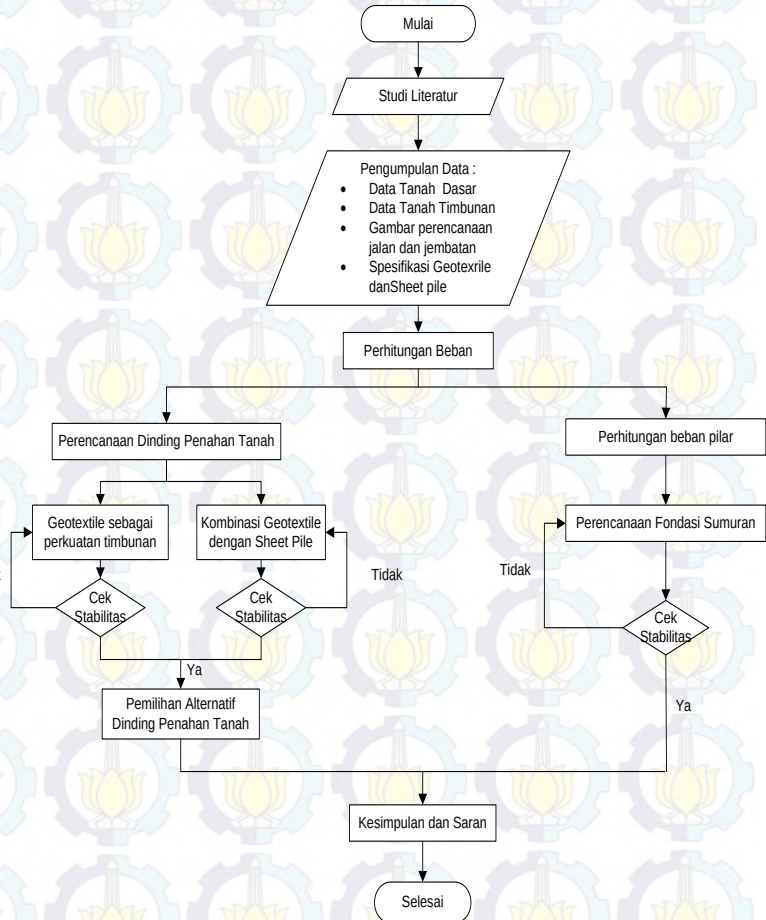
b) $\sigma_{vo} + \delta \sigma_v \geq \sigma_c$

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_c}{\sigma_{vo}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_v + \delta \sigma_v}{\sigma_c} \dots\dots\dots(2.35)$$



BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Pekerjaan



Gambar 3.1 Diagram alir pekerjaan

3.2 Studi Literatur

Untuk menunjang pengetahuan tentang desain dinding penahan tanah pada oprit jembatan, maka diperlukan pengumpulan referensi. Adanya referensi akan memudahkan dalam menyelesaikan tugas akhir ini. Referensi yang didapat berasal dari buku diktat kuliah, buku-buku yang berhubungan dengan penyelesaian Proposal Tugas akhir ini serta dari internet. Referensi yang diperlukan antara lain:

- a. Referensi tentang perencanaan dinding penahan tanah.
- b. Referensi permodelan dan analisa dengan menggunakan program perhitungan XSTABL

3.3 Pengumpulan dan Analisa Data Lapangan

Data yang digunakan dalam perencanaan Tugas Akhir ini adalah antara lain:

1. Data Tanah Dasar diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum
2. Data Gambar Rencana dan Layout lokasi diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum.

3.4 Perhitungan Beban

Beban yang dihitung pada perencanaan ini meliputi beban mati dan beban hidup yang terdiri dari beban struktur perkerasan jalan, beban kendaraan yang melewati atas timbunan, dan beban tanah timbunan. Beban-beban tersebut digunakan untuk mendesain konstruksi dinding penahan tanah.

3.5 Analisa Kestabilan Dinding Penahan Tanah

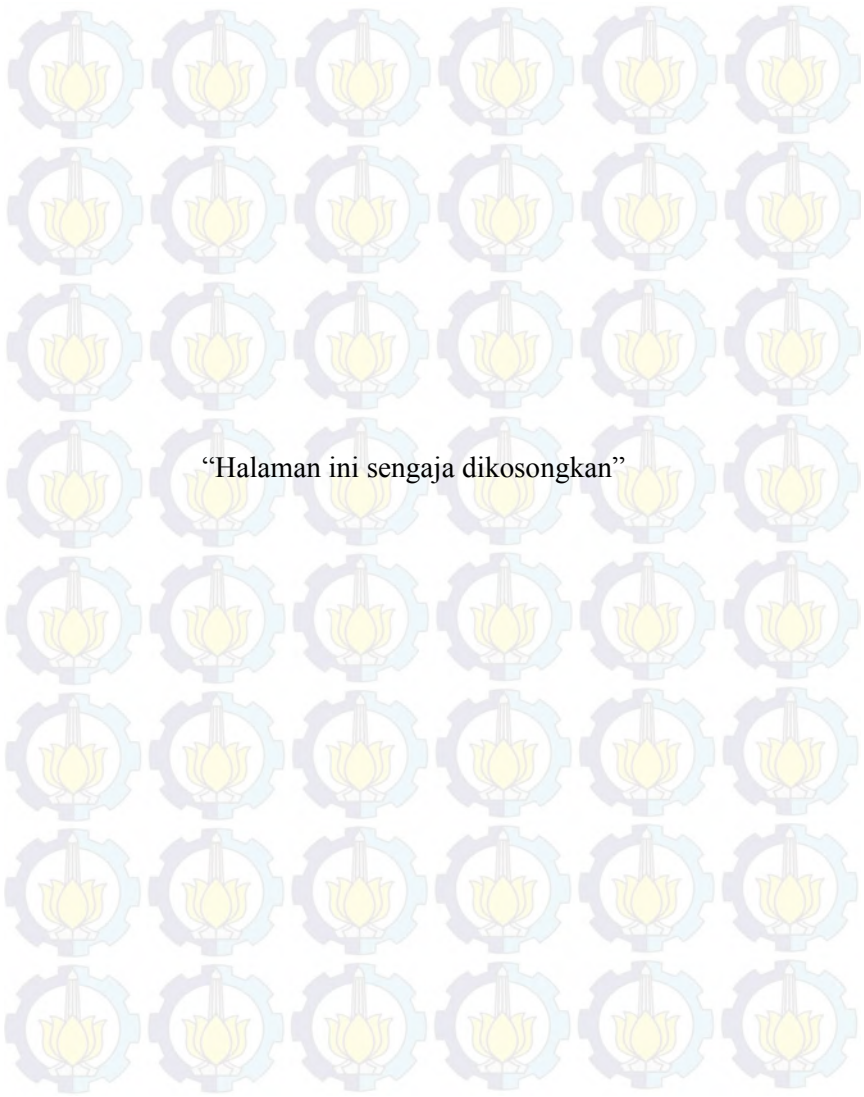
Dinding penahan tanah merupakan struktur yang digunakan untuk mencegah material agar tidak longsor menurut kemiringan alamnya. Struktur dinding biasanya digunakan untuk menopang tanah, air, material tambang dan lain sebagainya. Kontrol stabilitas dinding penahan tanah idealnya mencakup :

1. Internal Stability
 - a. Stabilitas terhadap tegangan tarik.
 - b. Stabilitas terhadap cabut.

2. Eksternal Stability

- a. Kontrol terhadap geser.
- b. Kontrol terhadap guling.
- c. Kontrol terhadap Daya dukung sebagai fondasi.

Untuk menganalisa kestabilan dinding penahan tanah, pada Tugas Akhir ini digunakan program bantu XSTABL.



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

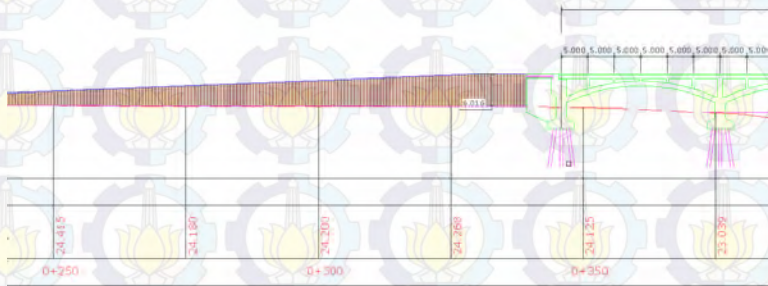
BAB IV

PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

4.1 Data Tanah Dasar

4.1.1 Lokasi Pengambilan Data Tanah

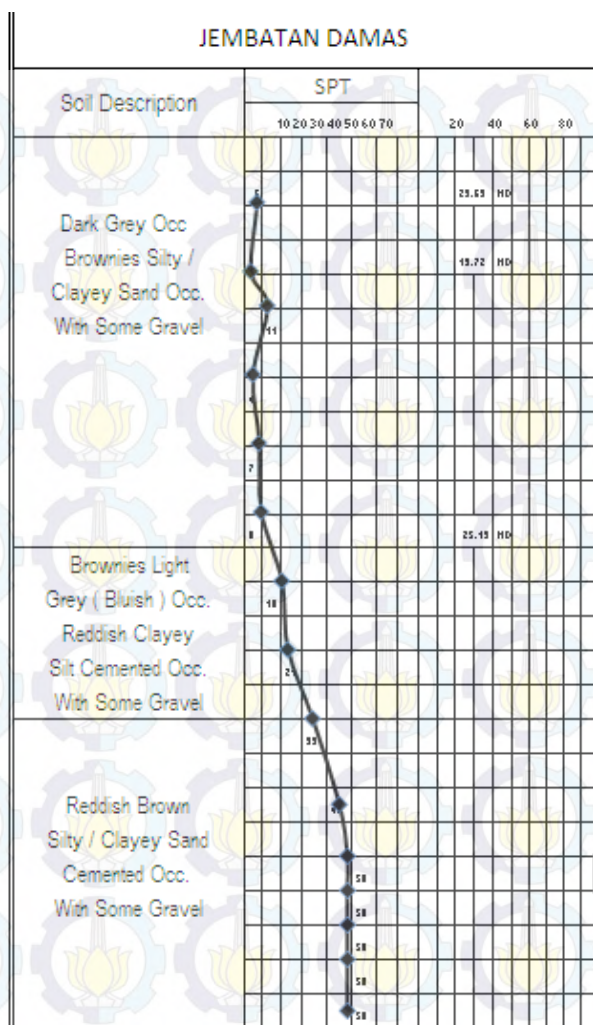
Data tanah yang digunakan adalah pendekatan dari hasil penyelidikan tanah berupa *Standard Penetration Test* (SPT) di lokasi yang akan dibangun jembatan Damas 2, dapat dilihat pada Gambar 4.1. Data ini kemudian digunakan sebagai data rencana perencanaan dinding penahan tanah pada jembatan tersebut.



Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan Dinding Penahan Tanah

4.1.2 Data *Standard Penetration Test* (SPT)

Berdasarkan hasil tes SPT yang telah dilakukan, dapat dilihat hasilnya pada Gambar 4.2. Data ini nantinya akan dipakai untuk menganalisis kondisi lapisan tanah dan parameternya.



Gambar 4.2 Grafik Boring Log

Korelasi SPT digunakan pada Tugas Akhir ini karena data tanah yang didapat adalah hasil dari pengujian SPT. Data SPT dari lapangan tidak langsung dapat digunakan untuk

perencanaan. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu dengan cara sebagai berikut :

1. Koreksi terhadap muka air tanah
 - a) $N1 = 15 + 0.5 (N-15)$ (Terzaghi & Peck, 1960)
 - b) $N1 = 0.6 N$ (Bazaraa, 1967)

Pilih harga $N1$ yang terkecil dari a) dan b) tersebut.

2. Koreksi terhadap *overburden pressure*
 Hasil dari koreksi $N1$ dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertical efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan, koreksi terhadap *overburden pressure* menurut (Bazaraa, 1967)

$$N2 = \frac{4 N1}{1+0.4 P_o} ; \text{ bila } P_o < 7.5 \text{ t/m}^2$$

atau

$$N2 = \frac{4 N1}{3.25+0.1 P_o} ; \text{ bila } P_o < 7.5 \text{ t/m}^2$$

Nilai $N2$ harus $< 2 N1$, apabila dari koreksi didapatkan $N2 > 2 N1$ maka digunakan $N2 = 2 N1$

Berikut ini adalah rekap data dari nilai parameter-parameter tanah yang didapatkan dari pengujian di laboratorium serta dari hasil korelasi. (lihat Tabel 4.1)

Tabel 4.1 Rekapitulasi nilai N yang telah dikoreksi

Kedalaman	N- SPT	Muka Air		Overburden	N terpakai
		N1	N1	N2	
2	6	6	6	19	12
4	3	3	3	6	6
5	11	11	11	21	21
7	4	4	4	7	7
9	7	7	7	10	10
11	8	8	8	8	8
13	18	17	11	8	8
15	21	18	13	10	10
17	33	24	20	15	15
19.5	46	31	28	20	20
21	50	32.5	30	22	22
22	50	32.5	30	22	22
23	50	32.5	30	22	22
24	50	32.5	30	22	22
25.5	50	32.5	30	22	22

Untuk mencari konsistensi dari tiap lapisan tanah dengan tabel yang disajikan berikut ini (lihat Tabel 4.2)

Tabel 4.2 Korelasi Konsistensi Tanah dengan Nilai N (Mochtar, 2006, revised 2012)

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c (dari Sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	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

Berikut ini adalah rekap data dari nilai parameter-parameter tanah yang didapatkan dari pengujian di laboratorium serta dari hasil korelasi. (lihat Tabel 4.3)

Tabel 4.3 Parameter tanah

Kedalaman	N	γ_{sat}	γ'	P_o	θ	Karakteristik
2	12	1.73	0.73	1.73	28	stiff
4	6	1.79	0.79	7.10	27	medium
5	21	1.79	0.79	13.37	32	very stiff
7	7	1.79	0.79	21.42	29	medium
9	10	1.79	0.79	31.27	32	medium
11	8	1.98	0.98	52.80	30	medium
13	8	1.98	0.98	33.23	30	medium
15	10	1.98	0.98	34.79	32	medium
17	15	1.98	0.98	36.35	30	stiff
19.5	20	1.98	0.98	38.30	32	stiff
21	22	1.98	0.98	39.47	33	very stiff
22	22	1.98	0.98	40.25	33	very stiff
23	22	1.98	0.98	41.03	33	very stiff
24	22	1.98	0.98	41.81	33	very stiff
25.5	22	1.98	0.98	42.98	33	very stiff

4.2 Analisa data pembebanan

Beban yang bekerja pada turap dinding terdapat 2 macam:

1. Beban luar : Berupa beban konstruksi perkerasan jalan dan beban *traffic*.
2. Beban dalam : Berupa beban yang ditimbulkan dari tekanan tanah aktif, serta air tanah

4.3 Perencanaan *Geotextile*

4.3.1 Perhitungan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan

Timbunan yang direncanakan pada oprib Jembatan Damas 2 adalah 6m. Sehingga perlu penambahan perkuatan agar tidak terjadi kelongsoran. Pada perencanaan *geotextile*, jenis dan tipe *geotextile* yang digunakan adalah jenis *polypropylene woven geotextiles* dan tipe UW-250 yang mempunyai kekuatan tarik sebesar 52 kN/m.

Data perencanaan :

Tanah Timbunan : $\gamma_{\text{timbunan}} = 1,85 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $C = 0$
 Tanah Dasar : $\gamma_{\text{tanah dasar}} = 1,73 \text{ t/m}^3$, $\phi = 28^\circ$, $C = 0$
 q (beban *traffic*) : 1.5 ton /m^2
Geotextile : Tipe UW-250 (Geosistem),
 kuat tarik 5.2 t/m

Tabel 4.4 Tabel faktor reduksi untuk pemasangan *geotextile*

Aplikasi Pekerjaan	Nilai Faktor Reduksi			
	Kerusakan Saat Instalasi	Rangkak	Degradasi Kimia	Degradasi Biologi
Dinding Penahan Tanah	1,1 - 2	2,0 - 4,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3

Faktor reduksi yang digunakan adalah sebagai berikut :

Kerusakan saat instalasi (F_{sid}) = 1.1

Faktor rangkak (F_{scr}) = 2

Faktor degradasi kimia (F_{scd}) = 1

FDaktor degradasi biologi (F_{sbd}) = 1

$$Tall = \frac{Tull}{FsidxFscrxFscdxFsbd}$$

$$= \frac{5.2 \text{ t/m}'}{1.1 \times 2 \times 1 \times 1} = 2.36 \text{ t/m}'$$

Dengan menggunakan program Bantu XSTABL diperoleh data sebagai berikut:

- SF = 0.911
- Radius = 19.03 m
- Mres 1 = 3236 kNm

$$M_{dorong} = \left(\frac{M_{res}}{SF} \right)$$

$$= \left(\frac{3236}{0.911} \right) = 3552.141 \text{ kNm}$$

$$M_{res\ 2} = SF_{renc} \times M_{dor}$$

$$= 1.3 \times 3552.141$$

$$= 4617.78 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{res} = M_{res\ 2} - M_{res\ 1}$$

$$= 4617.78 - 3236$$

$$= 1381.78 \text{ kNm}$$

Untuk mencari ΔM_{res} *geotextile* disajikan dalam tabel berikut ini (lihat Tabel 4.5)

Tabel 4.5 Tabel perhitungan ΔM_{res} geotextile

No	Si	T allow	ΔM_R (tm)
1	18.9	2.36	89.35
2	18.65	2.36	88.16
3	18.4	2.36	86.98
4	18.15	2.36	85.80
5	17.9	2.36	84.62
6	17.65	2.36	83.44
7	17.4	2.36	82.25
8	17.15	2.36	81.07
9	16.9	2.36	79.89
10	16.65	2.36	78.71
11	16.4	2.36	77.53
12	16.15	2.36	76.35
13	15.9	2.36	75.16
14	15.4	2.36	72.80
15	14.9	2.36	70.44
16	14.4	2.36	68.07
17	13.9	2.36	65.71
18	13.4	2.36	63.35
			1409.67

Dari perhitungan didapatkan nilai $\Delta M_{res} = 1409.67$ kNm. Jumlah geotextile yang dibutuhkan sebanyak 181 apisan dengan pemasangan ganda pada setiap lapisannya. Tebal lapisan adalah 0.25m pada ketinggian 3m dari tanah dasar selanjutnya digunakan tebal lapisan 0.5m hingga mencapai ketinggian 6m.

$$\Delta M_{res} \text{ geotextile} > M_{res}$$

$$1409.67 \text{ kNm} > 1381.78 \text{ kNm} \dots \text{Aman.}$$

4.3.2 Perhitungan panjang geotextile tertanam dan panjang lipatan geotextile

- **Panjang geotextile di belakang bidang longsor (L_e)**

Untuk perhitungan dengan $z = 6$ m

Didapatkan dari bidang longsor yang diperoleh pada program XSTABLE didapatkan setelah diplot didapat panjang 4.8m.

- **Panjang geotextile di depan bidang longsor (L_r)**

Untuk perhitungan dengan $z = 6$ m

$$L_r = (H - z) \tan \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$L_r = (6-6) \tan \left(45 - \frac{30}{2} \right)$$

$L_r = 0 \text{ m} \sim \text{dipakai } 1 \text{ m}$

- **Panjang total *geotextile* tertanam**

$$L_r = L_e + L_r$$

$$L_r = 4.8 \text{ m} + 1 \text{ m}$$

$$L_r = 5.8 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk z yang berbeda. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.6

Tabel 4.6 Tabel perhitungan panjang *geotextile* tertanam

No	H (m)	γ (t/m ³)	Z (m)	Φ	c	δ	oh tot (t/m ²)	Sv pakai (m)	Le pakai (m)	L _r (m)	L (m)	L pakai (m)
1	6	1.85	6	30	0	27	4.20	0.25	4.8	1	5.8	6
2	6	1.85	5	30	0	27	3.61	0.25	5.3	1	6.3	6.5
3	6	1.85	4	30	0	27	3.03	0.25	6.1	1.5	7.6	7.5
4	6	1.85	3	30	0	27	2.48	0.25	3.5	2	5.5	5.5
5	6	1.85	2	30	0	27	1.94	0.25	2.5	2.5	5	5
6	6	1.85	1	30	0	27	1.33	0.50	1.7	3	4.7	5

- **Panjang lipatan *geotextile* (L_o)**

Untuk perhitungan dengan $z = 6 \text{ m}$

$$L_o = 1/2 L_e$$

$$L_o = 1/2 \times 1 \text{ m}$$

$$L_o = 0.5 \text{ m}$$

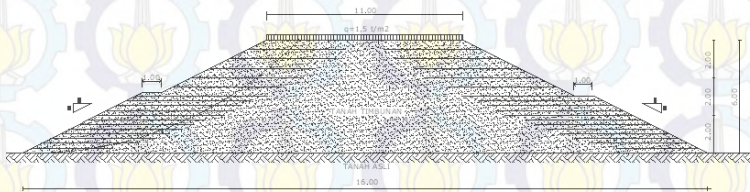
Dengan cara yang sama dilakukan untuk z yang berbeda. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.7 berikut:

Tabel 4.7 Tabel perhitungan panjang lipatan *geotextile*

No	H (m)	Le (m)	L _o (m)	L _o pakai (m)
1	6	4.8	2.4	2.5
2	6	5.3	2.65	3
3	6	6.1	3.05	3
4	6	3.5	1.75	2
5	6	2.5	1.25	1.5
6	6	1.7	0.85	1

Dari hasil perhitungan didapatkan panjang *geotextile* yang dibutuhkan seperti pada Gambar 4.3 adalah sebagai berikut:

- Untuk $z = 0\text{m}-1\text{m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 8.5 m sebanyak 4 lapis.
- Untuk $z = 1\text{m}-2\text{m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 9.5 m sebanyak 4 lapis.
- Untuk $z = 2\text{m}-3\text{m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 10.5 m sebanyak 3 lapis.
- Untuk $z = 3\text{m}-4\text{m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 7.5 m sebanyak 3 lapis.
- Untuk $z = 4\text{m}-5\text{m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 6.5 m sebanyak 2 lapis.
- Untuk $z = 5\text{m}-6\text{m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 6 m sebanyak 2 lapis.



Gambar 4.3 Pemasangan geotextile pada tanah timbunan

4.4 Perencanaan Kombinasi *Geotextile* dengan *Sheet Pile*

4.4.1 Perencanaan *Geotextile Wall*

Pada perencanaan *geotextile wall* dengan ketinggian 6 m digunakan jenis *polypropylene woven geotextiles* dan tipe UW-250 yang mempunyai kekuatan tarik sebesar 52 kN/m.

Untuk perencanaan *geotextile* didesain menerima beban 100% dari kalkulasi beban yang terjadi, sedangkan *sheet pile* hanya digunakan agar dinding penahan tanah terlihat rapi.

Data perencanaan :

Tanah Timbunan : $\gamma_{\text{timbunan}} = 1,8 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $C = 0$

Tanah Dasar : $\gamma_{\text{tanah dasar}} = 1,4 \text{ t/m}^3$, $\phi = 28,5^\circ$, $C = 0$

q (beban *traffic*) : 1.5 ton /m^2

Geotextile : Tipe UW-250 (Geosistem),
kuat tarik 52 kN/m

Faktor reduksi yang digunakan adalah sebagai berikut :

Kerusakan saat instalasi (Fsd)	: 1.1
Faktor rangkai (Fscr)	: 2
Faktor degradasi kimia (Fscd)	: 1
Faktor degradasi biologis (Fsb)	: 1

A. Internal Stability

a. Jarak Vertikal Pemasangan *Geotextile*

Untuk $z = 6\text{m}$

- Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45 - \frac{30}{2}) = 0.333$$

- Tegangan tanah dibelakang dinding (σ_{hz})

$$\begin{aligned}\sigma_{hz} &= (\gamma_{\text{timbunan}} \times K_a \times z) + (q \times K_a) \\ &= ((1.85 \times 0.333 \times 6) \\ &= 3.66 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

- Tegangan horizontal akibat beban merata (σ_{hq})

$$\begin{aligned}\sigma_{hq} &= q \times K_a \\ &= 1.5 \times 0.333 \\ &= 0.5 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

- Tegangan horizontal akibat beban garis (σ_{hp})

$$n = \left(\frac{z}{h}\right) = \left(\frac{6}{6}\right) = 1$$

$$m = \left(\frac{z}{h}\right) = \left(\frac{2.5}{6}\right) = 0.42$$

$$m > 0.4 : \sigma_h \left(\frac{H}{Ql}\right) = \left(\frac{1.28m^2.n}{(m^2.n)^2}\right)$$

karena $m=0.42$

$$\sigma_h \left(\frac{H}{Ql}\right) = \left(\frac{1.28m^2.n}{(m^2.n)^2}\right)$$

$$\sigma_h \left(\frac{6}{15}\right) = \left(\frac{1.28 \times 0.42^2 \times 1}{(0.42^2 \times 1)^2}\right) = 0.04 \text{ t/m}^2$$

- Tegangan horizontal total ($\sigma_{h \text{ Total}}$)

$$\sigma_h = (\sigma_{hz} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp})$$

$$\sigma_h = (3.66 + 0.5 + 0.04)$$

$$= 4.2 \text{ t/m}^2$$

- Jarak vertical pemasangan *geotextile* (Sv)

$$\text{Tall} = \left(\frac{\text{Tult}}{\text{FsidxFscrxFscdxFsbd}} \right) = \left(\frac{4.2 \text{ t/m}}{1.1 \times 2 \times 1 \times 1} \right) = 1.91 \text{ t/m}$$

$$\text{Sv} = \left(\frac{\text{Tall}}{\sigma_h \times \text{FS}} \right) = \left(\frac{1.91}{4.2 \times 1.3} \right)$$

$$\text{Sv} = 0.35 \text{ m} \sim \text{dipakai } 0.50 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk z yang berbeda.
Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.8 berikut:

Tabel 4.8 Tabel perhitungan panjang jarak vertical pemasangan *geotextile*

No	H (m)	γ (t/m ³)	Z (m)	φ	Ψ	Ka	cu	σv	ahz (t/m ²)	ahq (t/m ²)	ahp (t/m ²)	ah total (t/m ²)	Tall (t/m)	FS	Sv (m)	Sv pakai (m)
1	6	1.85	6	30	2.5	0.33	0.42	1.0	3.66	0.50	0.04	4.20	2.36	1.3	0.16	0.25
2	6	1.85	5	30	2.5	0.33	0.42	0.8	3.05	0.50	0.06	3.61	2.36	1.3	0.50	0.25
3	6	1.85	4	30	2.5	0.33	0.42	0.7	2.74	0.50	0.10	3.09	2.36	1.3	0.60	0.50
4	6	1.85	3	30	2.5	0.33	0.42	0.5	1.83	0.50	0.15	2.48	2.36	1.3	0.73	0.50
5	6	1.85	2	30	2.5	0.33	0.42	0.3	1.22	0.50	0.23	1.94	2.36	1.3	0.94	0.50
6	6	1.85	1	30	2.5	0.33	0.42	0.2	0.61	0.50	0.23	1.33	2.36	1.3	1.36	0.50

b. Panjang *Geotextile* tertanam

- **Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor (Le)**

Untuk perhitungan dengan z = 6 m

$$\text{Sv} = 0.25$$

$$\text{Le} = \frac{\text{Sv} \cdot \sigma_h \cdot \text{SF}}{(c_1 + \gamma_1 \times Z \tan \delta) + (c_2 + \gamma_2 \times Z \tan \delta)}$$

$$= \frac{0.25 \times 4.2 \times 1.3}{(0 + 1.85 \times 6 \tan 27) + (0 + 1.85 \times 6 \tan 27)}$$

$$= 0.12 \text{ m} \sim \text{dipakai } 1 \text{ m}$$

- **Panjang *geotextile* di depan bidang longsor (Lr)**

$$\text{Lr} = (H - z) \tan \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\text{Lr} = (6 - 6) \tan \left(45 - \frac{30}{2} \right)$$

$$\text{Lr} = 0 \text{ m} \sim \text{dipakai } 1 \text{ m}$$

- **Panjang total *geotextile* tertanam**

$$L_r = L_e + L_r$$

$$L_r = 1\text{ m} + 1\text{ m}$$

$$L_r = 2\text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk z yang berbeda. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.9

Tabel 4.9 Tabel perhitungan panjang *geotextile* tertanam

No	H (m)	γ (t/m ³)	Z (m)	Φ	c	δ	oh tot (t/m ²)	Sv pakai (m)	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	L (m)	L pakai (m)
1	6	1.85	6	30	0	27	4.20	0.25	0.12	1	0	1	2
2	6	1.85	5	30	0	27	3.61	0.25	0.12	1	0.577	1.577	2
3	6	1.85	4	30	0	27	3.03	0.50	0.26	1	1.154	2.154	3
4	6	1.85	3	30	0	27	2.48	0.50	0.29	1	1.731	2.731	3
5	6	1.85	2	30	0	27	1.94	0.50	0.34	1	2.308	3.308	4
6	6	1.85	1	30	0	27	1.33	0.50	0.46	1	2.885	3.885	4

- **Panjang lipatan *geotextile* (Lo)**

Untuk perhitungan dengan $z = 6\text{ m}$

$$L_o = 1/2 L_e$$

$$L_o = 1/2 \times 1\text{ m}$$

$$L_o = 0.5\text{ m}$$

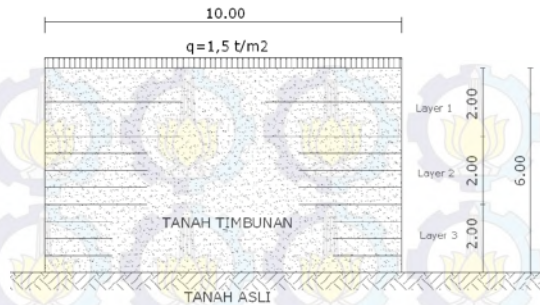
Dengan cara yang sama dilakukan untuk z yang berbeda. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.10 berikut:

Tabel 4.10 Tabel perhitungan panjang lipatan *geotextile*

No	H (m)	Le (m)	Lo (m)	Lo pakai (m)
1	6	1	0.5	0.5
2	6	1	0.5	0.5
3	6	1	0.5	0.5
4	6	1	0.5	0.5
5	6	1	0.5	0.5
6	6	1	0.5	0.5

Dari hasil perhitungan seperti pada Gambar 4.2 maka diperoleh hasil sebagai berikut:

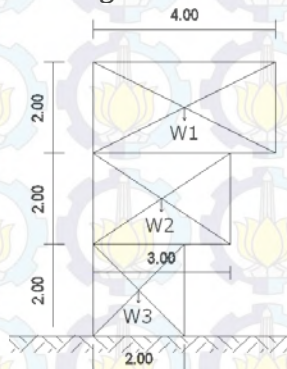
- Untuk $z = 0\text{ m}-2\text{ m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 2.5 m sebanyak 8 lapis.
- Untuk $z = 2\text{ m}-4\text{ m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 3.5 m sebanyak 4 lapis.
- Untuk $z = 4\text{ m}-6\text{ m}$ dibutuhkan panjang *geotextile* 4.5 m sebanyak 4 lapis.



Gambar 4.4 Pemasangan *geotextile* pada tanah timbunan

B. Eksternal Stability

a. Kontrol Guling



Gambar 4.5 Titik berat W1 dan W2

$$W1 = H1 \times L1 \times \gamma \text{ timbunan} \\ = 2 \times 4 \times 1,85 = 14,8 \text{ t}$$

$$W2 = H2 \times L2 \times \gamma \text{ timbunan} \\ = 2 \times 3 \times 1,85 = 11,1 \text{ t}$$

$$W3 = H2 \times L2 \times \gamma \text{ timbunan} \\ = 2 \times 2 \times 1,85 = 7,4 \text{ t}$$

$$Pa = \frac{1}{2} \times \gamma \text{ timbunan} \times Ka \times H^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,85 \times 0,333 \times 6^2$$

$$= 10,989 \text{ t}$$

$$\delta = 0,9 \quad \varphi = 0,9 \times 30^\circ = 27^\circ$$

$$Pa \cos \delta = 10,989 \cos 27 = 9,79 \text{ t}$$

$$Pa \sin \delta = 10,989 \sin 27 = 4,99 \text{ t}$$

$$Fs = \frac{W1 \cdot x1 + W2 \cdot x2 + W3 \cdot x3 + Pa \sin \delta \cdot L}{Pa \cos \delta \cdot \frac{H}{3}}$$

$$= \frac{14,8 \cdot 2 + 11,1 \cdot 1,5 + 7,4 \cdot 1 + 4,99 \cdot 4}{9,79 \cdot \frac{6}{3}} = 3,76 > 3 \text{(OK)}$$

b. Kontrol Geser

$$\delta' = 0,9 \quad \varphi = 0,9 \times 30^\circ = 27^\circ$$

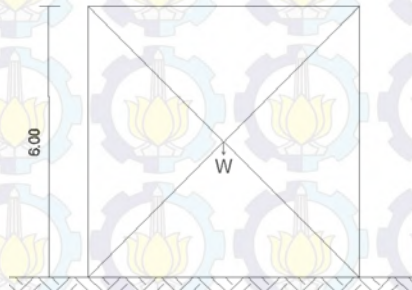
$$\sigma_n = \frac{W1 + W2 + W3 + Pa \sin \delta}{\text{Abidang geser}}$$

$$\sigma_n = \frac{14,8 + 11,1 + 7,4 + 4,99}{2 \times 1} = 19,15 \text{ t/m}^2$$

$$Fs = \frac{[ca + \sigma_n \tan \delta'] \cdot L_{\text{Bidang geser}}}{Pa \cos \delta}$$

$$= \frac{[0 + 12,88 \tan 27] \cdot 2}{9,79} = 1,91 > 3 \text{ (Not OK)}$$

Bidang geser diperluas menjadi 6 m



Gambar 4.6 Titik berat W pada geotextile

$$W = H \times L \times \gamma \text{ timbunan}$$

$$= 6 \times 6 \times 1,85 = 66,6 \text{ t}$$

$$\sigma_n = \frac{66,6 + 3,49}{6 \times 1} = 11,93 \text{ t/m}^2$$

$$F_s = \frac{[0+11,93 \operatorname{tg} 27]^4}{6,85} = 3,73 > 3 \text{(OK)}$$

c. Kontrol Daya Dukung Tanah

$$\phi = 28^\circ$$

$$N_c = 32,4$$

$$N_q = 18,6$$

$$N_\gamma = 15,7$$

$$q = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$C = 0,55, \gamma_{\text{tanah dasar}} = 1,73 \text{ t/m}^3, B = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{qult} &= (C \times N_c) + (q \times N_q) + (0,5 \times \gamma_t \times B \times N_\gamma) \\ &= (0,55 \times 32,4) + (1,5 \times 18,6) + (0,5 \times 1,73 \times 4 \times 15,7) \\ &= 100,042 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_v = ((\gamma_{\text{timbunan}} \times H) + q)$$

$$= ((1,85 \times 6) + 1,5)$$

$$= 8,82 \text{ t/m}^2$$

$$SF = \frac{\text{qult}}{\sigma_v} = \frac{100,042}{8,82} = 20,59 > 3 \text{ OK}$$

4.4.2 Perencanaan Sheet Pile

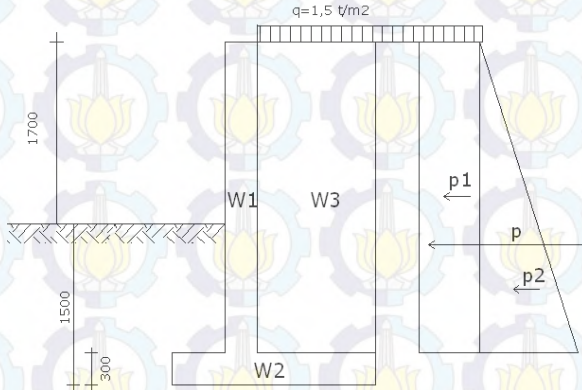
Pada perencanaan *sheet pile* didesain hanya untuk memperindah tampilan dinding penahan tanah. Untuk kedalaman penanaman *sheet pile* digunakan kedalaman 1.5 m dari permukaan tanah.

Profil *sheet pile* yang dipakai :

Sheet pile Beton PT. WIKA BETON Tipe W-325-A-1000 yang moment crack 11,47 tm dengan panjang 8 m.

4.4.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Beton

Untuk ketinggian konstruksi timbunan 2 m direncanakan dengan dinding penahan tanah beton bertulang agar dapat meminimalkan pemakaian *sheet pile* pada ketinggian tersebut.



Gambar 6.10 Diagram Tekanan Tanah

Penyelesaian :

$$W_1 = [H_1 + (H_2 - h_2)] \times B_1 \times \gamma_{\text{Beton}} \\ = [1,7 + (1,5 - 0,3)] \times 0,3 \times 2,4 = 2,088 \text{ t/m}$$

$$W_2 = h_2 \times B_2 \times \gamma_{\text{Beton}} \\ = 0,3 \times 1,9 \times 2,4 = 1,368 \text{ t/m}$$

$$W_3 = (B_2 - (0,5 + B_1)) \times H \times \gamma_{\text{timb}} \\ = (1,9 - (0,5 + 0,3)) \times 3,2 \times 1,85 = 6,512 \text{ t/m}$$

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 = 9,968 \text{ t/m}$$

$$K_{a1} = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) = \tan^2(45 - \frac{30}{2}) = 0,333$$

$$K_{p1} = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) = \tan^2(45 + \frac{28}{2}) = 2,77$$

$$p_1 = q \times K_{a1} \times H \\ = 1,5 \times 0,333 \times 3,2 = 1,598 \text{ t/m}$$

$$p_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{timb}} \times K_{a1} \times H^2 \\ = \frac{1}{2} \times 1,85 \times 0,333 \times 3,2^2 = 3,154 \text{ t/m}$$

$$P_3 = (\frac{1}{2} \times K_{p1} \times \gamma'_{2} \times h^2) + (2c\sqrt{K_{p1}})$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 2,77 \times 0,73 \times 1,5^2\right) + \left(2 \times 0,55 \times \sqrt{2,77}\right)$$

$$= 4,106 \text{ t/m}^2$$

- Kontrol Guling

Momen Penahan

$$M_p = (W_1 \times 0,65) + (W_2 \times 0,95) + (W_3 \times 1,35)$$

$$= (2,088 \times 0,65) + (1,368 \times 0,95) + (6,512 \times 1,35)$$

$$= 11,448 \text{ t.m}$$

Momen Guling

$$M_g = (p_1 \times H/2) + (p_2 \times H/3) - (p_3 \times h/3)$$

$$= (1,598 \times \frac{3,2}{2}) + (3,154 \times \frac{3,2}{3}) - (4,106 \times 1/3)$$

$$= 2,88 \text{ t.m}$$

$$SF = \frac{M_p}{M_g} = \frac{11,448}{2,88} = 1,837 > 1,5 \dots \text{ ok}$$

- Kontrol Geser

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} \times 30 = 20$$

$$\text{Gaya penahan} = (W_1 + W_2 + W_3) \tan \delta$$

$$= (2,088 + 1,368 + 6,512) \tan 20$$

$$= 3,628 \text{ t/m}$$

$$\text{Gaya Geser} = p_1 + p_2 - p_3$$

$$= 1,598 + 3,154 - 4,106$$

$$= 0,646 \text{ t/m}$$

$$SF \text{ geser} = \frac{\text{Gaya penahan}}{\text{Gaya Geser}} = \frac{3,628}{0,646} = 5,61 > 1,5 \dots \dots \text{ (ok)}$$

- Kontrol Daya Dukung

$$\varphi = 28^\circ$$

$$N_c = 32,4$$

$$N_q = 18,6$$

$$N_\gamma = 15,7$$

$$C = 0,55, \gamma_{\text{tanah dasar}} = 1,73 \text{ t/m}^3, D_f = 1,5 \text{ m}$$

$$B = 1,9 \text{ m}, L = 1 \text{ m}, SF = 3$$

$$q_{ult} = (C \times N_c) + (q \times N_q) + (0,5 \times \gamma_t \times B \times N_\gamma)$$

$$= (0,55 \times 32,4) + (1,5 \times 18,6) + (0,5 \times 1,73 \times 1,9 \times 15,7)$$

$$= 71,522 \text{ t/m}^2$$

$$M_0 = -(p_1 \times \frac{H}{2}) - (p_2 \times \frac{H}{3}) + (W_3 \times 0,7) + (p_3 \times \frac{H}{3})$$

$$\begin{aligned}
 &= -(1,598 \times \frac{3,2}{2}) - (3,154 \times \frac{3,2}{3}) + (6,512 \times 0,7) + (4,106 \times \frac{1,5}{3}) \\
 &= 1,717 \text{ t.m} \\
 \Sigma V &= 9,48 \text{ t/m} \\
 e_0 &= \frac{M_0}{\Sigma V} = \frac{1,717}{9,48} = 0,181 \text{ m} \\
 \frac{1}{6} B &= \frac{1}{6} \times 1,9 \text{ m} = 0,316 \text{ m} \\
 e_0 \leq \frac{1}{6} B, \text{ maka } \sigma \text{ maks} &= \frac{\Sigma V}{L \times B} \pm \frac{6 M_0}{L^2 \times B} \\
 &= \frac{9,48}{1,9 \times 1} - \frac{6 \times 0,529}{1,9^2 \times 1} = 2,136 \text{ t/m} \\
 SF = \frac{q_{ult}}{\sigma \text{ maks}} &= \frac{71,522}{2,136} = 33,48 > 3 \dots (\text{ok})
 \end{aligned}$$

4.4.4 Rekapitulasi Kebutuhan Geotextile Dari Kedua Alternatif

Dari hasil perhitungan didapatkan masing masing kebutuhan pemasangan *geotextile* disajikan pada Tabel 4.11 dan Tabel 4.12 sebagai berikut:

Tabel 4.11 Rekapitulasi pemasangan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan

Kedalaman (z)	Kebutuhan <i>geotextile</i>
1	Dibutuhkan panjang 8.5 m sebanyak 4 lapis
2	Dibutuhkan panjang 9.5 m sebanyak 4 lapis
3	Dibutuhkan panjang 10.5 m sebanyak 4 lapis
4	Dibutuhkan panjang 7.5 m sebanyak 2 lapis
5	Dibutuhkan panjang 6.5 m sebanyak 2 lapis
6	Dibutuhkan panjang 6 m sebanyak 2 lapis

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

Tabel 4.12 Rekapitulasi pemasangan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan

Kedalaman (z)	Kebutuhan <i>geotextile</i>
1	Dibutuhkan panjang 2.5 m sebanyak 4 lapis
2	Dibutuhkan panjang 2.5 m sebanyak 4 lapis
3	Dibutuhkan panjang 3.5 m sebanyak 2 lapis
4	Dibutuhkan panjang 3.5 m sebanyak 2 lapis
5	Dibutuhkan panjang 4.5 m sebanyak 2 lapis
6	Dibutuhkan panjang 4.5 m sebanyak 2 lapis

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PILAR JEMBATAN

5.1 Pembebanan

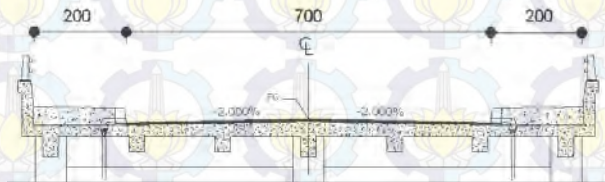
5.1.1 Pembebanan Bangunan Atas

Pembebanan pada perencanaan Fondasi sumuran meliputi: pembebanan bangunan atas, pembebanan bangunan bawah, dan kombinasi pembebanan. Tata cara yang digunakan dalam pembebanan mengacu pada RSNI T02-2005 dan menggunakan SNI 2833-2008 untuk pembebanan gempa.

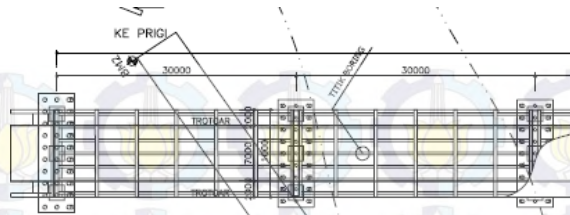
Pada perhitungan pembebanan bangunan atas jembatan ini, beban yang digunakan adalah beban mati, beban mati tambahan, beban lajur terbagi rata, beban lajur garis, beban rem. Untuk beban angin dan beban gempa dibahas pada sub bab pembebanan bangunan bawah.

1) Beban Mati (MS)

Beban mati terdiri dari: beban aspal, beban kerb, beban pelat lantai kendaraan, beban diafragma, beban balok memanjang, beban balok penggantung, beban balok busur, beban pembatas, dan beban railing seperti yang terlihat pada Gambar 5.1



Gambar 5.1 : Potongan melintang jembatan



Gambar 5.2 : Potongan tampak atas jembatan

a) **Beban Aspal**

Beban lapisan aspal dengan berat jenis 2.2 t/m^3 didistribusikan oleh plat lantai ke masing-masing girder. Dimensi lapisan aspal yaitu tebal $0,05\text{m}$ dan lebar 7m .

$$\begin{aligned} A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\ &= 0,05\text{m} \times 7\text{m} \\ &= 0,35\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{Lap. Aspal}} &= A \times \gamma_{\text{Aspal}} \\ &= 0,35\text{m}^2 \times 2,2\text{t/m}^3 \\ &= 0,77\text{t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= W_{\text{Lap. Aspal}} \times L \\ &= 0,77\text{t/m} \times 30\text{m} \\ &= 23.1 \text{ t} \end{aligned}$$

b) **Beban Kerb**

Untuk perhitungan berat kerb yang dipikul adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\ &= 0,3\text{m} \times 2 \text{ m} \\ &= 0,6\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{Kerb}} &= A_{\text{Kerb}} \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 0,6\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\ &= 1.44\text{t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= W_{\text{Kerb}} \times L \times n \\ &= 1.44\text{t/m} \times 30\text{m} \times 2 \\ &= 86.4 \text{ t} \end{aligned}$$

c) Beban plat lantai kendaraan

Plat lantai kendaraan direncanakan dengan tebal 20cm, lebar 11m dan panjang 30m. Mutu beton yang digunakan yakni beton K-350. Perhitungan berat plat lantai kendaraan yang dipikul oleh masing-masing girder adalah :

$$\begin{aligned}
 A &= \text{tebal} \times \text{lebar} \\
 &= 0,2\text{m} \times 11\text{m} \\
 &= 2,2\text{m}^2 \\
 W_{\text{Plat lantai}} &= A \times \gamma_{\text{Beton}} \\
 &= 2,2\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\
 &= 5,28\text{t/m} \\
 P_3 &= W_{\text{Plat lantai}} \times L \\
 &= 5,28\text{t/m} \times 30\text{m} \\
 &= 158,4 \text{ t}
 \end{aligned}$$

d) Beban balok melintang

Perhitungan berat balok melintang adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A &= \text{tebal} \times \text{tinggi} \\
 &= 0,6\text{m} \times 0,6\text{m} \\
 &= 1,2\text{m}^2 \\
 W_{\text{Diafragma}} &= A \times \gamma_{\text{Beton}} \\
 &= 1,2\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\
 &= 2,88 \text{ t/m} \\
 P_4 &= W_{\text{Diafragma}} \times L \times n \\
 &= 2,88\text{t/m} \times 11\text{m} \times 7 \\
 &= 221,76 \text{ t}
 \end{aligned}$$

e) Beban Balok Memanjang

Balok memanjang yang digunakan memiliki berat jenis $2,4\text{t/m}^3$. Dimensi yang digunakan adalah $0,3 \times 0,4$ dengan jumlah 18 buah dan untuk dimensi $0,3 \times 0,3$ dengan jumlah 24 buah yang dapat dipikul oleh satu pilar.

Dimensi $0,3 \times 0,4$:

$$A = b \times h$$

$$= 0,3\text{m} \times 0,4\text{m}$$

$$= 0,12\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 0,12\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\ &= 0,288 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{51} &= W \times L \times n \\ &= 0,288\text{t/m} \times 4,5\text{m} \times 18 \\ &= 23,328 \text{ t} \end{aligned}$$

Dimensi 0,3 x 0,3 :

$$\begin{aligned} A &= b \times h \\ &= 0,3\text{m} \times 0,3\text{m} \\ &= 0,09\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma_{\text{Beton}} \\ &= 0,09\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3 \\ &= 0,216 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{52} &= W \times L \times n \\ &= 2,16\text{t/m} \times 4,5\text{m} \times 24 \\ &= 23,328 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{5\text{tot}} &= P_{51} + P_{52} \\ &= 23,328 \text{ t} + 23,328 \text{ t} \\ &= 46,656 \text{ t} \end{aligned}$$

f) Beban Balok Penggantung

Balok penggantung yang digunakan memiliki berat jenis $2,4\text{t/m}^3$ dengan dimensi $0,5\text{m} \times 0,6\text{m}$ dengan panjang 2m , $0,8\text{m}$, dan $0,4\text{m}$ dan dimensi $0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$ pada posisi melintang dengan panjang $4,5\text{m}$.

$$\begin{aligned} P_{61} &= b \times h \times L \times \gamma_{\text{Beton}} \times n \\ &= 0,5\text{m} \times 0,6\text{m} \times 2\text{m} \times 2,4\text{t/m}^3 \times 6 \\ &= 8,64 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{62} &= b \times h \times L \times \gamma_{\text{Beton}} \times n \\ &= 0,5\text{m} \times 0,6\text{m} \times 0,8\text{m} \times 2,4\text{t/m}^3 \times 6 \\ &= 3,456 \text{ t} \end{aligned}$$

$$P_{63} = b \times h \times L \times \gamma_{\text{Beton}} \times n$$

$$= 0,5\text{m} \times 0,6\text{m} \times 0,4\text{m} \times 2,4\text{t/m} \times 6$$

$$= 0,864 \text{ t}$$

$$P_{64} = b \times h \times L \times \gamma_{\text{Beton}} \times n$$

$$= 0,5\text{m} \times 0,5\text{m} \times 4,5\text{m} \times 2,4\text{t/m} \times 14$$

$$= 35,28 \text{ t}$$

$$P_6 = P_{61} + P_{62} + P_{63} + P_{64}$$

$$= 8,64 \text{ t} + 3,45 \text{ t} + 0,864 + 35,28$$

$$= 48,240 \text{ t}$$

g) Beban Balok Busur

Balok busur yang digunakan memiliki berat jenis $2,4\text{t/m}^3$ dengan dimensi $0,6\text{m} \times 1,2\text{m}$ dan panjang $28,9\text{m}$ berjumlah 6 buah.

$$A = b \times h$$

$$= 0,6\text{m} \times 1,2\text{m}$$

$$= 0,72\text{m}^2$$

$$W = A \times \gamma_{\text{Beton}}$$

$$= 0,72\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3$$

$$= 1,728 \text{ t/m}$$

$$P_7 = W \times L \times n$$

$$= 1,44\text{t/m} \times 28,9\text{m} \times 6$$

$$= 64,781 \text{ t}$$

h) Beban Parapet

Parapet yang digunakan memiliki berat jenis $2,4\text{t/m}^3$. Perhitungan beratnya adalah sebagai berikut:

$$P_8 = b \times h \times \gamma_{\text{Beton}} \times L \times n$$

$$= 0,2\text{m} \times 0,85 \times 2,4\text{t/m}^3 \times 30 \times 2$$

$$= 24,48\text{t}$$

i) Beban Railing

Perhitungan berat railing adalah sebagai berikut:

$$A = b \times h$$

$$= 0,6\text{m} \times 1,2\text{m}$$

$$= 0,72\text{m}^2$$

$$W = A \times \gamma_{\text{Beton}}$$

$$= 0,72\text{m}^2 \times 2,4\text{t/m}^3$$

$$= 1,728 \text{ t/m}$$

$$P_9 = W \times L \times n$$

$$= 1,44\text{t/m} \times 28,9\text{m} \times 6$$

$$= 64,781 \text{ t}$$

Jadi, Berat total beban mati untuk setengah bentang yaitu :

$$P_{MA} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9$$

$$= 23,1 + 86,4 + 158,4 + 221,76 + 46,656$$

$$+ 48,240 + 64,781 + 24,48 + 64,781$$

$$= 738,598 \text{ t}$$

2) Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan terdiri dari : berat air hujan, beban PJU, dan beban instalasi ME.

a) Beban air hujan

Beban genangan air hujan dengan tinggi 25mm yang apabila saluran drainase tidak berfungsi dengan baik. Berat jenis dari air hujan ini = 1 t/m^3 .

$$A = \text{tebal} \times \text{lebar}$$

$$= 0,025\text{m} \times 7\text{m}$$

$$= 0,175\text{m}^2$$

$$W_{\text{air hujan}} = A \times \gamma_{\text{Air}}$$

$$= 0,175\text{m}^2 \times 1 \text{ t/m}^3$$

$$= 0,175\text{t/m}$$

Untuk setengah bentang :

$$P_2 = \frac{1}{2} \times W_{\text{air hujan}} \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,175\text{t/m} \times 30\text{m}$$

$$= 2.625 \text{ ton}$$

b) Beban Tiang (PJU)

Beban tiang dari penerangan jalan umum ini diambil $w = 0.05 \text{ ton/m}$. Tiang ini berada di sisi kanan dan kiri *overpass*.

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned} P_3 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{tiang}} \times L \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 0,05 \text{ t/m} \times 30 \text{ m} \times 2 \\ &= 1.5 \text{ ton} \end{aligned}$$

c) Beban Instalasi ME

Beban instalasi mekanikal elektrikal (ME) ini diambil $w = 0.01 \text{ ton/m}$.

Untuk setengah bentang :

$$\begin{aligned} P_4 &= \frac{1}{2} \times W_{\text{ME}} \times L \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 0,01 \text{ t/m} \times 30 \text{ m} \times 2 \\ &= 0.3 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi, Berat total beban mati tambahan untuk setengah bentang yaitu :

$$\begin{aligned} P_{\text{MA}} &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \\ &= 2.625 + 1.5 + 0.3 \\ &= 4.425 \text{ ton} \end{aligned}$$

3) Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT).

Beban BTR atau beban terbagi rata mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani sebagai berikut :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9 \text{ kPa}$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$$

Total bentang (L) adalah 30m dan lebar perkerasan = 7m pada masing-masing jalur maka digunakan persamaan :

$$q = 9,00 \text{ kPa} = 9,00 \text{ kN/m}^2 = 0,9 \text{ t/m}^2$$

$$B_1 = 2 \times 3,50 = 7\text{m}$$

$$B_2 = 2 \times 1,5 = 3\text{m}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{BTR}} &= (1 \times q \times B_1 \times L) + (0,5 \times q \times B_2 \times L) \\ &= (0,79 \times 7 \times 30) + (0,5 \times 0,9 \times 3 \times 30) \\ &= 201,45 \text{ ton} \end{aligned}$$

Sedangkan beban BGT atau beban garis yang merupakan beban berjalan di atas lantai kendaraan. Nilai P yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Faktor beban dinamik untuk bentang 30m.

$$P = 49 \text{ kN/m} = 4,9 \text{ t/m}$$

$$\text{FBD} = 40\% = 0,4$$

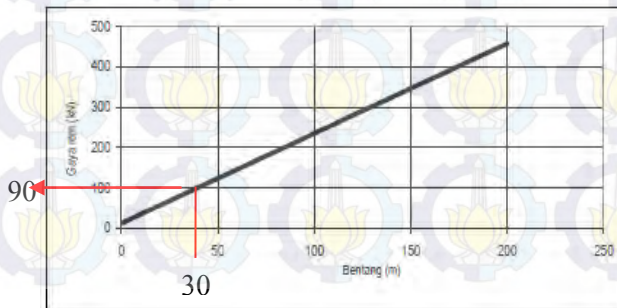
$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= (1 \times (P \times (1+\text{FBD})) \times B_1) + (0,5 \times (P \times (1+\text{FBD})) \times B_2) \\ &= (4,9 \times 1,4 \times 7) + (0,5 \times 4,9 \times 1,4 \times 3) \\ &= 58,31 \text{ ton} \end{aligned}$$

Total beban lajur "D"

$$\begin{aligned} P_{\text{TD}} &= P_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}} \\ &= 201,45 \text{ ton} + 58,31 \text{ ton} \\ &= 259,76 \text{ ton} \end{aligned}$$

4) Beban Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,8m di atas permukaan lantai. Besarnya gaya rem arah memanjang dipengaruhi oleh panjang bentang (L)



Untuk bentang jembatan $L = 30\text{m}$

$T_{TB} = 90 \text{ kN} = 9 \text{ ton}$.

Hasil perhitungan pembebanan disajikan pada pada tabel 5.1 sebagai berikut :

Tabel 5.1 Rekapitulasi Beban

No	Uraian	Kode	Bentang 30m		
			P (ton)	H_x (ton)	H_y (ton)
1	Berat Sendiri	MS	738,59		
2	Beban mati tambahan	MA	4.425		
3	Beban Lajur “D”	TD	259.76		
4	Beban Rem	TB			9.0

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

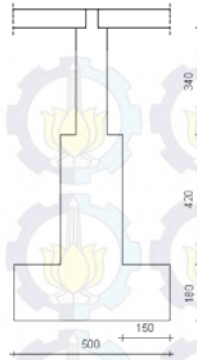
5.1.2 Pembebanan Bangunan Bawah

Pada perhitungan pembebanan bangunan bawah jembatan ini, beban yang digunakan adalah beban mati sendiri pilar, beban angin, beban tumbukan kendaraan, dan beban gempa. Faktor beban yang digunakan dalam perhitungan pembebanan sesuai dengan RSNI T02 – 2005.

A. Beban Mati Sendiri Pilar (MS)

Beban mati sendiri pada tipe pilar tunggal terdiri dari : beban pier head dan beban kolom pilar. Dalam perhitungan beban sendiri pilar tunggal dibagi atas beberapa segman. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis. Analisis berat pilar didapat dari volume per segmen dikalikan berat jenis (γ).

Perhitungan ditampilkan pada tabel dibawah ini :



Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Pilar

No	Parameter Berat Bagian			Berat Jenis	Berat
	b(m)	h(m)	L(m)	(t/m ³)	
1	0.4	0.6	2.4	2.4	3.456
2	1.0	3.4	2.4	2.4	48.96
3	2.0	4.2	2.4	2.4	120.96
4	5.0	1.8	13.5	2.4	291.60
Total =					464.976

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

B. Beban Angin

1. Beban angin arah melintang jembatan

Gaya akibat angin dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$$

Dimana : $C_w = 1.25$

$$V_w = 35 \text{ m/detik } (< 5 \text{ km dari pantai})$$

$$\text{Panjang bentang (L)} = 10\text{m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping atas (h}_a\text{)} = 1.95\text{m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping kend (h}_k\text{)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Luas bidang samping struktur atas (A}_{b1}\text{)}$$

$$A_{b1} = L \times (h_a + h_k)$$

$$= 10\text{m} \times (1.95 + 2)$$

$$= 39.5 \text{ m}^2$$

Beban angin pada struktur atas (T_{EW1})

$$T_{EW1} = 0.0006 \times C_W \times (V_W)^2 \times A_{b1}$$

$$= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 39.5$$

$$= 36.29 \text{ kN}$$

Luas bidang samping struktur bawah (A_{b2})

$$A_{b2} = h \times n \times L_c$$

$$= 0.8 \times 3 \times 7.6$$

$$= 18.24 \text{ m}^2$$

Beban angin pada struktur bawah (T_{EW2})

$$T_{EW2} = 0.0006 \times C_W \times (V_W)^2 \times A_{b2}$$

$$= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 18.24$$

$$= 16.758 \text{ kN}$$

Total gaya akibat beban angin (T_{EW})

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$$

$$= 36.29 \text{ kN} + 16.758 \text{ kN}$$

$$= 53.048 \text{ kN} = 5.3 \text{ ton}$$

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai kendaraan akibat beban angin yang meniup kendaraan diatas lantai dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_W \times (V_W)^2$$

$$= 0.0012 \times 1.25 \times (35)^2$$

$$= 1.84 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan ketentuan :

Tinggi kendaraan (h) = 2m

Jarak antar roda (x) = 1.75m

Gaya akibat transfer beban angin ke lantai kendaraan (P_{EW})

$$P_{EW} = (1/2 \times \left(\frac{h}{x}\right) \times T_{EW}) \times L$$

$$= \left(0.5 \times \left(\frac{2}{1.75}\right) \times 1.84\right) \times 10$$

$$= 10.51 \text{ kN}$$

$$= 1.51 \text{ ton}$$

2. Beban angin arah memanjang jembatan

Ukuran bidang kolom pilar yang ditiup angin

$$\text{Tinggi } (L_c) = 7.6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (B) = 2 \text{ m}$$

Luas bidang yang ditiup angin

$$A_b = B \times L_c$$

$$= 2 \text{ m} \times 7.6 \text{ m}$$

$$= 15.2 \text{ m}^2$$

Beban angin (T_{EW})

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$$

$$= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 15.2$$

$$= 13.965 \text{ kN} = 1.39 \text{ ton}$$

C. Beban Gempa

Beban gempa rencana dihitung dengan persamaan :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

$$\text{Dengan } K_h = C \times S$$

Dimana :

T_{EQ} = Gaya geser total pada arah yang ditinjau (ton)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

W_t = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri merata (q_{MS}) + berat mati tambahan merata (q_{MA})

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah

S = Faktor tipe bangunan

Jembatan ini berada di zona gempa wilayah 4 menurut peta gempa SNI 2833 – 2008. Koefisien geser dasar elastis dapat dihitung dengan persamaan :

$$C_{\text{elastis}} = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5 \times A$$

Dimana :

A = Akselerasi puncak di batuan dasar (g)
(dari tabel 2.14)

S = Koefisien tanah (dari tabel 2.17)

T = Periode alami struktur (detik)

Pada tugas akhir ini metode yang digunakan adalah metode spektral mode majemuk sehingga periode alami struktur dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}}$$

Dimana :

T = Periode alami struktur (detik)

p_0 = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

g = gravitasi (9.8 m/det²)

α, γ = Perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m²) :

$$\alpha = \int V_s(x) dx \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\beta = \int W_t(x) V_s(x) dx \text{ (tm)}$$

$$\gamma = \int W_t(x) V_s(x)^2 dx \text{ (tm}^2\text{)}$$

dimana :

$$V_s(x) = \text{profil simpangan akibat } p_0 \\ = (p_0 \times L) / (n \times k)$$

$$P_0 = \text{satuan gaya seragam virtual (0.1 t/m)}$$

$$W(x) = \text{distribusi berat mati system per satuan panjang (t/m)}$$

1. Arah memanjang jembatan.

Luas penampang kolom pilar (A)

$$A = (B \times h \times 3) \\ = (2 \times 0.8 \times 3) \\ = 4.8 \text{ m}^2$$

Lebar penampang kolom pilar ekuivalen (B_e)

$$B_e = A / h \\ = 4.8 / 0.8 \\ = 6 \text{ m}$$

Inersia penampang kolom pilar (I_c)

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B_c \times h^3 \\ &= 1/12 \times 6 \times 0.8^3 \\ &= 0.256 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas (E_c)

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{K}{10})} \\ &= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{350}{10})} \\ &= 25332 \text{ MPa} = 25332084 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Nilai kekakuan kolom pilar (K_p)

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{3 \times E_c \times I_c}{L_c^3} \\ &= \frac{3 \times 25332084 \times 0.256}{7.6^3} \\ &= 44319.14 \text{ kN/m} = 4431.91 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Berat sendiri (q_{MS})

$$\begin{aligned} q_{MS} &= q \text{ struktur atas} + \frac{1}{2} q \text{ kolom pilar} \\ &= q + \frac{1}{2} 72.24 \\ &= 66.432 + 36.12 \\ &= 102.7 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Beban mati tambahan (q_{MA})

$$q_{MA} = 0.15 \text{ ton/m}$$

Berat total struktur (q_t)

$$\begin{aligned} q_t &= q_{MS} + q_{MA} \\ &= 102.55 + 0.15 \\ &= 102.7 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Mencari nilai T (periode alami jembatan) :

$$P_0 = 1 \text{ kN/m} = 0.1 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (p_0 \times L) / (n \times K_p) \\ &= \frac{(0.1 \times 60)}{(3 \times 537023.38)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \int V_s(x) dx = V_s \times L \\ &= 3.7 \times 10^{-6} \text{ m} \\ &= 3.7 \times 10^{-6} \times 60 \\ &= 2.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \int W_t(x) V_s(x) dx = q_t \times V_s \times L \\ &= 102.7 \times 3.7 \times 10^{-6} \times 60 \\ &= 0.023 \text{ tonm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma &= \int W_t(x) V_s(x)^2 dx = q_t \times V_s^2 \times L \\ &= 102.7 \times (3.7 \times 10^{-6})^2 \times 60 \\ &= 8 \times 10^{-8} \text{ tonm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{0.0000008}{0.1 \times 9.8 \times 0.00022}} \\ &= 0.124 \text{ detik}\end{aligned}$$

$$C_{\text{elastis}} = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5 \times A$$

$$C_{\text{elastis}} = \frac{1.2 \times 1.5 \times 1.25}{0.124 T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5 \times A$$

$$C_{\text{elastis}} = 0.65$$

Untuk jembatan dengan sendi pastis beton bertulang, faktor jenis bangunan dihitung dengan persamaan :

$$S = 1.0 \times F$$

$$\text{Dengan } F = 1.25 - 0.025 \times n \geq 1$$

Untuk $n=1$ maka :

$$\begin{aligned}F &= 1.25 - 0.025 \times 1 \\ &= 1.225\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= 1.0 \times F \\ &= 1.0 \times 1.225 \\ &= 1.225\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_h &= C \times S \\ &= 0.65 \times 1.225 = 0.79\end{aligned}$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kend/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, maka diambil faktorr kepentingan (I) = 1

Gaya gempa (T_{EQ})

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.58 \times 1 \times W_t \\ &= 0.79 W_t \end{aligned}$$

2. Arah melintang jembatan.

Inersia penampang kolom pilar (I_c)

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times h \times B_e^3 \\ &= 1/12 \times 0.8 \times 6^3 \\ &= 14.4 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas (E_c)

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{K}{10})} \\ &= 4700 \times \sqrt{(0.83 \times \frac{350}{10})} \\ &= 25332 \text{ MPa} = 25332084 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

Nilai kekakuan kolom pilar (K_p)

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{3 \times E_c \times I_c}{L_c^3} \\ &= \frac{3 \times 25332084 \times 14.4}{7.6^3} \\ &= 6525946.33 \text{ kN/m} = 249295.184 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Berat total struktur (q_t)

$$\begin{aligned} q_t &= q_{MS} + q_{MA} \\ &= 102.55 + 0.15 \\ &= 102.7 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Mencari nilai T (periode alami jembatan) :

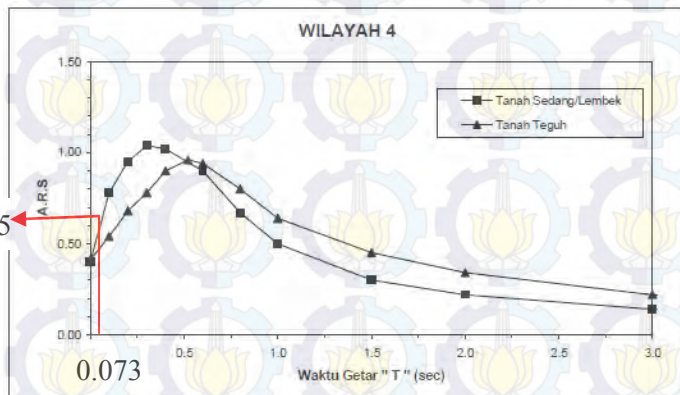
$$P_0 = 1 \text{ kN/m} = 0.1 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (p_0 \times L) / (n \times K_p) \\ &= \frac{(0.1 \times (60))}{(3 \times 249295.184)} \\ &= 8.02 \times 10^{-6} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \int V_s(x) dx = V_s \times 10 \\ &= 8.02 \times 10^{-6} \times 10 \\ &= 8.02 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \int W_t(x) V_s(x) dx = q_t \times V_s \times L \\ &= 102.7 \times 8.02 \times 10^{-6} \times 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.0091 \text{ tonm} \\
 \gamma &= \int W_t(x) V_s(x)^2 dx = q_t \times V_s^2 \times L \\
 &= 102.7 \times (3.26 \times 10^{-9})^2 \times 21.25 \\
 &= 2.9 \times 10^{-8} \text{ tonm}^2 \\
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \times g \times \alpha}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{2.9 \times 10^{-8}}{0.1 \times 9.8 \times 6.9 \times 10^{-5}}} \\
 &= 0.073 \text{ detik}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.3 : Grafik koefisien geser dasar untuk arah melintang jembatan

Dari grafik koefisien geser dasar untuk analisis dinamis diatas, untuk $T = 0.12$ detik, dan tanah lembek, didapatkan $A.R.S = 0.58$. Dari persamaan 2.7 didapatkan nilai C .

$$\begin{aligned}
 C_{elastis} &= A.R.S \\
 &= 0.65
 \end{aligned}$$

Untuk jembatan dengan sendi pastis beton bertulang, faktor jenis bangunan dihitung dengan persamaan :

$$S = 1.0 \times F$$

Dengan $F = 1.25 - 0.025 \times n \geq 1$

Untuk $n=1$ maka :

$$F = 1.25 - 0.025 \times 1 \\ = 1.225$$

$$S = 1.0 \times F \\ = 1.0 \times 1.225 \\ = 1.225$$

$$K_h = C \times S \\ = 0.65 \times 1.225 \\ = 0.79$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kend/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, maka diambil faktor kepentingan (I) = 1

Gaya gempa (T_{EQ})

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t \\ = 0.79 \times 1 \times W_t \\ = 0.79 W_t$$

Prosentase akibat beban gempa hanya dipakai 20% saja. Distribusi beban gempa arah melintang dan beban gempa arah melintang pada disajikan pada tabel 5.3 dan n tabel 5.4 sebagai berikut :

Tabel 5.3 Distribusi Beban Gempa Arah Memanjang

No	Jenis Beban Mati	W_t (ton)	T_{EQ} (ton)
1	Berat struktur atas	148,603	117,396
2	Berat sendiri pilar	2,304	1,820

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

Tabel 5.4 Distribusi Beban Gempa Arah Melintang

No	Jenis Beban Mati	W_t (ton)	T_{EQ} (ton)
1	Berat struktur atas	148,603	117,396
2	Berat sendiri pilar	2,304	1,820

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

Hasil dari perhitungan pembebanan pada bangunan atas dan bangunan bawah ditabelkan pada tabel 5.5 sebagai berikut:

Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Tipe Pilar untuk setengah bentang

No	Uraian	Kode	P (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	x (m)	z (m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Aksi dan Beban tetap									
1	Berat sendiri struktur atas	MS	738.59						
2	Berat mati tambahan	MS	4.425						
3	Berat sendiri struktur bawah	MA	464.98						
	Beban lau lintas								
4	Beban Lajur "D"	TD	259.76						
5	Beban Rem	TB			9		9.6		86.4
Aksi Lingkungan									
6	Beban Angin	EW	1.51	5.3	1.39		9.6	50.88	13.344
7	Beban gempa struktur atas	EQ		117.40	117.40		9.6	1127	1127
8	Beban gempa pilar	EQ		1.82	1.82		4.8	8.736	8.736

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

Maka kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi berdasarkan RSNI T02-2005 adalah sebagai berikut :

- 1) Kombinasi 1 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D"

Tabel 5.6 Kombinasi 1

No	Beban	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Aksi dan Beban Tetap						
1	Berat sendiri struktur	738.59				
2	Berat mati tambahan	4.425				
3	Berat sendiri struktur	464.98				
Aksi transien						
4	Beban Lajur "D"	259.76				
Total		1467.8				

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

- 2) Kombinasi 2 : Beban Mati + Beban mati tambahan +
Beban Lajur "D" + Beban Angin

Tabel 5.7 Kombinasi 2

No	Beban	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Aksi dan Beban Tetap						
1	Berat sendiri struktur	738.59				
2	Berat mati tambahan	4.425				
3	Berat sendiri struktur	464.98				
Aksi transien						
4	Beban Lajur "D"	259.76				
Aksi Lingkungan						
5	Beban Angin	1.51	5.3	1.39	50.88	13.34
Total		1469.3	5.3	1.39	50.88	13.34

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

- 3) Kombinasi 3 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D" + Beban Rem + Beban Angin

Tabel 5.8 Kombinasi 3

No	Beban	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
	Aksi dan Beban Tetap					
1	Berat sendiri struktur	738.59				
2	Berat mati tambahan	4.425				
3	Berat sendiri struktur	464.98				
	Aksi transien					
4	Beban Lajur "D"	259.76				
5	Beban Rem			9		86.4
	Aksi Lingkungan					
6	Beban Angin	1.51	5.3	1.39	50.88	13.34
	Total	1469.3	5.3	10.39	50.88	99.74

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

- 4) Kombinasi 4 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D" + Beban Rem

Tabel 5.9 Kombinasi 4

No	Beban	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
	Aksi dan Beban Tetap					
1	Berat sendiri struktur	738.59				
2	Berat mati tambahan	4.425				
3	Berat sendiri struktur	464.98				
	Aksi transien					
4	Beban Lajur "D"	259.76				
5	Beban Rem			9		86.4
	Total	1467.8		9		86.4

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

5) Kombinasi 5 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Gempa

Tabel 5.12 Kombinasi 5

No	Beban	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Aksi dan Beban Tetap						
1	Berat sendiri struktur a	738.59				
2	Berat mati tambahan	4.425				
3	Berat sendiri struktur b	464.98				
Aksi Lingkungan						
4	Beban Gempa struktur atas		117.40	117.40	1127	1127
5	Beban Gempa		2	2	8.7	8.736
Total		1208	119.22	119.22	1135.74	1135.74

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

6) Kombinasi 6 : Beban Mati + Beban mati tambahan + Beban Lajur "D"

Tabel 5.11 Kombinasi 6

No	Beban	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Aksi dan Beban Tetap						
1	Berat sendiri struktur a	738.59				
2	Berat mati tambahan	4.425				
3	Berat sendiri struktur b	464.98				
Aksi transien						
4	Beban Lajur "D"	259.76				
5	Beban Tumbukan					
Total		1467.8				

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

7) Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.12 Rekapitulasi kombinasi pembebanan

No	Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
		(ton)	(ton)	(ton)	(ton.m)	(ton.m)
1	Kombinasi 1	1467.8				
2	Kombinasi 2	1469.3	5.3	1.39	50.88	13.34
3	Kombinasi 3	1469.3	5.3	10.39	50.88	99.74
4	Kombinasi 4	1467.8		9		86.4
5	Kombinasi 5	1208	119.2	119.2	1135.7	1135.7
6	Kombinasi 6	1467.8				

Sumber : Hasil Perhitungan Sendiri

5.2 Perencanaan Pondasi

5.2.1 Perencanaan Pondasi Sumuran

Pada perencanaan pondasi, kombinasi yang digunakan adalah kombinasi yang terbesar yaitu kombinasi. Pondasi yang digunakan adalah pondasi sumuran.

A. Perhitungan Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Pancang

1) Parameter tanah

Parameter tanah pada lokasi yang akan akan direncanakan pondasi sumuran adalah sebagai berikut :

- c : 0.8 t/m^2
- γ_{sat} : 1.98 t/m^3
- θ : 32°
- N_c : 44.9
- N_γ : 27.4
- N_q : 29.5

2) Mencari diameter pondasi sumuran

Perhitungan diameter pondasi sumuran dihitung menggunakan sebagai berikut :

$$Q_w = 1208 \text{ KN}$$

$$F_c' = 20 \text{ Mpa} = 20000 \text{ kN/m}^2$$

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{12080 \text{ KN}}{20000}} = 1,75 \text{ m} \sim 3,5 \text{ m}$$

$$Q_{ult} = (1.3 \times c \times N_c) + (d \times \gamma \times N_q) + (0,6 \times D/2 \times N_\gamma)$$

$$Q_{ult} = (1.3 \times 0.8 \times 44.9) + (13 \times 0.98 \times 29.5) + (0,6 \times 3.5/2 \times 27.4) = 451.296 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{\frac{SF}{3}}$$

$$Q_{all} = \frac{451.296}{3} = 150.432 \text{ t/m}^2$$

$$V_{terjadi} = V/A \pm \frac{M \times y}{I}$$

$$V = 1208 \text{ t}$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \pi \times 3.5^2 = 9.62 \text{ m}^2$$

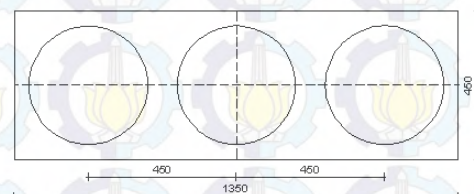
$$V_{terjadi} = \frac{V}{(3 \times A_g)} \pm \frac{M \times y}{I}$$

$$V_{terjadi} = \frac{1208}{(3 \times 9.621)} \pm \frac{378,57 \times 4,5}{22,1}$$

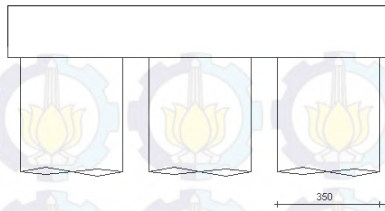
$$= 71.83 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{all} > V_{terjadi}$$

$$150.432 \text{ t/m}^2 > 118.937 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$



Gambar 5.4: Tampak atas fondasi



Gambar 5.5 : Potongan melintang fondasi

B. Penulangan Pondasi Sumuran

Dipakai reaksi akibat

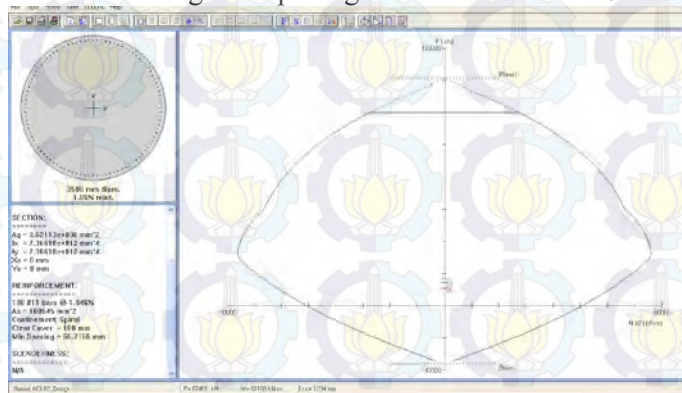
$$\mu_u = 1208 \text{ tm}^2$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa}$$

$$D_{ia} \text{ Tul Lentur} = \emptyset 35 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

Dalam menghitung penulangan kolom menggunakan program bantu PCA COL dengan memasukkan data seperti yang ada di atas maka dipasang tulangan kolom 100 D 35 dengan A_s pasang adalah 100.645 mm^2 .



Gambar 5.6 : Analisa kebutuhan tulangan dengan program PCA COL

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang adalah :

$$S = \frac{D - (2 \times \text{cover}) \times \pi}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{3500 - (2 \times 100) \times \pi}{104 - 1} = 30,93 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai $S = 30 \text{ mm}$

Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.3 Rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \\ &= 0,45 \left(\frac{9621127}{8552985} - 1 \right) \frac{30}{250} \\ &= 0,0045 \end{aligned}$$

Jarak spiral maksimal 150 mm

$$\begin{aligned} s &= \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi/4) D_c^2 \rho_s} \\ &= \frac{201,06 \pi (3350 - 16)}{(\pi/4) 3350^2 0,0045} \\ &= 53,09 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D16 - 50mm

BAB VI PENUTUP

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa data dengan mengacu pada dasar teori maka dapat ditarik kesimpulan bahwa :

1. Perencanaan *Geotextile* Sebagai Perkuatan Timbunan

Pada perencanaan ini *geotextile* pada perkuatan timbunan dibagi menjadi 3 bagian dari 6 m. Untuk jenis dan tipe *geotextile* yang digunakan adalah jenis *polypropylene woven geotextiles* dan tipe UW 250 yang mempunyai kekuatan tarik sebesar 52 KN/m.

- ✓ Jumlah *geotextile* yang dibutuhkan sebanyak 18 lapisan dengan pemasangan ganda pada setiap lapisannya. Tebal lapisan timbunan adalah 0.25m pada ketinggian 2m dari tanah dasar selanjutnya digunakan tebal lapisan 0.5m hingga mencapai ketinggian 6m.

2. Perencanaan Kombinasi *Sheetpile - Geotextile*

Pada perhitungan ini direncanakan kombinasi *sheetpile-geotextile*, dimana 100% beban tekanan tanah dan lalu lintas ditahan oleh *geotextile* dan sisanya ditahan oleh *sheet pile*.

- ✓ *Sheet pile* yang digunakan adalah *sheet pile* Beton PT. WIKA BETON Tipe W-325 A 1000 yang moment crack 11,4 tm dengan panjang 8 m
- ✓ Tipe *geotextile* yang digunakan adalah jenis *polypropylene woven geotextiles* dan tipe UW 250 yang mempunyai kekuatan tarik sebesar 52 KN/m
- ✓ Jumlah *geotextile* yang dibutuhkan sebanyak 10 lapisan *geotextile*. Tebal lapisan timbunan adalah 0.25m pada ketinggian 4m dari tanah dasar selanjutnya digunakan tebal lapisan 0.5m hingga mencapai ketinggian 6m.

3. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Untuk Htimbunan kurang dari 2 m, direncanakan menggunakan dinding penahan beton untuk meminimalisir penggunaan *sheetpile* ataupun *geotextile*.

4. Alternatif dinding penahan tanah yang dipilih untuk oprit jembatan adalah kombinasi *sheetpile-geotextile*, karena memiliki angka keamanan yang lebih baik dan menghemat luas lahan yang dibutuhkan.

5. Perencanaan Fondasi sumuran

✓ Pondasi yang direncanakan pada pilar jembatan adalah pondasi sumuran dengan diameter (ds) 3,5m dengan kedalaman 13 m.

✓ Tulangan pada fondasi sumuran menggunakan 100D35 – 30 mm dan tulangan geser yang dipakai adalah tulangan spiral D16 – 50 mm

6.2 Saran

1. Untuk melakukan analisa perencanaan dibutuhkan data-data yang akurat sehingga hasil yang didapat sesuai dengan yang diinginkan

2. Alternatif perencanaan oprit sebaiknya lebih heterogen lagi sehingga didapatkan alternatif yang bervariasi

3. Untuk pembandingan alternatif perlu diperhitungkan kemudahan dalam proses pelaksanaannya, sehingga alternatif yang dipilih mudah dilaksanakan dilapangan

DAFTAR PUSTAKA

Firmansyah, Wilman. 2013. *Perencanaan Abutmen dan Alternatif Jalan Pendekat Jembatan Brawijaya Kediri*. Tugas Akhir. ITS Surabaya

Bowles, J.E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid II*. Jakarta: Erlangga.

Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.

Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga.

B.Mochtar, Indrasurya.2000.*Teknologi Perbaikan Tanah Dan Alternatif Perencanaan Pada Tanah Bermasalah (Problematic Soil)*. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

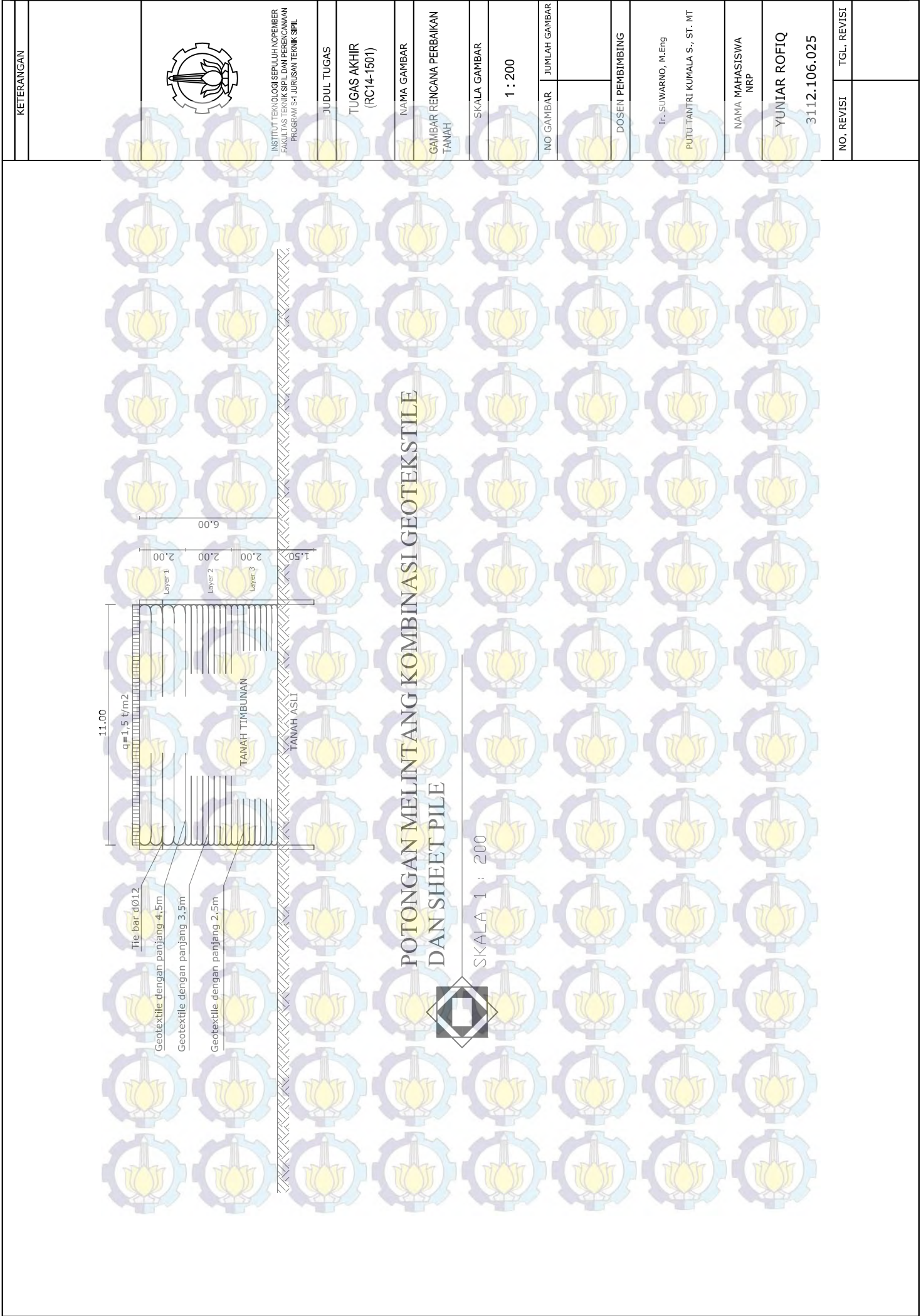
Untung, Djoko. 2010. *Bahan Ajar Rekayasa Pondasi Tiang*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS

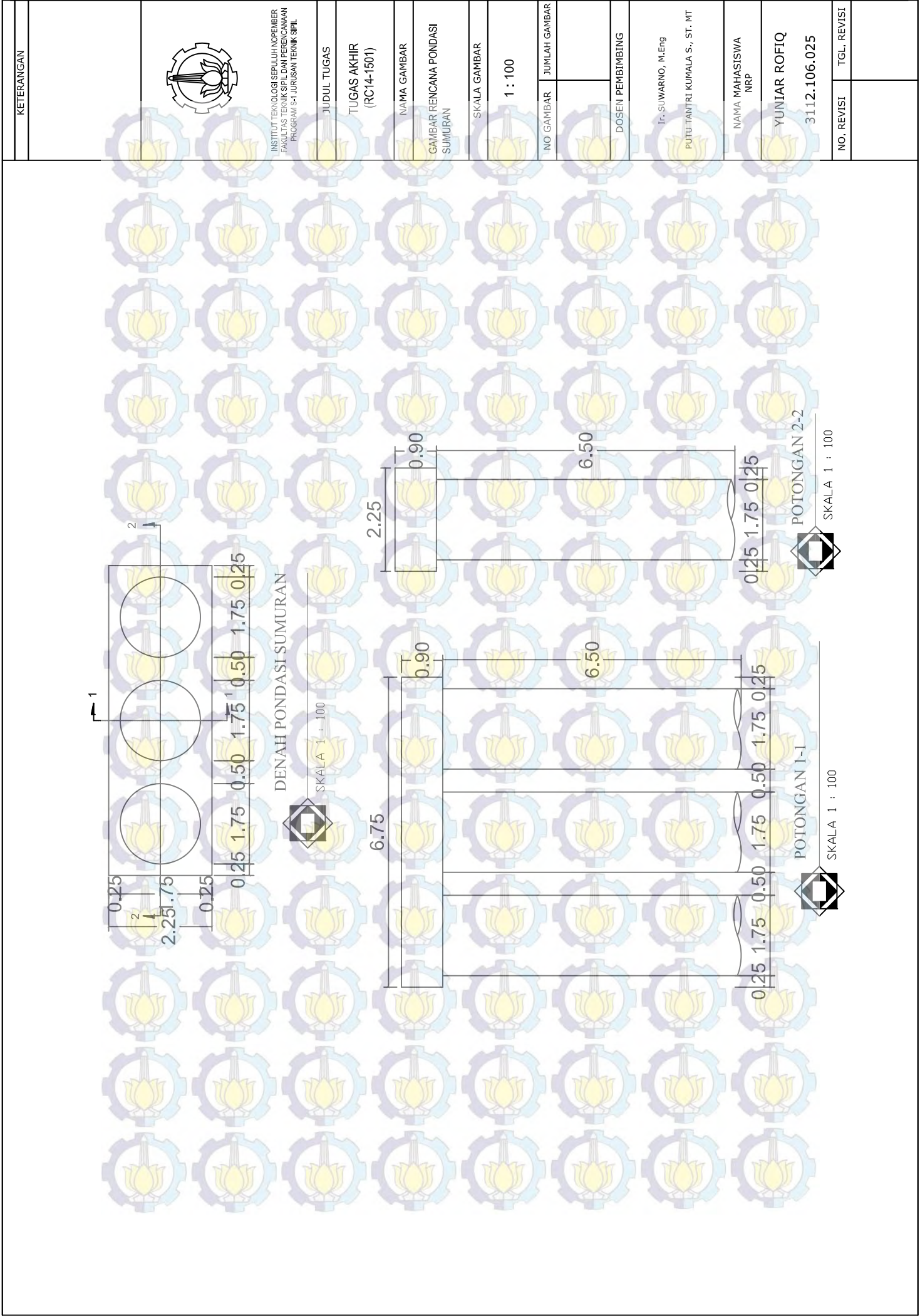
Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS

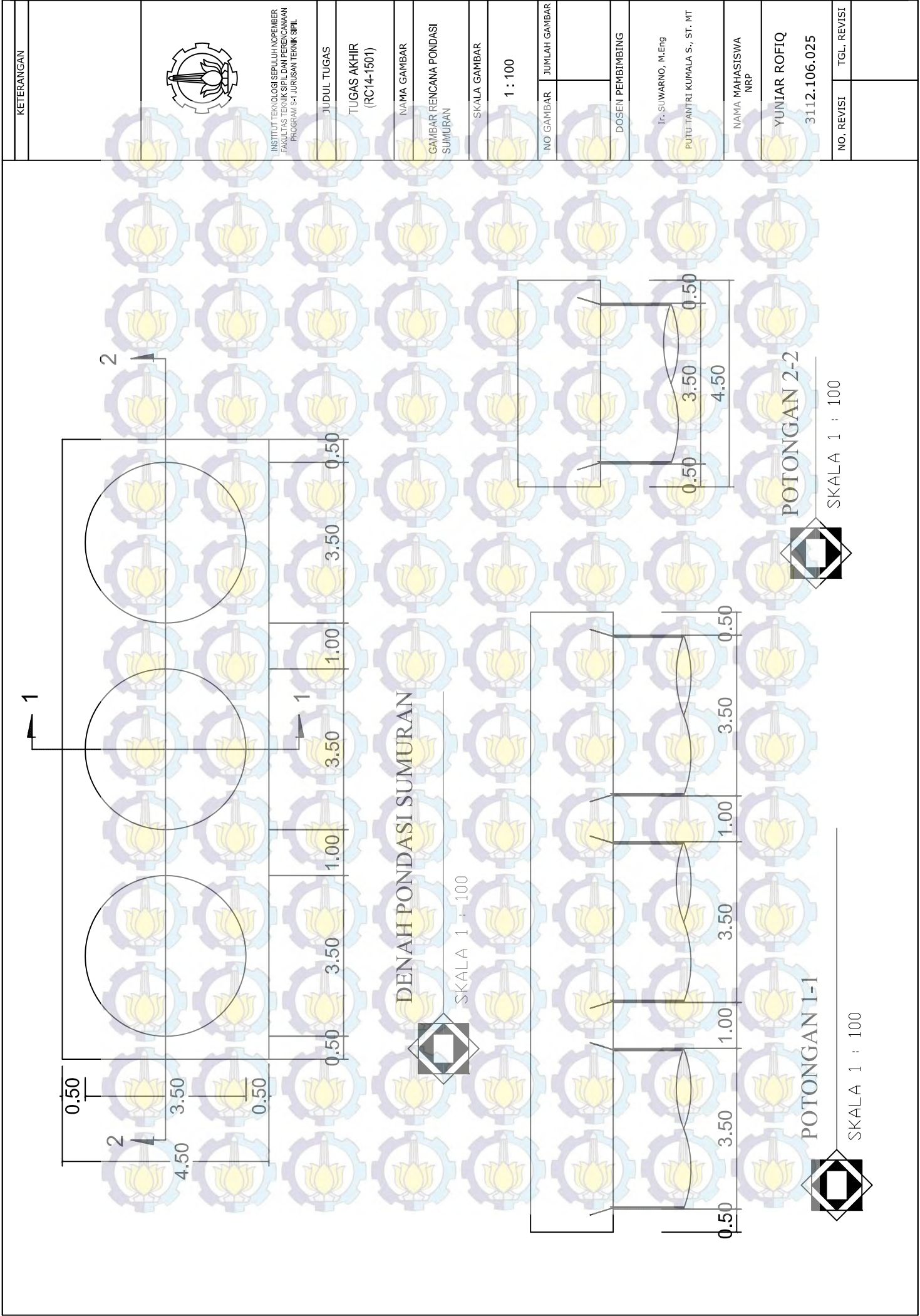
JEMBATAN DAMAS										BORING DEPTH							
										25,5 m							
Soil Description	SPT						GROUND WATER LEVEL : 1.00 m				Strength Test			C _s	C _v	C _c	
	10	20	30	40	50	60-70	γ	G _s	e	s	Type	c	Φ				qu
Dark Grey Occ Brownies Silty / Clayey Sand Occ. With Some Gravel																	
Brownies Light Grey (Bluish) Occ. Reddish Clayey Silt Cemented Occ. With Some Gravel																	
Reddish Brown Silty / Clayey Sand Cemented Occ. With Some Gravel																	

No. Lembar	22
------------	----









Yuniar Rofiq



Penulis dilahirkan di Yogyakarta, 11 Juni 1988, merupakan anak keempat dari 4 (empat) bersaudara dari pasangan M. Chambari dan Nur Aliyah Rusminiati.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Puro Pakualaman II Yogyakarta, SMPN 15 Yogyakarta dan MAN 3 Yogyakarta. Setelah lulus dari MAN 3 Yogyakarta 2006, Penulis mengikuti seleksi penerimaan mahasiswa Diploma Teknik Sipil UGM dan diterima pada Jurusan Teknik Sipil pada tahun 2007. Penulis menempuh pendidikan di Diploma Teknik Sipil UGM selama 3,5 tahun, lulus pada bulan Mei tahun 2011. Setelah lulus dari Diploma Teknik Sipil UGM pada September 2011, penulis diterima bekerja di perusahaan PT. Platinum Jasa Teknik. Penulis bekerja di perusahaan tersebut sampai September 2012, kemudian melanjutkan pendidikannya untuk mengambil Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS). Penulis terdaftar di Jurusan Teknik Sipil Program Sarjana Lintas Jalur Institut Teknologi Sepuluh Nopember dengan NRP. 3112106025.