

**EVALUASI KEGAGALAN PILAR PASCAREHABILITASI
JEMBATAN TRINIL
KABUPATEN MAGELANG**

*THE FAILURE EVALUATION OF PILLAR POST REHABILITATION
OF TRINIL BRIDGE
MAGELANG REGENCY*

T E S I S

Untuk Memenuhi Sebagian Persyaratan
Mencapai Gelar Magister Teknik



Disusun oleh :

**DWI SAT AGUS YUWANA
NIM : S94 0809 005**

**M A G I S T E R T E K N I K S I P I L
K O N S E N T R A S I
TEKNIK REHABILITASI DAN PEMELIHARAAN BANGUNAN SIPIL
PROGRAM PASCA SARJANA
UNIVERSITAS SEBELAS MARET SURAKARTA
2012**

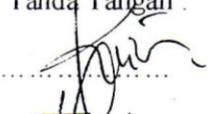
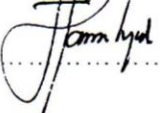
**EVALUASI KEGAGALAN PILAR PASCAREHABILITASI
JEMBATAN TRINIL
KABUPATEN MAGELANG**

Disusun oleh :

**Dwi Sat Agus Yuwana
NIM : S94 0809 005**

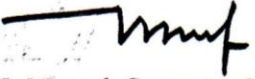
Telah Disetujui oleh Tim Pembimbing

Dewan Pembimbing :

Jabatan :	Nama	Tanda Tangan :	Tanggal :
Pembimbing I :	<u>S. A. Kristiawan, ST., M.Sc., Ph.D.</u> NIP. 132 134 682		27/4/2012
Pembimbing II :	<u>Ir. Agus Hari Wahyudi, MSc</u> NIP. 131 842 669		27/4/2012

Mengetahui :

Ketua Program Studi Magister Teknik Sipil


Dr. Ir Mamok Suprpto, M.Eng
NIP. 195107101981031003

commit to user




**EVALUASI KEGAGALAN PILAR PASCAREHABILITASI
JEMBATAN TRINIL
KABUPATEN MAGELANG**

Disusun oleh :

**DWI SAT AGUS YUWANA
NIM : S94 0809 005**

Telah dipertahankan di hadapan Tim Penguji Pendadaran Tesis
Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret Surakarta
Pada hari Kamis, 5 Juli 2012

Dewan Penguji :


<u>Jabatan</u>	<u>Nama</u>	<u>Tanda Tangan</u>
Ketua	<u>Dr. Eng. Ir. Syafi'i, M.T.</u> NIP. 196706021997021001	
Sekretaris	<u>Dr. Techn. Ir. Sholihin As'ad, M.T.</u> NIP. 196710011997021001	
Penguji I	<u>SA. Kristiawan, S.T., M.Sc., Ph.D.</u> NIP. 196905011995121001	
Penguji II	<u>Ir. Agus Hari Wahyudi, M.Sc.</u> NIP. 196308221989031002	

Mengetahui :


Direktur Program
Pasca Sarjana

Prof. Dr. Ahmad Yunus, M.S.
NIP. 19610717198601 1 001

Ketua Program Studi
Magister Teknik Sipil


Dr. Ir. Mamok Suprpto, M.Eng.
NIP. 195107101981031003

PERNYATAAN

Yang bertandatangan di bawah ini,

Nama : Dwi Sat Agus Yuwana

NIM : S94 0809 005

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa tesis yang berjudul :

EVALUASI KEGAGALAN PILAR PASCAREHABILITASI JEMBATAN TRINIL KABUPATEN MAGELANG

adalah betul-betul karya sendiri. Hal-hal yang bukan karya saya dalam tesis tersebut diberi tanda *citasi* dan ditunjukkan dalam Daftar Pustaka.

Apabila dikemudian hari terbukti pernyataan saya tidak benar, maka saya bersedia menerima sanksi akademik berupa pencabutan tesis dan gelar yang saya peroleh dari tesis tersebut.

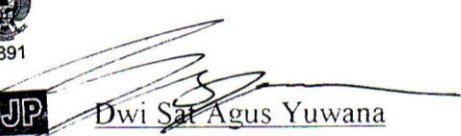
Magelang, Juli 2012
Yang membuat pernyataan,

METERAI
TEMPEL
PAJAK NEGARAWA BANGSA
TOL
70E17ABF092001891



ENAM RIBU RUPIAH
6000

DJP


Dwi Sat Agus Yuwana
S94 0809 005

UCAPAN TERIMA KASIH

Dengan mengucapkan syukur Alhamdulillah Robbil ‘alamin, penulis dapat menyelesaikan tesis ini dengan lancar. Tesis dengan judul “EVALUASI KEGAGALAN PILAR PASCAREHABILITASI JEMBATAN TRINIL KABUPATEN MAGELANG” dapat diselesaikan berkat arahan, bimbingan dan dukungan berbagai pihak. Untuk itu penulis mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Direktur Program Pasca Sarjana Universitas Sebelas Maret Surakarta.
2. Dr. Ir. Mamok Suprpto, M.Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret Surakarta.
3. Dr. Eng. Ir. Syafi’i, M.T., selaku sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret Surakarta.
4. S.A. Kristiawan, S.T., M.Sc., Ph.D., selaku Pembimbing I dan Dosen.
5. Ir. Agus Hari Wahyudi, M.Sc., selaku Pembimbing II dan Dosen.
6. Segenap Dosen dan Staf Program Studi Magister Teknik Sipil yang telah banyak membantu penulis selama kuliah.
7. Universitas Tidar Magelang yang telah memberikan kesempatan kepada penulis untuk mengikuti program studi Pasca Sarjana.
8. Secara khusus kepada kedua orang tua Bapak–Ibu H. Wazir Suwarno (alm dan almh), yang telah mengasuh dari lahir hingga dewasa, berkat doa dan keridhoannya.
9. Bapak–Ibu mertua H. A. Syadali (alm dan almh), kakak-adik-keponakan berkat perhatian, doa dan dukungannya.

10. Istriku Siti Muanisah dan ketiga anakku tersayang Muhammad Anis Aminuddin, Muhammad Anas Asasudin dan Nisa Azzahra, yang sabar dan setia memberi dukungan dan doa selama pendidikan.
11. Semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan tesis ini, yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu.

Penulis menyadari, masih banyak kekurangan dalam penyusunan tesis ini. Meskipun demikian, semoga karya kecil ini mampu menjadi tambahan kekayaan ilmu bagi seluruh civitas akademika Fakultas Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret dan juga semua pihak yang membutuhkan.

Akhirnya demikian yang dapat penulis sampaikan, semoga Allah membalas semua kebaikan dengan pahala yang berlimpah. Amin.

Magelang, Juli 2012

Penulis

ABSTRAK

Banjir bandang Sungai Progo tanggal 28 Februari 2009 menyebabkan pilar pertama arah Windusari amblas. Banjir berikutnya, 4 Maret 2009 menyebabkan pilar timur kedua dan ketiga amblas. Air meluap di atas deck jembatan setinggi ± 80 cm. Sehingga jembatan tidak berfungsi. Penelitian ini bertujuan mengetahui penyebab kegagalan pilar pasca rehabilitasi dan memberikan alternatif rehabilitasi jembatan yang tepat. Kemudian menentukan pilihan dari dua alternatif tersebut ditinjau dari nilai ekonomis.

Penelitian ini adalah penelitian kuantitatif deskriptif. Data penelitian terdiri dari data lokasi jembatan, data hidrologi dan data lalu lintas. Data hidrologi meliputi data debit banjir 15 tahun, data luas DAS, data penampang sungai. Rancangan perhitungan untuk kala ulang digunakan data pengukuran puncak tahunan menggunakan analisis Log Pearson Type III. Analisis kedua unit hidrografi digunakan metode Nakayasu dan analisis ketiga adalah passing Capacity menggunakan metode HEC-RAS Versi 3.1. Analisis selanjutnya dengan perhitungan stabilitas pilar (stabilitas terhadap geser, guling, tegangan tanah dan scouring) berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya atau kode perencanaan jembatan. Jika pilar tidak stabil direncanakan alternatif rehabilitasi dan perhitungan nilai ekonomis jembatan selama umur rencana 50 tahun.

Hasil analisis debit banjir berdasarkan Log Pearson Type III pada kala ulang 5, 10, 50, dan 100 tahun sebesar 154,1 ; 169,84; 199,52 ; 210,65 m³/det. Cara Nakayasu 1222,89 ; 1354,32 ; 1601,97 ; 1694,84 m³/det. Hasil scouring pada debit 128,45 m³/det, dengan software didapat 1,36 m di bawah muka dasar sungai. Elevasi dasar pondasi pilar lama pada -2,00 m. Dari hasil analisis tersebut pondasi pilar tidak stabil. Sehingga diusulkan rehabilitasi jembatan dengan dua alternatif, yaitu 1) Jembatan dibangun kembali dengan gelagar lama, RAB Rp 5.700.447.869 nilai ekonomis 50 th sebesar Rp 153.905.116.200,00 ; dan 2) Jembatan dibangun baru dengan gelagar jembatan rangka baja, RAB Rp 6.558.084.850, nilai ekonomis 50 th Rp 187.603.855.602. Dari perhitungan diusulkan rehabilitasi jembatan Trinil Kabupaten Magelang dengan Alternatif I.

Kata kunci : Debit Banjir, Stabilitas, Rehabilitasi Jembatan

ABSTRACT

The flash flood of Progo River occurred on February 28, 2009 caused first pier to Windusari collapse. The next flood on March 4, 2009 caused the second and third piers collapse. Over toping of water on bridge deck was up to ± 80 cm high. This series of flooding caused the bridge out of order. The purpose of this research is to find out the cause of the failure of pier postrehabilitation and provides the alternative bridge rehabilitation. In addition, this research also provides comparison of both alternatives based on economic criteria.

This research is a quantitative descriptive research. Research data consists of the bridge location, hydrology and traffic data. Hydrology data consist of flood flow rates of 15 years, catchment area and river cross section data. The discharge calculation for serial return periode uses yearly peak discharge measurement based on statistical analysis of Log Pearson type III. Second analysis is unit hydrography based on Nakayasu method and third analysis is passing capacity by using HEC-RAS version 3.1. The next analysis is calculation of pier stability (stability to move, roll, tension of soil and scouring) following the requirements of Bridge Design Code. The last stages of the research is to design two alternatives bridges rehabilitation and evaluate the economic cost of these alternatives during their design service life of 50 years.

The result of rate flood analysis is based on Log Pearson type III on 5, 10, 50, and 100 years of return periode are 154,1 ; 169,84; 199,52 ; 210,65 m³/sec. The result of rate flood analysis using Nakayasu method are 1222,89 ; 1354,32 ; 1601,97 and 1691,97 m³/sec. Based of HEC-RAS on February 28, 2009 the discharge of flood was above 1251,44 m³/sec. The result of scouring on flood flow rates of 128,45 m³/sec, with HEC-RAS is 1,36 m at based ground river level. Elevation of base foundation of old pier is - 2,00 m, from that result pier foundation is not stable. Two alternatives bridge rehabilitation are proposed based on technical justification i.e 1) The bridge is built again using the old beam, the construction cost is estimated Rp 5.700.447.869,00, economic value of 50 years services is Rp 153.905.116.200,00 and 2) The bridge is built again using the permanent standart truss span 55 m-B class, the construction cost is estimated Rp 6.558.084.850,00, economic value of 50 years services is Rp 187.603.855.602,00. From the economic it is proposed to rehabilitated. Trinil bridge at Magelang Regency with Alternative I.

Keywords : The flood flow rates, stability, rehabilitation of bridge

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah Tuhan Yang Maha Esa, atas limpahan rahmad dan Karunia-Nya sehingga Tesis dengan judul “Evaluasi Kegagalan Pilar Pascarehabilitasi Jembatan Trinil Kabupaten Magelang” dapat diselesaikan.

Pembahasan materi tesis ini mengacu pada *Bridge Management System* (Panduan Pemeriksaan Jembatan) dan bahan kuliah Rehabilitasi Dan Pemeliharaan Jalan Dan Jembatan. Dengan tugas ini diharapkan penyusun dapat mempelajari kasus jembatan yang rusak dan tidak berfungsi karena rusaknya bagian struktur jembatan. Selanjutnya penyusun dapat memberikan alternatif solusi untuk merehabilitasi jembatan.

Dalam kesempatan ini penyusun menghaturkan banyak terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan pengarahan, bimbingan informasi dan kerjasamanya kepada :

1. Dr. Ir. Mamok Suprpto, M.Eng., selaku Kaprodi Pascasarjana Teknik Sipil
2. Dr. Eng. Ir. Syafi'i, M.T., selaku sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret Surakarta
3. SA Kristiawan, S.T.,M.Sc.,Ph.D., selaku Dosen Pembimbing I dan Dosen
4. Ir. Agus Hari Wahyudi, M.Sc., selaku Dosen Pembimbing II dan Dosen
5. Bapak dan Ibu, Dosen MTRPBS
6. Rekan-rekan mahasiswa Magister Teknik Sipil Tahun 2009

commit to user

Penyusun mengharap kritik dan saran demi kesempurnaan tesis ini lebih baik. Semoga bermanfaat dan berguna bagi penyusun dan pembaca pada umumnya.

Magelang, Juli 2012

Penulis



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
HALAMAN PERSETUJUAN.....	iii
PRNYATAAN	iv
UCAPAN TERIMA KASIH	v
ABSTRAK	vii
ABSTRACT	viii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR GAMBAR	xvix
DAFTAR LAMPIRAN	xxi
DAFTAR SIMBOL	xxiv
 BAB I. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan Penelitian	4
1.4. Batasan Masalah	4
1.5. Lokasi Jembatan	5
 BAB II. LANDASAN TEORI	
2.1. Tinjauan Pustaka	6
2.2. Landasan Teori	12

2.2.1.	Perhitungan Bangunan Atas	12
2.2.2.	Rencana Muatan	14
2.2.2.1.	Muatan Primer	15
2.2.2.2.	Muatan Sekunder	17
2.2.2.3.	Muatan Khusus	19
2.2.3.	Kombinasi Muatan	21
2.2.4.	Perencanaan Jalan Pendekat	22
2.2.5.	Perencanaan Struktur Bangunan Bawah	23
2.2.6.	Perencanaan Abutmen	25
2.2.7.	Perencanaan Pilar	26
2.2.8.	Perencanaan Plat Injak	26
2.2.9.	Perencanaan Pondasi Sumuran dan Tebal Dinding Sumuran .	26
2.2.10.	Penulangan <i>Pile Cap</i>	29
2.2.11.	Perencanaan Saluran Drainase	29
2.2.12.	Bangunan Pelengkap	30
2.2.13.	Analisis Hidrologi	31
2.2.14.	Uji Data	33
2.2.15.	Kelengkapan Data	33
2.2.16.	Kepanggahan	33
2.2.17.	Analisis Statistik	35
2.2.18.	Analisis Hujan Jam-Jaman	40
2.2.19.	Menentukan Koefisien Pengaliran	40
2.2.20.	Analisis Debit Banjir Rencana	41

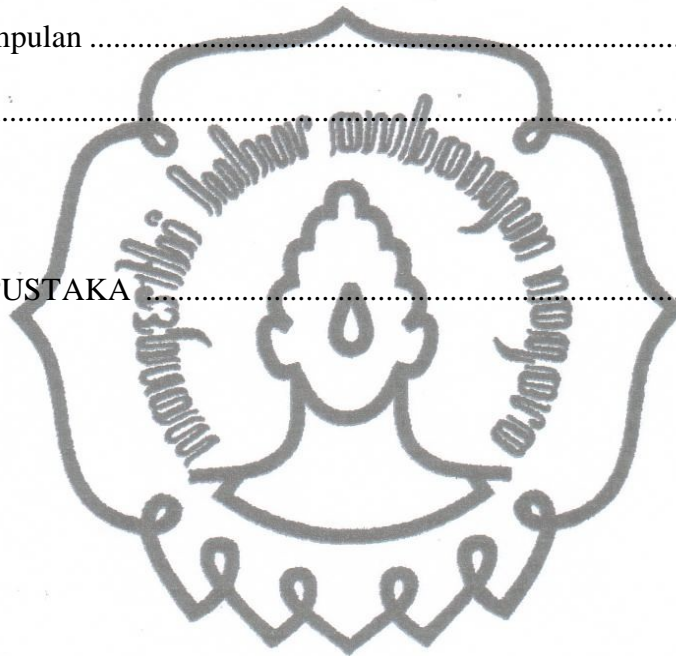
commit to user

2.2.21. Analisis Gerusan Total pada Pilar	44
2.2.22. Nilai Ekonomis	45
BAB III. METODOLOGI PENELITIAN	
3.1. Lokasi Penelitian.....	49
3.2 Data yang Dibutuhkan	50
3.3. Teknik Pengumpulan Data	50
3.4. Langkah-Langkah Penelitian	50
3.4.1. Cara Uji Data	51
3.4.2. Hujan Kawasan	51
3.4.3. Intensitas Hujan	52
3.4.4. Distribusi Hujan	52
3.4.5. Koefisien <i>Run-off</i>	52
3.4.6. Analisa Hidrolika	52
3.4.7. Perangkat Lunak HEC-RAS	53
3.5. Analisis Penggerusan	54
3.6. Analisis Pembebanan Pilar	54
3.7. Analisis Pondasi Pilar	54
BAB IV. HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Hasil Pengumpulan Data	56
4.1.1. Lokasi Jembatan.....	56
4.1.2. Data Teknis Jembatan	56
4.1.3. Debit Sungai	57
4.1.4. Data Tanah	57

commit to user

4.2. Analisis Data	58
4.2.1. Data Debit Banjir Maximum	58
4.2.2. Perhitungan Debit Banjir Rencana dengan Metode Log Pearson Type III.....	61
4.2.3. Mencari Debit dengan Metode Cara Nakayasu	62
4.2.4. Mencari Debit dengan Cara <i>Pasing Capacity</i>	64
4.2.5 Rangkuman Hasil Perhitungan Debit	67
4.3. Perhitungan Stabilitas Pilar	68
4.3.1 Pembebanan Pilar.....	68
4.3.2 Gaya Akibat Aliran Air dan Tumbukan Benda-Benda Hanyutan	71
4.4. Analisis <i>Scouring</i> terhadap Dasar Pondasi Pilar.....	73
4.5. Tinjauan Hasil Perhitungan terhadap Stabilitas Pilar.....	76
4.5.1 Penampang Tersedia Jembatan terhadap Debit Banjir 2009.....	76
4.5.2 Tegangan Ekstern Dibandingkan dengan Tegangan Ijin Tanah	77
4.5.3 Stabilitas Pilar Terhadap <i>Scouring</i>	77
4.6. Rencana Rehabilitasi Jembatan Trinil.....	80
4.7 Rehabilitas Jembatan Dengan Alternatif I	82
4.7.1. Data Teknis Jembatan	82
4.7.2 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (Alternatif I)	84
4.8. Rehabilitasi Jembatan Dengan Alternatif II.....	84
4.8.1 Data Teknis Jembatan	84
4.8.2 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (Alternatif II).....	86
4.9. Perhitungan Nilai Ekonomi Jembatan	86

4.9.1. Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif I	86
4.9.2. Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif II	88
4.10. Pilihan Alternatif Rehabilitasi	91
4.11. Teknik Rehabilitasi Alternatif I	97
BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	100
5.2. Saran	100
DAFTAR PUSTAKA	102



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Koefisien Bentuk Pilar	21
Tabel 2.2. Kombinasi Pembebanan dan Gaya	22
Tabel 2.3. Nilai Kritik Q_{RAPS} dan R_{RAPS}	35
Tabel 2.4. Parameter Statistik untuk Menentukan Jenis Distribusi	40
Tabel 2.5. Tabel Koefisien Pengaliran	41
Tabel 4.1. Debit Puncak Maximum Tahunan (m^3/det)	58
Tabel 4.2. Proses Hitungan Statistik Pertama	59
Tabel 4.3. Proses Hitungan Statistik Kedua	60
Tabel 4.4. Pemilihan Jenis Distribusi Debit Puncak	61
Tabel 4.5. Debit Kala Ulang	61
Tabel 4.6. Hidrograf Satuan Nakayasu	63
Tabel 4.7 Tabel Debit Kala Ulang	68
Tabel 4.8. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif I	84
Tabel 4.9. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif II	86
Tabel 4.10. Data Teknis Rehabilitasi Jembatan Alternatif I dan Alternatif II	91
Tabel 4.11. Penilaian Ranging Prioritas	94
Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Skor Peringkat	95
Tabel 4.13. Prioritas Perbaikan Hasil Multi Kriteria Analisis	96

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Kondisi Jembatan Saat Ini	3
Gambar 1.2. Peta Lokasi Jembatan Trinil	5
Gambar 2.1. Komponen Struktur Prapenarikan	13
Gambar 2.2. Bagan Muatan "D"	16
Gambar 2.3. Skema Pembebanan Abutmen	25
Gambar 2.4. Sketsa Pondasi Sumuran dan Tekanan Tanah	27
Gambar 2.5. Diagram Tegangan pada <i>Pile Cap</i>	29
Gambar 2.6. Hidrografi Satuan Sintetik Gama-I	41
Gambar 2.7. Sketsa Penetapan WF dan RUA	43
Gambar 2.8. Perkiraan Kedalaman Gerusan pada Tiang Jembatan	44
Gambar 2.9. Waktu pembayaran Sampai Selesai	47
Gambar 2.10. Perhitungan Cicilan Pembayaran	47
Gambar 3.1. Lokasi Penelitian	49
Gambar 3.2. Bagan Alir Penelitian	55
Gambar 4.1. Foto Jembatan Trinil	56
Gambar 4.2. <i>Cross Section RS16</i>	66
Gambar 4.3. <i>Cross Section Data Editor</i>	66
Gambar 4.4. <i>Rating Curve</i>	67
Gambar 4.6. Gelagar Prategang	69
Gambar 4.7. Bagian Pilar	70
Gambar 4.8. Diagram Tekanan	72
Gambar 4.9 Analisa <i>Scouring</i> pada Penampang RS=12,04 dengan Debit 128,45 m ³ /dt.....	74

Gambar 4.10. Resume Perhitungan <i>Scouring</i> Dengan Debit $128,45 \text{ m}^3/\text{det.}$..	74
Gambar 4.11. Grafik Tampilan <i>Scouring</i> Pada Pilar Dengan Debit 1300 m^3/det	75
Gambar 4.12. Resume Perhitungan <i>Scouring</i> Dengan Debit $1300 \text{ m}^3/\text{det}$	75
Gambar 4.13. Diagram Tegangan Dasar Pondasi Pilar.....	77
Gambar 4.14. Sketsa <i>Scouring</i> Dengan Data Debit Q= $128,45 \text{ m}^2/\text{det}$ terhdap Dasar Pondasi	78
Gambar 4.15. Sketsa <i>Scouring</i> dengan Debit Q = $1300 \text{ m}^3/\text{det}$ Terhadap Dasar Pondasi Pilar	79
Gambar 4.16. Pilar dan Pondasi setelah <i>Collaps</i>	80
Gambar 4.17. Sketsa Lokasi Jembatan Alternatif I.....	83
Gambar 4.18. Sketsa Rehabilitasi Jembatan Alternatif I	83
Gambar 4.19. Sketsa Lokasi Rehabilitasi Alternatif I.....	85
Gambar 4.20. Sketsa Rehabilitasi Jembatan Alternatif I	85
Gambar 4.21. “ <i>Cash Flow</i> ” Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif I	87
Gambar 4.22. “ <i>Cash Flow</i> ” Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif II	90
Gambar 4.23. Sketsa Pekerjaan Rehabilitasi Jembatan Alternatif I.....	98

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN A

1. Peta Ketinggian Sebagian DAS Progo-Jembatan Trinil	LA-1
2. Peta Sebagian DAS Progo-Jembatan Trinil	LA-2
3. Debit Harian Tahun 2009.....	LA-3
4. Debit Harian Tahun 2008.....	LA-4
5. Debit Harian Tahun 2007.....	LA-5
6. Debit Harian Tahun 2006.....	LA-6
7. Debit Harian Tahun 2005.....	LA-7
8. Debit Harian Tahun 2004.....	LA-8
9. Debit Harian Tahun 2003.....	LA-9
10. Debit Harian Tahun 2002.....	LA-10
11. Debit Harian Tahun 2001.....	LA-11
12. Debit Harian Tahun 2000.....	LA-12
13. Debit Harian Tahun 1999.....	LA-13
14. Debit Harian Tahun 1998.....	LA-14
15. Debit Harian Tahun 1997.....	LA-15
16. Debit Harian Tahun 1996.....	LA-16
17. Debit Harian Tahun 1995.....	LA-17
18. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 2 Tahun	LA-18
19. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 5 Tahun	LA-19
20. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 10 Tahun	LA-20
21. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 20 Tahun	LA-21

22. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun	LA-22
23. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 100 Tahun	LA-23
24. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 200 Tahun	LA-24
25. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 1000 Tahun	LA-25
26. Tabel Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang PMP.....	LA-26
27. Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang PMP.....	LA-27

LAMPIRAN B

1. Peta Situasi Lokasi Jembatan Trinil.....	LB-1
2. Denah Jembatan.....	LB-2

LAMPIRAN C

1. Laporan Sondir dan <i>Borring</i>	LC-1
2. <i>Sounding Diagram</i> S1.....	LC-2
3. <i>Sounding Diagram</i> S2.....	LC-3
4. <i>Sounding Diagram</i> S3.....	LC-4

LAMPIRAN D

1. Pemeriksaan Saringan.....	LD-1
2. Foto Pengambilan Sampel	LD-2
3. Foto Jembatan Trinil	LD-3

LAMPIRAN E

Perencanaan Rehabilitasi Jembatan Alternatif I	LE
--	----

LAMPIRAN F

1. Site Plan Alternatif I	LF-1
2. Potongan Memanjang dan Denah Jembatan	LF-2
3. Gambar Abutmen Alternatif I	LF-3
4. Tampak Depan Abutmen dan Tampak Samping Abutmen	LF-4
5. Tampak Samping Abutmen	LF-5
6. Pilar Alternatif I	LF-6

LAMPIRAN G

1. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I	LG-1
2. Daftar Kuantitas dan Harga Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I	LG-2
3. Daftar Harga Satuan Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I	LG-3
4. Analisa Harga Satuan Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I	LG-4
5. Harga Satuan Tenaga Kerja Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I	LG-5
6. Harga Satuan Material Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I	LG-6

LAMPIRAN H

Perencanaan Rehabilitasi Jembatan Alternatif II	LH
---	----

LAMPIRAN I

1. <i>Site Plan</i> Alternatif II	LI-1
2. Pot. Memanjang dan Denah Jembatan Trinil.....	LI-2
3. Tampak Depan Abutmen Alternatif II	LI-3
4. Tampak Samping Abutmen Alternatif II	LI-4
5. <i>Schematic Deck Reinforcement</i>	LI-5
6. <i>Concrete Deck Details-1</i>	LI-6
7. <i>Concrete Deck Details-2</i>	LI-7
8. <i>Span-Deck Schedule</i>	LI-8
9. <i>Bolt Location Detail A</i>	LI-9
10. <i>Bolt Location Detail B</i>	LI-10
11. <i>Marking Plans & Elevation</i>	LI-11
12. <i>Bearing & Seismic Buffer Details</i>	LI-12
13. <i>Component Assembly Diagram</i>	LI-13
14. <i>Deck Formwork System</i>	LI-14
15. <i>Handrail Details</i>	LI-15

LAMPIRAN J

1. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif II	LJ-1
2. Daftar Kuantitas dan Harga Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif II	LJ-2
3. Daftar Harga Satuan Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif II.....	LJ-3
4. Analisa Harga Satuan Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif II.....	LJ-4
5. Harga Satuan Tenaga Kerja Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif II	LJ-5

6. Harga Satuan Material Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif II	LJ-6
---	------

LAMPIRAN K

Rincian Biaya Pemeliharaan Rutin Rencana Rehabilitasi Alternatif I.....	LK-1
---	------

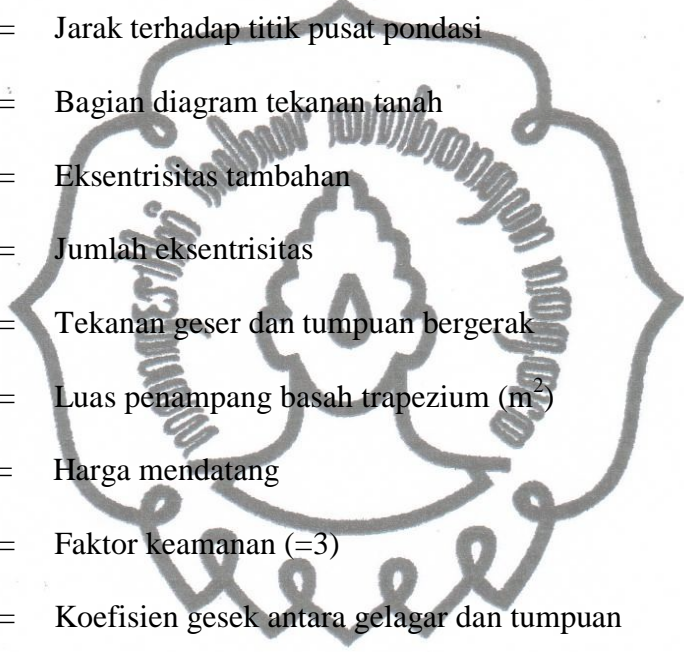
LAMPIRAN L

Rincian Biaya Pemeliharaan Rutin Rencana Rehabilitasi Alternatif II	LL-1
---	------



DAFTAR SIMBOL

A	=	Luas daerah yang didrain (km^2)
A'	=	Luas dimensi (m^2)
A''	=	Luas penampang (cm^2)
A^*	=	Muatan angin
A^\wedge	=	Cicilan pembayaran
A_1, A_2, A_n	=	Luas areal poligon 1, 2, ..., n (km^2)
a_1, a_2, a_3	=	Koefisien relatif bahan-bahan perkerasan
a	=	Bagian diagram tekanan tanah
AH	=	Aliran arus dan hanyutan
A_p	=	Luas tampang <i>point bearing</i> (m^2)
A_s	=	Luas selimut pipa baja/beton (m^2)
B	=	Sisi pendek dimensi (m)
B_h	=	Beban hidup (ton)
b	=	Bagian diagram tekanan tanah
c	=	Bagian diagram tekanan tanah
C_k	=	Koefisien kurtosis
C_s	=	Koefisien skewness
C_v	=	Koefisien variasi
D	=	Kerapatan jaringan kuras yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS
D_1, D_2, D_3	=	Tebal masing-masing lapis perkerasan (cm)
D_p	=	Diameter pilar (<i>feet</i>)

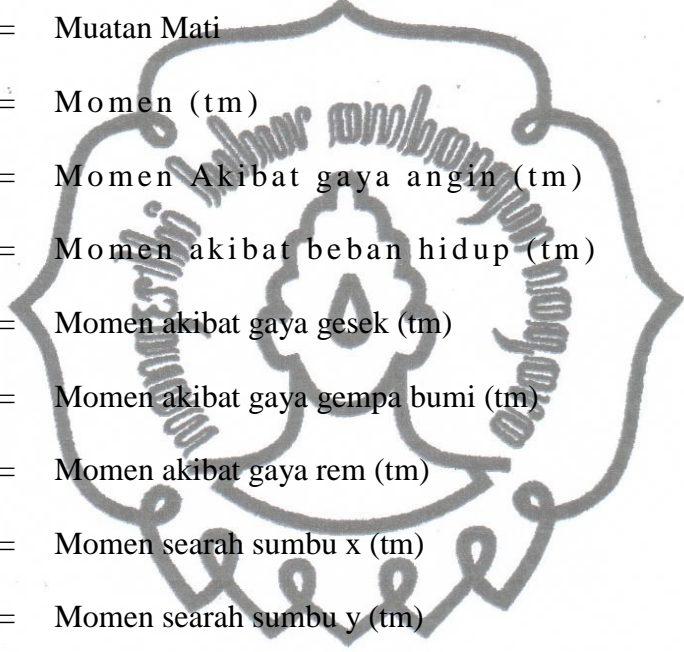


d	=	Bagian diagram tekanan tanah
d_{FS}	=	Kedalaman <i>flood scoring</i> (feet)
d_{LS}	=	Kedalaman <i>local scouring</i> (feet)
d_{ts}	=	Kedalaman <i>total-scouring</i> (feet)
E	=	Koefisien gempa bumi
e	=	Jarak terhadap titik pusat pondasi
e'	=	Bagian diagram tekanan tanah
eo'	=	Eksentrisitas tambahan
E_{tot}	=	Jumlah eksentrisitas
F	=	Tekanan geser dan tumpuan bergerak
F'	=	Luas penampang basah trapezium (m^2)
F^*	=	Harga mendatang
F_k	=	Faktor keamanan ($=3$)
F_t	=	Koefisien gesek antara gelagar dan tumpuan
F_y	=	Mutu beton
G	=	Muatan permanen dari konstruksi (Ton)
G'	=	Berat struktur
G_g	=	Gaya gesekan pada tumpuan (ton)
G_p	=	Gaya gempa bumi
G_1, G_2	=	Berat pias 1, berat pias 2
H	=	Muatan Hidup
H'	=	Tinggi tanah di belakang abutmen (m)
H_1, H_2	=	Berat pias 1, berat pias 2

commit to user

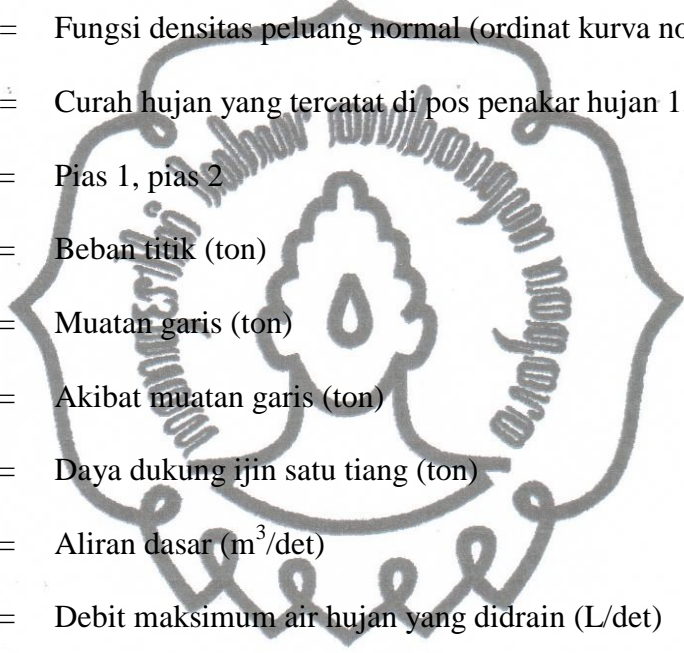
HW	=	Gaya angin
h	=	Bagian jembatan yang terkena angin
h_{aspal}	=	Tebal aspal
h_{balok}	=	Tebal balok
h_{plat}	=	Tebal plat
h_w	=	Perubahan elevasi permukaan air normal terhadap air banjir (<i>feet</i>)
$h(a)$	=	Tinggi kendaraan
i	=	Tingkat bunga per periode
ITP	=	Tebal perkerasan jalan
JN	=	Jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah semua pertemuan sungai dalam DAS
k	=	Koefisien yang besarnya tergantung pada bentuk pilar
K	=	Gaya horizontal (Ton)
K'	=	Koefisien kejut
K^*	=	Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang
K''	=	Koefisien tampungan
K_a	=	Koefisien tanah aktif
K_p	=	Koefisien tanah aktif
L	=	Panjang (m)
L'	=	Sisi panjang dimensi (m)
L^*	=	Panjang sungai (km)

commit to user



LHR	=	Lintas harian rata-rata
LEP	=	Lintas ekivalen permulaan
LEA	=	Lintas ekivalen akhir
LET	=	Lintas ekivalen tengah
LER	=	Lintas ekivalen rencana
M	=	Muatan Mati
M'	=	Momen (tm)
Ma	=	Momen Akibat gaya angin (tm)
MBh	=	Momen akibat beban hidup (tm)
MGg	=	Momen akibat gaya gesek (tm)
MGp	=	Momen akibat gaya gempa bumi (tm)
Mrm	=	Momen akibat gaya rem (tm)
Mx	=	Momen searah sumbu x (tm)
My	=	Momen searah sumbu y (tm)
N	=	Gaya yang bekerja
N'	=	Faktor keamanan
Np	=	Nilai N-SPT pada point
Ns	=	Nilai N-SPT, pada selimut
n	=	Banyaknya pos penakar hujan
n'	=	Jumlah data
n*	=	Periode pembayaran
P	=	Beban tekanan tanah
P'	=	Tekanan aliran air (ton/m)

commit to user

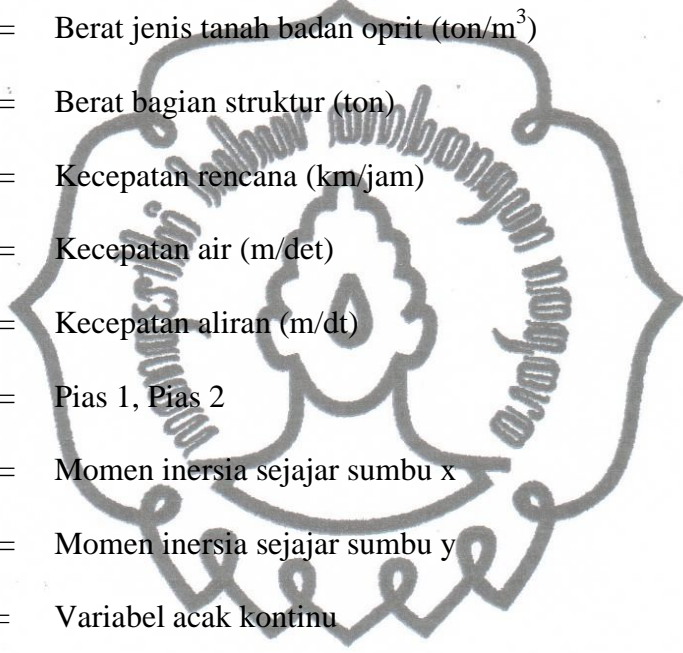


P^*	=	Tinggi curah hujan rata-rata kawasan (mm)
P''	=	Gaya-gaya pada waktu pelaksanaan
P^{\wedge}	=	Harga sekarang
P_a	=	Gaya pada kendaraan yng disebabkan karena gaya angin
P_v	=	Beban vertikal
$P(t)$	=	Fungsi densitas peluang normal (ordinat kurva normal)
P_1, P_2, P_n	=	Curah hujan yang tercatat di pos penakar hujan 1, 2, ..., n (mm)
P_{a1}, P_{a2}	=	Pias 1, pias 2
p'	=	Beban titik (ton)
p	=	Muatan garis (ton)
P'	=	Akibat muatan garis (ton)
Q	=	Daya dukung ijin satu tiang (ton)
Q_b	=	Aliran dasar (m^3/det)
Q_{mak}	=	Debit maksimum air hujan yang didrain (L/det)
Q_p	=	Debit puncak (m^3/det)
q	=	Beban merata (ton/m')
q'	=	Akibat muatan merata (ton)
qt'	=	Gaya vertikal total untuk perletakan (ton)
$q_{=t}$	=	Intensitas hujan dengan $t = T$
R	=	Reaksi akibat tumpuan (ton)
R'	=	Jari-jari tikungan (m)
R^*	=	Gaya rem traksi
R_m	=	Gaya rem (ton)

commit to user

R_t	=	Intensitas hujan rerata (T jam)
$R_{(t-1)}$	=	Rerata hujan dari awal sampai dengan jam ke (T-1)
RUA	=	Luas DAS sebelah hulu yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melewati titik tersebut
R_{24}	=	Curah hujan maksimum dalam 1 hari (mm)
S	=	Kelandaian sungai
S'	=	Simpangan baku
S^*	=	Gaya sentrifugal dalam prosentase terhadap muatan "D", tanpa dikalikan dengan angka kejut
Sd	=	Deviasi standar
SIM	=	(faktor simetri) yaitu hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA)
SF	=	(faktor sumber) yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai-sungai semua tingkat
S_n	=	<i>Reduced standard deviation</i> yang juga tergantung pada jumlah sampel/data (n)
SR	=	Susut dan rangkak
t	=	Rata-rata nilai X
t'	=	Durasi hujan (jam), untuk Indonesia antara 5–7 jam
t^*	=	Tebal dinding sumuran

commit to user



T	=	Jam ke 1 s/d jam ke 5-7
T'	=	Suhu
T_a	=	Tekanan tanah
TB	=	Waktu dasar (jam)
TR	=	Waktu naik (jam)
V	=	Berat jenis tanah badan oprit (ton/m^3)
V	=	Berat bagian struktur (ton)
V'	=	Kecepatan rencana (km/jam)
V^*	=	Kecepatan air (m/det)
v	=	Kecepatan aliran (m/dt)
$W1, W2$	=	Pias 1, Pias 2
W_x	=	Momen inersia sejajar sumbu x
W_y	=	Momen inersia sejajar sumbu y
X	=	Variabel acak kontinu
\bar{X}	=	Nilai rata-rata
X_i	=	Nilai varian ke i
Y_i	=	Data hujan ke i (mm)
Y_n	=	<i>Reduced mean</i> yang tergantung jumlah sampel/data n ,
\bar{Y}	=	Rata-rata nilai Y_i
Y_{Tr}	=	<i>Reduced variate</i>
α_{total}	=	Angka aliran total (%)
β	=	Angka penyebaran hujan
μ	=	Simpangan baku dari nilai X

γ_{beton} = Berat jenis beton (t/m^3)

γ_{siklop} = Berat jenis siklop (t/m^3)

σ = Tegangan yang terjadi

σ_{ext} = Tegangan tanah yang terjadi akibat beban yang bekerja

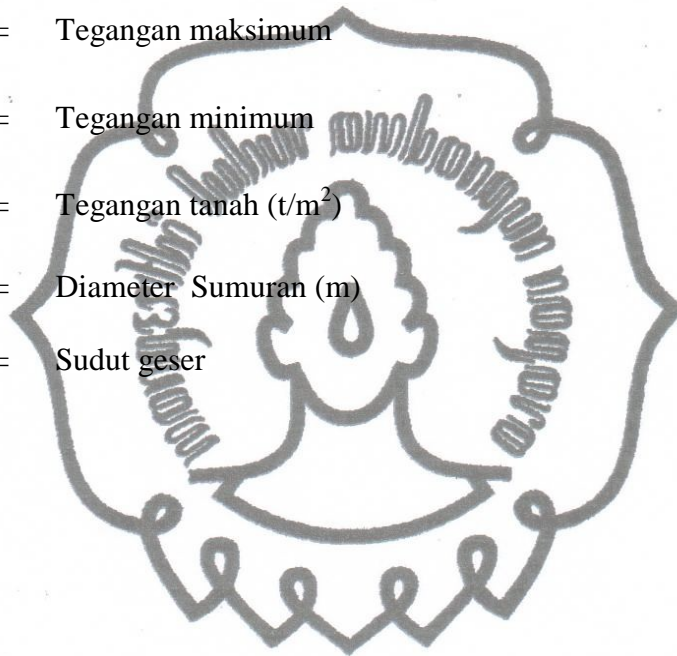
σ_{max} = Tegangan maksimum

σ_{min} = Tegangan minimum

σ_{tanah} = Tegangan tanah (t/m^2)

\emptyset = Diameter Sumuran (m)

\emptyset' = Sudut geser



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

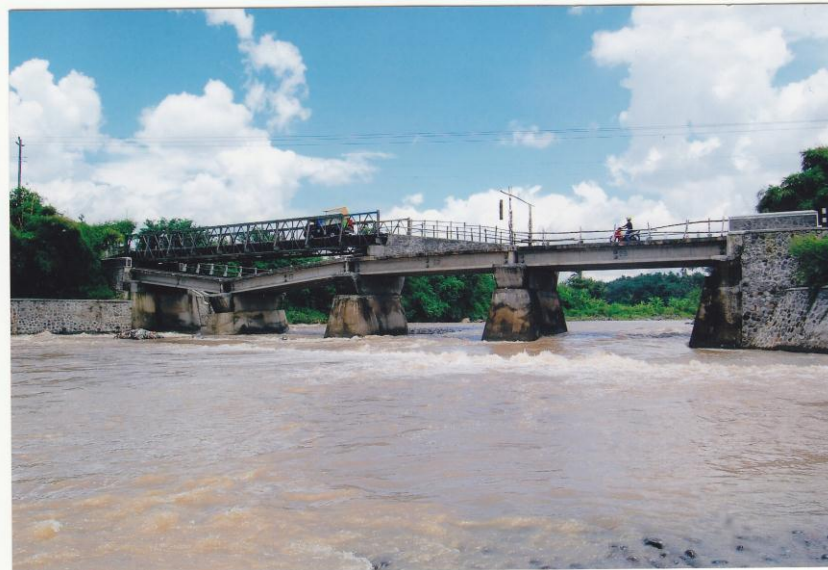
Jembatan merupakan struktur bangunan yang merupakan penghubung ruas jalan. Jembatan Trinil salah satu jembatan antara ruas jalan dari Payaman Kalijoso Kecamatan Secang dengan ruas jalan Banjarsari Kecamatan Windusari Kabupaten Magelang. Jembatan ini melintang di atas Sungai Progo. Adapun ruas jalan Payaman–Windusari merupakan ruas jalan yang sangat penting untuk urat nadi perkembangan ekonomi, sosial khususnya di Kabupaten Magelang. Ruas jalan ini merupakan jalan kabupaten kelas IIIC, dengan lebar perkerasan jalan rata-rata 4 m dengan lapis perkerasan lapis penetrasi. Ruas jalan ini berpangkal di Jalan Magelang–Semarang pada Km. 11 yang merupakan jalan nasional. Sedang satu ujungnya berada di ibukota kecamatan Windusari, salah satu wilayah kecamatan di Kabupaten Magelang.

Jembatan Trinil dibangun pada tahun 1965, kemudian direnovasi pada tahun 1972 dengan bentang 35 m dan lebar lantai jembatan 3,5 m. Karena lebar jembatan dipandang tidak mencukupi, maka pada tahun 2008 jembatan direncanakan untuk direhabilitasi. Rehabilitasi jembatan ini berupa pelebaran lantai jembatan dari 3,5 m menjadi 5 m. Dengan gelagar yang sebelumnya dari baja direncanakan diganti dengan balok gelagar prategang dengan tinggi 120 cm. Tinggi permukaan lantai jembatan dari dasar sungai 6,2 m. Tinggi sisi bawah gelagar 4,50 m dari dasar sungai. Bentang jembatan eksisting tidak berubah dengan masing-masing 4 x 11,7 m. Bangunan bawah berupa 3 buah pilar dan dua

commit to user

buah pangkal jembatan (abutmen) beserta pondasi tidak diganti, cukup dipertebal dengan *jacketing* dengan ketebalan kurang lebih 20 cm keliling pilar lama. Menurut informasi yang didapat bahan konstruksi pilar dan pangkal jembatan dibangun dengan bahan pasangan batu kali. Pada saat ini pilar dan pondasi dalam keadaan miring. Secara visual pasangan pada pilar dalam keadaan utuh. Bagian tepi pondasi pilar digali dengan kedalaman 150 cm selanjutnya ditambah pasangan batu dan bagian dalam dicor beton siklop. Kondisi hidrologi Kali Progo terlihat dari lebar sungai termasuk relatif lebar, menunjukkan kemungkinan terjadi banjir sangat besar. Pada posisi potongan memanjang jembatan terlihat lebih sempit dibandingkan bagian hulu atau hilir jembatan. Tanah dasar sungai berupa campuran antara pasir (*sand*), kerikil dan lempung (*clay*). Secara konstruksi kondisi tanah dasar kelihatan menguntungkan. Bagian hilir jembatan terlihat terjadi gerusan yang sangat besar.

Pelaksanaan rehabilitasi oleh kontraktor berlangsung sampai dengan akhir Desember 2008. Sebelum diresmikan, pada 28 Februari 2009 pilar jembatan pertama dari arah Windusari ambles dan akhirnya jembatan tidak dapat dilalui. Pemerintah Kabupaten akhirnya terpaksa memasang jembatan *bally* sebagai jembatan darurat. Kondisi eksisting jembatan pada saat ini dapat dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1. Kondisi Jembatan Saat ini

Dimungkinkan amblesnya pondasi pilar jembatan Trinil ini dikarenakan meningkatnya beban yang bertambah akibat lebih lebarnya lantai jembatan dari 3,5 m menjadi 5 m dan beban sendiri gelagar yang sebelumnya baja komposit diganti gelagar beton pracetak prategang. Dengan kondisi tersebut tentu juga akan menambah lebih besar beban lantai akibat beban kendaraan. Pilar yang lama dimodifikasi dengan selimut yang juga menambah beban kolom pilar. Yang selanjutnya beban total yang terjadi pada pilar akan disalurkan ke pondasi dan didistribusikan ke permukaan tanah di dasar pondasi.

1.2. Rumusan Masalah

Amblesnya pondasi dan pilar jembatan Trinil dimungkinkan adanya perubahan-perubahan kondisi jembatan sebelum dan sesudah rehabilitasi tahun 2008, sehingga permasalahan yang terjadi dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Apa penyebab keruntuhan pilar pada jembatan Trinil pascarehabilitasi ?

2. Bagaimana alternatif desain rehabilitasi pada jembatan Trinil Kabupaten Magelang pasca keruntuhan pilar?

1.3. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk :

1. Dapat menentukan penyebab keruntuhan pilar dan pondasi jembatan Trinil Kabupaten Magelang.
2. Dapat memberikan alternatif desain rehabilitasi pada jembatan Trinil Kabupaten Magelang.

1.4. Batasan Masalah

Dalam pelaporan tesis ini, penyusun membatasi ruang lingkup pengamatan dan pembahasan dengan asumsi sebagai berikut :

1. Tinjauan stabilitas pondasi pilar jembatan akibat beban yang bekerja sesudah rehabilitasi jembatan.
2. Data yang berkaitan dengan daya dukung tanah tidak didapatkan pada posisi eksisting, oleh karena itu akan diperhitungkan berdasarkan data sondir dari lokasi terdekat untuk menentukan daya dukung tanah.
3. Peristiwa *scouring* ditinjau berdasarkan debit tertentu hasil dari analisis data banjir tahunan, data hidrologi, data tanah dasar sungai, penampang sungai yang ada saat ini terhadap rencana banjir kala ulang tertentu.
4. Usulan rehabilitasi jembatan berdasarkan tinjauan secara teknis dan ekonomis, beserta rencana anggaran biaya dipaparkan dalam laporan akhir.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Pustaka

Sistem Manajemen Jembatan atau *Bridge Management System* (BMS), di Indonesia pertama kali dikembangkan oleh Direktorat Jenderal Bina Marga dalam manajemen kejembatanan. Dalam tahap pertama BMS yang dikembangkan adalah Sistem Manajemen Jembatan Antar Kota atau *Interurban Bridge Management System* (IBMS) yaitu jembatan-jembatan pada jalan nasional dan jalan provinsi. Pemeriksaan jembatan merupakan salah satu komponen dalam Sistem Manajemen Jembatan yang terpenting. Pemeriksaan jembatan ini adalah suatu mata rantai esensial antara jembatan yang ada dengan rencana untuk pemeliharaan atau peningkatan untuk masa mendatang. Pemeriksaan jembatan mempunyai beberapa tujuan khusus antara lain :

- a. Memeriksa keamanan jembatan pada waktu jembatan masih berfungsi.
- b. Mencegah terjadinya penutupan lalu lintas pada jembatan.
- c. Merekam kondisi jembatan pada saat itu.
- d. Desain, pembangunan dan pemeliharaan.
- e. Memeriksa pengaruh akibat beban kendaraan dan volume lalu lintas.
- f. Memantau kinerja jembatan jangka panjang.
- g. Menyediakan informasi untuk rating pembebanan jembatan.

Peringkat jembatan yang digunakan dalam sistem manajemen Jembatan umumnya hanya menggunakan kondisi struktural (Sergio dkk, 2010). Sehingga

faktor-faktor seperti resiko akibat gempa, kerentanan hidrolis dan kepentingan strategis umumnya digunakan secara tersendiri. Tetapi faktor-faktor yang relevan ketika tidak ada kemungkinan untuk mengkalibrasi model kerusakan. Penelitian yang menggunakan alur kerja yang berbasis kebutuhan untuk mengembangkan indeks jembatan terpadu sebagai bantuan untuk menentukan prioritas dan keputusan untuk pemeliharaan dan rehabilitasi jembatan. Indeks kesukaran berat struktur, kerentanan hidrolis, resiko gempa dan kepentingan strategis jembatan. Indeks ini telah dikalibrasi menggunakan inspeksi survei para ahli dan analisis regresi. Setelah indeks itu diterapkan dalam enam buah jembatan di Chili, untuk mengatur inspeksi visual kemampuan jembatan dan menghitung indeks kerusakan yang dikembangkan dengan perangkat lunak dikembangkan didapatkan hubungan yang ditunjukkan dengan korelasi 98% dan semua parameter yang diperoleh ternyata signifikan. Perlu penelitian lanjut untuk mengintegrasikan dengan indeks biaya yang diusulkan dan rencana kegiatan pemeliharaan atau rehabilitasi. Hasil ini dapat digunakan untuk merencanakan pemeliharaan, rehabilitasi, perkuatan, dan penggantian jembatan dan tahap-tahapnya. Tahap perencanaan rehabilitasi ini dimaksudkan untuk menetapkan kerangka dasar rehabilitasi jembatan atau pembangunan jembatan yang akan dilaksanakan. Dalam suatu perencanaan rehabilitasi seharusnya direncanakan atau dilakukan oleh seseorang atau badan hukum yang benar-benar ahli dan berpengalaman di bidangnya.

Scouring adalah merupakan faktor utama yang menyebabkan ketidakstabilan jembatan yang menyeberang yang melintang di atas selokan atau

sungai (Xinbau Yu dkk, 2010). *Scouring* yang berlebihan berkontribusi terhadap pemeliharaan atau rehabilitasi dan biaya pemeliharaan. Desain instrumentasi pemantauan yang inovatif terhadap gerusan adalah sangat penting, untuk menjamin keamanan gerusan. Kemampuan *real time* pengawasan itu perlu karena gerusan paling parah biasanya terjadi di dekat debit banjir puncak. Sebuah instrumen pemantau *scouring* berdasarkan Waktu Domain Refleksometry (TDR) dengan prinsip kerangka kerja berdasarkan pencampuran dielektrik telah dikembangkan untuk menyediakan *real time* monitoring evolusi gerusan. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pengukuran dengan ultrasonik dan metode TDR untuk gerusan dapat memprediksikan kedalaman gerusan secara akurat. Metode TDR dengan analisis algoritma yang dikembangkan, menghasilkan informasi tentang sifat sungai seperti konduktivitas listrik air sungai dan kepadatan sedimen. Metode (TDR) juga ditemukan kurang dipengaruhi oleh turbulensi dan gelembung udara yang mungkin terjadi selama kejadian banjir.

Many factors can lead to river bridge failure such as overtopping, structural failure, debris accumulation, embankment erosion and scouring. Statistics and information obtained in some countries show that scouring is the most important factor in the destruction of bridges. The Effect of Slots on Scouring Around Piers in Different Positions of 180-Degrees Bends (M. Heidarnejad, 2010).

Menurut penelitian yang dilaksanakan oleh M. Heidarnejad dkk menyebutkan bahwa beberapa faktor yang berperan dalam keruntuhan jembatan seperti *overtopping*, kegagalan struktur, total keruntuhan, longsor pada urugan dan *scouring*. Data statistik dan informasi menyebutkan di beberapa negara bahwa *scouring* adalah faktor penting pada kerusakan jembatan.

Bridge scour is the removal of sediment such as sand and rocks from around bridge abutments or piers. Scour, caused by swiftly moving water, can scoop out scour holes, compromising the integrity of a structure. Bridge scour is one of the three main causes of bridge failure. It has been estimated that 60% of all bridge failures result from scour and other hydraulic related causes. It is the most common cause of highway bridge failure in the United States, where 46 of 86 major bridge failures resulted from scour near piers from 1961 to 1976 (www.wikipedia.com).

Scouring pada jembatan adalah perpindahan endapan seperti pasir dan batuan dari sekitar abutmen atau pilar. Gerusan disebabkan karena kecepatan aliran air, dapat menggali mengangkat, membahayakan keseluruhan struktur. Gerusan jembatan merupakan salah satu dari tiga penyebab keruntuhan jembatan. Diperkirakan 60% dari semua jembatan gagal karena gerusan dan penyebab hidrolis lainnya. Hal tersebut yang paling tinggi menyebabkan kegagalan jembatan di Amerika Serikat, dimana 46 dari 86 jembatan besar runtuh diakibatkan *scouring* pada pilar sejak 1961 sampai 1976.

Dalam penilaian kondisi Jembatan Kedung Pascabanjir disebutkan bahwa mempertahankan fungsi dan kemampuan jembatan dalam melayani arus lalu lintas menjadi kunci lancarnya roda perekonomian, oleh sebab itu pemeriksaan yang terus menerus terhadap kondisi jembatan harus menjadi bagian yang tak terpisahkan dalam sistem manajemen jembatan (Dedy H dkk, 2009). Pemeriksaan terhadap kondisi jembatan dimaksudkan untuk sedini mungkin mengidentifikasi kerusakan-kerusakan yang terjadi sehingga penanganan yang efektif dan efisien dapat dilakukan sesuai dengan kondisi kerusakan yang terjadi. Dalam pemeriksaan jembatan difokuskan pada bagian pilar yang telah mengalami kerusakan (miring). Dengan analisa hidrologi, analisa pembebanan, analisa keamanan struktur,

analisa stabilitas pondasi dan analisa *scouring*, hasil menunjukkan Jembatan Kedaung dalam kondisi kritis dan harus dilakukan penggantian.

Gerusan yang terjadi pada abutmen maupun pilar jembatan adalah gerusan total (*total scour*), yaitu kombinasi antara gerusan lokal (*local scour*) dan gerusan umum (*general scour*) (Jaji A, 2005). Bisa juga kombinasi antara gerusan lokal, gerusan umum dan gerusan terlokalisir (*localized scour*). Gerusan umum yang terjadi sepanjang saluran menyebabkan degradasi dasar oleh energi dari aliran air. Gerusan lokal yang terjadi di sekitar pilar maupun abutmen disebabkan oleh pusaran air (*vortek system*) karena adanya gangguan pola aliran akibat rintangan, sedangkan gerusan terlokalisir terjadi karena penyempitan penampang sungai oleh karena adanya penempatan bangunan hidrolika. Rinald (2002), meneliti tentang proteksi gerusan pada abutmen tipe *semi circular end* (SCE) dengan kondisi *clear water scour*. Proteksi gerusan mempergunakan plat, dengan variasi lebar plat dan variasi sudut plat yang berada di dasar saluran dan kemiringan 120° terhadap vertikal, posisi tersebut mampu mereduksi kedalaman gerusan sebesar 24,75%.

Dalam perencanaan proyek jembatan, pada dasarnya terbagi dalam dua bagian penting. Bagiannya yaitu perencanaan struktur bangunan bawah dan struktur bangunan atas. Struktur bangunan bawah meliputi penyangga bangunan di atasnya dan penyangga beban bangunan sendiri. Sedangkan struktur bangunan atas meliputi struktur-struktur yang berfungsi menerima beban dari muatan yang bekerja di atasnya, muatan tersebut dapat berupa muatan

bergerak maupun muatan tetap. Dalam hal ini yang termasuk dalam bagian struktur bangunan atas adalah trotoir, guardrail, lantai jembatan dan gelagar jembatan dan perletakannya.

Setelah data survei atau data penyelidikan jembatan yang rusak diketahui maka dapat dipakai sebagai data perencanaan rehabilitasi bangunan jembatan yang disesuaikan kondisi di lapangan. Gambar kerja pelaksanaan pada saat dibangun harus lengkap. Lebih baik lagi bila rencana anggaran biaya, dan syarat-syarat teknis administrasi proyek tersebut juga didapatkan.

Konstruksi bangunan bawah berfungsi memikul semua beban yang ada pada struktur bangunan atas dan berat bangunan itu sendiri. Konstruksi bangunan bawah ditumpu oleh pondasi untuk meneruskan beban ke lapisan tanah, oleh karena itu konstruksi bangunan bawah mempunyai peranan yang sangat penting. Konstruksi bawah pada jembatan minimal terdiri dari dua abutmen beserta pondasi yang menumpunya. Apabila bentang cukup lebar maka perlu pilar dan pondasinya untuk memperpendek bentang (panjang gelagar). Struktur pilar maupun abutmen harus didukung pondasi yang kuat.

Fungsi pondasi adalah sebagai tumpuan pangkal jembatan dan pilar agar jembatan tersebut tetap kokoh berdiri dan untuk menyalurkan beban-beban yang ada di atasnya ke tanah dasar, maka pondasi ini perencanaannya harus betul-betul teliti. Ada bermacam-macam jenis pondasi dengan pilihan yang sesuai dengan jenis tanah dan sifat-sifat tanah. Penentuan jenis pondasi perlu didukung data tanah baik berupa hasil sondir maupun boring. Dari data ini dapat diketahui letak

kedalaman tanah keras dan besarnya nilai konus, sehingga kedalaman dasar pondasi, dimensi dan daya dukung dapat diperhitungkan berdasarkan data tanah.

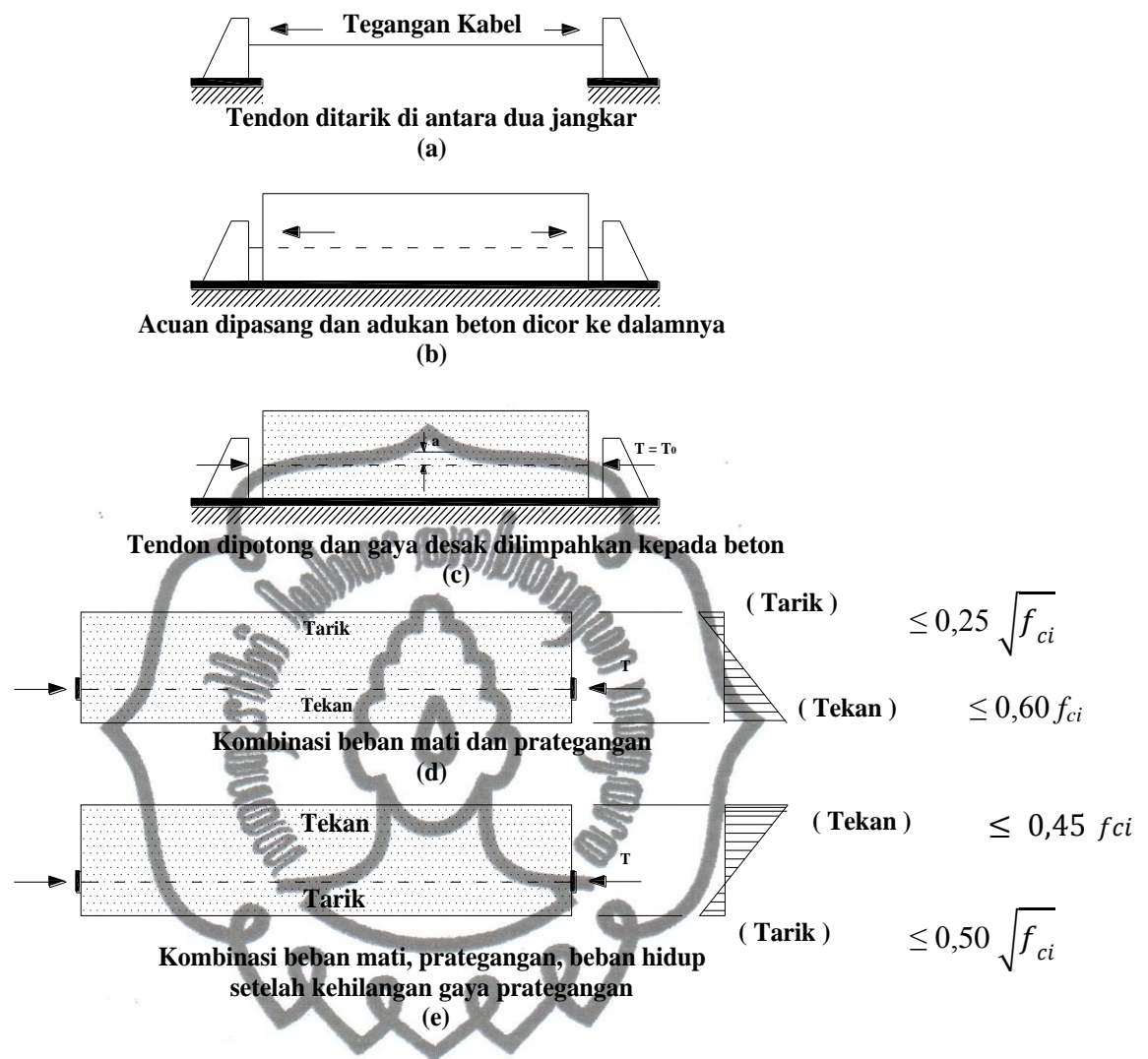
2.2. Landasan Teori

2.2.1. Perhitungan bangunan atas

Struktur bangunan atas merupakan bagian atas suatu jembatan yang berfungsi menopang beban-beban yang ditimbulkan oleh lalu lintas, beban jembatan itu sendiri yang kemudian menyalurkannya ke bangunan bawah. Konstruksi bangunan atas pada jembatan, direncanakan terdiri dari beberapa perencanaan yang akan diuraikan seperti berikut ini.

1) Gelagar Jembatan

Kerusakan gelagar jembatan dapat diamati sebagaimana dalam Panduan Pemeliharaan dan Rehabilitasi Tabel 3-6 tentang Kerusakan Tipikal Gelagar Jembatan Beton Bertulang dan Beton Prategang. Gelagar jembatan berfungsi untuk menahan gaya vertikal dan horisontal dari beban lantai kendaraan, trotoar, dan beban lainnya. Bahan yang dipakai untuk elemen gelagar bisa dari balok beton, baja, rangka batang atau beton prategang. Jadi gelagar direncanakan dengan beton pratekan dengan penampang I. Biasanya tinggi gelagar I dengan lantai jembatan diperhitungkan berupa gelagar komposit dengan plat lantai. Baik gelagar prapenegangan atau pascapenegangan untuk pendekatan perbandingan antara $H : L$ adalah sebesar $1/15 L - 1/16 L$. Dimana H adalah tinggi gelagar komposit dan L adalah bentang sederhana.



Gambar 2.1. Komponen Struktur Prapenarikan

2) Plat Lantai Jembatan

Plat lantai kendaraan direncanakan untuk menahan beban lalu lintas dan beban lapis permukaan yang ada di atasnya (muatan mati, muatan hidup dan muatan khusus). Untuk lapisan permukaan di atasnya digunakan lapisan aspal sehingga memberikan kenyamanan bagi lalu lintas sekaligus berfungsi sebagai lapisan kedap air.

Pekerjaan perkerasan atau jalan lalu lintas dibuat dengan kemiringan tertentu (2%) ke arah kiri dan kanan melintang jembatan, dengan

commit to user

tujuan agar air hujan dapat mengalir ke bagian tepi jembatan kemudian dibuang melalui pipa saluran. Untuk mengetahui kerusakan pada perkerasan jalan kendaraan beton pada jembatan beton dapat dilihat pada Panduan Pemeliharaan dan Rehabilitasi Jembatan.

3) Trotoar dan bangunan pengaman

Trotoar dibangun dengan maksud digunakan bagi pejalan kaki yang akan melewati jembatan, trotoar dibangun pada sisi kiri dan kanan lantai jembatan. Bangunan pengaman dari jembatan meliputi bangunan parapet, guardrail, kerb pada median, marka jalan serta lampu penerangan. Bangunan pengaman tersebut dibangun dengan tujuan untuk meningkatkan faktor keamanan dan kenyamanan pengguna jembatan serta memperkecil angka kecelakaan.

Trotoar dibuat khusus untuk pejalan kaki, untuk melewati jembatan tanpa terganggu/mengganggu arus lalu lintas. Lebar trotoar ada di tepi jalur kendaraan, dengan tebal 30 cm agar trotoar lebih tinggi dari lantai kendaraan, dengan maksud agar roda kendaraan yang melewati jembatan tidak naik ke lantai trotoar sehingga memberikan rasa aman bagi pejalan kaki.

2.2.2 Rencana muatan

Dalam perencanaan suatu struktur jembatan seperti jembatan diperlukan perhitungan yang cukup kompleks. Perhitungan dibuat dengan mengambil berbagai asumsi pembebanan akibat dari pengaruh-pengaruh luar yang bekerja pada struktur jembatan, baik muatan primer, muatan sekunder ataupun muatan-muatan khusus. Adapun muatan-muatan yang

ditinjau pada struktur jembatan akan dipaparkan lebih lanjut.

2.2.2.1 Muatan primer

Muatan primer adalah muatan utama, dalam perhitungan tegangan untuk setiap perencanaan jembatan. Yang termasuk muatan primer yaitu :

1) Muatan Mati (berat sendiri) atau muatan permanen

Adalah berat semua bagian dari suatu struktur yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari struktur itu. Beban mati (*dead load*) sesuai dengan Standar pembebanan (BMS 1992) adalah sebagai berikut :

- a. Berat beton : $2,50 \text{ t/m}^3$
- b. Berat aspal : $2,20 \text{ t/m}^3$
- c. Berat tanah : $1,80 \text{ t/m}^3$
- d. Berat baja : $7,85 \text{ t/m}^3$
- e. Berat air hujan : $1,00 \text{ t/m}^3$

2) Muatan hidup

Muatan hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penggunaan suatu jembatan, di dalamnya termasuk muatan-muatan pada lantai kendaraan sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan plat tersebut. Muatan hidup di atas lantai kendaraan yang harus ditinjau dinyatakan dalam dua macam beban, yaitu :

- a. Muatan untuk menghitung kekuatan lantai jembatan.

Muatan lantai disebut beban "T". Muatan ini disebabkan oleh beban kendaraan truk yang mempunyai tekanan gandar 20 ton (tekanan roda 10 ton).



atau rusuk diperhitungkan 0,6 kali muatan trotoar itu. Kerb harus kuat menahan gaya horisontal ke arah melintang jembatan sebesar 500 kg/m^2 pada puncaknya. Kalau tinggi kerb melebihi 0,25 m maka gaya tersebut bekerja setinggi 0,25 m dari lantai jembatan.

d. Tiang sandaran harus kuat menahan muatan horisontal, 100 kg/cm^2 yang bekerja setinggi 0,9 m di atas lantai jembatan atau lantai trotoar.

e. Muatan kejut

Perhitungan pengaruh-pengaruh getaran-getaran dan pengaruh-pengaruh dinamis lainnya, tegangan-tegangan akibat muatan "D" harus dilakukan dengan koefisien kejut.

Koefisien kejut itu ditentukan dengan rumus :

$$K' = 1 + \frac{20}{50 + L} \quad (2.1)$$

Dengan :

K' = Koefisien kejut

L = panjang (m)

2.2.2.2. Muatan Sekunder

Muatan sekunder adalah muatan pada jembatan yang merupakan muatan sementara yang selalu bekerja.

1. Muatan angin sebesar 100 kg/m^2

Luas bidang yang diperhitungkan terkena angin adalah satu setengah kali luas satu sisi jembatan (sisi jembatan yang langsung berhadapan dengan datangnya angin diperhitungkan menerima tekanan angin penuh dan sisi yang lain menerima setengahnya).

Luas satu sisi jembatan yang diperhitungkan untuk menerima tekanan angin adalah

- a. 100% untuk jembatan berdinding penuh
- b. 30% untuk jembatan rangka, jembatan yang memerlukan perhitungan pengaruh angin yang teliti harus diadakan perhitungan khusus.

2. Gaya akibat perubahan suhu

Peninjauan khusus harus diadakan terhadap timbulnya tegangan-tegangan karena gerakan-gerakan akibat perbedaan suhu dapat diperhitungkan dengan mengambil perbedaan suhu untuk :

- a. Bangunan baja sebesar 15°
- b. Bangunan beton sebesar 10°

3. Gaya akibat rangkai dan susut

Besarnya pengaruh rangkai dari susut pada bahan beton dan bahan baja terhadap konstruksi dapat dianggap senilai dengan gaya yang timbul sebagai akibat dari turunnya suhu sebanyak 15° .

4. Gaya rem dan traksi

Gaya-gaya ini bekerja ke arah memanjang sejajar dengan sumbu jembatan untuk kedua arah lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan pengaruh gaya rem sebesar 5% dari muatan "D" tanpa dikalikan koefisien kejutan yang memenuhi semua semua jalur lalu lintas yang ada dalam satu jurusan. Gaya rem itu dianggap bekerja senilai 1,20 m di atas permukaan lantai jembatan.

5. Gaya akibat gesekan pada tumpuan bergerak

Jembatan harus pula ditinjau terhadap gaya yang timbul akibat gesekan pada tumpuan bergerak yang terjadi karena adanya pemuaian dan penyusutan dari jembatan akibat perbedaan suhu atau akibat-akibat lain. Gaya gesekan yang timbul hanya ditinjau akibat muatan mati saja.

$$G_g = R \times F_t \quad (2.2)$$

Dengan:

G_g = Gaya gesekan pada tumpuan (ton)
 R = Reaksi akibat tumpuan (ton)
 F_t = Koefisien gesek antara gelagar dan tumpuan

Nilai F_t untuk rol baja:

- a. Untuk 1– 2 rol = 0,01
- b. Untuk 3 ke atas = 0,05

Nilai F_t untuk tumpuan gesek :

- a. Baja dengan campuran baja kerena = 0,15
- b. Baja dengan baja besi Luang = 0,05
- c. Karet dengan baja = 0,15-0,18

2.2.2.3 Muatan Khusus

Muatan khusus adalah muatan yang diperhitungkan khusus untuk perhitungan tegangan pada perencanaan jembatan.

Muatan khusus terdiri dari :

- a. Gaya-gaya akibat gempa bumi

Pengaruh gempa bumi diperhitungkan senilai dengan pengaruh suatu gaya horizontal yang bekerja di titik berat konstruksi atau bagian konstruksi yang

ditinjau ke arah yang paling berbahaya.

Besarnya gaya horizontal ini adalah :

$$K = E \times G \quad (2.3)$$

Dengan :

K = Gaya horizontal (Ton)

E = Koefisien gempa bumi (wilayah Magelang = 0,15)

G = Muatan permanen dari konstruksi (Ton)

b. Gaya sentrifugal

Gaya sentrifugal yang terdapat pada tikungan dianggap bekerja tinggi 1,20 m di atas lantai jembatan. Besarnya dinyatakan dalam persen terhadap muatan "D" yang dianggap ada di semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan koefisien kejut.

Besarnya prosentase itu adalah :

$$S = 57 \times \frac{V^2}{R'} \quad (2.4)$$

Dengan:

S = Gaya sentrifugal dalam prosentase terhadap muatan "D", tanpa dikalikan dengan angka lkejut

V = Kecepatan rencana (km/jam)

R' = Jari-jari tikungan (m)

c. Gaya Tumbukan

Gaya ini terjadi karena tumbukan roda kendaraan pada tembok pilar jembatan dan dipilih yang paling menentukan di antara dua gaya tumbukan horizontal, yaitu :

- 1) Searah dengan lalu lintas sebesar 100 ton.
- 2) Tegak lurus pada arah lalu lintas sebesar 50 ton.

commit to user

d. Gaya oleh aliran air dan benda hanyutan

Semua tembok pilar dan bagian dari bangunan yang mengalami gaya aliran air harus kuat menahan tegangan yang diakibatkan gaya itu. Tekanan aliran air pada suatu pilar dapat ditentukan sebesar :

$$P = k.v^2 \quad (2.5)$$

Dengan :

P = Tekanan aliran air (ton/m)

v = Kecepatan aliran (m/dt)

k = Koefisien yang besarnya tergantung pada bentuk pilar sebagai berikut :

Tabel 2.1 Koefisien Bentuk Pilar

Bentuk	k
Persegi	0,075
Bulat	0,035
Bersudut 30°	0,025

Tegangan akibat hanyutan kayu-kayuan, batu-batuan ditentukan berdasarkan hasil penelitian setempat.

e. Gaya tekanan tanah

Bangunan jembatan yang menahan tanah, harus direncanakan dapat menahan tanah sesuai dengan rumus-rumus yang ada. Bila lalu lintas jalan raya dapat mendekati ujung atas bangunan penahan tanah sampai suatu jarak horizontal sebesar setengah dari tingginya, maka muatan lalu lintas tersebut diperhitungkan senilai dengan muatan tanah setinggi 0,60 m.

2.2.3. Kombinasi Muatan

Bangunan jembatan beserta bagian-bagiannya harus ditinjau terhadap kombinasi akibat beberapa atau gaya yang mungkin bekerja. Sesuai dengan sifat-sifat serta kemungkinan dari muatan atau gaya setiap kombinasi,

tegangan yang digunakan dalam pemeriksaan kekuatan konstruksi yang bersangkutan dinaikkan terhadap tegangan yang diijinkan. Tegangan yang digunakan, yang dinyatakan dalam prosen terhadap tegangan yang diijinkan untuk beberapa kombinasi muatan, adalah sebagai berikut :

Tabel 2.2. Kombinasi Pembebanan dan Gaya

Kombinasi Muatan/Gaya	% tegangan yang diijinkan
	kombinasi beban
I : $M + H + KTa + AH$	100%
II : $M + Ta + AH + F + A SR + T$	125%
III : Kombinasi (I) + $R + F + A^* + SR + T$	140%
IV : $M + Ta + AH + Gb$	150%
V : $M + P''$	130%

Dengan:

- M = Muatan mati
- H = Muatan hidup
- K' = Kejut
- Ta = Tekanan tanah
- A* = Muatan angin
- R* = Gaya rem traksi
- SR = Susut dan rangkak
- T = Suhu
- F = Tekanan geser dan tumpuan bergerak
- AH = Aliran arus dan hanyutan
- Gp = Gempa bumi
- P'' = Gaya-gaya pada waktu pelaksanaan

2.2.4. Perencanaan Jalan Pendekat

Jalan pendekat atau oprit adalah jalan penghubung antara jalan raya dengan jembatan. Jalan pendekat direncanakan berdasarkan Standar Perencanaan Geometrik Jalan Raya No. 13 tahun 1970 dan Pedoman Penentuan Perkerasan Lentur Jalan Raya No. 01/PD/B/1983.

Tebal perkerasan ditentukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan lintas harian rata-rata (LHR) setiap jenis kendaraan yang telah ditentukan pada, awal umur rencana untuk kedua arah.
2. Menentukan lintas ekuivalen permulaan (LEP) dihitung dengan rumus:

$$LEP = \sum_{m \text{ penumpang}}^{Triler} LHR \times C \times E$$

3. Menentukan lintas ekuivalen akhir (LEA) dihitung dengan rumus:

$$LEA = \sum_{m \text{ penumpang}}^{Triler} LHR \times (1 + i)^{ur} \times C \times E$$

4. Menentukan lintas ekuivalen tengah (LET) dihitung dengan

$$LET = \frac{LEP + LEA}{2}$$

5. Menentukan lintas ekuivalen rencana (LER) dihitung dengan

$$LER = \frac{ur}{10} \times LET$$

6. Menetapkan tebal perkerasan:

$$ITP = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

Dengan :

- a_1, a_2 dan a_3 = koefisien relatif bahan-bahan perkerasan
 D_1, D_2 , dan D_3 = tebal masing-masing lapis perkerasan (cm)

2.2.5. Perencanaan Struktur Bangunan Bawah

Perencanaan struktur merupakan salah satu perencanaan yang memerlukan perhatian khusus karena menyangkut keamanan dari struktur bangunan. Oleh karena itu dalam perencanaan dimensi selalu memperhatikan beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut. Sehingga bangunan yang telah jadi akan berfungsi sesuai dengan yang diharapkan dalam jangka waktu yang telah direncanakan.

Struktur bangunan bawah berfungsi untuk menerima atau memikul beban-beban yang diberikan bangunan atas dan lalu lintas disalurkan ke pondasi. Bangunan bawah meliputi pondasi, abutmen (pangkal jembatan), dan pilar jembatan. Pondasi adalah bagian dari bangunan konstruksi yang berfungsi meneruskan beban-beban di atasnya ke tanah keras, dalam perencanaan pondasi dapat digunakan beberapa macam tipe. Pemilihan macam pondasi didasarkan beberapa hal antara lain :

- 1) Fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul pondasi
- 2) Muatan yang bekerja di atasnya baik yang berupa bangunan itu sendiri maupun muatan luar yang bekerja pada bangunan tersebut
- 3) Kondisi tanah dimana pondasi itu didirikan
- 4) Biaya pembuatan pondasi dibandingkan biaya pembuatan bangunan atas

Untuk jenis pondasi *bore pile* hanya dapat dibuat pada kondisi lapisan tanah lunak yang berada pada kedalaman > dari -10 m di bawah permukaan tanah atau dengan kata lain apabila daya dukung dari N_{spt} sudah mendekati, sama dengan bahkan > 60 *blows/feet*. Adapun rumus perhitungan untuk pondasi *bore pile* dari Meyerhoff adalah sebagai berikut :

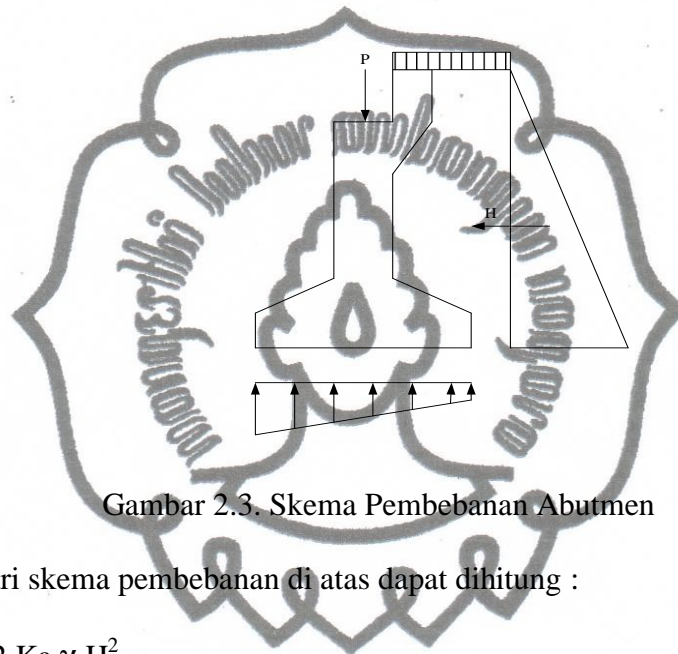
$$Q = \frac{40}{3} N_p \cdot A_p + \frac{A_s}{15} \cdot A_s \cdot \text{Ton} \quad (2.6)$$

Dengan :

- Q = Daya dukung ijin satu tiang (ton)
 N_p = Nilai N_{spt} pada point
 N_s = Nilai N_{spt} pada selimut
 A_p = Luas tampang *point bearing* (m^2)
 A_s = Luas selimut pipa baja/beton (m^2)
 F_k = Faktor keamanan (=3)

2.2.6. Perencanaan Abutmen

Abutmen atau kepala jembatan merupakan bangunan yang berfungsi untuk mendukung bangunan atas dan juga sebagai menahan gaya horizontal akibat tekanan tanah badan jalan pendekat (*oprit*).



Gambar 2.3. Skema Pembebanan Abutmen

Dari skema pembebanan di atas dapat dihitung :

$$P = 1/2 K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.7)$$

Dengan:

- K_a = Koefisien tanah aktif
 γ = Berat jenis tanah badan oprit (ton/m^3)
 H' = Tinggi tanah di belakang abutmen (m)

Maka kestabilan konstruksi abutmen harus dapat menahan :

- 1) Momen guling akibat tekanan tanah yang ditinjau pada titik guling A.
- 2) Badan abutmen, tidak patah karena tekanan tanah. Dan tidak hancur karena beban vertikal P_v .
- 3) Abutmen tidak menggeser karena tekanan tanah P .

2.2.7. Perencanaan Pilar

Pilar merupakan salah satu bagian dari bangunan bawah yang mempunyai fungsi untuk memikul beban-beban pada bangunan atas dan berat sendiri, untuk diteruskan ke pondasi. Selanjutnya beban tersebut oleh pondasi disalurkan ke tanah. Beban-beban yang diperhitungkan untuk perencanaan pilar adalah seperti-beban untuk perencanaan bangunan atas. Bedanya hanya pada berat sendiri pilar yang diikutkan pada perencanaannya.

Pilar dari suatu jembatan dibuat apabila sungai atau lembah cukup lebar. Hal ini dimaksudkan agar gelagar jembatan dapat cukup kaku dengan bentang tertentu, dimensi dan kekuatan bahan yang memadai.

2.2.8. Perencanaan Plat Injak

Plat injak ini dimaksudkan untuk menahan gaya kejut akibat roda kendaraan yang akan masuk dan akan meninggalkan jembatan, agar gaya tersebut tidak mengurangi kestabilan abutmen. Juga dimaksudkan untuk menahan lapis perkerasan pada tepi abutmen agar tidak terjadi penurunan tanah akibat pemadatan yang tidak sempurna karena sulitnya proses pemadatan pada tepi abutmen. Beban yang bekerja pada abutmen adalah:

1). Beban titik p = 12 ton

2). Beban merata q = 2 ton/m²

2.2.9. Perencanaan Pondasi Sumuran dan Tebal Dinding Sumuran

Pondasi menyalurkan beban-beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan. Menurut *Bridge Design Manual*

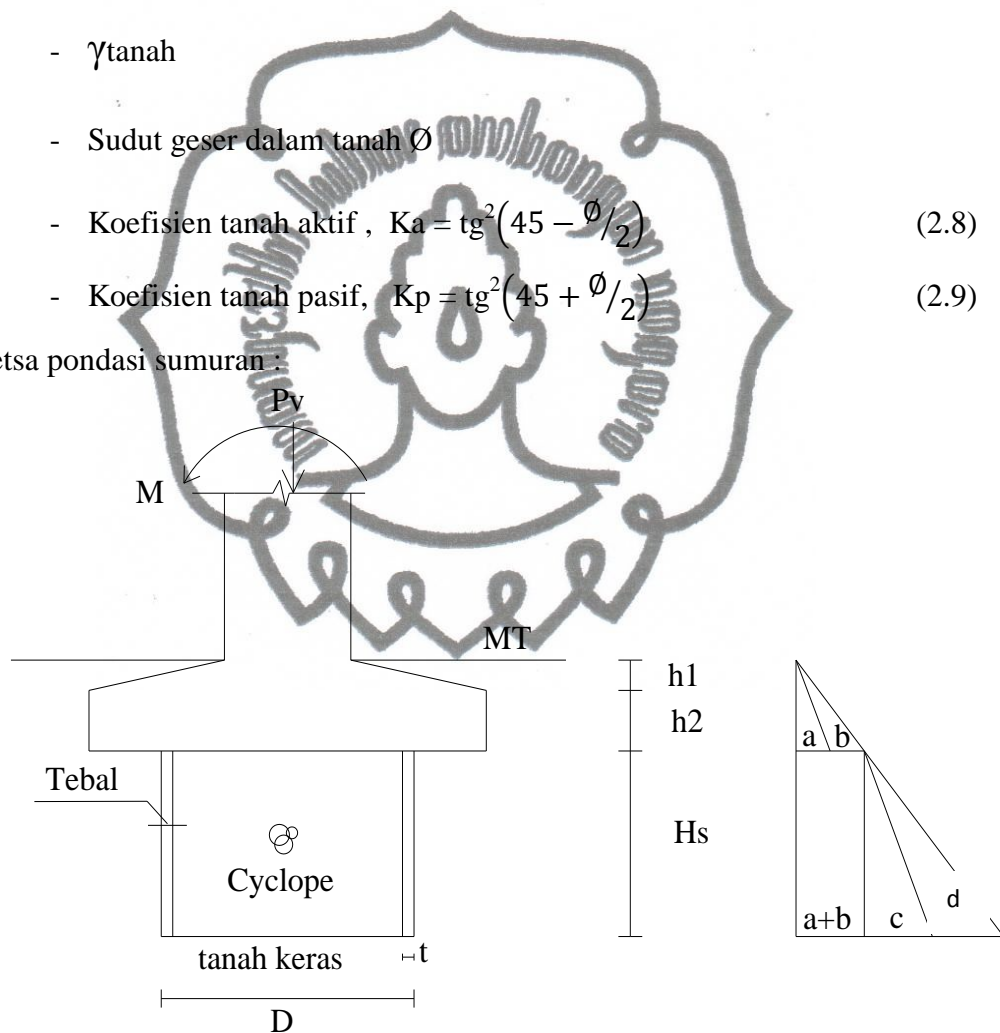
pondasi sumuran (*caisson*) biasanya dibuat dengan diameter nominal minimal 300 cm, dengan kedalaman sumuran optimum 7 sampai 9 m. Untuk menentukan dimensi pondasi sumuran diperlukan data tanah.

Perhitungan Tebal Dinding Sumuran

Untuk menentukan dinding sumuran diperlukan data :

- γ_{tanah}
- Sudut geser dalam tanah ϕ
- Koefisien tanah aktif, $K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ (2.8)
- Koefisien tanah pasif, $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ (2.9)

Sketsa pondasi sumuran :



Gambar 2.4. Sketsa Pondasi Sumuran dan Tekanan Tanah

$$a = \gamma(h_1 + h_2) \quad (2.10)$$

$$b = (h_1 + h_2) K_a \cdot \gamma' \quad (2.11)$$

$$c = \gamma_{\text{air}} \cdot H_s$$

commit to user

$$d = \gamma_{air}.Hs.Ka$$

Tekanan diperhitungkan pada tulangan sebelah,

$$P = (a+b)Hs + \frac{1}{2}.\gamma.tg^2.Ka. + \frac{1}{2}.\gamma_{air}.Hs^2 \quad (2.12)$$

$$P . D = 2T$$

$$T = \frac{P.D}{2} \quad (2.13)$$

$$ab + (n-1)A' = \frac{T}{\sigma' . bs . fc}$$

$$ab = \frac{T}{\sigma' . f1(n-1)A'} \quad A' = 0,25\% Ab$$

$$t = \frac{Ab}{100} \quad (2.14)$$

Menentukan tebal dinding, $t \geq \frac{Ab}{100}$ (2.15)

$$A' = 0,25\% AB \quad (2.16)$$

Menentukan tulangan yang diperlukan dengan mengecek tegangan yang terjadi :

$$\text{Momen} = \frac{1}{4} \pi . D^2 \quad (2.17)$$

$$e = \frac{M}{V} \quad (2.18)$$

$$\sigma_{ext} = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{6} \right) \quad (2.19)$$

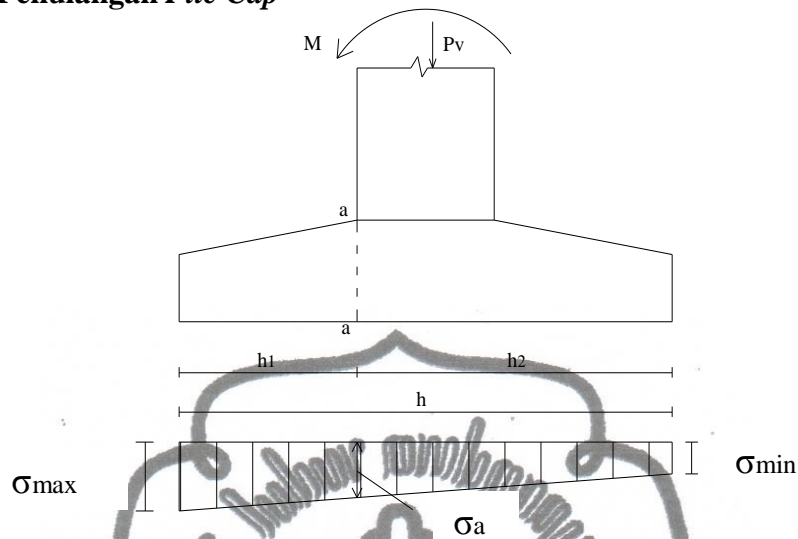
Cek penggulingan :

$$n = \frac{Mv}{H} \quad (2.20)$$

Cek penggerusan :

$$n = \frac{V.tg \emptyset}{H} \quad (2.21)$$

2.2.10. Penulangan *Pile Cap*



Gambar 2.5. Diagram Tegangan Pada *Pile Cap*

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{W} \quad (2.22)$$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{W} \quad (2.23)$$

$$\sigma_{min} = \frac{P}{A} - \frac{M}{W} \quad (2.24)$$

$$\sigma_{a-a} = \sigma_{min} + \frac{\sigma}{h_2} (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \quad (2.25)$$

$$M_{a-a} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{min} \cdot h_1^2 + \left(\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \right) \cdot h_1 \cdot \frac{2h_1}{3} \quad (2.26)$$

Tebal plat : h (mm)

Tebal penutup beton : d (mm)

Mutu beton : f'_c

Selanjutnya mengikuti *flow chart* penulangan plat beton bertulang dengan menentukan diameter tulangan dan gambar penulangan.

2.2.11. Perencanaan Saluran Drainase

Untuk mencari ukuran saluran drainase, diambil daerah yang akan didrain, yaitu sepanjang jalan pendekat dan lebar perkerasan ditambah lebar bahu

jalan pendekat. Saluran drainase direncanakan berupa saluran terbuka berbentuk trapesium.

Debit rencana saluran drainase ditentukan berdasarkan rumus:

$$Q_{\text{mak}} = A \times \alpha_{\text{total}} \times \beta \times q_{=t} \quad (2.27)$$

Dengan:

Q_{mak} = Debit maksimum air hujan yang didrain (L/det)
 A = Luas daerah yang didrain (km^2)
 α_{total} = Angka aliran total (%)
 β = Angka penyebaran hujan
 $q_{=t}$ = Intensitas hujan dengan $t = T$

Tampang saluran ditentukan dengan bentuk trapezium dengan luas penampang basah :

$$F = \frac{Q_{\text{mak}}}{V} \quad (2.28)$$

Dengan :

F' = Luas penampang basah trapezium (m^2)
 Q_{mak} = Debit maksimum air hujan yang didrain (L/det)
 V = Kecepatan air (m/det)

2.2.12. Bangunan Pelengkap

Bangunan pelengkap pada jembatan adalah bangunan yang merupakan pelengkap dari konstruksi jembatan yang fungsinya untuk pengamanan struktur jembatan secara keseluruhan dan keamanan terhadap pemakai jalan. Bangunan pelengkap ada beberapa macam, antara lain:

- 1) Sandaran (*Railing*), berfungsi sebagai pagar pengamanan bagi para pengguna
- 2) Jasa jalan, selain itu juga berfungsi sebagai nilai estetika
- 3) Lampu jembatan (*Flashing Lamp*) berfungsi untuk menerangi jalan

commit to user

- 4) *Retaining Wall* berfungsi untuk mencegah agar timbunan tanah sepanjang jalan pendekat dan pangkal jembatan tidak longsor

2.2.13. Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dimulai dari perhitungan hujan rata-rata kawasan yang merupakan harga rata-rata curah hujan dari beberapa stasiun pengukur hujan yang berada di dalam dan atau di sekitar daerah studi. Cara yang biasa digunakan untuk menghitung hujan rata-rata kawasan ada 3 macam, yaitu: 1) Rata-rata Aljabar, 2) Poligon Thiessen, dan 3) Isohyet.

1. Cara aljabar adalah metode yang paling sederhana untuk menghitung hujan rerata pada suatu daerah, akan tetapi metode ini memberikan hasil yang tidak teliti. Hal ini dikarenakan setiap stasiun dianggap mempunyai bobot sama. Hal ini hanya dapat digunakan apabila hujan yang terjadi dalam DAS homogen. Keadaan hujan di Indonesia pada umumnya sangat bersifat setempat, dengan variasi ruang yang sangat besar.
2. Poligon Thiessen, adalah cara yang memberikan bobot tertentu untuk setiap stasiun hujan, dengan pengertian bahwa setiap stasiun dianggap mewakili hujan dalam suatu daerah dengan luas tertentu, dan luas tersebut merupakan faktor koreksi bagi hujan di stasiun yang bersangkutan. Luas dari masing-masing daerah diperoleh dengan cara :
 - a. Semua stasiun yang terdapat di dalam atau di luar DAS dihubungkan dengan garis, sehingga terbentuk jaringan segitiga-segitiga.
 - b. Pada masing-masing segitiga ditarik garis sumbunya, dan semua garis sumbu tersebut membentuk poligon.

- c. Luas daerah yang hujannya dianggap diwakili oleh salah satu stasiun yang bersangkutan adalah daerah yang dibatasi oleh garis poligon
 - d. Luas relatif daerah ini dengan luas DAS merupakan faktor koreksinya.
3. Cara Isohyet, adalah menghubungkan garis antara tempat-tempat yang mempunyai kedalaman hujan sama pada saat bersamaan. Pada dasarnya cara hitungan sama dengan yang digunakan dalam cara poligon Thiessen, kecuali dalam penerapan faktor koreksinya. Faktor koreksi dihitung sebagai luas relatif bagian DAS yang dibatasi oleh Isohyet terhadap luas DAS. Kesulitan yang dijumpai adalah dalam setiap kali harus menggambar garis Isohyet, dan masuknya unsur subyektifitas dalam penggambaran Isohyet. Dari uraian ketiga metode tersebut dan dalam praktek, maka cara kedua (dengan poligon Thiessen) adalah cara yang terbaik dan paling banyak digunakan dalam analisis (Sri Harto, 1983).

Perhitungan hujan rata-rata kawasan dengan metode Poligon Tiessen adalah sebagai berikut persamaan (2.10).

$$P^* = \frac{P_1 A_1 + P_2 A_2 + \dots + P_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.29)$$

Dengan:

- P^* = tinggi curah hujan rata-rata kawasan (mm)
 P_1, P_2, P_n = curah hujan yang tercatat di pos penakar hujan 1, 2, ..., n (mm)
 A_1, A_2, A_n = luas areal poligon 1, 2, ..., n (km²)
 n = banyaknya pos penakar hujan

Ada beberapa cara analisis untuk memperoleh besaran debit banjir. Cara analisis ini dapat dikelompokkan menjadi tiga golongan penting : 1) Cara empirik; 2) Cara statistik; dan 3) Analisa dengan model (Gupta, 1967). Tiga cara tersebut

secara statistik dianggap paling baik, karena mendasarkan analisis pada data yang terukur di sungai, tetapi sudah barang tentu sangat tergantung pada kualitas data yang tersedia (Sri Harto, 1993). Dengan kualitas data yang tidak baik tidak dapat diharapkan hasil analisis yang baik. Oleh karena itu, dalam penelitian ini dipilih cara statistik yang akan dipakai dalam perhitungan debit banjir rencana.

2.2.14. Uji Data

Data curah hujan sebelum dipakai dalam analisis harus diuji terlebih dahulu. Hujan merupakan masukan penting dalam analisis, sehingga apabila kesalahan yang terbawa dalam data hujan terlalu besar maka hasil analisisnya pantas untuk diragukan (Sri Harto, 2000). Ada beberapa hal penting terkait dengan uji data hujan ini, diantaranya yaitu kelengkapan data dan kepanggaan (konsistensi) data.

2.2.15. Kelengkapan Data

Seringkali terjadi bahwa data hujan pada suatu stasiun curah hujan tidak ada atau kosong. Untuk melengkapi data yang kosong sering dicoba dengan cara ekstrapolasi. Oleh sebab itu disarankan untuk tidak melakukan pengisian data yang hilang tersebut.

2.2.16. Kepanggaan

Satu seri data hujan untuk stasiun tertentu, dimungkinkan sifatnya tidak pangkah (Sri Harto, 2000). Data semacam ini tidak dapat langsung digunakan. Ada banyak cara yang ditemukan untuk melakukan uji kepanggaan, dan berikut akan dijelaskan beberapa diantaranya, seperti:

1. Von Neumann Ratio

Cara 'klasik' yang digunakan dalam pengujian adalah cara *Von Neumann*

Ratio yang menyajikan persamaan berikut:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (Y_i - Y_{i+1})^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (2.30)$$

Dengan :

Y_i = data hujan ke i
 \bar{Y} = rata-rata nilai Y_i

Apabila nilai $N = 2$ maka data tersebut disimpulkan pangkah, sedangkan apabila $N < 2$ maka data tersebut tidak pangkah.

2. *Rescaled Adjusted Partial Sums (RAPS)*

Cara *Rescaled Adjusted Partial Sums* membandingkan hasil uji statistik dengan $QRAPS/\sqrt{n}$. Bila yang didapat lebih kecil dari nilai kritik untuk tahun dan *confidence level* yang sesuai, maka data dinyatakan pangkah.

Persamaan-persamaan yang digunakan :

$$S_k^* = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}), \text{ dengan } k = 1, 2, 3, \dots, n \quad (2.31)$$

$$SK^{**} = \frac{S_k^*}{Sd}, \text{ dengan } k = 0, 1, 2, 3, \dots, n \quad (2.32)$$

$$Sd^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(Y_i - \bar{Y})^2}{n'} \quad (2.33)$$

Dengan:

Y_i = data hujan ke i (mm)
 \bar{Y} = data hujan rata-rata -i (mm)
 Sd = deviasi standar
 n' = jumlah data

commit to user

Statistik yang dapat digunakan untuk uji kepanggahan adalah:

$$Q_{RAPS} = \max |S_k^{**}|, 0 \leq k \leq n' \quad (2.34)$$

Atau nilai antara:

$$Q_{RAPS} = \max S_k^{**} - \min S_k^{**}, \text{ dengan } 0 \leq k \leq n' \quad (2.35)$$

Nilai kritik Q_{RAPS} dan R_{RAPS} setiap *Confidence Interval (CI)* pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3. Nilai kritik Q_{RAPS} dan R_{RAPS}

n	Q/\sqrt{n}			R/\sqrt{n}		
	C.I=90%	C.I=95%	C.I=99%	C.I=90%	C.I=95%	C.I=99%
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.10	1.22	1.42	1.34	1.43	1.60
30	1.12	1.24	1.46	1.40	1.50	1.70
40	1.13	1.26	1.50	1.42	1.53	1.74
50	1.14	1.27	1.52	1.44	1.55	1.78
100	1.17	1.29	1.55	1.50	1.62	1.86
∞	1.22	1.36	1.63	1.62	1.75	2.00

Sumber: Sri Harto(1993)

2.2.17. Analisis Statistik

Analisis statistik yang diperlukan dalam hidrologi khususnya dalam menentukan hujan rencana adalah analisis distribusi frekuensi dimana setiap distribusi frekuensi memiliki sifat-sifat khas. Dalam ilmu statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data yang meliputi rata-rata, simpangan baku, koefisien variasi, dan koefisien *skewness* kecondongan atau kemencengan (Suripin, 2003).

Menambahkan satu parameter lagi yaitu koefisien kurtosis (Bambang Triatmojo (2008). Selanjutnya bentuk parameter-parameter statistik yang berkaitan dengan analisis data tersebut adalah :

commit to user

1. Rata-rata (*Mean, X*)

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (2.36)$$

Dengan :

\bar{X} = nilai rata-rata
 X_i = nilai varian ke i
 n' = jumlah data

2. Simpangan Baku (*Standard Deviation, S*)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n' - 1}} \quad (2.37)$$

Dengan :

S = simpangan baku
 \bar{X} = nilai rata-rata
 X_i = nilai varian ke-i
 n' = jumlah data

3. Koefisien Kemencengan (*Coefficient of Skewness, Cs*)

$$Cs = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{Sd^3} \quad (2.38)$$

Dengan:

Cs = koefisien skewness
 \bar{X} = nilai rata-rata
 X_i = nilai varian ke-i
 n' = jumlah data
 Sd = simpangan baku

4. Koefisien Kurtosis (*Coefficient of Kurtosis, Ck*)

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3) Sd^4} \quad (2.39)$$

Dengan:

Ck = koefisien kurtosis
 \bar{X} = nilai rata-rata

commit to user

X_i = nilai varian ke- i
 n' = jumlah data
 Sd = simpangan baku

5. Koefisien Variasi (*Coefficient of Variation, Cv*)

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \quad (2.40)$$

Dengan:

Cv = koefisien variasi
 Sd = simpangan baku
 \bar{X} = nilai rata-rata

Dari hasil perhitungan parameter-parameter statistik, kemudian dipilih probabilitas distribusi data hujan yang cocok dengan persyaratan salah satu jenis distribusi yang sering dipakai (Normal, Log Normal, Gumbel dan Log Pearson III). Untuk perhitungan distribusi frekuensi hujan rencana dapat menggunakan salah satu diantara empat jenis distribusi yang banyak digunakan dalam bidang hidrologi (Suripin, 2003), antara lain:

a. Distribusi Normal

Persamaan yang digunakan adalah :

$$P(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{-1}{2}t^2} \quad (2.41)$$

$$t = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (2.42)$$

Dengan:

$P(t)$ = fungsi densitas peluang normal (ordinat kurva normal)
 π = 3.14156
 e = 2.71828
 X = variabel acak kontinu
 μ = rata-rata nilai X
 σ = simpangan baku dari nilai X

b. Distribusi Log Normal

Persamaan yang digunakan dapat dinyatakan sebagai model matematik sebagai berikut:

$$Y = \log X \quad (2.43)$$

$$Y = \bar{Y} + K \cdot Sd \quad (2.44)$$

$$K = \frac{Y - \bar{Y}}{Sd} \quad (2.45)$$

Dengan:

- Y = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T tahunan
 \bar{Y} = nilai rata-rata hitung variat
 Sd = simpangan baku nilai variat
 K = faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang

c. Distribusi Log Pearson III

Langkah-langkah penggunaan distribusi Log Pearson Type III :

1. Mengubah data hujan ke dalam bentuk logaritmis, $X = \log X$ (2.46)

2. Menghitung harga rata-rata :

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log} X_i}{n} \quad (2.47)$$

3. Menghitung harga simpangan baku

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log} X_i - \text{Log } \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.48)$$

d. Menghitung koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \text{Log } \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \quad (2.49)$$

e. Mengitung logaritma hujan atau banjir dengan periode ulang T dengan rumus

$$: \log X_T = \log \bar{X} + K \cdot Sd \quad (2.50)$$

commit to user

Dengan :

$\overline{Log \bar{X}}$ = nilai rata-rata
 $\overline{Log Xi}$ = nilai varian ke-i
 n' = banyaknya data
 Sd = standar deviasi
 Cs = koefisien skewness
 K = variabel standar

f. Distribusi Gumbel

Persamaan yang digunakan adalah:

$$X = \bar{X} + K.Sd \quad (2.51)$$

Dengan :

\bar{X} = harga rata-rata sampel
 Sd = simpangan baku sampel

Faktor probabilitas K untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \quad (2.52)$$

Dengan:

Y_n = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel/data n ,
 S_n = *reduced standard deviation* yang juga tergantung pada jumlah sampel/data (n),
 Y_{Tr} = *reduced variate* yang dapat dihitung dengan persamaan berikut:
 $Y_{Tr} = -\ln$

(2.53)

Menurut Bambang Triatmojo (2008), dari keempat jenis distribusi tersebut mempunyai sifat khas masing-masing. Untuk memilih salah satu dari keempat jenis distribusi, pendekatan praktis disajikan pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4. Parameter Statistik untuk Menentukan Jenis Distribusi

Distribusi Frekuensi	Persyaratan
Normal	$(\bar{x} \pm S) = 68,27 \%$ $(\bar{x} \pm 2S) = 95,44 \%$ $C_s \approx 0$ $C_k \approx 0$
Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3 C_v$ $C_k = C_v^8 + 6 C_v^6 + 15 C_v^4 + 16 C_v^2 + 3$
Log Pearson Tipe III	Bebas
Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,40$

Sumber : Bambang Triatmodjo (2008)

2.2.18. Analisis Hujan Jam-Jaman

Intensitas hujan dari hujan harian, dapat dihitung dengan Rumus Mononobe (Lily Montarcih, 2009) sebagai berikut:

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left[\frac{t}{T} \right]^{2/3} \quad (2.54)$$

Dengan :

R_t = Intensitas hujan rerata dalam T jam

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 1 hari (mm)

t' = durasi hujan (jam), untuk Indonesia antara 5 – 7 jam

T = jam ke 1 s/d jam ke 5-7

Setelah didapatkan sebaran hujan jam-jaman tersebut, kemudian dihitung rasio sebaran hujan dengan persamaan berikut:

$$R_T = T. R_t - (T-1). R_{(t-1)} \quad (2.55)$$

Dengan:

R_T = curah hujan pada jam ke T

R_t = intensitas curah hujan rerata sampai dengan jam ke T jam

T = waktu hujan dari awal sampai dengan jam ke T

$R_{(t-1)}$ = rerata hujan dari awal sampai dengan jam ke $(T-1)$

2.2.19. Menentukan Koefisien Pengaliran

Ketika terjadi hujan, sebagian air akan meresap kedalam tanah dan sebagian lagi akan menjadi limpasan air permukaan. Koefisien pengaliran

commit to user



$$TR = 0.43 (L/100 SF)^3 + 1.0665 SIM + 1.2775 \quad (2.56)$$

Dengan:

- TR = waktu naik (jam)
 L^* = panjang sungai (km)
 SF = (faktor sumber) yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai-sungai semua tingkat
 SIM = (faktor simetri) yaitu hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA)

Debit Puncak (Q_p) dinyatakan dengan rumus:

$$Q_p = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381} \quad (2.57)$$

Dengan:

- Q_p = debit puncak (m^3/det)
 A = luas DAS (Km^2)
 TR = waktu naik
 JN = jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah semua pertemuan sungai di dalam DAS tersebut. Jumlah ini tidak lain adalah jumlah pangsa sungai tingkat satu dikurangi satu

Waktu dasar (TB) dinyatakan dengan rumus:

$$TB = 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0956} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \quad (2.58)$$

Dengan :

- TB = waktu dasar (jam)
 TR = waktu naik (jam)
 S = kelandaian sungai
 SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah pangsa sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai-sungai semua tingkat
 RUA = luas DAS sebelah hulu yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melewati titik tersebut

Koefisien Penampungan (K) dinyatakan dengan rumus:

$$K'' = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0697} \cdot D^{0,0452} \quad (2.59)$$

commit to user

Dengan :

K'' = koefisien tampungan

A = luas DAS (Km^2)

S = kelandaian sungai

SF = faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai-sungai semua tingkat

D = kerapatan jaringan kuras yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS

Kurva turun (Q_t) dinyatakan dengan rumus:

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-(t/K'')} \quad (2.60)$$

Dengan:

Q_t = debit pada waktu t (m^3/det)

Q_p = debit puncak (m^3/det)

t = waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K'' = koefisien tampungan

Aliran dasar (Q_b) dinyatakan dengan rumus :

$$Q_b = 0,4751 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} \quad (2.61)$$

Dengan:

Q_b = aliran dasar (m^3/det)

A = luas DAS (Km^2)

D = (kerapatan jaringan kuras) yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

Penetapan WF dan RUA seperti dijelaskan dalam Gambar 2.7.

Sketsa Penetapan WF

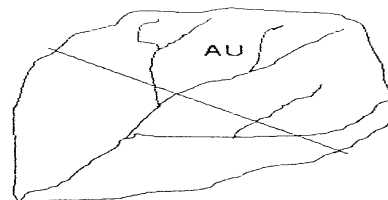


$$WF = WU / WL$$

$$X-A = 0,25 L$$

$$X-B = 0,75 L$$

Sketsa Penetapan RUA



$$AU = \text{Luas DAS bagian hulu}$$

$$A = \text{Luas seluruh DAS}$$

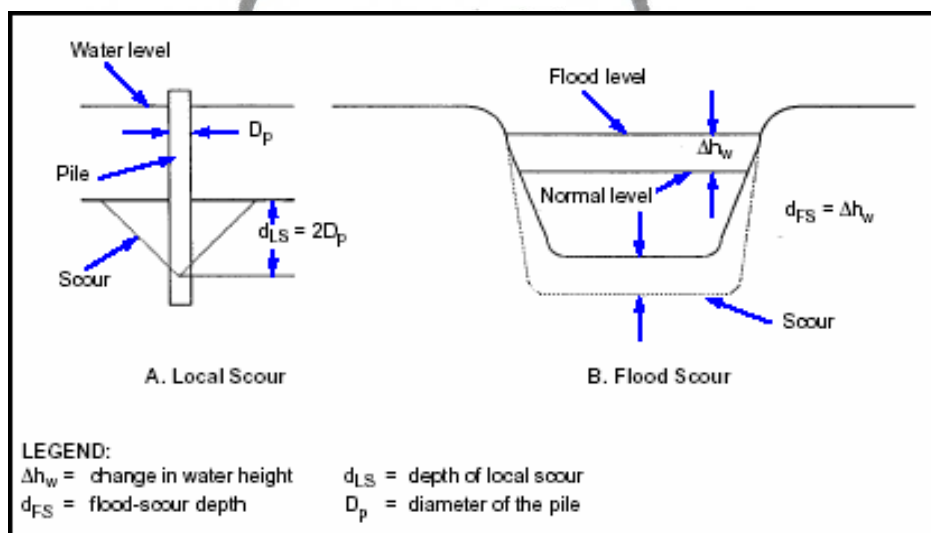
$$RUA = AU / A$$

Gambar 2.7. Sketsa penetapan WF dan RUA

commit to user

2.2.21. Analisis Gerusan Total pada Pilar

Gerusan lokal yang terjadi pada tiang dan abutmen (pangkal jembatan). Proses pembentukan gerusan pada seluruh sisi pilar dan sisi dalam abutmen tersebut bekerja dengan cepat pada mulanya, dan pada saat mendekati kesetimbangan, prosesnya menjadi sangat lambat. Adapun perkiraan kedalaman gerusan lokal pada tiang jembatan dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8. Perkiraan Kedalaman Gerusan pada Tiang Jembatan

Kedalaman gerusan bervariasi dengan banyak faktor. Sesuai dengan persamaan, memperkirakan kedalaman gerusan lokal adalah sebagai berikut :

$$d_{LS} = 2D_p \quad (2.62)$$

Dengan :

d_{LS} = kedalaman *local scouring* (feet)

D_p = diameter pilar (feet)

Pertimbangan gerusan banjir pada bagian desain struktur dikarenakan banyak terjadi kegagalan pada struktur jembatan. Jika dimungkinkan penentuan

kedalaman pada area tersebut. Bila itu tidak dapat ditentukan maka hitunglah kedalaman gerusan banjir seperti cara di bawah ini :

$$d_{FS} = \Delta h_w \quad (2.63)$$

Dengan :

d_{FS} = kedalaman *flood scoring* (feet)

h_w = perubahan elevasi permukaan air normal terhadap air banjir (feet)

Total *scour* adalah kombinasi dari lokal dan *flood scour*. Ketika permukaan air turun setelah terjadi banjir, sedimen terisi kembali ke daerah *scouring* dan kembali ke tingkat awal. Rumus perhitungan *total scour* adalah :

$$d_{TS} = d_{LS} + d_{FS} \quad (2.64)$$

Dengan :

d_{ts} = kedalaman *total-scouring* (feet)

d_{LS} = kedalaman *local-scouring* (feet)

d_{FS} = kedalaman *flood-scouring* (feet)

2.2.22. Nilai Ekonomis

Suatu proyek yang berjalan sebanding dengan waktu dan harus memperhatikan uang sebagai fungsi dari waktu penggunaan. Pembayaran terhadap pekerjaan yang dilaksanakan tidak sekaligus diawal pekerjaan, tidak pada pertengahan atau pada akhir pekerjaan. Pembayaran dilakukan waktu demi waktu sesuai kebijaksanaan yang ditempuh dalam sistem pembayaran pekerjaan yang diselesaikan. Di sinilah pentingnya memperhatikan dan memperhitungkan waktu-uang. Nilai waktu dari uang sering disebut sebagai bunga (*interest*). Sedangkan tingkat bunga (*rate of interest*) adalah sejumlah bunga yang dihasilkan dari bagian modal dalam satuan waktu. Tingkat bunga dicirikan dalam persen per tahun atau perbulan.





Persamaan :

$$(I) \quad F = A\{(1+i) + (1+i)^2 + \dots + (1+i)^{n-3} + (1+i)^{n-2} + (1+i)^{n-1}\}$$

$$(II) \quad (1+i).F = A\{(1+i) + (1+i)^2 + (1+i)^3 + \dots + (1+i)^{n-2} + (1+i)^n\}$$

$$(III) \quad - (I) : F.i = A\{(1+i)^n - 1\}$$

$$F = A \left\{ \frac{(1+i)^n - 1}{i} \right\} \quad (2.67)$$

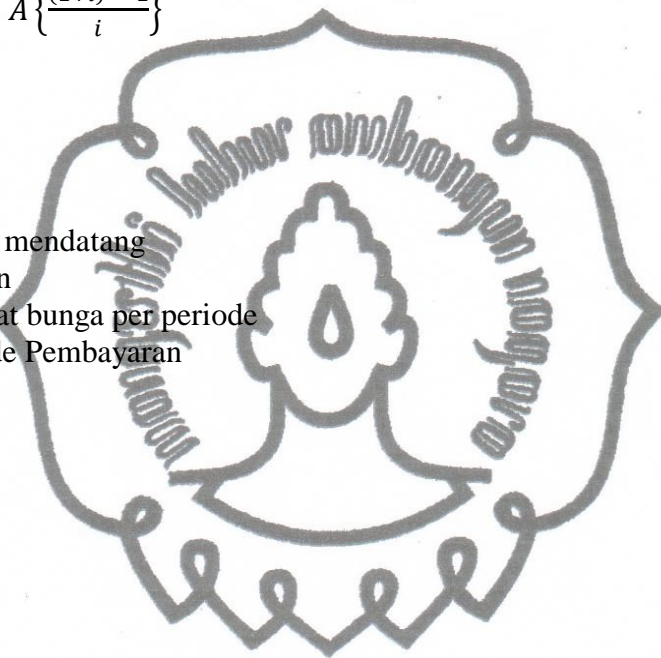
Dengan :

F^* = Harga mendatang

A^* = Cicilan

i = Tingkat bunga per periode

n^* = Periode Pembayaran





3.1. Data yang Dibutuhkan

Data yang dibutuhkan dalam penelitian ini adalah :

1. Data banjir tahunan selama 15 tahun untuk analisis Hidrologi
2. Data DAS Sungai Progo dan jarak ke Jembatan Trinil
3. Gambar existing Jembatan Trinil
4. Gambar kerja Jembatan Trinil
5. Data pencatatan debit bendung Badran
6. Data properti sedimen
7. Data harga satuan bahan, upah dan analisa harga satuan

3.3. Teknik Pengumpulan Data

Data yang dikumpulkan berupa data primer dan data sekunder, yaitu sebagai berikut :

1. Data Primer

Data dari hasil pengamatan di lapangan meliputi identifikasi kerusakan secara lebih detail.

2. Data Sekunder

Survei dengan cara mencari data-data seperti dengan melakukan wawancara di Dinas Pekerjaan Umum, studi pustaka dan akses internet.

3.4. Langkah-Langkah Penelitian

Sebagai langkah awal dalam analisis adalah menggunakan data sekunder melakukan uji terhadap kualitas data tersebut. Data hujan pada penelitian perlu dilakukan uji terhadap kepangghahan, distribusi data, dan distribusi pencatatan. Uji kepangghahan dapat dilakukan dengan beragam cara antara lain kurva massa

ganda, *RAPS*, dan lain sebagainya. Uji distribusi data dapat menggunakan chi kuadrat dan atau Smirnov-Kolmogorov untuk menetapkan jenis distribusi. .

3.4.1. Cara Uji Data

Cara pengujian dari keempat stasiun curah hujan yang ada adalah dengan uji kepanggahan. Metode pengujian dengan cara *Rescaled Adjusted Partial Sums* (*RAPS*), yaitu membandingkan hasil uji statistik dengan $QRAPS/\sqrt{n}$. Bila yang didapat lebih kecil dari nilai kritik untuk tahun dan *confidence level* yang sesuai, maka data dinyatakan panggah. Demikian sebaliknya apabila nilai kritik untuk tahun dan *confidence level* tidak sesuai data dinyatakan tidak panggah.

3.4.2. Hujan Kawasan

Hujan kawasan diperoleh dari perhitungan rata-rata hujan titik yang ada, dengan cara poligon Thiessen. Prosedur metode poligon Thiessen adalah sebagai berikut:

- Menentukan hujan harian maksimum dari data curah hujan pada tahun tertentu di stasiun hujan yang bersangkutan beserta tanggal dan bulan kejadian hujan.
- Mencari besarnya curah hujan pada tanggal, bulan dan tahun yang sama untuk stasiun hujan yang lain.
- Lokasi pos-pos penakar hujan diplot pada peta DAS, kemudian hubungkan antar pos-pos penakar hujan yang berada di dalam dan atau luar DAS dengan garis lurus sehingga terbentuk jaringan segitiga-segitiga.
- Garis tegak lurus dibuat di tengah-tengah garis yang menghubungkan antar stasiun (garis sumbu pada tiap sisi segitiga) sehingga membentuk poligon.

- e. Daerah yang dibatasi oleh garis poligon atau oleh batas DAS merupakan kawasan yang hujannya diwakili oleh stasiun yang berada di dalamnya.
- f. Terakhir dihitung hujan rata-rata DAS.

3.4.3. Intensitas Hujan

Setelah diperoleh hujan kawasan, dengan cara mononobe dihitung intensitas hujan jam-jaman.

3.4.4. Distribusi Hujan

Dari intensitas hujan jam-jaman, kemudian menentukan distribusi frekuensi hujan rencana dengan menggunakan cara distribusi frekuensi Log Pearson III (distribusi terpilih), akan didapatkan besaran curah hujan rencana kala ulang tertentu, misalnya 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun.

3.4.5. Koefisien *Run-off*

Koefisien *run-off* diperoleh dengan mengasumsi kondisi tata guna lahan berdasarkan peta rupa bumi tahun 1999 yang dikeluarkan oleh Bakosurtanal. Koefisien *run-off* merupakan angka prosentase besarnya air hujan yang melimpas di atas permukaan tanah. Dari hasil perhitungan distribusi hujan jam-jaman kemudian dikalikan koefisien *run-off*, menghasilkan curah hujan rencana dengan kala ulang tertentu. Dari curah hujan rencana, maka dengan bantuan hidrograp satuan Gama I, akan diperoleh besarnya debit rencana kala ulang tertentu.

3.4.6. Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika dihitung dengan simulasi aliran debit rencana dengan kala ulang 100 tahun, yang dialirkan di atas mercu bendung dengan tujuan untuk mengetahui profil alirannya, sehingga dapat diketahui tinggi air di atas mercu,

tinggi tanggul, kecepatan aliran diatas kolam olak, dan lain-lain.

3.4.7. Perangkat Lunak HEC-RAS

Proses perhitungan analisa hidrolika tersebut, dapat dipercepat dengan alat bantu perangkat lunak (*software*) HEC-RAS. HEC-RAS kependekan dari *Hydrologic Engineering Center-River Analysis System* yang dikembangkan oleh *US Army Corps of Engineers* (2002).

Kemampuan *Software* ini antara lain:

1) *User Interface*

Pengguna dapat berinteraksi dengan *software* melalui *graphical user interface* (GUI). GUI didesain untuk memudahkan dalam segi penggunaan *software*. Fungsi dari GUI adalah:

- a. Pengolahan data
- b. Data entry dan editing
- c. Analisa hidrolika
- d. Tabulasi output dan input
- e. Pelaporan hasil

2) Komponen analisa hidrolika

- a. Simulasi aliran *steady*

Komponen ini mampu untuk menganalisa profil muka air pada aliran *steady* berubah beraturan (*gradually varied steady flow*). Analisa dapat dilakukan pada jaringan saluran, baik alami maupun buatan. Kondisi aliran dapat berupa aliran subkritik, kritik, maupun aliran superkritik.

- b. Simulasi aliran *unsteady*

commit to user

Komponen ini mampu menganalisa aliran satu dimensi pada kondisi aliran *unsteady*. Analisa dapat dilakukan pada saluran terbuka, baik saluran alami maupun buatan. *Software* versi 3.1 ini simulasi aliran dapat dilakukan pada kondisi subkritik, kritik, maupun superkritik.

Terdapat 5 (lima) langkah dalam membuat model hidrolika, yaitu:

- 1) Memulai proyek baru
- 2) Memasukkan data geometri
- 3) Memasukkan data aliran dan kondisi batas
- 4) Melakukan analisa hidrolika (*running*)
- 5) Menampilkan hasil

3.5. Analisis Penggerusan

Menghitung dengan rumus kedalaman penggerusan dengan data bentang jembatan, lebar alur Jembatan, jenis tanah dasar, tipe aliran dan debit masing-masing kala ulang tertentu.

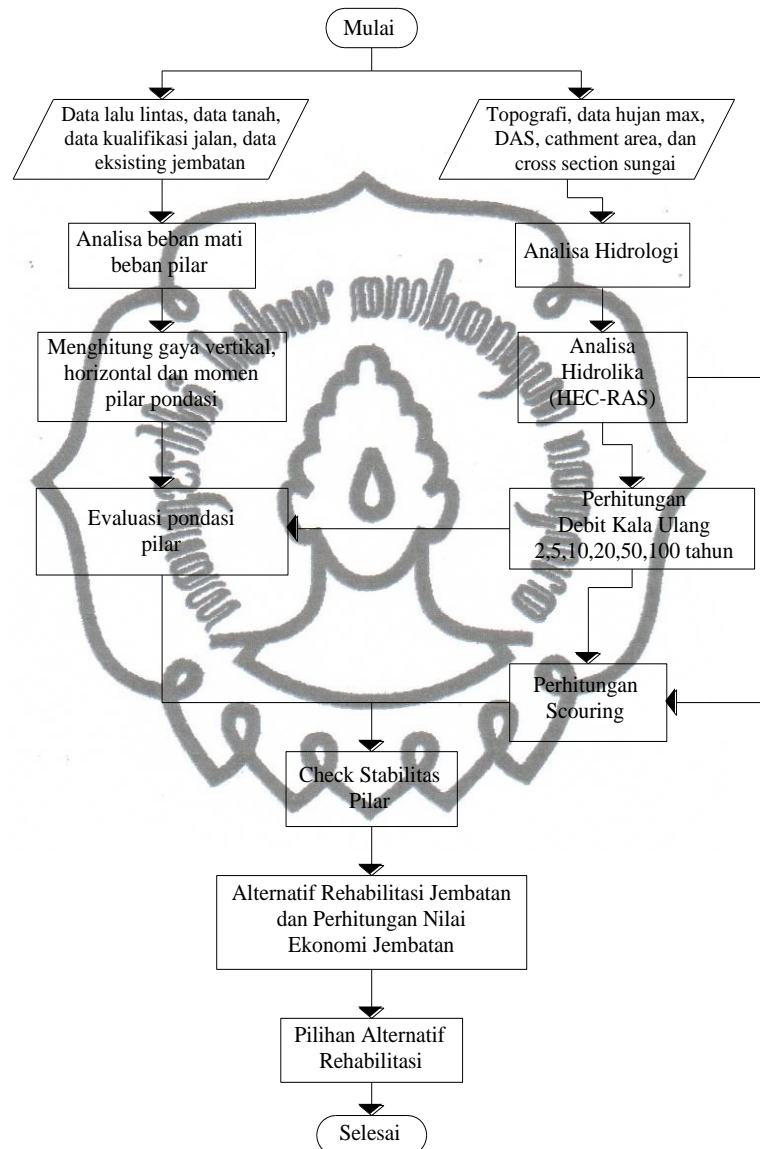
3.6. Analisis Pembebanan Pilar

Dari data lalu lintas, dimensi jembatan yang didapat dari *as build drawing* kemudian dihitung berdasarkan mutu beton dan mutu baja, sehingga dapat dilihat hasil hitungan berupa gaya vertikal, horizontal dan momen.

3.7. Analisis Pondasi Pilar

Berdasarkan hasil hitungan pembebanan akibat beban yang ada pada bangunan atas, didapatkan besarnya beban vertikal, beban horizontal dan momen yang terjadi pada pondasi. Selanjutnya besar tegangan tanah yang terjadi dapat diketahui.

Analisis dan proses analisis seperti tercantum dalam Gambar alir penelitian lebih jelas lihat Gambar 3.2.



Gambar 3.2. Bagan Alir Penelitian



- Lantai jembatan : beton bertulang dengan mutu K-225 dengan tebal 20 cm
- Gelagar Jembatan : masing-masing 4 buah dari beton prategang dengan tinggi 90 cm.
- Pangkal Jembatan : 2 buah dari pasangan batu kali (tipe pangkal jembatan tak tergambar).
- Pilar Jembatan : 3 buah dari konstruksi pasangan batu lama dibalut beton K-250.
- Kondisi : tidak mampu melayani arus lalu lintas, pilar posisi miring, plat lantai jembatan turun elevasinya.

4.1.3. Debit Sungai

Data debit harian Bendung Badran diperoleh mulai dari tahun 1995 sampai 2009, merupakan hasil pencatatan Debit Sungai oleh Balai PSDA Progo Bogowonto Luk Ulo yang dilaksanakan oleh petugas dari Pos Bendung Badran, Dukuh Badran Desa Badran Kecamatan Kranggan Kabupaten Temanggung (debit maximum bulanan dapat dilihat pada Lampiran A-3 s/d A-17). Jarak dari Bendung Badran sampai potongan melintang jembatan Trinil adalah 5400 m ke arah hilir. Bendung Badran berada di sungai Progo menurut balai PSDA Kutoarjo dengan *cathment area* seluas 468,7 km². Sedangkan jembatan Trinil berada di sungai Progo dengan *cathment area* 575,18 km². Gambar *cathment area* sungai Progo pada ruas jembatan Trinil dapat dilihat pada gambar Lampiran A-2.

4.1.4. Data Tanah

Data tanah didapatkan dari hasil sondir dan *boring* yang dilaksanakan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil UNNES pada tanggal 2

Oktober 2009. Sondir dan *borring* ini dilaksanakan dalam rangka mencari data tanah untuk Perencanaan Pembangunan Jembatan Trinil. Adapun hasil selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran C-1 s/d C-4. Lokasi 3 titik sondir dan 3 titik *borring* berada di sebelah hulu jembatan Trinil.

4.2. Analisis Data

Analisis yang digunakan untuk mencari debit sungai dengan beberapa cara :

4.2.1 Data Debit Banjir Maximum

Debit puncak tahunan diperoleh dengan memilih debit yang tertinggi pada setiap tahun dari tahun 1995 sampai dengan 2009.

$$\text{DAS Trinil} = 575,18 \text{ km}^2$$

$$\text{DAS Badran} = 468,70 \text{ km}^2$$

sehingga :

$$Q_{\text{Trinil}} = 575,18 \text{ km}^2 / 468,70 \text{ km}^2 \times Q_{\text{Badran}}$$

Adapun Q_{mak} puncak Trinil seperti terlihat pada Tabel 4.1.
Tabel 4.1. Debit Puncak Maximum Tahunan (m^3/det)

Tahun	Q (Max)Trinil Puncak
1995	114,240
1996	174,840
1997	177,588
1998	161,784
1999	144,360
2000	109,332
2001	109,560
2002	76,716
2003	174,372
2004	109,452
2004	117,768
2006	126,804
2007	95,268
2008	103,764
2009	130,884

Perhitungan statistik untuk mengetahui jenis distribusi data yang sesuai hasilnya ditunjukkan pada Tabel 4.2. dan Tabel 4.3.

Tabel. 4.2. Proses Hitungan Statistik Pertama

No	Tahun	Q (Max)	$X - X_{\text{bar}}$	$(X - X_{\text{bar}})^2$	$(X - X_{\text{bar}})^3$	$(X - X_{\text{bar}})^4$
1	1995	114,240	-14,210	201,890	-2868,610	40.759,570
2	1996	174,840	46,390	2152,140	99840,520	4.631.721,380
3	1997	177,588	49,140	2414,660	118654,510	5.830.587,630
4	1998	161,784	33,340	1111,240	37043,260	1.234.844,470
5	1999	144,360	15,910	253,170	4028,180	64.093,170
6	2000	109,332	-19,120	365,450	-6986,270	133.555,200
7	2001	109,560	-18,890	356,790	-6739,270	127.296,800
8	2002	76,716	-51,730	2676,280	-138451,590	7.162.488,530
9	2003	174,372	45,920	2108,940	96849,290	4.447.629,180
10	2004	109,452	-19,000	360,880	-6855,530	130.233,230
11	2005	117,768	-10,680	114,080	-1218,460	13.014,130
12	2006	126,804	-1,640	2,710	-4,450	7,320
13	2007	95,268	-33,180	1100,970	-36530,920	1.212.125,010
14	2008	103,764	-24,680	609,340	-15041,420	371.294,440
15	2009	130,884	2,440	5,930	14,440	35,170
	S	1927		13.834,460	141.733,660	25.399.685,210

Parameter Statistik

Rata-rata	X	128,450
Standart Deviasi	Sd	31,440
Coef Variety	$C_v = Sd/X$	0,240
Coef Skewness	Cs	0,380
Coef Kurtosis	Ck	-0,910

Tabel 4.3. Proses Hitungan Statistik Kedua

Tahun	Q Max	ln X	ln X-ln Xi	$(\ln X - \ln Xi)^2$	$(\ln X - \ln Xi)^3$
1995	114	4.74	0.21	0.05	0.01
1996	175	5.16	0.64	0.41	0.26
1997	178	5.18	0.65	0.43	0.28
1998	162	5.09	0.56	0.31	0.18
1999	144	4.97	0.45	0.20	0.09
2000	109	4.69	0.17	0.03	0.00
2001	110	4.70	0.17	0.03	0.00
2002	77	4.34	-0.19	0.03	-0.01
2003	174	5.16	0.64	0.40	0.26
2004	109	4.70	0.17	0.03	0.00
2005	118	4.77	0.24	0.06	0.01
2006	127	4.84	0.32	0.10	0.03
2007	95	4.56	0.03	0.00	0.00
2008	104	4.64	0.12	0.01	0.00
2009	131	4.87	0.35	0.12	0.04
Jumlah	1926.73	72.41	4.53	2.21	1.17

Parameter Statistik

Rata-rata	Xi	128.45
	Ln Xi	4.53
Standart Deviasi	Sd	0.25

Hasil rekapitulasi pemilihan jenis distribusi frekuensi dapat di lihat Tabel 4.4.

Tabel 4.4. Pemilihan Jenis Distribusi Debit Puncak

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan	Keputusan
1	Normal	$C_s = 0$ $C_k = 3$	$C_s = 1,180$ $C_k = 0,000$	No No
2	Log Normal	$C_s (\ln x) = 0$ $C_k (\ln x) = 3$	$C_s = 0,460$ $C_k = -0,950$	Yes No
3	Pearson Type III	$C_s > 0$ $C_k = 1,5 C_s^2 + 3 = 3,140$	$C_s = 1,180$ $C_k = 0,000$	Yes No
4	Log Pearson Type III	Bebas	$C_s = 0,460$ $C_k = -0,910$	Yes Yes
5	Gumbell	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$	$C_s = 1,180$ $C_k = 0,000$	Almost No

Dari Tabel 4.4 di atas terlihat bahwa parameter statistik dari data tidak ada yang sesuai untuk distribusi Normal, Log Normal, Pearson Type III, Log Person Type III maupun Gumbell. Untuk menentukan distribusi yang paling sesuai adalah distribusi Log Pearson Type III, dengan nilai persyaratan bebas, menurut Bambang Triatmojo (2008).

4.2.2. Perhitungan Debit Banjir Rencana dengan Metode Log Pearson

Type III

Memasukkan debit puncak maksimal tahunan pada Tabel 4.1 sehingga didapatkan debit kala ulang sesuai dengan Metode Pearson Type III ditunjukkan pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5. Debit Kala Ulang

T	G	G.S	Q R
2	-0,067	-2,0936	126,3552
5	0,816	25,6512	154,1000
10	1,317	41,4002	169,8490
20	1,692	53,1885	181,6373
50	2,261	71,0751	199,5239
100	2,615	82,2032	210,6520
200	2,949	92,7026	221,1514
1000	3,670	115,3674	243,8162

4.2.3. Mencari Debit dengan Metode Cara Nakayasu

Lokasi Cross Section	Jembatan Trinil
Nama Sungai	Progo Hulu
Lokasi	Ruas Jalan Payaman-Windusari
Luas Daerah Aliran Sungai	575,170 km ²
Panjang Sungai	37,950 km
Tg	$= 0,400 + 0,058 L \quad (\text{untuk } L > 15 \text{ km})$ $= 0,21 L^{0,70} \quad (\text{untuk } L < 15 \text{ km})$ $= 2,601 \quad \text{jam}$
a	$= 1/Tg \times 0,470 (A.L)^{0,25}$ $= 2,196$
tr	$= (0,5 \text{ s/d } 1) Tg$ $= 1,301 \quad \text{jam}$
Tp	$= Tg + 0,80 tr$ $= 3,642 \quad \text{jam}$
T _{0,3}	$= a Tg$ $= 5,713 \quad \text{jam}$
T _{1,5}	$= 8,56922 \quad \text{jam}$
Qp	$= 1/3,6 \times A.R_0 \times 1/(0,3 Tp + T_{0,3}) = 23,477 \text{ m}^3/\text{det}$

Tabel 4.6. Hidrograf Satuan Nakayasu

t	Qt				Ket	q
	0-Tp	Tp-T03	T0.3-T1.5			
0	0,000				Qa	0,000
1	1,056					1,056
2	5,572				Q ₁	5,572
3	14,745					14,745
4		20,853			Q ₂	20,853
5		14,983				14,983
6		10,765				10,765
7		7,734			Q ₃	7,734
8		5,557				5,557
9		3,992				3,992
10			3,080			3,080
11			2,471			2,471
12			1,982			1,982
13			1,590			1,590
14			1,275			1,275
15			1,023			1,023
16			0,821			0,821
17			0,658			0,658
18				1,364		1,364
19				1,156		1,156
20				0,980		0,980
21				0,831		0,831
22				0,704		0,704
23				0,597		0,597
24				0,506		0,506

Kala Ulang
2 tahun

Debit Banjir Max
991,350 m³/det

5 tahun

1222,890 m³/det

10 tahun

1354,320 m³/det

20 tahun

1452,700 m³/det

50 tahun

1601,970 m³/det

100 tahun

1694,840 m³/det

200 tahun

1782,460 m³/det

1000 tahun

1971,610 m³/det

PMF

3837,560 m³/det

Rincian tabel hidrograf banjir rencana kala ulang seperti terlampir pada Lampiran LA-18 s.d. LA-26.

4.2.4. Mencari Debit dengan Cara *Passing Capacity*

HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center-River Analysis System*) versi 3.1 merupakan *software* (perangkat lunak) yang dikembangkan oleh *US Army Corps of Engineers* (2002) yang mempunyai kemampuan untuk menganalisis aliran satu dimensi pada kondisi *steady* maupun *unsteady*. Analisa aliran dapat dilakukan baik pada saluran alami maupun buatan.

1. *User Interface*

Pengguna berinteraksi dengan *software* melalui *graphical user interface* (GUI). GUI didesain untuk memudahkan dalam segi penggunaan *software*. Fungsi dari GUI adalah :

- a. Pengolahan data
 - b. Data *entry* dan *editing*
 - c. Analisa hidraulika
 - d. Tabulasi *output* dan *input*
 - e. Pelaporan hasil
 - f. Bantuan (*on-line help*)
- ##### 2. Komponen analisa hidraulika
- a. Simulasi aliran *steady*

Komponen ini mampu untuk menganalisa profil muka air pada aliran *steady* berubah beraturan (*gradually varied steady flow*). Analisa dapat dilakukan pada jaringan saluran, baik alami maupun buatan.

commit to user

Kondisi aliran dapat berupa aliran subkritik, kritik, maupun aliran superkritik.

b. Simulasi aliran *unsteady*

Komponen ini mampu menganalisa aliran satu dimensi pada kondisi aliran *unsteady*. Analisa dapat dilakukan pada saluran terbuka, baik saluran alami maupun buatan. Pada *software* versi sebelumnya aliran yang dapat disimulasi hanya pada aliran subkritik, namun pada versi 3.1 simulasi aliran dapat dilakukan pada kondisi subkritik, kritik, maupun aliran superkritik.

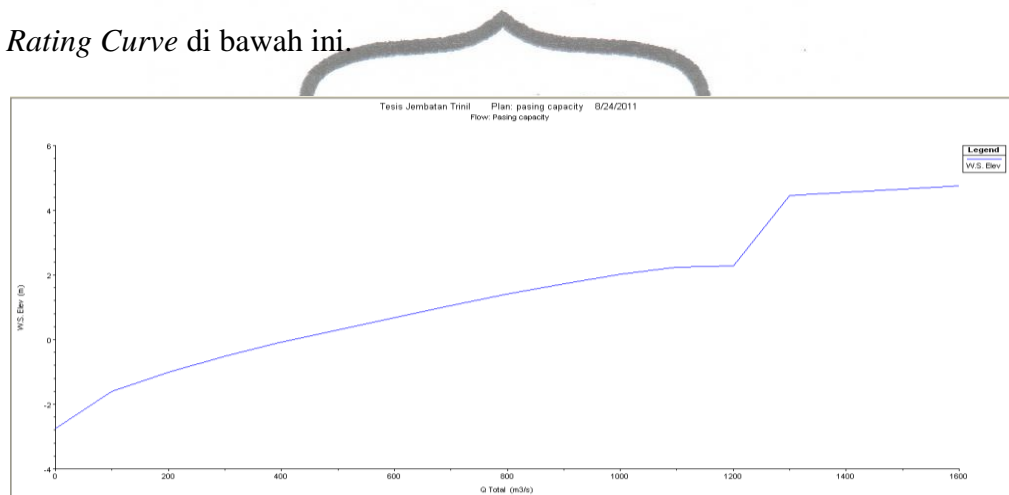
Perhitungan kecepatan aliran dan debit sungai dapat dilakukan dengan bantuan *software* HEC-RAS 3.1 pada kondisi *steady flow*. Data yang perlu diinput untuk perhitungan ini adalah data *cross section* sungai pada ruas potongan Sungai Progo. Dalam penelitian ini digunakan 16 data *cross section* sungai yang diperoleh dari gambar situasi. Dan ditentukan dimensi penampang sungai, meliputi koordinat lebar sungai dan elevasi dasar sungai pada potongan tertentu (*cross section river station*) dari 1 s.d 16.

Data debit aliran dicoba dari debit 100 m³/detik (WS PF 1) sampai dengan 1600 m³/detik (WS PF 16). Setelah input data debit dilaksanakan, maka dapat diketahui berapa elevasi muka air di setiap penampang dapat diketahui dan berapa kapasitas debit untuk penampang sungai yang sesuai dengan dimensi sungai. Adapun hasil perhitungan *software* HEC-RAS seperti ditunjukkan pada Gambar 4.2. *Cross Section* RS16. Gambar *Cross Section* RS1 s.d RS15 tidak ditampilkan.



lebar sungai dan tebal pilar. Untuk mencoba berapa kedalaman air dengan debit $100 \text{ m}^3/\text{det}$ (PF 1) dapat dilihat pada gambar. Selanjutnya untuk debit 200, 300 s.d $1600 \text{ m}^3/\text{det}$ dapat dilihat sesuai dengan legenda grafik.

Untuk lebih jelasnya tentang *passing capacity* debit yang mampu melewati penampang sungai pada posisi jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.4 *Rating Curve* di bawah ini.



Gambar 4.4. *Rating Curve*

Dari Gambar 4.4 di atas menunjukkan bahwa debit sungai pada saat di atas lantai jembatan pada elevasi + 3,400 adalah sebesar $1251,440 \text{ m}^3/\text{dt}$.

4.2.5 Rangkuman Hasil Perhitungan Debit

Dari perhitungan dengan metode Log Pearson Type III dan Cara Nakayasu didapatkan debit banjir seperti pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Tabel Debit Kala Ulang

Metode/Kala ulang	2	5	10	50	100
Metode Log Pearson Type III (m^3/dt)	126,350	154,100	169,840	199,520	210,65
Metode Cara Nakayasu (m^3/dt)	991,350	1222,890	1354,320	1601,970	1694,84

Sedangkan debit banjir hasil perhitungan berdasarkan *passing capacity* dengan bantuan *software* HEC-RAS setelah melimpas di atas lantai jembatan adalah di atas 1251,440 m³/det.

4.3. Perhitungan Stabilitas Pilar

4.3.1 Pembebanan Pilar

Beban mati jembatan dengan bentang 11,7 m adalah :

1. Air hujan

$$5,5 \text{ m} \times 0,05 \times 11,70 \times 1000 \text{ kg/m}^3 = 3.217,5 \text{ kg}$$

2. Beban aspal

$$0,08 \text{ m} \times 5,5 \text{ m} \times 11,7 \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 11.325,6 \text{ kg}$$

3. Beban plat dek

$$0,22 \text{ m} \times 5,78 \text{ m} \times 11,7 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 32.706,5 \text{ kg}$$

4. Beban *deck slab*

$$0,08 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 11,7 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 11.119,7 \text{ kg}$$

5. Beton lonning

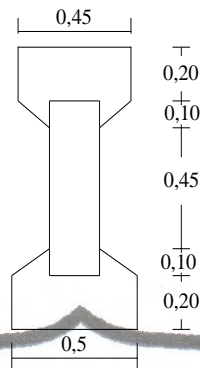
$$0,20 \times 0,20 \times 1,20 \times 6 \times 2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1.382,4 \text{ kg}$$

6. Besi lonning Ø 4 medium A

$$4 \times 11,7 \times 72,6 \times 1/6$$

$$= 566,3 \text{ kg}$$

7. Gelagar prategang 4 bh tinggi 105 cm



Gambar 4.6. Gelagar Prategang

$$0,2 \times 0,45 \times 11,7 \times 2400 \times 4 = 10.108,8 \quad \text{kg}$$

$$0,1 \times 0,25 \times 11,7 \times 2400 \times 4 = 2.808,0 \quad \text{kg}$$

$$0,2 \times 0,65 \times 11,7 \times 2400 \times 4 = 14.601,6 \quad \text{kg}$$

$$0,1 \times 0,15 \times 11,7 \times 2400 \times 4 = 1.648,8 \quad \text{kg}$$

$$0,25 \times 0,50 \times 11,7 \times 2400 \times 4 = 14.040,0 \quad \text{kg}$$

$$43.243,2 \quad \text{kg}$$

$$\text{Jadi total (berat 1-7) 1 Bentang jembatan} = 106.561,188 \quad \text{kg}$$

$$= 106,561 \quad \text{ton}$$

$$\frac{1}{2} \text{ bentang jembatan} = 53.280,594 \quad \text{kg}$$

$$= 53,281 \quad \text{ton}$$

Beban hidup yang bekerja pada jembatan dengan bentang 11,7 m adalah beban hidup yang bekerja pada jembatan terdiri dari beban merata dan beban garis.

Beban merata :

$$\text{Panjang jembatan balok} = 11,7 \quad \text{m}$$

$$Q = 2,20 \text{ ton/m untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$\text{Akibat beban merata} = \left(\frac{2,200}{2,75} \right) \times 11,7 \times 5,50 \times 80\% = 41,184 \text{ ton}$$

Akibat beban garis

commit to user

Beban garis per meter lebar jembatan (P) :

$$P' = 80 \% \times P/2,75 = 80 \% \times 12/2,75 = 3,491 \text{ ton/m}$$

Menurut PMJR tahun 1987, tegangan-tegangan akibat beban garis harus dikalikan dengan koefisien kejut (k).

$$k = 1 + \left(\frac{20}{50+L} \right) = 1 + \left(\frac{20}{50+11,7} \right) = 1,32$$

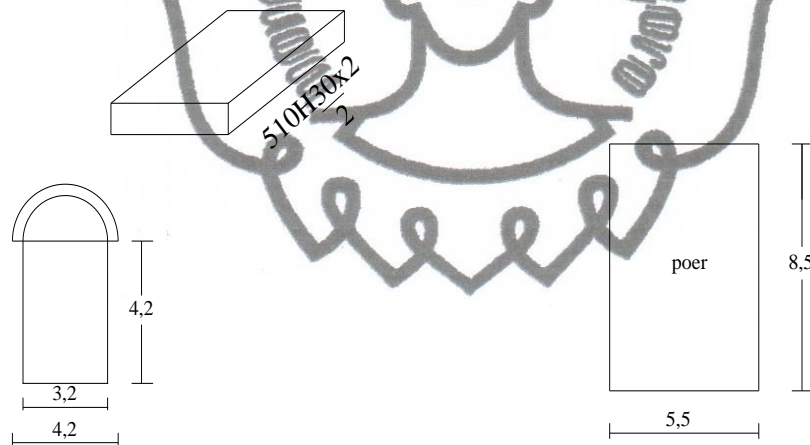
$$\text{Beban garis} = (3,491 \times 5,5 \times 100 \%) \times 1,32 = 25,425 \text{ ton}$$

Jadi beban hidup untuk 1 bentang :

$$= 41,184 \text{ ton} + 25,425 \text{ ton} = 66,609 \text{ ton} = 66.609,00 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup 1 pilar} = \frac{1}{2} \times 66,609 \times 2 = 66,609 \text{ ton} = 66.609,00 \text{ kg}$$

Berat Total 1 Pilar :



Gambar 4.7. Bagian Pilar

$$1,80 \times 1,6 \times 1,6 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 11.059,20 \text{ kg}$$

$$\frac{\pi}{2} \times \left(\frac{3,2+4}{2} \right)^2 \times 3,7 \times 2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 361.366,272 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{3,2+4}{2} \right) \times 3,7 \times 5,5 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 175.824,000 \text{ kg}$$

$$2,0 \times 8,5 \times 5,5 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = \underline{224.400,000 \text{ kg}} +$$

$$\text{Total 1 pilar} = 772.649,472 \text{ kg}$$

commit to user

Tegangan tanah yang terjadi akibat beban yang bekerja pada pilar (σ_{ext}):

- Beban mati	= 106.561,188 kg
- Beban hidup	= 66.609,000 kg
- Berat sendiri 1 pilar	= <u>772.649,472 kg</u>
Total	= 945.819,660 kg
	= 945,820 ton

Check Tegangan Tanah yang terjadi akibat beban yang terjadi pada dasar pondasi pilar pada kedalaman 2 m di bawah muka tanah eksisting. Dengan asumsi bahwa beban yang terjadi sentris pada tengah-tengah dasar pondasi :

$$\sigma_{ext} = \frac{P}{A} = \frac{945.819,660}{550 \times 850} = 2,023 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.2 Gaya Akibat Aliran Air dan Tumbukan Benda-Benda Hanyutan

Pilar dan bagian lain yang mengalami gaya-gaya aliran air diperhitungkan berdasarkan pasal 3 ayat 4 SKBI-1.3.28.1987 Pedoman Perencanaan Pembebanan Jalan Raya. Berdasarkan hasil perhitungan:

- Cross Section Output propil* 13 RS : 12.04 BR U
- Debit Q banjir diasumsikan 1300 m³/det
- Kecepatan aliran total $v = 6,01$ m/det
- Luas area penampang basah sungai $A_s = 216,42$ m²

Tekanan yang terjadi menurut SKBI diperhitungkan dengan persamaan 2.5.

$$P = k \times v^2 \quad (2.5)$$

Gaya yang terjadi pada pilar (bentuk setengah lingkaran) :

$$P = 0,035 \times 6,01^2 = 1,264 \text{ t/m}^2$$

Gaya yang terjadi pada balok gelagar (bentuk persegi empat) :

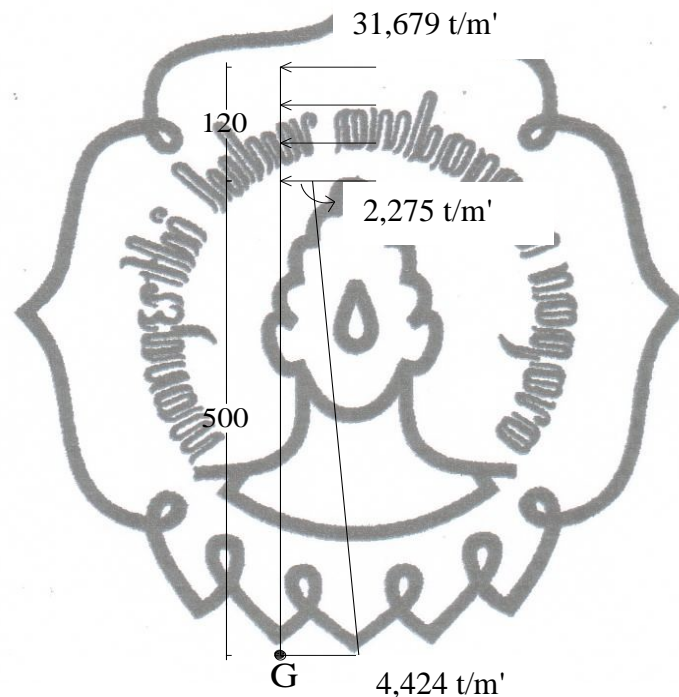
$$P_{bl} = 0,075 \times 6,01^2 = 2,709 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Besar gaya merata pada balok : } 2,709 \text{ t/m}^2 \times 11,7 \text{ m} = 31,697 \text{ t/m}$$

$$\text{Besar gaya merata pada pilar ujung atas : } 1,264 \text{ t/m}^2 \times 1,8 \text{ m} = 2,276 \text{ t/m}$$

$$\text{Besar gaya merata pada pilar bagian bawah : } 1,264 \text{ t/m}^2 \times 3,5 \text{ m} = 4,426 \text{ t/m},$$

selanjutnya dapat dimodelkan seperti Gambar 4.8. Gaya Akibat Aliran Air.



Gambar 4.8. Diagram Tekanan

Momen yang timbul akibat aliran pada pilar dan gelagar adalah :

$$\begin{aligned} M_G &= 31,697 \text{ t/m} \times 1,2 \text{ m} \times 5,6 \text{ m} + 2,276 \text{ t/m} \times 5,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} + \\ &\quad 4,426 \text{ m} \times 5/2 \times 5/3 \text{ m} \\ &= 262,741 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tambahan tegangan tanah akibat aliran pada pilar :

$$W = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 5,5 \times 8,5^2 = 66,230 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\text{ext}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \quad \text{commit to user}$$

$$= \frac{945,740}{5,5 \times 8,5} \pm \frac{262,741}{66,230}$$

$$= 20,230 \pm 3,968$$

Total tegangan yang terjadi pada dasar pilar :

$$\text{Tegangan maksimum} = 20,230 + 3,968 = 24,198 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tegangan minimum} = 20,230 - 3,968 = 16,262 \text{ t/m}^2$$

Dari data tanah dapat dilihat bahwa :

Pada titik sondir S1, pada kedalaman -0,00 sampai dengan -1,20 m σ_{ijin} antara 2,5 kg/cm² sampai dengan 3,33 kg/cm²,

pada kedalaman -1,20 sampai dengan -5,20 m σ_{ijin} antara 4,00 kg/cm² sampai dengan 13,33 kg/cm².

Pada titik sondir S2, pada kedalaman -0,00 sampai dengan -1,80 meter σ_{ijin} antara 0,66 kg/cm² sampai dengan 3,33 kg/cm²,

Pada kedalaman -2,00 sampai dengan -4,60 m σ_{ijin} antara 6,67 kg/cm² sampai dengan 13,33 kg/cm².

Pada titik sondir S3, pada kedalaman -0,00 sampai dengan -1,60 m σ_{ijin} antara 0,66 kg/cm² sampai dengan 3,33 kg/cm².

Pada kedalaman -1,80 sampai dengan -4,80 m σ_{ijin} antara 4,00 kg/cm² sampai dengan 12,00 kg/cm².

Asumsi dasar pondasi pilar pada elevasi 2 m di bawah muka tanah, maka tegangan tanah dapat dinyatakan tidak terlampaui $\sigma_{ext} < \sigma_{ijin}$, sehingga pondasi pilar dalam keadaan aman.

4.4. Analisis *Scouring* terhadap Dasar Pondasi Pilar

Data debit banjir rata-rata sungai Progo selama 15 tahun terakhir menurut hasil perhitungan statistik sebesar 128,45 m³/det. Kedalaman *Scouring* dengan bantuan *software* HEC-RAS 3.1 pada kondisi *steady flow* dengan input data





Kedua gambar ditampilkan Grafik *Scouring* dihitung berdasarkan jenis tanah dasar dengan D_{50} dan D_{90} hasil perhitungan saringan contoh tanah dasar sungai (Lampiran D). Asumsi yang digunakan bahwa semua butiran tanah dasar sungai mempunyai gradasi yang sama sampai kedalaman tak terbatas.

4.5. Tinjauan Hasil Perhitungan terhadap Stabilitas Pilar

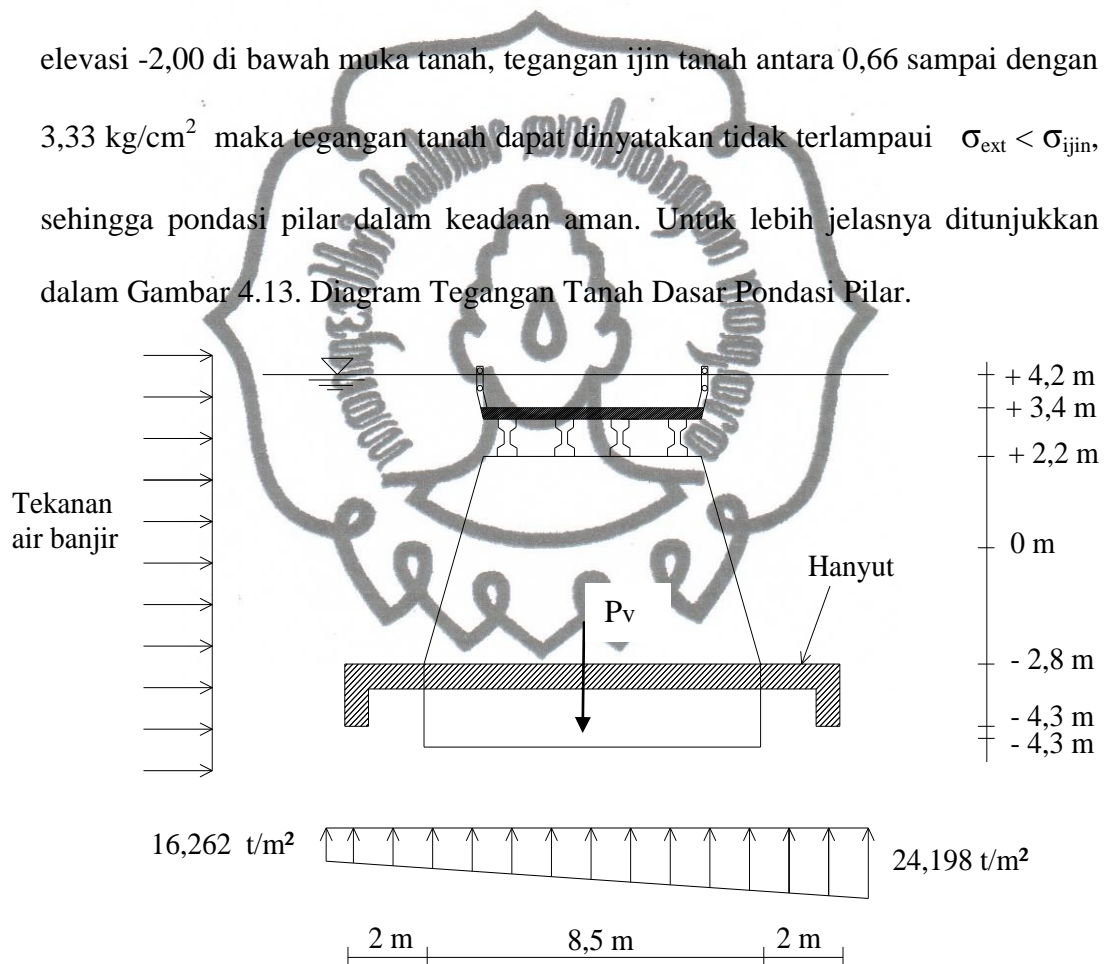
4.5.1. Penampang Tersedia Jembatan terhadap Debit Banjir 2009

Penelitian Evaluasi Kegagalan Pilar Pascarehabilitasi Jembatan Trinil Kabupaten Magelang, analisis data hidrologi yang didapat berupa debit banjir tahunan Sungai Progo pada Bendung Badran dengan luas DAS 468,18 km² dengan posisi di hulu jembatan trinil dengan jarak 5400 m. Sehingga dengan menggambar DAS Jembatan Trinil didapatkan luas 575,18 km². Sehingga debit tahunan dikonversi. Untuk menentukan debit banjir kala ulang 5, 10, 20, 50, dan 100 tahun perlu dianalisa debit puncak maksimum tahunan dengan cara hitungan statistik Log Pearson Type III, didapatkan sebesar 154,1 ; 169,84 ; 181,63 ; 199,52 dan 210,65 m³/det.

Untuk menentukan debit banjir kala ulang 5, 10, 20, 50, dan 100 tahun dianalisa dengan cara hitungan Nakayasu didapatkan sebesar 1222,89 ; 1354,32 ; 1452,70 ; 1601,97 dan 1694,84 m³/det. Dengan bantuan *software* HEC-RAS versi 3.1 pada lokasi potongan jembatan didapatkan debit banjir pada tanggal 28 Februari 2009 di atas 1251,44 m³/det dimana terjadi *overtopping* limpasan di atas *deck* jembatan setinggi ± 80 cm. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 4.5 *Rating Curve*.

4.5.2 Tegangan Ekstern Dibandingkan dengan Tegangan Ijin Tanah

Berdasarkan perhitungan dengan kombinasi beban dengan berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya, tegangan yang terjadi akibat beban yang bekerja di atas pilar dan gaya hanyutan akibat kecepatan air banjir didapatkan $\sigma_{\text{ekstern}} = 2,4 \text{ kg/cm}^2$. Dengan asumsi dasar pondasi pilar pada elevasi -2,00 di bawah muka tanah, tegangan ijin tanah antara 0,66 sampai dengan $3,33 \text{ kg/cm}^2$ maka tegangan tanah dapat dinyatakan tidak terlampaui $\sigma_{\text{ext}} < \sigma_{\text{ijin}}$, sehingga pondasi pilar dalam keadaan aman. Untuk lebih jelasnya ditunjukkan dalam Gambar 4.13. Diagram Tegangan Tanah Dasar Pondasi Pilar.



Keterangan :

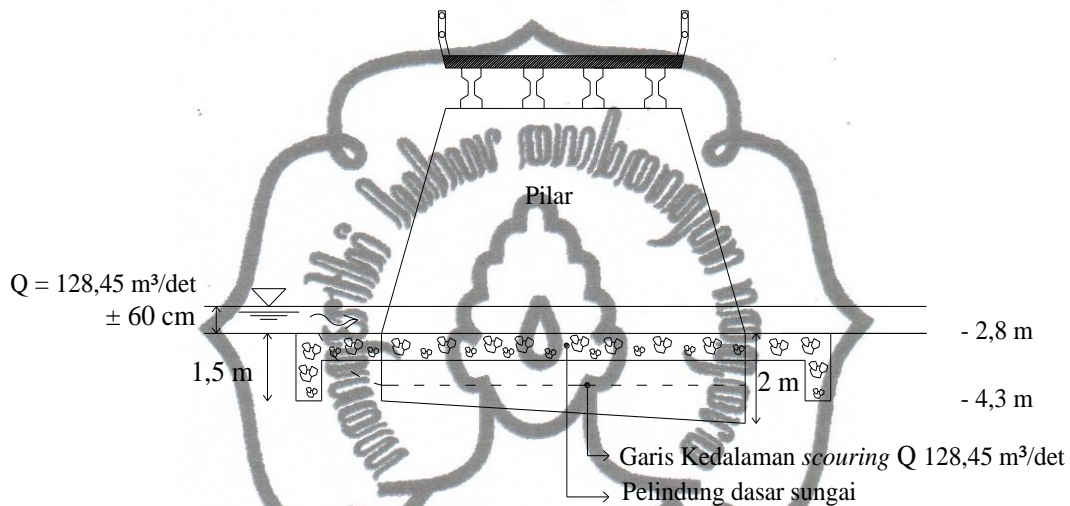
P_v = Berat pondasi pilar dan muatan di atas pilar

Gambar 4.13. Diagram Tegangan Dasar Pondasi Pilar

4.5.3 Stabilitas Pilar terhadap Scouring

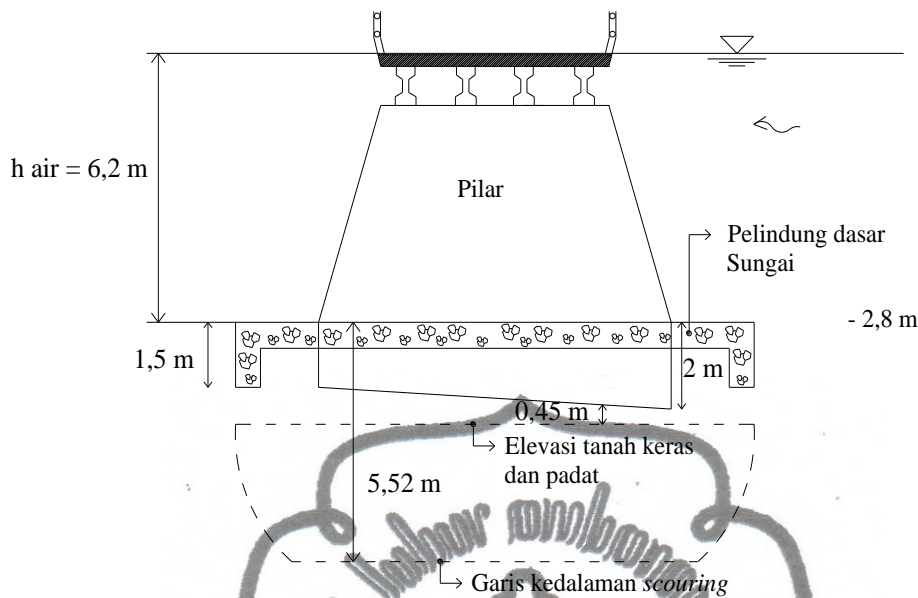
Stabilitas pilar terhadap *scouring* dihitung dengan data debit banjir sebesar $128,45 \text{ m}^3/\text{det}$ (debit banjir rata-rata 15 tahun terakhir), data butiran

section setempat, dianalisa dengan bantuan *software* HEC-RAS Versi 3.1. didapatkan total kedalamn *scouring* (*Scour Depth*) sebesar 1,36 m. Dari gambar existing jembatan, dasar pondasi berada pada posisi -4,59 m atau pada kedalaman -1,5 m dan -2,00 m. Lihat Gambar 4.14. Sketsa Proses *Scouring* dengan Data Debit $Q=128,45 \text{ m}^3/\text{det}$ terhadap dasar pondasi.



Gambar 4.14. Sketsa *Scouring* dengan Debit $Q=128,45 \text{ m}^3/\text{det}$ terhadap Dasar Pondasi

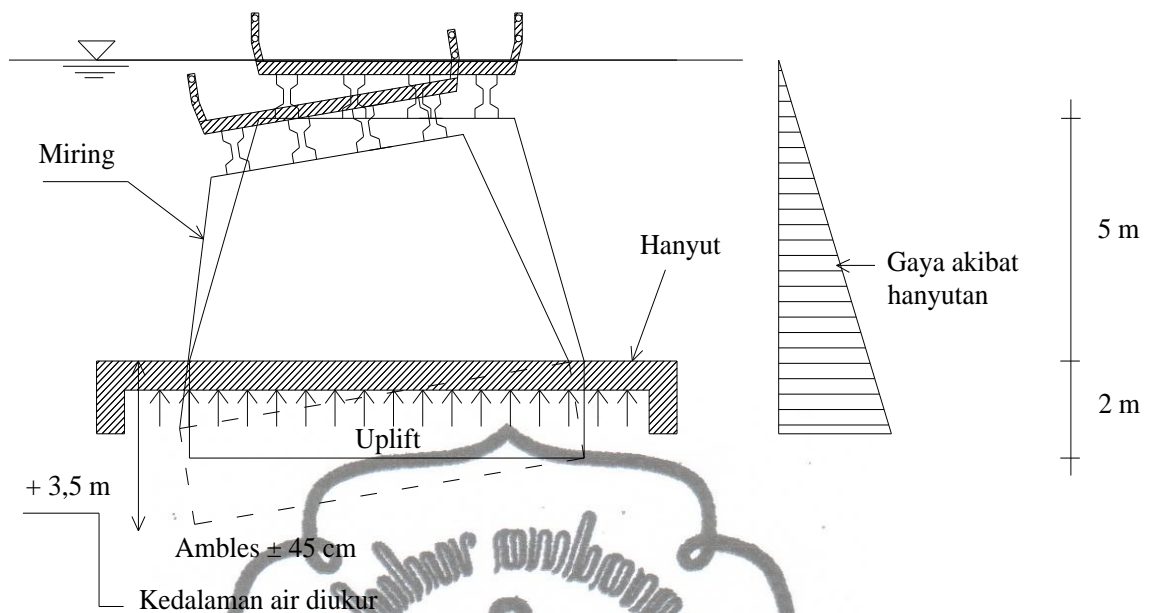
Dari analisis kedalamn *scouring* dengan debit $Q=128,45 \text{ m}^3/\text{det}$ dapat ditentukan bahwa $d_{\text{pondasi}} = 1,5 \text{ m}$ dan $d_{\text{ts}} = 1,36 \text{ m}$. $d_{\text{pondasi}} > d_{\text{ts}}$. Dan dinyatakan pondasi pilar aman terhadap *scouring* dengan debit rata-rata dalam 15 tahun sebesar $Q = 128,45 \text{ m}^3/\text{det}$. Analisis *scouring* dengan data banjir pada saat *overtopping* $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{det}$, dapat dilihat seperti Gambar 4.15. Sketsa *scouring* dengan debit $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{det}$ terhadap dasar pondasi pilar.



Gambar 4.15. Sketsa *Scouring* dengan Debit $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{det}$ terhadap Dasar Pondasi Pilar

Dari gambar di atas dapat diuraikan bahwa :

- Asumsi dasar pondasi pilar pada kedalaman $\pm 1,5 - 2 \text{ m}$ di bawah dasar sungai, $-2,80 \text{ m}$.
- Dasar pondasi tidak pada posisi tanah keras dan padat pada elevasi $\pm 2,45 \text{ m}$ di bawah dasar sungai, $-2,80 \text{ m}$.
- Scouring* terjadi pada kedalaman $5,52 \text{ m}$ di bawah dasar sungai $-2,80 \text{ m}$. Dikarenakan elevasi tanah dasar dan padat pada posisi $2,45 \text{ m}$ dari dasar sungai, maka gerusan *scouring* $Q 1300 \text{ m}^3/\text{det}$ maksimum terjadi pada elevasi tersebut, sehingga d pondasi pilar $< \text{dts}$. Atau kedalaman pondasi pilar lebih kecil daripada kedalaman total *scouring* dts, dan dinyatakan pondasi pilar tidak aman.
- Secara visual 3 pilar jembatan miring dan bagian hilir jembatan ambles $\pm 45 \text{ cm}$. Seperti pada Gambar 4.16. Pilar dan Pondasi setelah *Collaps*.
- Pelindung dasar sungai hanyut setelah gaya *uplift* dan arus air serta *scouring* terjadi pada saat $Q \text{ banjir} = 1300 \text{ m}^3/\text{det}$.



Gambar 4.16. Pilar dan Pondasi setelah *Collaps*

Setelah dinyatakan pilar tidak stabil dan jembatan tidak dapat berfungsi maka perlu dilaksanakan perencanaan dengan alternatif rehabilitasi jembatan sesuai dengan beban lalu lintas, kondisi hidrologi dan Pedoman Perencanaan Jembatan dan Jalan Raya serta perhitungan nilai ekonomis selama umur rencana (50 tahun).

4.6. Rencana Rehabilitasi Jembatan Trinil

Pokok-pokok perencanaan dalam perencanaan rehabilitasi jembatan Trinil sebagaimana dalam Panduan Perencanaan Teknik Jembatan adalah :

1. Kekuatan Unsur Struktural dan Stabilitas Keseluruhan, dimana semua unsur struktur harus mempunyai kekuatan memadai untuk menahan beban ULS keadaan batas ultimate dan seluruh struktur dalam keadaan stabil pada pembebanan tersebut.
2. Kelayakan Struktural, bangunan bawah dan pondasi harus berada tetap dalam keadaan layan pada beban ULS keadaan batas kelayakan. Sehingga struktur tidak boleh mengalami retakan, lendutan dan getaran yang mengkhawatirkan dan jembatan jadi tidak layak untuk digunakan.

3. Keawetan, bahan struktur jembatan harus sesuai dengan lingkungan, misalnya tidak mudah korosi, lapuk dan rusak karena cuaca.
4. Kemudahan konstruksi, yaitu harus mudah dilaksanakan. Perencanaan yang sulit akan meningkatkan biaya dan waktu pelaksanaan.
5. Ekonomis dapat diterima, yaitu rencana termurah yang sesuai pendanaan dan pokok-pokok rencana lainnya umumnya terpilih. Penekanan harus diberikan pada biaya umur total struktur yang mencakup biaya pemeliharaan tidak hanya biaya konstruksi.

Dengan pertimbangan di atas perlu diketahui beberapa rancangan rehabilitasi jembatan Trinil sebagai berikut :

1. Beberapa alternatif berkaitan lokasi jembatan yaitu posisi jembatan tetap atau dipindah di hulu atau hilir jembatan lama.
2. Beberapa alternatif berkaitan data debit banjir, mengingat hasil perhitungan debit dengan cara Log Pearson III, Nakayasu dan *Rating curve* tidak menghasilkan angka yang sama.
3. Beberapa alternatif berkaitan dengan struktur gelagar jembatan, bentang jembatan dan bahan gelagar jembatan.
4. Beberapa alternatif berkaitan dengan struktur bawah, pangkal jembatan dan pondasi, pilar jembatan dan pondasi.
5. Beberapa alternatif berkaitan dengan lantai jembatan, lebar, tebal dan mutu bahan.

Dari gambaran beberapa alternatif di atas akan ditawarkan 2 (dua) alternatif perencanaan rehabilitasi jembatan Trinil Kabupaten Magelang, yaitu :

- a. Alternatif I, dengan lokasi yang sama dengan jembatan sebelumnya, dengan pilar baru sebanyak 3 (tiga) buah, dan 2 (dua) buah abutmen baru, bentang jembatan sama dan gelagar jembatan menggunakan gelagar jembatan sebelumnya (dimanfaatkan

kembali), lantai jembatan beton bertulang lebar sama dengan jembatan sebelumnya, elevasi lantai jembatan dinaikkan semula +3,40 menjadi +5,60 m.

- b. Alternatif II, dengan lokasi yang sama dengan jembatan sebelumnya, dan bentang 55 m yang menggunakan baja fabrikasi *B-CLASS BRIDGES B55 TRUSS*, dengan 2 abutmen baru, lebar lantai jembatan 6 m dan trotoir 2 x 0,5 m, elevasi lantai jembatan dinaikkan dari + 3,40 menjadi + 5,60 m.

Rencana rehabilitasi jembatan ke-2 (dua) alternatif tersebut di atas akan diuraikan lebih lanjut.

4.7. Rehabilitasi Jembatan dengan Alternatif I

4.7.1. Data teknis jembatan

- a. Bentang bersih : 4 bentang masing-masing 11,7 m
- b. Lebar jembatan : 5,5 m
- c. Struktur atas : lantai jembatan plat beton bertulang dengan gelagar prategang (menggunakan gelagar jembatan lama).
- d. Struktur bawah : 2 (dua) buah abutmen dan 3 (tiga) buah pilar dengan pondasi sumuran.



4.7.2. Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (Alternatif I)

Tabel 4.8. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif I

No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Persiapan	292.683.645
2	Pekerjaan Tanah	936.292.900
3	Perkerasan Berbutir	476.208.281
4	Pekerjaan Aspal	497.321.750
5	Pekerjaan Struktur	2.843.778.759
6	Perlengkapan Jalan	135.940.000
(A)	Jumlah Harga Pekerjaan (termasuk Biaya Umum & Keuntungan)	5.182.225.335
(B)	Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 10% x (A)	518.222.534
(C)	JUMLAH TTL HARGA PEKERJAAN (A) + (B)	5.700.447.869
(D)	dibulatkan	5.700.447.869

4.8. Rehabilitasi Jembatan dengan Alternatif II

4.8.1. Data Teknis Jembatan

- a. Bentang bersih : 1 (satu) bentang 55 m
- b. Lebar jembatan : 5 m perkerasan 0,5 m x 2 trotoir
- c. Struktur atas : lantai jembatan plat beton bertulang dengan gelagar angka baja Truss Australia Klas B.
- d. Struktur bawah : 2 (dua) buah abutmen dengan pondasi sumuran.



4.8.2 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (Alternatif II)

Berdasarkan volume pekerjaan, harga satuan bahan, harga satuan upah dan harga satuan pekerjaan didapatkan total harga pembangunan jembatan alternatif II seperti pada Tabel 4.9 Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif II.

Tabel 4.9. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif II

No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Persiapan	212.683.645
2	Pekerjaan Tanah	936.292.900
3	Perkerasan Berbutir	476.208.281
4	Pekerjaan Aspal	503.082.750
5	Pekerjaan Struktur	3.697.687.741
6	Perlengkapan Jalan	135.940.000
(A)	Jumlah Harga Pekerjaan (termasuk Biaya Umum & Keuntungan)	5.961.895.318
(B)	Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 10% x (A)	596.189.532
(C)	JUMLAH TTL HARGA PEKERJAAN (A) + (B)	6.558.084.850
(D)	dibulatkan	6.558.084.850

4.9. Perhitungan Nilai Ekonomi Jembatan

4.9.1. Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif I

Rencana anggaran biaya pekerjaan jembatan Alternatif I dapat dilihat pada Tabel 4.8. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Rehabilitasi. Secara detail diperlihatkan pada Lampiran G-1 s/d G-6.

Nilai uang pada akhir tahun 2063 adalah :

a. Biaya pembangunan :

Rp 5.700.447.869 (F/p, i , 51)

$$\text{Rp } 5.700.447.869(1+0,065)^{51} = \text{Rp } 141.494.309.749,94$$

b. Biaya pemeliharaan Rp 10.000.000/th

Rp 10.000.000 (F/A, i , 50)

$$\text{Rp } 10.000.000 \left(\frac{(1+0,065)^{50}-1}{0,065} \right) \times 50 = \text{Rp } 12.410.806.396,00$$

Total biaya pembangunan dan pemeliharaan
pada akhir umur rencana = Rp 153.905.116.146,00

Dibulatkan = Rp 153.905.116.200,00

Terbilang : Seratus lima puluh tiga milyar sembilan ratus lima juta seratus enam
belas ribu dua ratus rupiah.

4.9.2. Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif II

Rencana anggaran biaya pekerjaan jembatan alternatif II dapat dilihat pada Tabel 4.9. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif II. Secara detail diperlihatkan pada Lampiran J-I.

Tabel 4.9. Rekapitulasi Perkiraan Harga Pekerjaan Alternatif II

No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Persiapan	212.683.645
2	Pekerjaan Tanah	936.292.900
3	Perkerasan Berbutir	476.208.281
4	Pekerjaan Aspal	503.082.750
5	Pekerjaan Struktur	3.697.687.741
6	Perlengkapan Jalan	135.940.000
(A)	Jumlah Harga Pkerjaan (termasuk Biaya Umum & Keuntungan)	5.961.895.318
(B)	Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 10% x (A)	596.189.532
(C)	JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN (A) + (B)	6.558.084.850
(D)	dibulatkan	6.558.084.850

Jembatan dengan struktur Rangka Baja :

Biaya pembangunan Rp 6.558.084.850,00

Pemeliharaan rutin

a. Pengecatan marka dan rangka baja Rp 50.000.000,00/ 5th

b. Aspal *deck* Rp 50.000.000,00/ 5th

Rp 100.000.000,00/ 5th

Estimasi biaya pekerjaan pemeliharaan tiap 5 tahun dapat dilihat dalam

Lampiran L.

Tahun pembangunan awal : th 2012

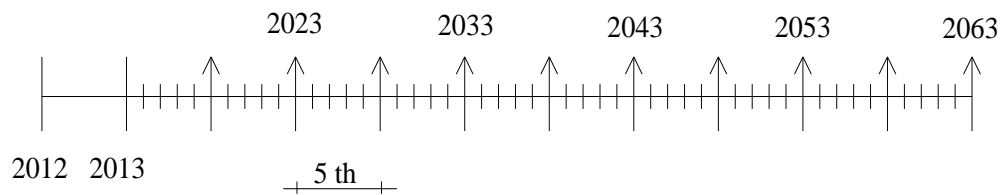
Tahun pembangunan selesai : th 2013

Umur rencana : 50 th

Sehingga dapat digambarkan dalam perhitungan Analisis Ekonomi sebagai

berikut :

commit to user



Gambar 4.22. “Cash Flow” Nilai Ekonomis Jembatan Alternatif II

Nilai uang pada akhir tahun 2063 adalah :

$$\text{Rp } 6.558.084.850,00 (F/p, i, 51) = \text{Rp } 162.782.242.809$$

Periode Pemeliharaan :

I	Rp 100.000.000	(F/p, i, 6)	(F/p, i, 45)	=	Rp 2.482.161.279
II	Rp 100.000.000	(F/p, i, 11)	(F/p, i, 40)	=	Rp 2.482.161.279
III	Rp 100.000.000	(F/p, i, 16)	(F/p, i, 35)	=	Rp 2.482.161.279
IV	Rp 100.000.000	(F/p, i, 21)	(F/p, i, 30)	=	Rp 2.482.161.279
V	Rp 100.000.000	(F/p, i, 26)	(F/p, i, 25)	=	Rp 2.482.161.279
VI	Rp 100.000.000	(F/p, i, 31)	(F/p, i, 20)	=	Rp 2.482.161.279
VII	Rp 100.000.000	(F/p, i, 36)	(F/p, i, 15)	=	Rp 2.482.161.279
VIII	Rp 100.000.000	(F/p, i, 41)	(F/p, i, 10)	=	Rp 2.482.161.279
IX	Rp 100.000.000	(F/p, i, 46)	(F/p, i, 5)	=	Rp 2.482.161.279
X	Rp 100.000.000	(F/p, i, 51)	(F/p, i, 0)	=	Rp 2.482.161.279

$$\text{Total biaya pemeliharaan} = \text{Rp } 24.821.612.793$$

$$\text{Total biaya pembangunan dan pemeliharaan akhir umur rencana} = \text{Rp } 187.603.855.602$$

Terbilang : Seratus delapan puluh tujuh milyar enam ratus tiga juta delapan ratus lima puluh lima ribu enam ratus dua rupiah.

commit to user

4.10. Pilihan Alternatif Rehabilitasi

Spesifikasi teknis jembatan antara Alternatif I dan Alternatif II dapat dilihat pada Tabel 4.10. Data Teknis Rehabilitasi Jembatan Alternatif I dan Alternatif II.

Tabel 4.10. Data Teknis Rehabilitasi Jembatan Alternatif I dan Alternatif II

ALTERNATIF I	SPESIFIKASI	ALTERNATIF II
4 x 11,7 m	1. Bentang	1 x 55 m
5,5 m	2. Lebar Jembatan	6 m
-	3. Trotoir	2 x 0,5 m
+ 5,60 m	4. Elevasi Deck	+ 5,60 m
+ 3,40 m	5. Elevasi MAB	+ 3,40 m
+ 4,40 m	6. Elevasi Balok Sungai	+ 4,40 m
Prestess Lama	7. Gelagar	Rangka Baja
2 Abutmen	8. Bangunan Bawah	2 Abutmen
3 Pilar	9. Luas Penampang Basah	275,9 m ²
253,58 m ²	10. Kedalaman Air	6,2 m
6,2 m	11. Panjang Oprit	2 x 100 m
2 x 100 m	12. Biaya Pembangunan	Rp 6.558.084.850
Rp 5.700.447.869	13. Umur Rencana	50 Th
50 Th	14. Nilai Ekonomi selama 50 th	Rp 187.603.855.602
Rp 153.905.116.200		

Untuk menentukan alternatif rehabilitasi jembatan antara Alternatif I dan Alternatif II dapat ditabulasikan pada Tabel 4.11. , Tabel 4.12., dan Tabel 4.13. Penentuan prioritas perbaikan dilaksanakan dengan menggunakan multi kriteria analisis, yaitu analisis pemilihan alternatif dengan pembobotan. Metode multi kriteria analisis ini dipilih dengan pertimbangan lebih mudah melakukan perubahan dalam penentuan bobot 2 atau 3 kali dari bobot kriteria yang lain. Sedangkan indikator yang digunakan yang tidak sensitif menggunakan standarisasi pembobotan normal. Kriteria yang digunakan adalah sebagai berikut:

commit to user

1. Syarat Keamanan Stabilitas

Angka keamanan stabilitas ditentukan berdasarkan :

$$SF = \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{guling}}} \quad (\text{dari hasil perhitungan perencanaan})$$

$$SF = \frac{V \tan \phi}{H} \quad (\text{dari hasil perhitungan perencanaan})$$

Dengan pembobotan sebagai berikut :

Nilai 1 untuk stabilitas rendah, $SF \leq 1$

Nilai 2 untuk stabilitas rendah, SF 1 s.d. 1,5

Nilai 3 untuk stabilitas rendah, SF 1,5 s.d. 2

Nilai 4 untuk stabilitas rendah $SF > 2$

2. Estimasi Biaya (*range* biaya diperbandingkan antar metode)

Nilai 1 untuk biaya konstruksi tinggi

(Rp 8.000.000.000,00 - Rp 9.000.000.000,00)

Nilai 2 untuk biaya konstruksi sedang

(Rp 7.000.000.000,00 - Rp 8.000.000.000,00)

Nilai 3 untuk biaya konstruksi rendah

(Rp 6.000.000.000,00 - Rp 7.000.000.000,00)

Nilai 4 untuk biaya konstruksi sangat rendah

(Rp 5.000.000.000,00 - Rp 6.000.000.000,00)

3. Kemudahan Pelaksanaan (teknologi dan ketersediaan penyedia jasa)

Nilai 1 untuk perbaikan sulit (teknologi tinggi dan penyedia jasa khusus)

Nilai 2 untuk perbaikan sedang (teknologi sedang dan penyedia jasa terbatas)

Nilai 3 untuk perbaikan mudah (konvensional)

4. Ekonomi Kerakyatan

Nilai 1 untuk penggunaan material impor dan tenaga asing/khusus

Nilai 3 untuk penggunaan material dalam negeri dan tenaga kerja terbatas

Nilai 5 untuk penggunaan material lokal dan tenaga kerja lokal/padat karya

Informasi kondisi sesuai kriteria untuk masing-masing metode perbaikan dapat dilihat pada Tabel 4.11. dan hasilnya disajikan pada Tabel 4.12. serta Tabel 4.13.

Pembobotan berdasarkan kriteria utama dalam menentukan nilai akhir skor perlu pertimbangan bahwa :

1. Faktor terpenting dalam pemilihan kriteria perencanaan adalah aman, stabil, sesuai ketentuan Pedoman Perencanaan Jembatan, untuk ini diberi skor 50%.
2. Faktor biaya dalam pemilihan kriteria perencanaan adalah sesuai standar, untuk ini faktor biaya diberi skor 20%.
3. Faktor kemudahan pelaksanaan diberi bobot skor 15%
4. Faktor ekonomi kerakyatan dalam pelaksanaan rehabilitasi jembatan diberi bobot skor 15%.

Sehingga total dari empat faktor keseluruhan adalah 100%.

Tabel 4.11. Penilaian Rangkang Prioritas

Metode Dasar Perbaikan	Cara Perbaikan Jembatan	Kriteria			
		Keamanan Stabilitas	Estimasi Biaya	Kemudahan Pelaksanaan	Ekonomi Kerakyatann
a. Rencana Rehabilitasi Alternatif I	Membangun baru dengan menggunakan gelagar prestres bangunan lama. Bentang : 4 x 11,7 m Pilar : 3 dengan pondasi sumuran Abutmen : 2 dengan pondasi Sumuran Oprit : 2 x 6 x 100 Slab : baru 4 x 5, 5 x 11,7 m	<ul style="list-style-type: none"> Poer pondasi direncana ulang, slab dan gelagar dipakai Rentan terhadap Q banjir > 1250m³/det A= 253,8 m² Pondasi terhadap <i>scouring</i> karena berada dipenampang sungai 	<ul style="list-style-type: none"> Biaya Pembangunan Rp 5.700.447.869 Biaya pemeliharaan Rp 153.905.116.200 	<ul style="list-style-type: none"> Banyak volume pekerjaan galian di dasar sungai yang selalu mengalir, perlu menunggu debit sungai paling kecil Perlu pekerjaan kisdam dengan volume besar selama 2 tahap Bongkaran perli hati-hati agar gelagar tidak rusak/ patah/pecah Perlu <i>crane</i> untuk pembongkaran dan erection 	<ul style="list-style-type: none"> Pembongkaran slab beton jembatan lama harus dengan tenaga manual Angkat gelagar dengan <i>crane</i> Galian sumuran dapat dilaksanakan dengan tenaga manual (perlu tenaga manusia lebih banyak) Volume pekerjaan pasangan bata untuk talud & drainase dengan tenaga manusia
b. Rencana Rehabilitasi Alternatif II	Membangun baru. Bentang : 1 bentang Abutmen : 2 Pondasi : Sumuran Slab : 6 x 56 m Oprit : 2 x 6 x 100 Rangka baja baru	<ul style="list-style-type: none"> Poer pondasi abutmen direncanakan Gelagar dengan rangka fabrikasi standar Bina Marga Bentang tampang pilar A=275,9m² Passing kapasitas lebih besar Pondasi abutmen di luar penampang sungai lebih aman terhadap gerusan 	<ul style="list-style-type: none"> Biaya Pembangunan Rp 6.558.084.850 Biaya pemeliharaan Rp 187.603.855.602 	<ul style="list-style-type: none"> Pekerjaan tanah berada di luar palung sungai tidak perlu kisdam Erection R bangunan dengan sistem perancah lebih mudah tidak perlu mobilisasi <i>crane</i> 	<ul style="list-style-type: none"> Pembongkaran jembatan lama (dihancurkan) dengan alat buat lebih cepat Galian 4 sumuran dan pondasi dengan tenaga manusia Volume beton lebih sedikit Erection rangka baja bisa dengan tenaga manusia dengan alat bantu Lier cukup tidak perlu <i>crane</i> Volume pekerjaan pasangan bata untuk talud dan drainase dengan tenaga manusia

Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Skor Peringkat

Metode Dasar Perbaikan	Cara Perbaikan Jembatan	Kriteria				Nilai Akhir Skor
		Keamanan Stabilitas (50%)	Estimasi Biaya (20%)	Kemudahan Pelaksanaan (15%)	Ekonomi Kerakyatann (15%)	
a. Rencana Rehabilitasi Alternatif I	Membangun baru dengan menggunakan gelagar prestres bangunan lama. Bentang : 4 x 11,7 m Pilar : 3 dengan pondasi sumuran Abutmen : 2 dengan pondasi Sumuran Oprit : 2 x 6 x 100 Slab : baru 4 x 5, 5 x 11,7 m	(4 x 0,5)	(4 x 0,2)	(1 x 0,15)	(3 x 0,15)	3,4
b. Rencana Rehabilitasi Alternatif II	Membangun baru. Bentang : 1 bentang Abutmen : 2 Pondasi : Sumuran Slab : 6 x 56 m Oprit : 2 x 6 x 100 Rangka baja baru	(4 x 0,5)	(3 x 0,2)	(2 x 0,15)	(2 x 0,15)	3,2

Tabel 4.13. Prioritas Perbaikan Hasil Multi Kriteria Analisis

No	Cara Perbaikan	Prioritas Peringkat
1	<p>Membangun baru dengan menggunakan gelagar prestres bangunan lama.</p> <p>Bentang : 4 x 11,7 m</p> <p>Pilar : 3 dengan pondasi sumuran</p> <p>Abutmen : 2 dengan pondasi Sumuran</p> <p>Oprit : 2 x 6 x 100</p> <p>Slab : baru 4 x 5, 5 x 11,7 m</p>	1
2	<p>Membangun baru.</p> <p>Bentang : 1 bentang</p> <p>Abutmen : 2</p> <p>Pondasi : Sumuran</p> <p>Slab : 6 x 56 m</p> <p>Oprit : 2 x 6 x 100</p> <p>Rangka baja baru</p>	2

Dari paparan Tabel 4.11. dapat diuraikan bahwa Rencana Rehabilitasi Jembatan Trinil dengan Alternatif I, membangun jembatan kembali, bentang 4x11,7 m, lebih murah, nilai ekonomi jembatan lebih murah, dapat memanfaatkan gelagar lama. Beberapa perlu dipertimbangkan adalah kapasitas banjir “*passing capacity*” lebih kecil, pekerjaan relatif lebih sulit karena pekerjaan-pekerjaan sumuran, pondasi berada di bawah air sungai sehingga perlu kisdam. Dari faktor keamanan, pondasi 3 pilar dan abutmen lebih rentan terhadap bahaya *scouring*. Dengan perbandingan jumlah skor Jembatan Alternatif I dibanding Alternatif sebesar 3,4 : 3,2, dapat disimpulkan, Alternatif I sebagai pilihan I pengambilan keputusan rencana rehabilitasi jembatan.

4.11. Teknik Rehabilitasi Alternatif I

Usulan rehabilitasi jembatan Trinil ditentukan sebagaimana uraian di atas dengan Alternatif I. Adapun pekerjaan pada Alternatif I ini meliputi pekerjaan persiapan, pekerjaan tanah, pekerjaan perkerasan berbutir, pekerjaan aspal, pekerjaan struktur dan pekerjaan perlengkapan jalan.

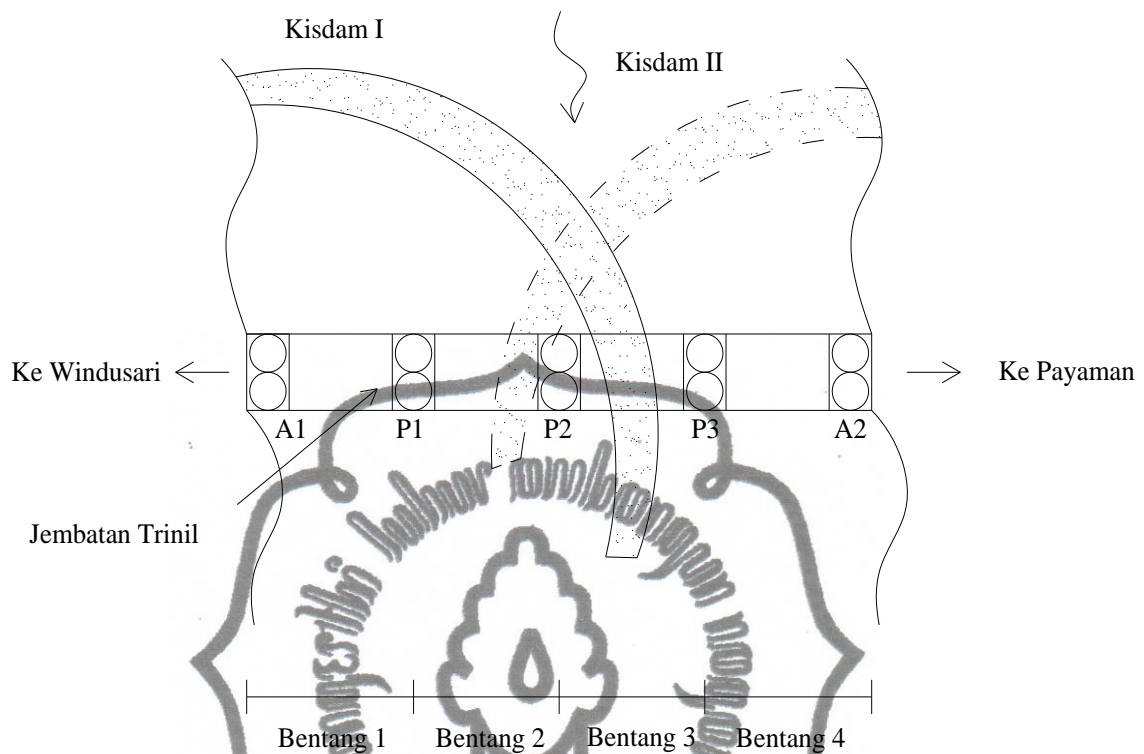
Metode konstruksi rehabilitasi Alternatif I :

a. Pekerjaan Persiapan

Meliputi mobilisasi, brak kerja, direksi keet, pembongkaran lantai jembatan lama, pembongkaran abutmen dan pilar.

b. Pembuatan Kisdam I

Untuk pekerjaan abutmen A1, P1 dan P2 lebih lanjut lihat pada,



Gambar 4.23. Sketsa Pekerjaan Rehabilitasi Alternatif I

Pekerjaan meliputi :

- a) Galian tanah sumuran untuk abutmen A1, P1 dan P2.
 - b) Pekerjaan sumuran (6 buah)
 - c) Pekerjaan *pile cap* A1, P1, dan P2.
 - d) Pekerjaan abutmen A1, P1 dan P2.
 - e) *Erection* gelagar lama pada bentang 1 dan bentang 2.
- c. Pembuatan Kisdam II
- Pekerjaan meliputi :
- a) Galian tanah sumuran untuk abutmen P3 dan A2.
 - b) Pekerjaan Sumuran (4 buah)
 - c) Pekerjaan *pile cap* P3 dan A2
 - d) Pekerjaan abutmen P3 dan A2

e) *Erection* gelagar lama pada bentang 3 dan bentang 4.

d. Pekerjaan Talud Oprit

Pekerjaan talud oprit arah Windusari 50 m dan arah Payaman 50 m, pengurugan tanah pilihan, pemadatan, dan pekerjaan perkerasan.

e. Pekerjaan Lantai Jembatan :

- a) Pekerjaan pemasangan *deck slab* empat bentang
- b) Perakitan tulangan slab
- c) Pekerjaan begesting tepi
- d) Pekerjaan pengecoran slab
- e) Pekerjaan perawatan beton selama 4 minggu
- f) Pekerjaan latasir

f. Pekerjaan Pelengkap

Pekerjaan pelengkap meliputi :

- a) Pemasangan kerb pracetak
- b) Pemasangan sandaran
- c) Pemasangan patok pengarah
- d) Pemasangan rambu
- e) Pemasangan lampu penerangan
- f) Pemasangan cat marka

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang bisa diambil dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Penyebab keruntuhan pilar pada jembatan Trinil pascarehabilitasi adalah karena dasar pondasi pilar terjadi *scouring* akibat dasar pondasi tidak berada di atas tanah keras. Bersamaan dengan itu gaya akibat debit banjir mengakibatkan gaya yang diterima oleh dasar pondasi bertambah, sehingga kombinasi antara *scouring* dan tegangan *extern* pada dasar pondasi mengakibatkan keruntuhan pada pilar. Dengan demikian direncanakan rehabilitasi jembatan yang tepat.
2. Desain alternatif rehabilitasi pada jembatan Trinil Kabupaten Magelang adalah 1) Alternatif I membangun kembali jembatan menggunakan gelagar lama, dua buah abutmen baru, tiga buah pilar baru dan slab baru, dan 2) Alternatif II, membangun jembatan baru dengan rangka baja dengan dua buah abutmen baru dan slab baru. Alternatif I sebagai prioritas utama.

5.2. Saran

Saran yang dapat disampaikan oleh penulis adalah:

1. Pelaksanaan pembangunan rehabilitasi jembatan dilaksanakan benar-benar sesuai dengan perencanaan.
2. Pelaksanaan pekerjaan rehabilitasi dengan Alternatif II lebih mudah dilaksanakan daripada Alternatif I. Karena pekerjaan kedua tidak membangun pilar dan abutmen di dalam sungai. Berdasarkan data,

debit sungai tidak pernah kering sepanjang tahun (tidak perlu pekerjaan kisdam).

3. Perawatan berkala untuk desain jembatan Alternatif I dihitung lebih murah daripada desain Alternatif II, karena jembatan rangka baja perlu perawatan rangka baja (pengecatan) agar dapat mencapai umur rencana jembatan.

