

ANALISA DAN INVESTIGASI LONGSORAN JEMBATAN TAMBAKBOYO PADA RUAS JALAN LINGKAR AMBARAWA

Rangga Aditya Pratama, Moga Narayudha, Siti Hardiyati

Jurusan Teknik Sipil S-I, Fakultas Teknik, Universitas Diponegoro

Jln. Prof. Soedarto, Tembalang, Semarang. 50239,

Telp/Fax: (024)-7474770/(024)-7460060

Abstrak

Ambarawa adalah kota kecil di Jawa Tengah. Lokasinya berada diantara dua kota besar Semarang dan Jogjakarta. Pada perkembangannya terjadi peningkatan kepadatan lalu lintas di ruas jalan Palagan – MGR Soegijaapranata Ambarawa. Kepadatan lalu lintas terjadi karena adanya pasar Ambarawa yang memiliki aktivitas sangat padat disekitarnya dan adanya penyempitan jalan di depan pasar tersebut.

Oleh karena itu dilakukan Pembangunan jalan lingkar Ambarawa. Dalam proses pembangunan jalan lingkar tersebut terjadi masalah pada pembangunan Jembatan Tambakboyo. Permasalahannya tersebut adalah longsornya tanah timbunan oprit pada sisi salah satu abutment. Untuk menangani permasalahan tersebut diambil solusi dengan struktur Kaki Seribu. Solusi tersebut diambil karena kondisi tanah asli yang sangat tidak stabil dimana terdapat bekas aliran sungai lama dibawah tanah asli yang menopang tanah timbunan oprit.

Terjadinya longsor pada oprit menyebabkan abutment menjadi miring, sehingga perlu didongkrak agar kembali ke posisi semula. Kemiringan yang terjadi pada abutment bukan terjadi karena Abutment tidak stabil. Sedangkan Untuk menangani oprit, berdasarkan hasil analisa dan perhitungan, dipilih tiang pancang dengan diameter 45 cm pada konstruksi jembatan kaki seribu sepanjang 120 meter. Kedalaman tiang pancang berbeda-beda, dari 15 meter sampai 19 meter. Untuk mengikat masing-masing tiang pancang terdapat pilecap yang dihubungkan dengan balok. Dengan adanya perbaikan pada oprit diharapkan dapat memberi kestabilan untuk abutment dan tidak terjadi longsor lagi.

Kata kunci : Tiang Pancang, Jalan Lingkar, Tanah, Abutment

ABSTRACT

Ambarawa is a small town in Central Java. The location is between the two major cities of Semarang and Yogyakarta. In the development of an increase in the density of traffic on the road Theater - MGR Soegijaapranata Ambarawa traffic density is due to the market Ambarawa have very solid activity around it and the narrowing of the road in front of the market.

Therefore the construction of the ring road Ambarawa done. In the process of the construction of the ring road is a problem with the bridge construction Tambakboyo. The problem is the soil avalanche oprit pile on one side of the abutment. To address the problems with the structure of the solution taken Millipedes. The solution was taken because the original soil conditions where there is very unstable old former underground streams that support native land oprit heap.

Oprit caused landslides on a sloping abutments, so it needs to be jacked back into position. The slope is not going to happen because the abutment unstable. To handle oprit While, based on the analysis and calculations, selected spoon piles with a diameter of 45 cm in the construction of the bridge 120 meters long millipede. Spoon piles Depth varies from 15 meters to 19 meters. To bind each pile pilecap are associated with beams. With the improvement in oprit expected to provide stability for the abutment and landslides again.

Key words : Ring Road, Spoon Piles, Soil, Abutment

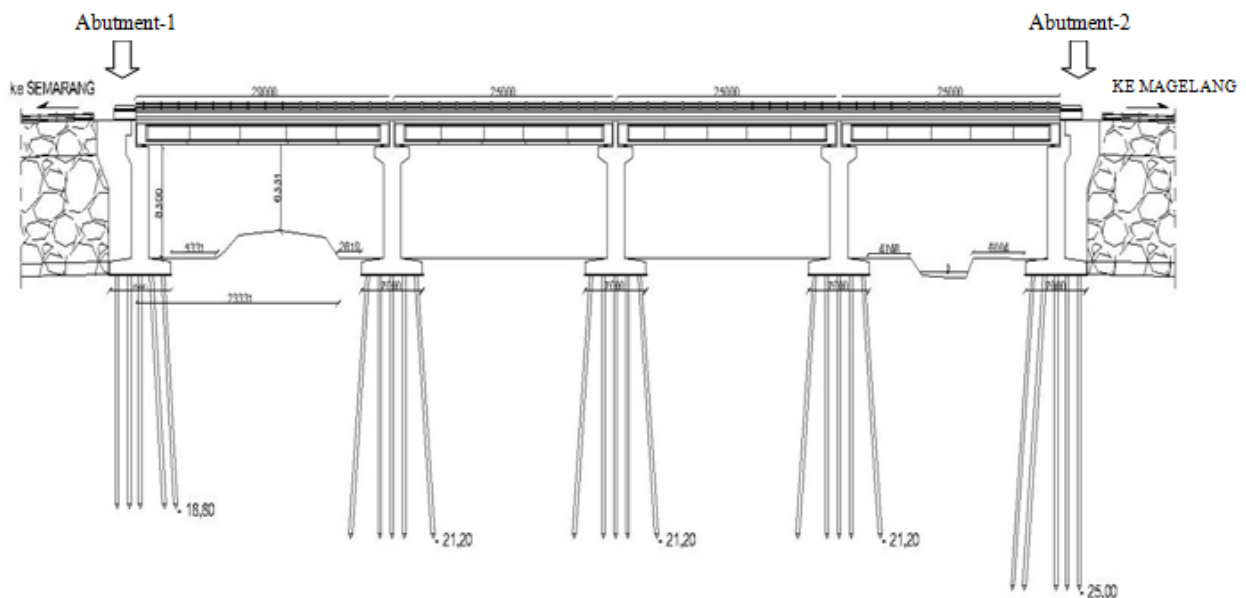
1. Pendahuluan

Ambarawa adalah kota kecil di Jawa Tengah. Lokasinya berada diantara dua kota besar Semarang dan Jogjakarta. Pada perkembangannya terjadi peningkatan kepadatan lalu lintas di ruas jalan Palagan – MGR Soegijaapranata Ambarawa yaitu dengan pembangunan jalan lingkar. Hal itu terjadi karena adanya pasar Ambarawa yang memiliki aktivitas sangat padat disekitarnya dan adanya penyempitan jalan di depan pasar tersebut. Pembangunan jalan lingkar sepanjang 7,3km tersebut melalui beberapa sungai dan lintasan kereta api sehingga dibutuhkan bangunan penunjang jalan berupa jembatan. Terdapat empat buah jembatan pada jalan lingkar tersebut, salah satu jembatan yang dibangun adalah Jembatan Tambakboyo. Jembatan yang dibangun dengan bentang ± 100 m ini diperlukan tidak hanya untuk menghubungkan antar ruas jalan

melainkan juga berfungsi sebagai *overpass* karena dibawah jembatan ini terdapat lintasan kereta api dan sungai di salah satu sisinya sehingga jembatan ini harus mempunyai perencanaan yang baik terutama dalam pengambilan ketinggian jembatan dan jari – jari jembatan.

Selain itu Jembatan Tambakboyo juga dibangun di atas area rawa dan dengan posisi trase yang menikung sehingga diperlukan pula perencanaan geometrik yang tepat demi keselamatan dan kenyamanan pengendara yaitu dengan memperhitungkan superelevasi untuk mengimbangi gaya sentrifugal yang bekerja. Dengan adanya jembatan ini diharapkan keberadaanya dapat memperlancar arus lalu lintas yang melalui jalan lingkar ini dan tidak mengganggu keberadaan lintasan kereta api dan sungai yang ada di bawahnya.

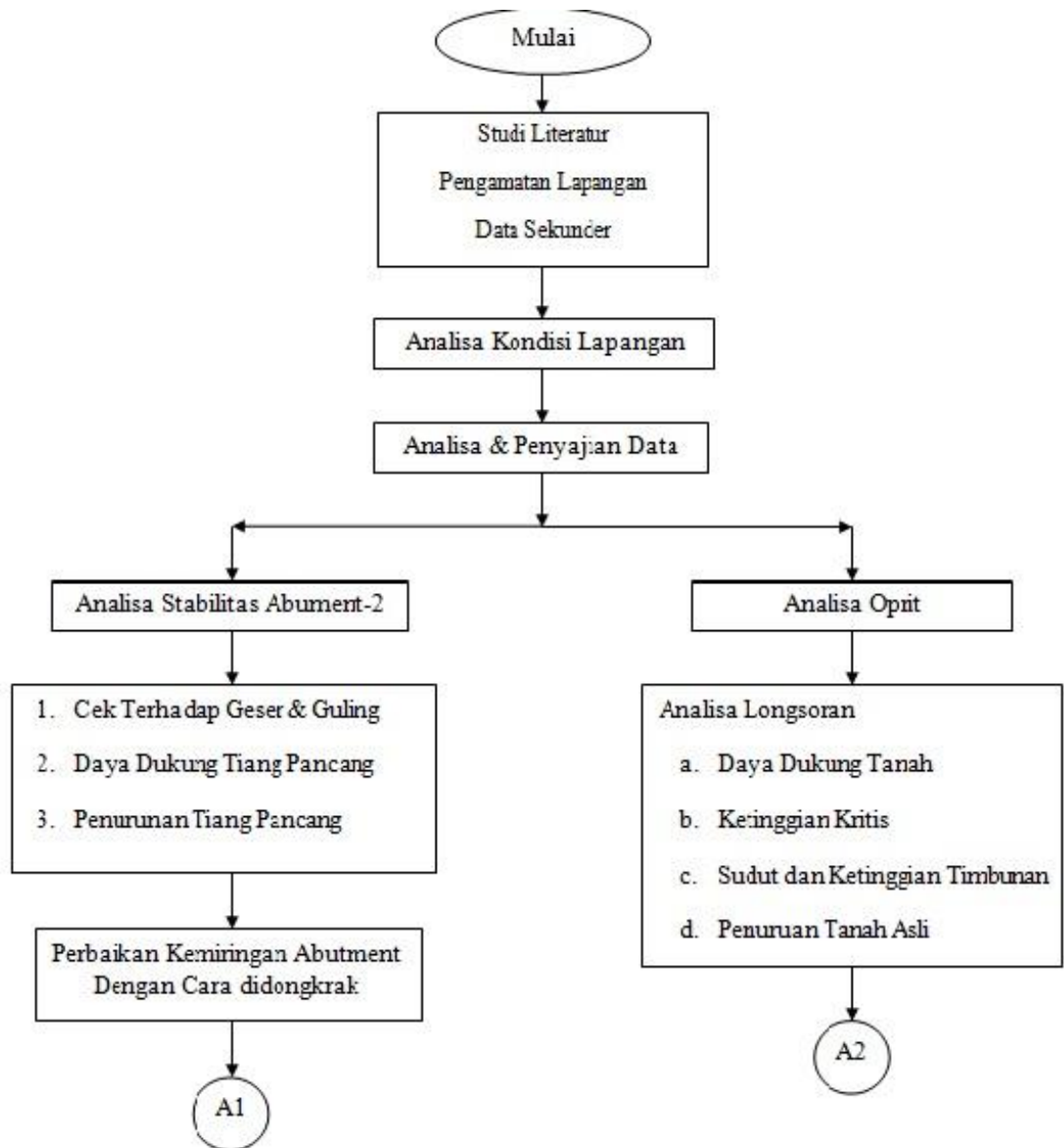
Pada saat proses pembangunannya, terjadi masalah yaitu tanah timbunan di belakang oprit Abt-2 (arah Magelang) Jembatan Tambakboyo mengalami penurunan (ambias). Diduga pergerakan tanah mendorong tiang pancang pada abutment yang menyebabkan kemiringan pada Abt-2. Tentunya hal itu menghambat proses pembangunan jembatan tersebut.

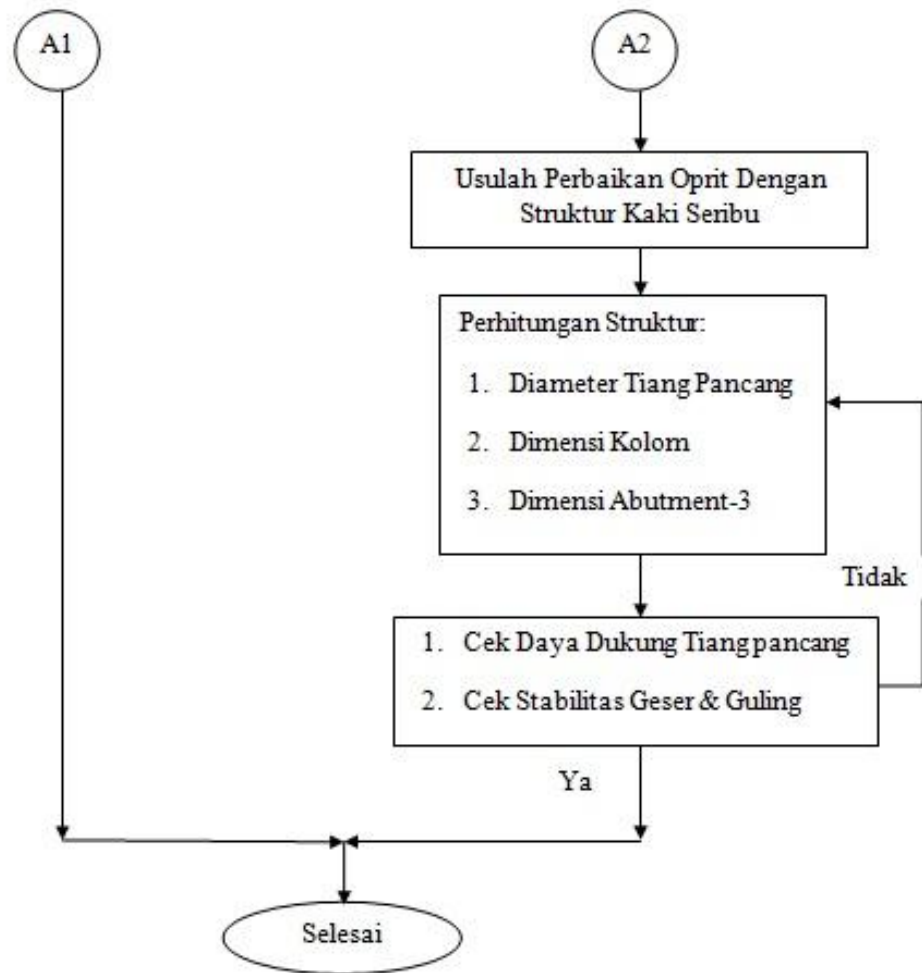


Gambar 1. Tampak Samping Jembatan Tambakboyo

2. Metodologi

Metodologi Penyusunan Tugas Akhir Analisa dan Investigasi Longsoran Jembatan Tambakboyo Pada Ruas Jalan Lingkar Ambarawa dijelaskan pada diagram alir sebagai berikut :





Gambar 3. Flowchart Tahapan Penyusunan Tugas Akhir

3. Analisis Kekuatan Tanah

3.1. Cek Longsor Dengan Metode Fellenius

Perhitungan stabilitasnya merupakan perbandingan antara gaya dorong dengan gaya penahan. Metode irisan dengan permukaan vertikal dapat menghasilkan hasil yang baik.

Persamaan stabilitas dengan metode irisan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \cdot \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \cdot \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n}$$

Sumber : Braja M. Das, Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2

Dimana :

$$U_n = h_n \times \gamma_w$$

F_s = Faktor Keamanan

$W_n \cos \alpha$ = Beban Komponen Vertikal

$W_n \sin \alpha$ = Beban Komponen Tangensial

$$\Delta L_n = \frac{\theta}{360} \times 2\pi R$$

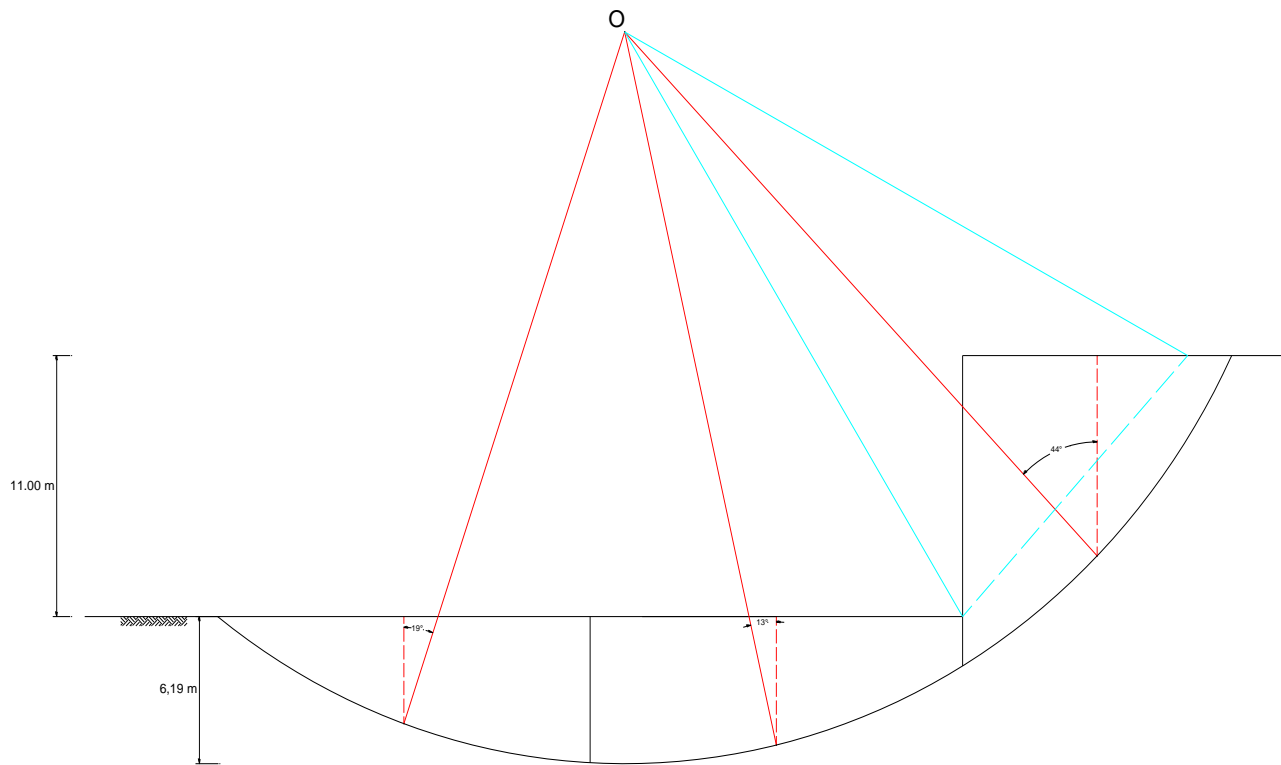
W = $A \times \gamma$ = Berat

A = Luas Bidang Irisan

γ = Berat Jenis

c = kohesi

Berdasarkan pengukuran dengan menggunakan Program Autocad, didapat nilai $\beta = 90^\circ$. Dengan menggunakan grafik pada gambar didapat nilai $\alpha = 47^\circ$ dan $\theta = 30^\circ$.



Gambar 2. Grafik Metode Fellenius

Tabel 1. Perhitungan Geser Tanah Pada Abutment

No.	A (m ²)	γ (t/m ²)	L (m)	C (t/m ²)	W = γ · A (t)	α (°)	C · L (t/m)	T = W · sin α (t/m ²)	N = W · cos α (t/m ²)	N · tan θ
1	68,6	1,8	54,21	0,17	123,48	-19	9,22	-40,20	116,75	6,69
2	84,65				152,37	13		34,28	148,46	8,96
3	96,19				173,14	44		120,27	124,55	60,75
Total								114,35		76,40

Sumber : Perhitungan Penulis

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum C.L + \sum N.tan\theta}{T} \\
 &= \frac{9,22 + 76,40}{114,35} \\
 &= 1,13 \leq 1,2 \text{ (TIDAK AMAN)}
 \end{aligned}$$

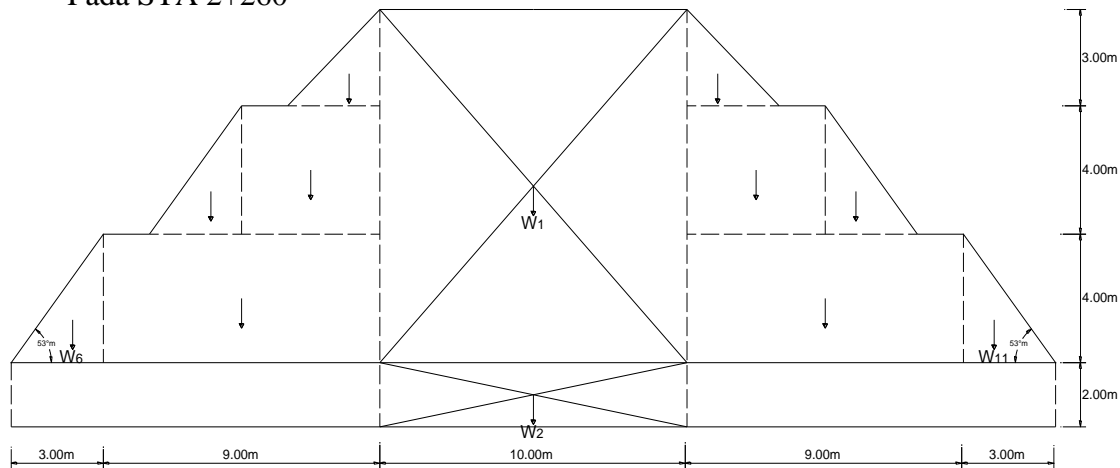
3.2. Analisa Daya Dukung Tanah Asli Terhadap Tanah Timbunan

1. Data Tanah:

- Tanah Dasar , qc = 3,08 Kg/Cm²
- Tanah Timbunan, γ timbunan = 1,8 T/m³

2. Dimensi Timbunan (sebelum longsor)

Pada STA 2+260



Gambar 4. Sketsa Tanah Timbunan

$$Q > Q_{ult}$$

$$2,34 \text{ Kg/Cm}^2 > 0,10 \text{ Kg/Cm}^2$$

Terjadi keruntuhan karena Q lebih besar dari pada Q_{ult}

3.3. Analisa Ketinggian Kritis Timbunan (Hcr)

1. Data Tanah:

$$\text{Tanah Dasar, } q_c = 5,4 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$C_u = \frac{q_c}{20} = \frac{5,4}{20} = 0,27 \text{ Kg/Cm}^2 = 2,7 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Tanah Timbunan, } \gamma_{\text{timbunan}} = 1,8 \text{ T/m}^3$$

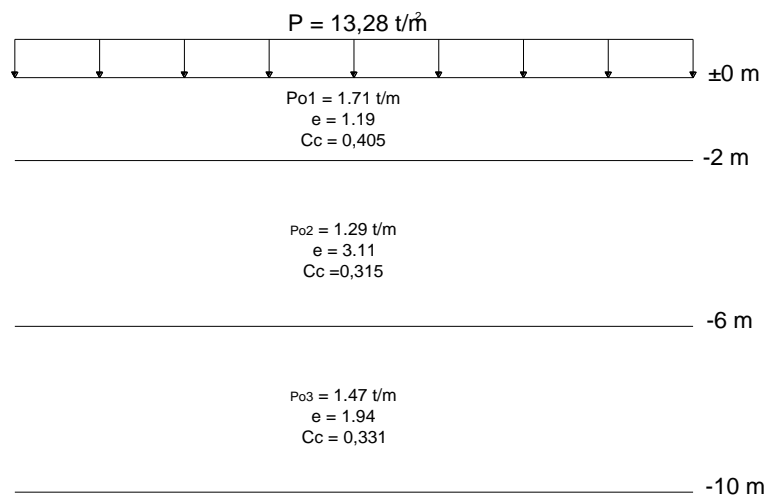
$$2. \text{ Hcr} = \frac{C_u * N_c}{\gamma_{\text{timbunan}}} = \frac{2,7 * 5,14}{1,8} = 7,71 \text{ m}$$

N_c = faktor daya dukung tanah (5,14 – 5,7)

3. Jadi, $H > H_{cr}$

11 m > 7,71 m (terjadi keruntuhan)

3.4. Analisa Penurunan Pada Tanah Asli



Gambar 5. Sketsa Penurunan Tanah Asli

1. Penurunan lapis 1 = 1,74 m

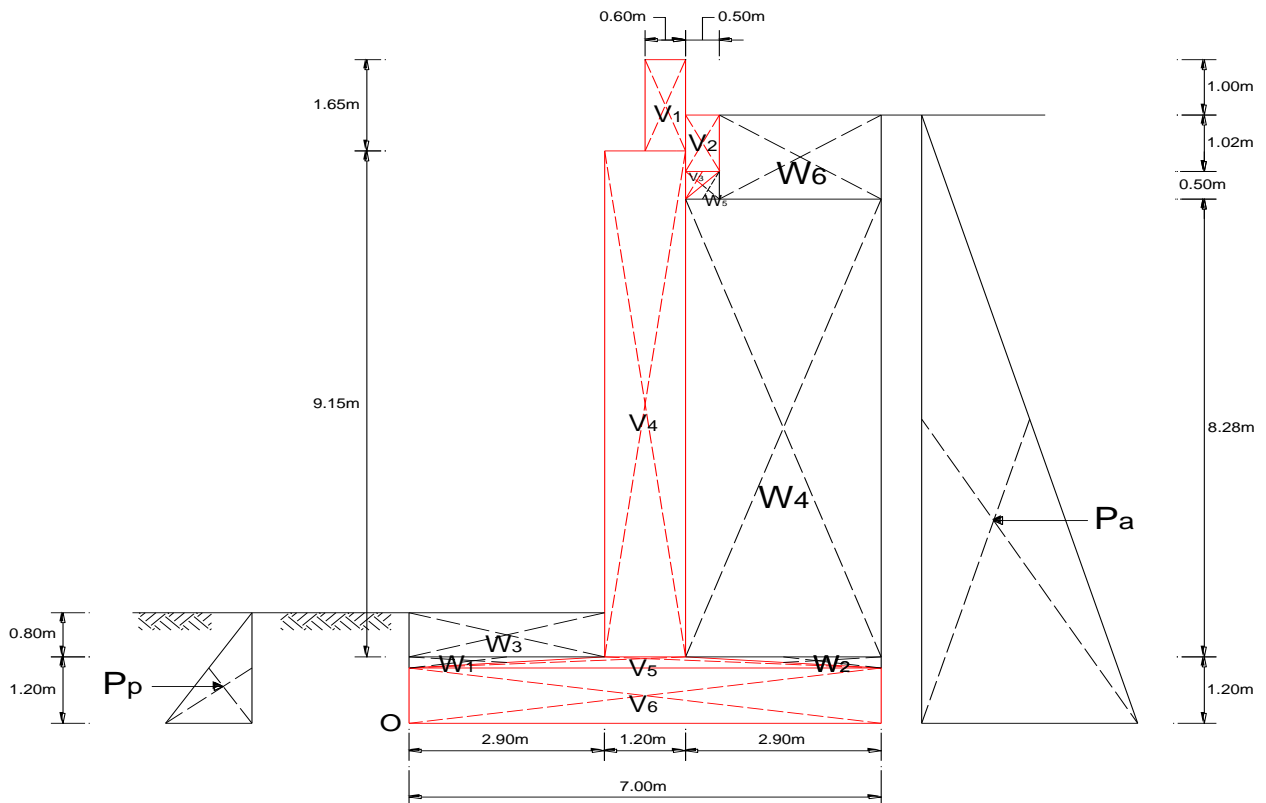
2. Penurunan lapis 2 = 0,66 m

3. Penurunan lapis 3 = 1,07 m

Penurunan total (S_{tot}) = $S_1 + S_2 + S_3 = 3,47$ m

(Sesuai dengan kondisi di lapangan, timbunan turun sedalam 1m s/d 3,5m)

3.5. Analisa Stabilitas Struktur Abutment-2 Akibat Runtuhnya Timbunan Oprit



Gambar 6. Struktur Abutment-2

1. Perhitungan Stabilitas Abutment-2

a. Checking Terhadap Guling

$$\frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 3$$

$$\frac{2926.439}{608,09} \geq 3$$

$$4,85 \geq 3 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

b. Checking Terhadap Geser

$$\frac{\sum V \cdot \tan \phi + B \cdot C + \sum Pp}{\sum H} \geq 3$$

$$\frac{1282,07 \times \tan 26 + 7 \times 2 + 36}{168,89} \geq 3$$

$$3,99 \geq 3 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

c. Perhitungan Daya Dukung Tanah Terhadap Abutment-2

Total Beban = 1929,16 ton

Qc tanah asli = 240kg/cm²

Q > Qult

2,76 Kg/Cm² < 8,0 Kg/Cm²

Tidak terjadi keruntuhan karena Qult lebih besar dari pada beban Q

d. Perhitungan Penurunan Tanah Akibat Beban Abutment-2

$$\Delta P_1 = \frac{W_{total \text{ timbunan}}}{luas \text{ dasar timbunan}} = \frac{1929,16T}{70 \times 1m^2} = 27,56 \text{ T/m}^2$$

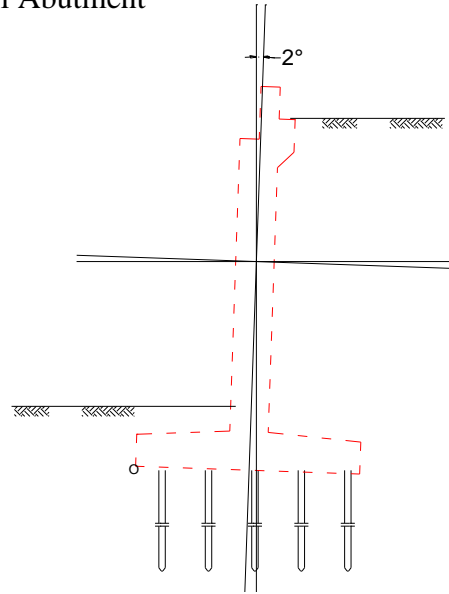
H₁ = 22 m

$$P_{o1} = \gamma_1 \times \frac{1}{2} H_1 = 1,71 \times \frac{1}{2} \times 22 = 18,81 \text{ T/m}^3$$

$$S_1 = Cc \cdot \left| \frac{H}{1+e} \right| \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

$$= 0,405 \cdot \left| \frac{22}{1+1,19} \right| \log \frac{18,81 + 27,56}{18,81} = 1,59 \text{ m}$$

2. Penurunan Posisi Abutment



Gambar 7. Sudut Kemiringan Pada Abutment-2 Akibat Kelongsoran

Data Tanah

Lokasi Titik Sondir		Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)	JHP
SM.1 / E5	Sta. 2+290	-27,40	240	1013

$$\begin{aligned}
 Q \text{ (tekanan tanah dasar abutment)} &= \frac{P_{abutment} + \text{timbunan}}{Luas_{totalabutment}(A)} \\
 &= \frac{1929,16}{15,2} \\
 &= 126,92 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Data Tiang Pancang

$$L \text{ (panjang kelompok tiang)} = 10 \text{ m}$$

$$B_g \text{ (lebar kelompok tiang)} = 2,9 \text{ m}$$

Perhitungan Penurunan Tiang

Berdasarkan CPT

$$I = \left(1 - \frac{L}{8B_g} \right) \geq 0,5$$

$$I = \left(1 - \frac{10}{8 \times 2,9} \right) = 0,57 \text{ (aman)} \dots \dots \dots > 0,5$$

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2q_c}$$

$$S_g = \frac{126,92 \times 2,9 \times 0,57}{2 \times 240} = 0,44 \text{ m}$$

Jadi, terjadi penurunan tiang pancang sebesar 0,44 meter.

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Terhadap Beban Vertikal

Daya Dukung pondasi Tiang Pancang

- Menurut **MEYERHOFF** (data pengujian SPT)

$$N' = 15 + 1/2 * (N - 15) = 7,5$$

$$q_{ult} = 40 * N' = 300 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{ijin} = A * q_{ult} / SF = 12,56 \text{ ton}$$

- Menurut **BAGEMANN** (pengujian CPT / uji sondir)

$$K = \pi * D = 1,256 \text{ m}$$

$$P_{ijin} = (A * q_c / 3) + (K * L * q_f / 5)$$

$$= 0,503 * 240/3 + 1,256 * 15,8 * 20/5 = 40,24 + 127,01 = 167,25 \text{ T}$$

Dari ketiga nilai daya dukung dipilih nilai daya dukung **167,25 ton**

Jadi perbandingan Daya Dukung Tiang Pancang dengan Beban Vertikal Maksimal yang harus dipikul adalah

$$\text{Daya Dukung 1 Tiang Pancang} = 167 \text{ Ton}$$

- Effisiensi Tiang Pancang Baru $= 1 - \frac{\Phi}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right)$

$$= 1 - \frac{15,42}{90} \left(\frac{(5-1).7 + (7-1).5}{7.5} \right)$$

$$= 0,72 = 72\%$$

$$\begin{aligned} \Phi &= \tan^{-1} \frac{D}{S} \\ &= \tan^{-1} \frac{0,4}{1,45} \\ &= 15,42 \end{aligned}$$

(Daya Dukung 1 Tiang Pancang x Effisiensi) – Beban Sendiri

$$= (167 * 0,72) - 5 = 115,24 \text{ Ton}$$

$$\text{Daya Dukung Seluruh Tiang Pancang} = 35 * 115,24 = 4033,4 \text{ Ton}$$

$$\text{Beban Vertikal Maksimal} = 1929,16 \text{ Ton}$$

$$SF = \frac{4033,24}{1929,16} = 2,1 > 2,0 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

4. Perhitungan Pmax & Pmin Tiang Pancang

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{V}{n} + \frac{M_x \cdot X}{n y \cdot \sum x_i^2} + \frac{M_y \cdot Y}{n x \cdot \sum y_i^2} \\ &= \frac{1929,16}{35} + \frac{5354,9 \cdot (2,78)}{7 \cdot 10,5125} + 0 \\ &= 55,12 + 30,16 = 85,28 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{V}{n} - \frac{M_x \cdot X}{n y \cdot \sum x^2} - \frac{M_y \cdot Y}{n x \cdot \sum y^2} \\ &= \frac{1929,16}{35} - \frac{5354,9 \cdot (2,78)}{7 \cdot 10,5125} - 0 \\ &= 55,12 - 30,16 = 24,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perbandingan antara daya dukung 1 tiang pancang dengan Pmax:

Daya dukung 1 tiang pancang = 115,24 ton

Pmax = 85,28 ton

Daya Dukung 1 Tiang Pancang > Pmax (Aman)

5. Kesimpulan

- a. Bila menurut analisa perencanaan struktur Abutment-2 kekuatan daya dukung 1 tiang pancang lebih besar dari pada Pmax yang diterima. Sedangkan daya dukung tiang pancang secara 1 kelompok (35 buah) juga masih aman.
- b. Kekuatan Daya Dukung Tanah asli terhadap tanah timbunan kurang dikarenakan tanah belum terkonsolidasi dengan baik. Disamping itu juga karena adanya timbunan tanah oprit yang berlebihan diatas tanah asli yang lunak.
- c. Tinggi H Kritis pada tanah timbunan melebihi ijin dari ketinggian kritis yang mampu ditopang tanah asli. (Hcr = 7,71 m; H tanah timbunan = 11 m)

4. Penanganan Dengan Konstruksi Kaki Seribu

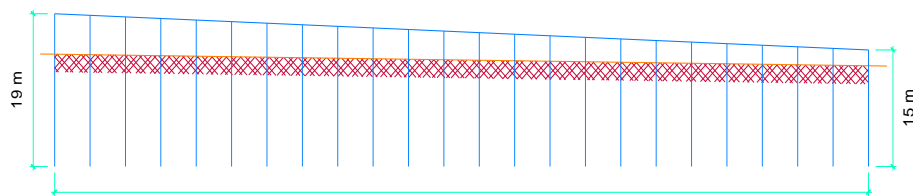
Setelah dilakukan beberapa uji kekuatan tanah pada tanah timbunan dan tanah asli yang terdapat pada bagian oprit, maka perlu dilakukan penanganan untuk menstabilkan kekuatan daya

dukung tanah didaerah tersebut. Maka dilakukan pembangunan Konstruksi Kaki Seribu untuk mengganti timbunan oprit.

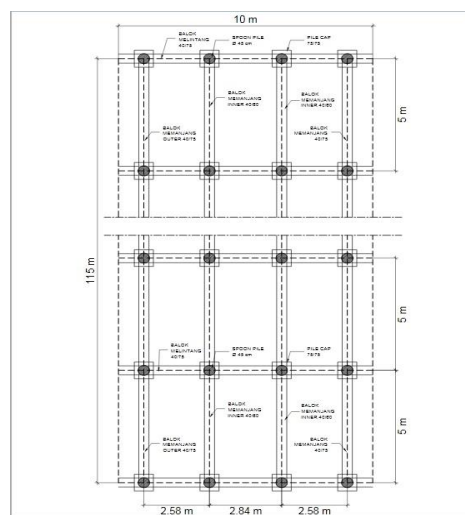
Rencana Struktur Jembatan Kaki Seribu

Data Teknis:

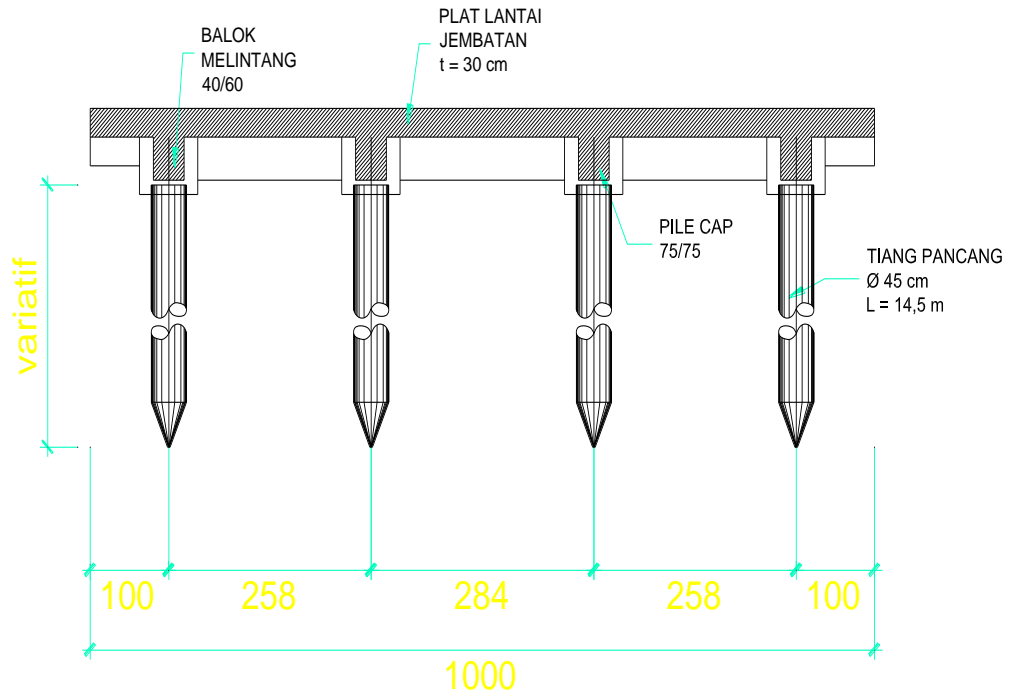
1. Jenis Jembatan = Lalu lintas atas
2. Fungsi jembatan = Jembatan jalan raya
3. Status jalan = Kelas I (BM 100)
4. Konstruksi jembatan = Jembatan Kaki Seribu Dengan Plat Lantai Beton Monolit
5. Data ukuran konstruksi :
 - a. Bentang = 115 m
 - b. Lebar lantai kendaraan = 7,5 m (dua lajur dua arah tanpa median)
 - c. Lebar trotoar = 2 x 0,75m
 - d. Tiang sandaran = 2 x 0,5 m
 - e. Lebar jembatan = 10 m



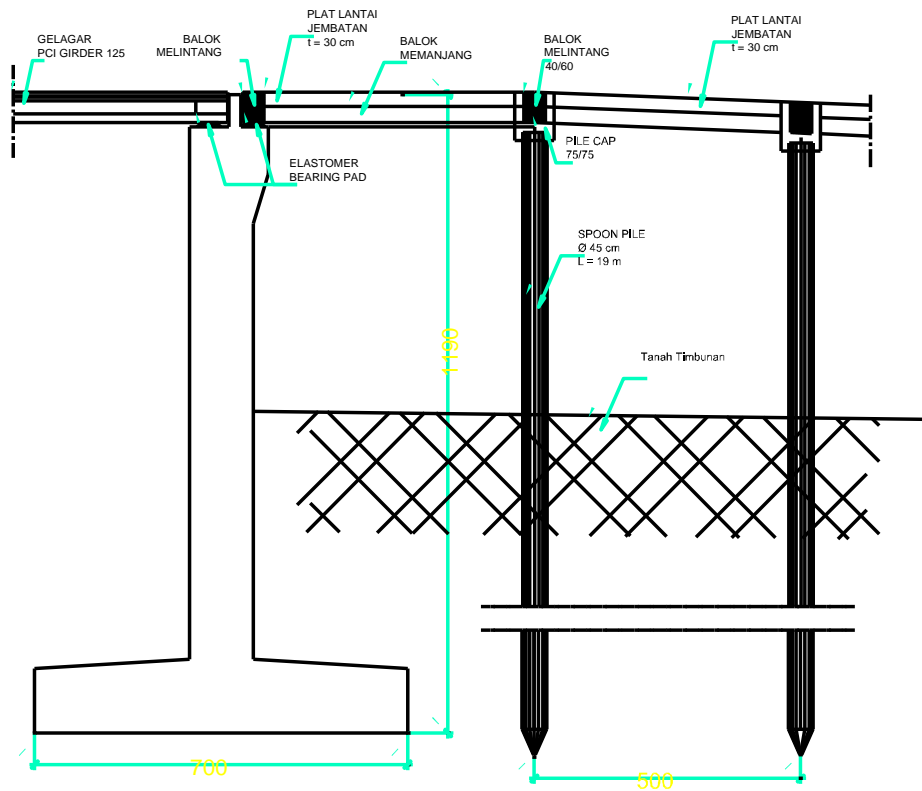
Gambar 9. Sketsa Memanjang Sepanjang Oprit



Gambar 10. Tampak Atas Struktur Gelagar Kaki Seribu



Gambar 11. Tampak Depan Potongan Melintang

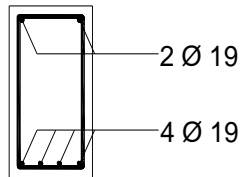


Gambar 12. Sketsa Joint Balok Kaki Seribu Dengan Abutment-2

- Perhitungan Manual Balok (Memanjang & Melintang) dan Diameter Tiang Pancang

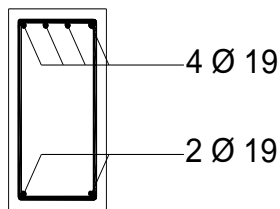
1. Penulangan Balok Melintang 40/75

- ✓ Asumsi digunakan tulangan D-19
Luas 1 tulangan D-19 = 283,38 mm²
- ✓ Jumlah tulangan (n) = $\frac{966}{283,38} = 3,4 \sim 4$ D-19
- ✓ $As' = 0,3 \cdot As = 289,8 \text{ mm}^2 \rightarrow n = 2$ D-19



a. Tulangan Pokok Tumpuan

- ✓ Asumsi digunakan tulangan D-19
Luas 1 tulangan D-19 = 283,38 mm²
- ✓ Jumlah tulangan (n) = $\frac{966}{283,38} = 3,4 \sim 4$ D-19
- ✓ $As' = 0,3 \cdot As = 289,8 \text{ mm}^2 \rightarrow n = 2$ D-19

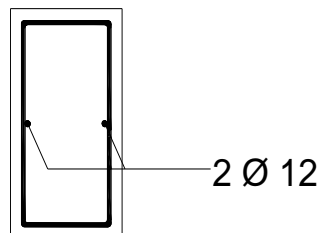


b. Tulangan Geser

- ✓ Maka diambil, $S = 200 \text{ mm}$
- ✓ Jadi, digunakan tulangan geser $\varnothing 10 - 200$

c. Tulangan Torsi

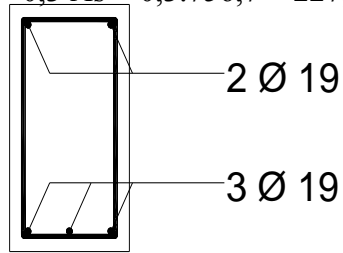
- ✓ Untuk mewaspadai terjadinya torsi, tetap dipasang tulangan torsi 2 D-12



2. Penulangan Balok Memanjang 40/60

✓ Jumlah tulangan (n) = $756,7/283,38 = 2,6$ diambil 3 D 19

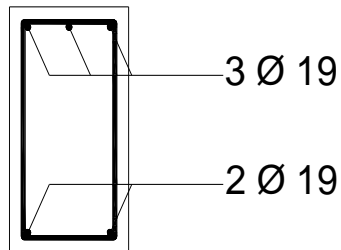
✓ $As' = 0,3 As = 0,3 \cdot 756,7 = 227,01 \rightarrow n = 0,8$ diambil 2 D 19



a. Tulangan Pokok Tumpuan

✓ $As = 756,7 \text{ mm}^2 \rightarrow n = 3 \text{ D } 19$

✓ $As' = 2 \text{ D}, 19$

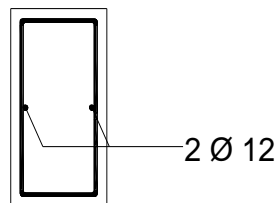


b. Tulangan Geser

Meskipun tidak butuh tulangan geser, tetap diberi $\phi 10-200$

c. Tulangan Torsi

Untuk mengantisipasi, tetap diberi 2 D 12



3. Penulangan Balok Memanjang 40/75

✓ $As = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 690,5 = 966 \text{ mm}^2 \rightarrow n = 4 \text{ D } 19$

✓ $As', n = 2 \text{ D } 19$

a. Tulangan Pokok Tumpuan

✓ $A_s = 966 \text{ mm}^2 \rightarrow n = 4 \text{ D } 19$

✓ $A_s' = 2 \text{ D } 19$

b. Tulangan Geser

✓ Untuk mengantisipasi tetap diberi tulangan geser $\varnothing 10-200$

c. Tulangan Torsi

Untuk mengantisipasi tetap diberi tulangan torsi 2 D 12

d. Tiang Pancang D45

✓ Data Tiang Pancang

Diameter kolom $[d] = 45 \text{ cm}$

Selimut beton $[cv] = 3 \text{ cm}$

Dia. tulangan $[Dtul] = 19 \text{ mm}$

Dia.tul sengkang $[DSk] = 10 \text{ mm}$

Mutu beton $[f_c] = 350 \text{ kg/cm}^2$

Mutu baja tul $[f_y] = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Gaya tekan aksial $[P_u] = 62951,2 \text{ kg}$

Momen memutar sb.X $[M_{ux}] = 167143 \text{ kg.cm}$

✓ Luas penampang kolom $[A_g] = 1527,42857142857 \text{ cm}^2$

$B_1 = 0,81$

✓ PERHITUNGAN

Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ dengan koreksi) = 0,65

$e_a = M_u / P_u = 2,65 \text{ cm}$

$p_e = 1 - (\text{Selimut} + \text{DiaSk} / 10 + \text{diatul} / 20) / (d / 2) = 0,78$

$d' = (1 - p_e) * 0,88 * \text{dia.kolom} / 2 = 4,356 \text{ cm}$

$d = 0,88 * \text{dia.kolom} - d' = 35,244 \text{ cm}$

$e = e_a + 0,88 * \text{dia.kolom} / 2 - d' = 18,099 \text{ cm}$

$R_1 = 0,85 * f_c = 297,5 \text{ kg/cm}^2$

$a = P_u / (\phi * R_1 * 0,88 * \text{dia.kolom}) = 8,220 \text{ cm}$

$a_b = B_1 * (6000 * d) / (6000 + f_y) = 17,128 \text{ cm}$

$$F_b = a_b / d = 0,486$$

$$K_b = F_b * (1 - F_b / 2) = 0,367902$$

$$a_1 = (1 - p_e) * \text{dia.Kolom} / 2 = 4,95$$

$$\text{Jumlah segment} = 22 / 7 * \text{dia.Kolom} - 2 * a_1 / (0,88^2 * 0,76 * \text{dia.Kolom}) = 4,165 \text{ segment}$$

Jika $a < a_b$ maka,

$$A_s / \text{segment} = A_s' / \text{segment} = (P_u / \phi * (e - d + P_u / (\phi^2 * R_1 * 0,88 * \text{dia.kolom}))) / (f_y * (d - d_1)) = -10,22 \text{ cm}^2$$

Jika $a \geq a_b$ atau A_s bernilai negatif maka,

$$A_s / \text{segment} = A_s' / \text{segment} = ((P_u / \phi * e) - (K_b * R_1 * 0,88 * \text{dia.kolom} * d^2)) / (f_y * (d - d_1)) = -29,39 \text{ cm}^2$$

A_s masih bernilai negatif maka,

$$A_s + A_s' = (P_u / \phi I - (R_1 * \text{luas} \text{ kolom})) / f_y = -89,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{segment} = A_s' / \text{segment} = (A_s + A_s') / 2 = -44,7 \text{ cm}^2$$

- ✓ Hasil perhitungan berdasarkan dia.tulangan, maka dihasilkan untuk 4,165 segment

$$A_s = A_s' = 6\emptyset 19 [17,0185 \text{ cm}^2]$$

$$p = 1,11 \%$$

$$\text{Jarak tulangan} = 21,67 \text{ cm}$$

4. Penulangan Plat lantai struktur kaki seribu

- ✓ Asumsi digunakan tulangan D-19
Luas 1 tulangan D-19 = 283,38 mm²
- ✓ Jumlah tulangan (n) = $\frac{4911,80}{283,38} = 17,3 \sim 18$ D-19 dalam bentang 2580 mm
- ✓ Jarak tulangan = $\frac{2580 - 80}{17} = 147,05 \text{ mm} \sim 125 \text{ mm}$
- ✓ Jadi dipasang tulangan D19 - 125

- Perhitungan Tulangan Plat Jembatan Pada Box Girder

Dari momen hasil analisa SAP 2000 diperoleh nilai optimum untuk desain tulangan plat lantai jembatan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada **Tabel 3**.

Tabel 3. Momen hasil optimasi SAP2000

Momen (Mu)	Tumpuan (N.mm/mm)	Lapangan (N.mm/mm)
M_{11}	-28266,15	22955
M_{22}	-141330,75	114774,99

Sumber : Hasil analisa dan perhitungan SAP2000

- M_{11} untuk Tumpuan Arah Melintang

Tabel 4. Desain Tulangan Utama pada plat jembatan

Arah	Momen (N.mm/mm)		As (mm ²)		D	Sterpasang		As _{sterpasang} (mm ²)	
	Tump.	Lap.	Tump.	Lap.		Tump.	Lap.	Tump.	Lap.
M_{11}	-28266,15	22955	1052,19	1052,19	19	250	250	1133,54	1133,54

Sumber : Hasil analisa dan perhitungan

- M_{22} untuk Tumpuan Arah Memanjang

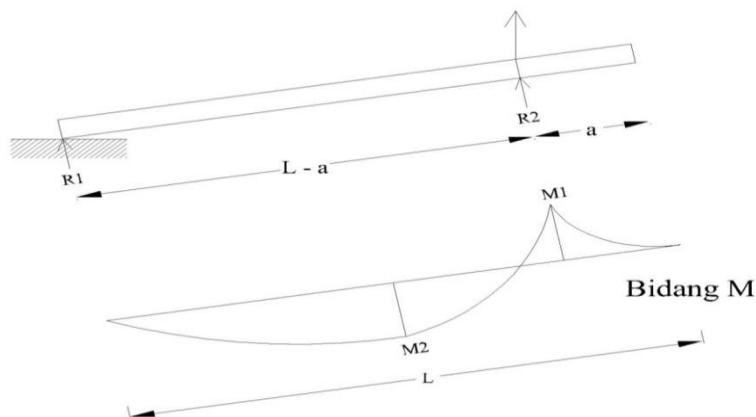
Tabel 5. Desain Tulangan Utama pada plat jembatan

Arah	Momen (N.mm/mm)		As (mm ²)		D	Sterpasang		As _{sterpasang} (mm ²)	
	Tump.	Lap.	Tump.	Lap.		Tump.	Lap.	Tump.	Lap.
M_{22}	-141330,75	114774,99	2218,76	1784,58	32	125	125	2267,08	2267,08

Sumber : Hasil analisa dan perhitungan

- **Cek Penulangan Tiang Pancang Dengan Metode Pengangkatan**

- Momen akibat pengangkatan satu titik pada kaki seribu



Gambar 13. Pengangkatan Satu Titik

Perhitungan momen :

$$M1 = \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$R1 = \frac{(0,5 \times q (L-a)^2) - (0,5 \times q a^2)}{L-a} = \frac{qL^2 - 2a q L}{2(L-a)}$$

$$Mx = R1 \times X - \frac{1}{2} \times q \times X^2$$

Syarat maksimum, $Dx = 0$

$$Dx = R1 - q x$$

$$x = \frac{R1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$Mx = \left\{ \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \times \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right\} - \frac{1}{2} q \left\{ \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right\}^2$$

$$Mx = \frac{1}{2} q \left\{ \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right\}^2$$

$$M1 = Mx$$

$$\frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} q \left\{ \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right\}^2$$

$$a = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{4L \pm \sqrt{(-4L)^2 - 4 \times 2 \times L^2}}{2 \times 2}$$

$$a_1 = 0,292L \text{ (memenuhi)}$$

$$a_2 = 1,707L \text{ (tidak Memenuhi)}$$

$$a = 0,292 \times 23,8 = 6,9496 \text{ m}$$

$$WD = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{\text{beton}} = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \times 3250 = 408,407 \text{ kg/m}$$

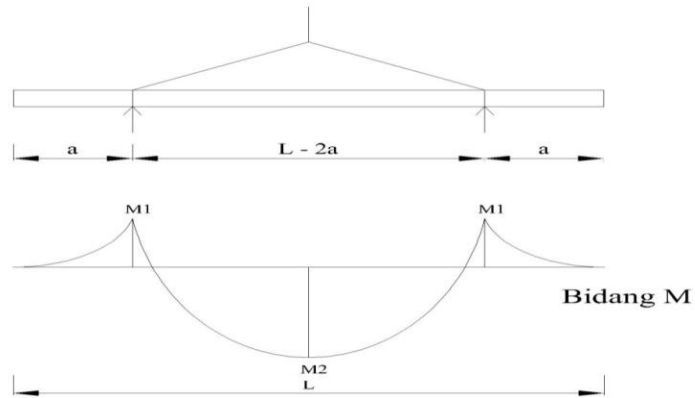
$$M_1 = M_2 = M_{\text{max}}$$

$$= \frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} \times 408,407 \times 6,9496^2$$

$$= 9862,4042 \text{ kgm}$$

$$= 9,8624042 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

- Momen akibat pengangkatan dengan dua titik pada *abutment 2*



Gambar 14. Pengangkatan Dua Titik

$$M1 = \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$M2 = \left\{ \frac{1}{8} \times q \times (L - 2a)^2 \right\} - \left\{ \frac{1}{2} \times q \times a^2 \right\}$$

$$M1 = M2$$

$$\frac{1}{2} \times q \times a^2 = \left\{ \frac{1}{8} \times q \times (L - 2a)^2 \right\} - \left\{ \frac{1}{2} \times q \times a^2 \right\}$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{4L \pm \sqrt{4L^2 + 4 \times 4 \times L^2}}{2 \times 4}$$

$$a_1 = 0,207L \text{ (memenuhi)}$$

$$a_2 = 1,207L \text{ (tidak memenuhi)}$$

$$a = 0,207 \times 23,8 = 4,9266 \text{ m}$$

$$M_1 = M_2 = M_{\max}$$

$$= \frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} \times 408,407 \times 4,9266^2$$

$$= 4956,3023 \text{ kgm}$$

$$= 4,9563023 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik karena momen yang didapat dari pengangkatan 2 titik lebih kecil daripada momen pengangkatan akibat 1 titik. Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik.

$$M_{\max} = 9862,4042 \text{ kgm} = 9,8624042 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

Direncanakan :

$$f'c = 60 \times 0,83 = 49,8 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Diameter pancang (h)} = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut (p)} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter efektif (d)} = 450 - 50 - 0,5 \times 19 - 13 = 377,5 \text{ mm}$$

Tulangan

Untuk $f'c = 49,8 \text{ Mpa}$ dan $fy = 400 \text{ Mpa}$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \beta_1 \times \left(\frac{0,85 \times f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= 0,75 \times 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 49,8}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0405$$

Tiang pancang berbentuk bulat, sehingga perhitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan $b = 0,88D = 0,88 \times 0,45 = 0,396 \text{ m}$

$$\frac{Mu}{b * d^2} = 0,8 \rho fy \left(1 - 0,0588 \rho \frac{fy}{f'c} \right)$$

$$\frac{9,8624042 \times 10^7}{396 * 396^2} = 0,8 \rho 400 \left(1 - 0,0588 \rho \frac{400}{49,8} \right)$$

$$2,2613 = 320 \rho (1 - 0,472 \rho)$$

$$\rho = 0,00709$$

$$\rho_{\min} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,0405$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, maka digunakan $\rho = 0,00709$

o Tulangan Utama

$$A_{st} = \rho \times b \times d = 0,00709 \times 396 \times 396 = 1111,82 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 6 D 19 ($A_{st} = 1700,31 \text{ mm}^2 > 1111,82 \text{ mm}^2$)

o Penulangan Akibat Tumbukan

Jenis *Hammer* yang akan digunakan adalah tipe K – 35 dengan berat *hammer* 3,5 ton.

Dipakai rumus *New Engineering Formula* :

$$P = \frac{eh.Wr.H}{s + c}$$

Dimana :

P = Daya dukung tiang tunggal

eh = efisiensi *hammer* = 0,8

H = tinggi jatuh *hammer* = 1,5 m

S = *final settlement* rata – rata = 2,5 cm

C = koefisien untuk *double acting system hammer* = 0,01

Wr = berat *hammer* = 3,5 T = 35 kN

$$P = \frac{eh.Wr.H}{s + c}$$

$$P = \frac{0,8 \times 35 \times 1,5}{0,025 + 0,01}$$

$$= 1200 \text{ kN} = 12 \cdot 10^5 \text{ N} > P_{max} = 8,23369 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Kuat tekan struktur :

Penulangan :

$$P_{max} = 0,8 \times (0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

$$1200000 = 0,8 \times (0,85 \times 49,8 \times ((1/4 \times \pi \times 450^2) - A_{st}) + 400 \cdot A_{st})$$

dicoba dengan menggunakan tulangan 6 D 19 (A_s terpasang = $1700,31 \text{ mm}^2$)

$$1200000 < 0,8 \times (0,85 \times 49,8 \times ((1/4 \times \pi \times 450^2) - 1700,31) + 400 \times 1700,31)$$

$$1200000 < 0,8 \times 7337032,50$$

$$1200000 < 5869626,002 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

Cek Rasio Penulangan :

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 450^2 = 158962,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1700,31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio Tulangan} = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{1700,31}{158962,5} = 0,010696$$

$$= 1,0696 \%$$

Syarat : $1\% < P < 8\%$(Aman)

- o Kontrol Geser

$$\tau_b = \frac{D \max}{0,9 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2}$$

$$\tau_b = \frac{(408,407 \times 6,9496) + (0,5 \times 408,407 \times 23,8)}{0,9 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2}$$

$$= 68067,9925 \text{ kg/m}^2 = 6,80679925 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 0,53 \sigma$$

$$= 0,53 \times 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 848 \text{ kg/cm}^2$$

Karena $\tau_b < \tau_b$ ijin maka tidak perlu tulangan geser, maka digunakan tulangan sengkang praktis yaitu tulangan spiral.

- o Perhitungan Tulangan Spiral Tiang Pancang kaki seribu

Dipakai tulangan Ø13 – 60

Sengkang pada ujung tiang dipakai Ø13 – 60

Sengkang pada tengah tiang dipakai Ø13 – 100

- o Penulangan Tiang Pancang Akibat Beban Luar

Beban luar yang harus ditahan oleh tiang pancang = Pmax total

$$P_{max} = 61,33 \text{ T} = 613264,9 \text{ N}$$

Penulangan :

$$P_{max} = 0,8 \times (0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

$$613264,9 = 0,8 \times (0,85 \times 49,8 \times (1/4 \times \pi \times 450^2 - A_{st}) + 400 \cdot A_{st})$$

dicoba dengan menggunakan tulangan 6 D 19 (A_s terpasang = $1700,31 \text{ mm}^2$)

$$892151,7 < 5869626,002 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{Aman})$$

Cek Rasio Penulangan :

$$A_g = 1/4 \times \pi \times D^2 = 1/4 \times \pi \times 450^2 = 158962,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1700,31 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio Tulangan} &= \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{1700,31}{158962,5} = 0,010696 \\ &= 1,0696 \% \end{aligned}$$

Syarat : $1\% < P < 8\%$ (Aman)

Cek terhadap Geser :

$$D_{max} = 7698,3086 \text{ kg} = 76983,086 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{D_{max}}{b \times d}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{76983,086}{352 \times 332} \\ &= 0,6587 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times 0,6 \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{49,8} \times 0,6 \\ &= 0,7057 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$\emptyset V_c > V_u$, sehingga tidak diperlukan tulangan geser maka digunakan sengkang spiral praktis :

$$\begin{aligned} \text{Jarak sengkang max} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{332}{2} = 166 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Kesimpulan dan Saran

5.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari analisis kelongsoran tanah yang terjadi pada Oprit Jembatan Tambakboyo adalah :

1. Pada posisi timbunan tanah oprit terdapat bekas alur sungai lama dibawahnya. Hal ini mengakibatkan tanah asli diposisi itu tidak stabil dan mengandung kadar air yang tinggi. Sehingga mengakibatkan rendahnya daya dukung tanah asli bila diatasnya diberi tanah timbunan.
2. Saat penimbunan oprit, pemadatan tanahnya kurang mendapat waktu yang lama. Sehingga masih terdapat celah / rongga-rongga tanah yang dapat membuat sudut geser tanah timbunan semakin besar.
3. Hasil analisis menunjukkan bahwa kondisi geologi merupakan faktor penyebab utama terjadinya longsor, selain faktor ketinggian kritis dan penurunan tanah asli.
4. Untuk mengatasi kelongsoran tanah yang terjadi pada oprit Jembatan Tambakboyo, diberikan penanganan dengan konstruksi tiang pancang / kaki seribu.
5. Alternatif lain adalah dengan menggunakan konstruksi tiang pancang kaki seribu sepanjang oprit. Panjang konstruksi tersebut adalah 120 m dengan jumlah tiang pancang (spoon pile) sebanyak 92 buah.

5.2. SARAN

Alternatif penanganan kelongsoran tidak hanya terfokus pada pekerjaan teknis tapi dapat berupa pekerjaan pengendalian (*control works*). Pekerjaan pengendalian merupakan usaha untuk mengurangi, mencegah, dan menanggulangi penyebab terjadinya kelongsoran. Beberapa upaya pengendalian kelongsoran adalah sebagai berikut:

1. Mengurangi beban tanah timbunan dengan cara pemangkasan tinggi tanah timbunan.
2. Melakukan pemadatan tanah timbunan sesuai dengan waktu yang diperhitungkan sehingga tanah memiliki kerekatan dan daya dukung yang kuat.
3. Mengendalikan air permukaan dengan cara membuat desain drainase yang memadai sehingga air permukaan atas tanah timbunan dapat mengalir lancar dan *infiltrasi* berkurang.

DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum , *Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya SKBI-1.3.28.1987*. 1987. Yayasan Penerbit PU.

W.C.Vis dan Dion Kusuma , *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang*,. 1993. Jakarta : Erlangga .

Supriyadi , Bambang , Dr. , Ir. , CES., DEA dan Agus Setyo Muntohar ,S.T. *Jembatan* . 2007 . Yogyakarta : Beta *offest*.

Udiyanto , Ir., *Menghitung Beton Bertulang* . 1999. Semarang : BPPS HMSFT Universitas Diponegoro.

Pudjianto, Bambang dkk , Buku Ajar Perencanaan Jembatan, Jurusan Teknik

Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro, Semarang, 2009.

Himawan Indarto, Buku Ajar Rekayasa Gempa, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UNDIP, Semarang , 2009.

Ir. Muhrozi, MS. Diktat Buku Ajar Rekayasa Pondasi 2.

Das, B. M., Noor E. dan Indrasurya B. M., *Mekanika Tanah (Prinsip – perinsip Rekayasa Geoteknis)*, Jilid 2, Erlangga, Jakarta. 1995

Prabandiyani R.W. Sri dkk, Buku Ajar Mekanika Tanah 2, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UNDIP, Semarang , 2004

Christady, Hary. *Teknik Pondasi 1*. 2002 . Jakarta : Erlangga.

Aldila Mindanati dan R.Danang Hadiyandaru, Tugas Akhir Perencanaan

Jembatan Tambakboyo Pada Ruas Jalan Lingkar Ambarawa, 2011, Semarang

www.goggle.com.