

SKRIPSI

**PENGARUH ALIRAN TERHADAP GERUSAN PADA
ABUTMENT JEMBATAN MONCONGLOE
KABUPATEN GOWA**



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

2020

10/12/2020

1 sup
Sub. Alumni

R/071/SIP/2010
ERW

P²



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

FAKULTAS TEKNIK

GEDUNG MENARA IQRA LT. 3

Jl. Sultan Alauddin No. 259 Telp. (0411) 866 972 Fax (0411) 865 588 Makassar 90221

Website : www.unismuh.ac.id, e-mail : unismuh@gmail.com

Website : <http://teknik.unismuh.makassar.ac.id>

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi syarat ujian guna memperoleh gelar Sarjana Teknik (ST) Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.

Judul Skripsi : **PENGARUH ALIRAN TERHADAP GERUSAN PADA ABUTMEN JEMBATAN MONCONGLOE KAB. GOWA**

Nama : Erwin
: Nur Awal Lanka

Stambuk : 105 81 2290 14
: 105 81 2178 14

Makassar, 29 AGUSTUS 2020

Telah Diperiksa dan Disetujui
Oleh Dosen Pembimbing

Pembimbing I

Pembimbing II

Dr. Ir. Nenny T Karim, ST., MT., IPM

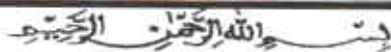
MUH. Syafaat S Kuba, ST., MT

Mengetahui,

Ketua Prodi Teknik Pengairan



Andi Makbul Syamsuri, ST., MT.
NBM : 1183 084



PENGESAHAN

Skripsi atas nama Erwin dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 2290 14 dan Nur Awal Lanka dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 2178 14, dinyatakan diterima dan disahkan oleh Panitia Ujian Tugas Akhir/Skripsi sesuai dengan Surat Keputusan Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar Nomor : 0008/SK-Y/22201/091004/2020, sebagai salah satu syarat guna memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar pada hari Sabtu tanggal 29 Agustus 2020.

Makassar, 10 Muharram 1442 H
29 Agustus 2020 M

Panitia Ujian :

1. Pengawas Umum

a. Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar

Prof. Dr. H. Ambo Asse, M.Ag.

b. Dekan Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin

Dr. Ir. H. Muhammad Arsyad Thaha, MT

2. Penguji :

a. Ketua : Dr. Ir. Hj. Fenty Daud S. MT

b. Sekertaris : Amir Zainuddin, ST., MT., IPM

3. Anggota: 1. Dr.Ir.Hj. Sukmasari Antaria, M.Sc

2. Dr.Fithriyah Arief Wangsa, ST., MT

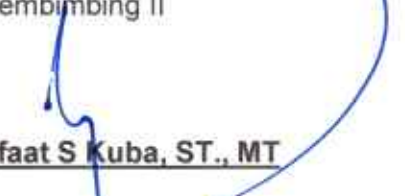
3. Ir. Hamzah Al Imran, ST., MT., IPM

Mengetahui :

Pembimbing I

Pembimbing II


Dr. Ir. Nenny T Karim, ST., MT., IPM


Muh. Syafaat S Kuba, ST., MT

Dekan



Ir. Hamzah Al Imran, ST., MT., IPM
NBM: 855 500

PENGARUH ALIRAN TERHADAP GERUSAN PADA ABUTMENT JEMBATAN MONCONGLOE KABUPATEN GOWA

Erwin¹⁾ dan Nur awal lanka²⁾

- 1) Program Studi Teknik Pengairan
Universitas Muhammadiyah Makassar
Erwinsipil14@gmail.com
- 2) Program Studi Teknik Pengairan
Universitas Muhammadiyah Makassar
Nurawal@Gmail.com

ABSTRAK

Sungai adalah saluran terbuka yang terbentuk secara alami di muka bumi yang mengalir menurut kondisi permukaan bumi dari mata air melewati beberapa alur sungai menuju ke danau atau laut secara di namais. Di bimbing *Dr. Ir. Nenny T Karim, ST., MT., IPM* dan *MUH. Syafaat S Kuba, ST., MT* Abutment adalah fenomena alam yang terjadi karena erosi terhadap aliran air pada dasar dan tebing saluran allvial atau proses menurunnya atau semakin dalamnya dasar sungai di bawah elevasi permukaan alami (datum) karena interaksi antara aliran dengan material Dasar sungai (Hoffmans and Verheji, 1997 dalam Rahmadani, 2014). Berdasarkan hasil investigasi lapangan yang didukung oleh perhitungan kedalaman gerusan menggunakan metode Laursen dapat dilihat bahwa runtuhnya jembatan saat terjadinya debit banjir itu tidak disebabkan oleh gerusan yang terjadi di sekitar abutment. Hal ini disebabkan karena faktor tikungan pada penampang sungai sehingga gerusan yang terjadi tidak terpusat pada abutment jembatan.

Kata Kunci : Gerusan pada Abutment, investigasi Lapangan jembatan

ABSTRACT

A river is an open channel that is formed naturally on the earth that flows according to the surface conditions of the earth from the spring through several streams to the lake or sea in natura. Guided by Dr. Ir. Nenny T Karim, ST., MT., HDI and MUH. Intercession S Cuba, ST., MT Abutment is a natural phenomenon that occurs due to erosion of the flow of water at the bottom and cliffs of the alluvial channel or the process of decreasing or getting deeper the riverbed under the natural surface elevation (datum) due to the interaction between the flow and the material of the riverbed (Hoffmans and Verheij, 1997 in Rahmadani, 2014). Based on the results of field investigations supported by the calculation of the depth of gerusan using laursen method can be seen that the collapse of the bridge at the time of the flood discharge was not caused by the grinding that occurred around the abutment. This is due to the bend factor in the cross-section of the river so that the gerusan that occurs is not concentrated in the abutment of the bridge.

Keywords: Gerusan on Abutment, field bridge investigation

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Syukur Alhamdulillah kami panjatkan atas kehadiran Allah S.W.T., karena rahmat-Nya sehingga penulis mampu menyelesaikan proposal berjudul **“Pengaruh Kedalaman Aliran Terhadap Gerusan Pada Abutment Jembatan Moncongloe Kabupaten Gowa”** sebagai salah satu syarat untuk menyelesaikan studi di Fakultas Teknik Jurusan Sipil Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar.

Melalui proposal ini kami mengucapkan terima kasih atas segala bantuan, bimbingan, saran dan petunjuk sehingga proposal ini dapat diselesaikan. Oleh karena itu, pada kesempatan kali ini penulis ingin menyampaikan rasa hormat dan banyak terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. Hamzah Al Imran, S.T., M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
2. Bapak Andi Makbul Syamsuri, S.T., M.T., selaku Ketua Jurusan Sipil Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
3. Bapak dan Ibu Dosen serta para staf administrasi pada Jurusan Teknik Sipil Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
4. Ibu Dr. Ir. Nenny T. Karim, ST., MT. selaku Pembimbing I dan Bapak Muh. Syafaat S. Kuba, S.T., M.T. selaku Pembimbing II.
5. Kedua Orang tua kami yang selalu member dukungan secara moril maupun material dan doa kepada kami.

6. Saudara/saudari kami di Fakultas Teknik Jurusan Sipil Pengairan khususnya angkatan Vektor 2014.

Serta semua pihak yang turut membantu penyusunan proposal ini yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu, dengan dukungan dan doa dari kalian akhirnya kami dapat menyelesaikan proposal ini.

Kami menyadari keterbatasan kami sehingga mungkin dalam penyusunan tugas akhir ini masih terdapat beberapa kekurangan dan kesalahan. Oleh karena itu, kami menerima saran dan masukan dari pembaca yang sifatnya membangun demi perbaikan studi kami ini.

"Billahi Fii Sabilil Hak Fastabiqul Khaerat"

Makassar, 2020

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERSETUJUAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
BAB I PENDAHULUAN	
A. Latar Belakang.....	1
B. Rumusan Masalah	3
C. Tujuan Penelitian	4
D. Batasan Penelitian	4
E. Manfaat Penelitian	4
F. Sistematika Penulisan	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
A. Sungai	7
1. Morfologi Sungai.....	8
2. Perilaku Sungai.....	9
3. Bentuk – bentuk Sungai	10

4. Struktur Sungai	11
5. Hidrolika Sungai	12
6. Sifat-sifat aliran.....	13
B. Analisis Hidrologi	18
1. Curah Hujan Rata – rata	18
2. Metode polygon thiessen	19
3. Perhitungan curah hujan Rencana	21
4. Perhitungan Debit Rencana	23
5. Hidrograf Banjir.....	27
C. Abutment Jembatan dan Gerusan	28
1. Abutment jembatan.....	28
2. Pengertian Gerusan	28
3. Macam-macam Gerusan	29
4. Mekanisme Gerusan.....	30
5. Pengendalian Gerusan.....	34
6. Permulaan Gerak Butiran.....	34
7. Persamaan Empiris Kedalaman Gerusan Clear-Water Seour.....	35
8. Persamaan Neil 1964	37

BAB III METODE PENELITIAN

A. Lokasi dan Waktu Penelitian	49
B. Jenis Penelitian dan Sumber Data.....	50

1. Jenis Penelitian	50
2. Sumber Data.....	50
C. Alat Yang Di Gunakan Di Bahan	51
1. Alat Dan Bahan.....	51
D. Prosedur Penelitian.....	51
1. Mengetahui Catchman Area.....	51
2. Pengelolaan Data Curah Hujan Debit Rencana 10 Tahun.....	51
3. Perhitungan Debit Rencana	52
4. Persamaan Gerusan.....	52
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	
A. HASIL	
1. Analisa Hidrologi	56
2. Analisis Parameter Statistik	58
3. Analisis Curah Hujan Rencana	60
4. Analisis Debit Banjir Rencana.....	62
5. Analisis Kapasitas Sungai	71
6. Analisis Tinggi Muka Air Sungai	76
7. Gerusan Pada Abutment.....	77
B. PEMBAHASAN	
1. Pengaruh Kedalaman Aliran Terhadap Kedalaman Gerusan Pada Abutment Jembatan	80

2. Besarnya Kedalaman Maksimum Gerusan Pada Abutment Jembatan Dengan Dua Metode Pendekatan.....	81
3. Pengaruh Kedalaman Gerusan Maksimum Pada Abutment Jembatan Moncongloe.....	82

BAB V PENUTUP

A. KESIMPULAN	83
----------------------------	----

B. SARAN	84
-----------------------	----

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

Nomor	Tabel	Halaman
Tabel 1	Penelitian Terdahulu.....	41
Tabel 2	Pembagian Daerah Aliran (<i>Polygon Thiessen</i>).....	56
Tabel 3	Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-rata Metode <i>Poligon, Thiessen</i>	57
Tabel 4	Analisis Parameter Statistik Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata.....	58
Tabel 5	Kesimpulan Pemilihan Jenis Metode.....	59
Tabel 6	Analisis Curah Rencana dengan Metode <i>Log Pearson Type III</i>	61
Tabel 7	Rekapitulasi Analisis Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang Tahun (t) dengan Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	61
Tabel 8	Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Efektif	64
Tabel 9	Waktu Lengkung Hidrograf Nakayasu.....	65
Tabel 10	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik dengan Metode Nakayasu	66
Tabel 11	Rekapitulasi Debit Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu	68
Tabel 12	Data curah Hujan Maksimum harian Rata-rata	69
Tabel 13	Perhitungan Debit Aliran Dasar (Base Flow).....	70

Tabel 14	Hasil perhitungan tampungan Sungai Jenelata Kondisi debit Normal (Q_n)	73
Tabel 15	Hasil perhitungan debit rata-rata	75
Tabel 16	Rekapitulasi hasil perhitungan.....	76
Tabel 17	Hasil perhitungan tinggi muka air	77
Tabel 18	Hasil perhitungan Laursen dan touch kedalaman maksimum gerusan dan kedalaman aliran.....	78
Tabel 19	Hasil perhitungan froehlich kedalaman gerusan dan kedalaman aliran.....	79

Tabel 14	Hasil perhitungan tampungan Sungai Jenelata Kondisi debit Normal (Q_n)	73
Tabel 15	Hasil perhitungan debit rata-rata	75
Tabel 16	Rekapitulasi hasil perhitungan	76
Tabel 17	Hasil perhitungan tinggi muka air	77
Tabel 18	Hasil perhitungan Laursen dan touch kedalaman maksimum gerusan dan kedalaman aliran	78
Tabel 19	Hasil perhitungan froehlich kedalaman gerusan dan kedalaman aliran	79



DAFTAR GAMBAR

Nomor	Gambar	Halaman
Gambar 1.	Kondisi tebing sungai jenelata pada bagian tikungan.....	2
Gambar 2.	Sistem proses pembentukan dasar sungai/morfologi sungai	9
Gambar 3.	Bentuk – bentuk sungai buatan maupun alamiah.....	10
Gambar 4.	Bentuk morfologi sungai dimodifikasi.....	11
Gambar 5.	Distribusi kecepatan aliran (a) jarak kecepatan air maksimum dan (b) efek kekasaran dasar saluran.....	17
Gambar 6.	Distribusi kecepatan aliran untuk beberapa macam bentuk saluran (a) saluran segitiga (b) saluran trapesium (c) saluran persegi panjang (d) saluran alam.....	17
Gambar 7.	Hujan Rerata Untuk Metode Thiessen.....	21
Gambar 8.	Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu.....	25
Gambar 9.	Model abutment jembatan.....	28
Gambar 10.	Pola Arus di Sekitar abutment Jembatan.....	32
Gambar 11.	Sistem Pusaran Telapak Kaki Kuda.....	32
Gambar 12.	Kedalaman Gerusan sebagai Fungsi Kecepatan Geser.....	33
Gambar 13.	Kedalaman Gerusan (d_s) sebagai Fungsi Waktu (t).....	33
Gambar 14.	Diagram Shields –Yalin	35
Gambar 15.	Peta Lokasi Jembatan Desa Moncongloe.....	49
Gambar 16.	Bagan Alur Peneliiian.....	55
Gambar 17.	Grafik Hidrograf Rancangan HSS Nakayasu.....	67

Gambar 18. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Banjir Metode HSS

Nakayasu.....	69
Gambar 19. Abutment.....	71
Gambar 20. Sketsa Penampang Sungai Jenelata STA 0 + 000.....	72
Gambar 21. Sketsa Penampang Sungai Jenelata STA 0 + 000.....	74
Gambar 22. Sketsa Penampang Sungai Jenelata Debit Kala Ulang 2 Tahun.....	76
Gambar 23. Profil Muka Air Sungai Jenelata Pada Q2, Q5, Q10, Q25, Q50.....	77
Gambar 24. Grafik Laursen dan Touch Hubungan antara kedalaman aliran dan Kedalaman maksimum Gerusan.....	78
Gambar 25. Grafik Hubungan antara kedalaman aliran dan Kedalaman Gerusan.....	77

BAB I

PENDAHULUAN

A. Latar Belakang

Sungai adalah saluran terbuka yang terbentuk secara alami di muka bumi yang mengalir menurut kondisi permukaan bumi dari mata air melewati beberapa alur sungai menuju ke danau atau laut secara dinamis. Air yang mengalir di dalam sungai akan mengakibatkan penggerusan tanah dasarnya. Abutmen adalah fenomena alam yang terjadi karena erosi terhadap aliran air pada dasar dan tebing saluran alluvial atau proses menurunnya atau semakin dalamnya dasar sungai di bawah elevasi permukaan alami (datum) karena interaksi antara aliran dengan material dasar sungai (Hoffmans and Verheij, 1997 dalam Rahmadani, 2014).

Proses gerusan tebing sungai dapat terjadi karena adanya perubahan morfologi sungai berupa tikungan dan pelebaran sungai akibat aliran air sungai yang mengalami kenaikan tinggi muka air. Penambahan gerusan akan terjadi dimana ada perubahan setempat dari geometri sungai seperti karakteristik tanah dasar setempat. Terjadinya gerusan tebing sungai tersebut akan menyebabkan perubahan kecepatan pola aliran yang mengakibatkan terjadinya pelebaran disekitar tebing sungai tersebut.

Banyak kasus yang terjadi di berbagai sungai mengenai kerusakan tebing sungai yang diakibatkan oleh gerusan, salah satunya di Sungai

Jenelata yang merupakan salah satu sub DAS Jeneberang yang berada di Kecamatan Manuju Kabupaten Gowa Provinsi Sulawesi Selatan. Kerusakan tebing sungai yang terjadi setiap tahunnya di sungai tersebut semakin parah terutama di musim penghujan. Bagian kerusakan yang parah yaitu pada bagian tikungan sungai. Hal ini dikarenakan aliran sungai pada belokan atau tikungan sungai lebih cepat jika dibandingkan dengan sungai yang berpenampang lurus. Berdasarkan survey awal, perkebunan masyarakat yang berada di dekat tepi sungai terkikis akibat gerusan, bahkan ada perumahan penduduk yang jaraknya sudah mendekati sungai. Perkebunan masyarakat yang tergerus aliran sungai dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Kondisi Tebing Sungai Jenelata pada bagian tikungan (Sumber :
Notecam, 2019)

Hal itu disebabkan oleh adanya perubahan kecepatan aliran dan terjadinya banjir pada tanggal 23 januari 2019 yang mengakibatkan erosi tebing dan serta memungkinkan terjadinya degradasi pada tebing sungai. Hal ini berdampak buruk bagi masyarakat, terutama yang tinggal di sekitar bantaran aliran sungai. Tingkat kerusakan tebing sungai perlu ditekan agar tidak menambah kerusakan lainnya. Tingkat kerusakan ini dapat dikurangi dengan dibangunnya bangunan perkuatan tebing sungai yang berfungsi untuk melindungi tebing terhadap gerusan pada tebing sungai.

Dengan Pertimbangan diatas maka kami tertarik untuk menyusun tugas akhirdengan judul **"PENGARUH ALIRAN TERHADAP GERUSAN PADA ABUTMENT JEMBATAN MONCONGLOE KABUPATEN GOWA"**.

B. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian dan latar belakang masalah yang telah dikemukakan di depan maka rumusan masalah, antara lain

1. Bagaimana pengaruh kedalaman aliran (y_a) terhadap kedalaman gerusan (y_g) pada abutment jembatan Moncongloe
2. Bagaimana pengaruh kedalaman aliran (y_a) terhadap perubahan kedalaman aliran pada abutment jembatan dengan menggunakan beberapa pendekatan

C. Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah diuraikan diatas, maka tujuan yang akan dicapai dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui besarnya pengaruh kedalaman aliran (v) terhadap kedalaman gerusan (ds) pada abutment jembatan Moncongloe di sungai Jenelata Kabupaten Gowa.
2. Mengetahui besarnya pengaruh kedalaman aliran (v) terhadap perubahan aliran pada Abutment jembatan di sungai Jenelata Moncongloe Kabupaten Gowa.

D. Batasan Penelitian

Batasan masalah pada penelitian ini yaitu sebagai berikut :

1. Tidak memperhitungkan laju sedimentasi disekitar abutment jembatan.
2. Bentuk abutment yang akan dianalisa adalah abutment yang sesuai di lapangan.
3. Tidak memperhitungkan beban pada abutment jembatan.
4. Tidak membahas mengenai metode pelaksanaan dan ekonomi teknik.

E. Manfaat Penelitian

1. Untuk dijadikan bahan acuan dan informasi para peneliti dalam mengembangkan penelitian yang berhubungan dengan kedalaman

- aliran terhadap gerusan pada abutment jembatan.
2. Hasil penelitian ini diharapkan memberikan manfaat dalam pengembangan ilmu pengetahuan dan teknologi terutama pada bidang hidrolika yang berkaitan dengan konsep kecepatan aliran terhadap gerusan pada abutment jembatan.
 3. Sebagai bahan referensi perencanaan struktur abutment jembatan.

F. Sistematika Penulisan

Penulisan ini merupakan susunan yang serasi dan teratur. Oleh karena itu dibuat dengan komposisi bab-bab mengenai pokok uraian sehingga mencakup pengertian tentang apa, dan bagaimana. Sistematika penulisan skripsi ini dapat diuraikan sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN diuraikan mengenai hal-hal yang melatarbelakangi penelitian ini, dilanjutkan dengan uraian rumusan masalah, batasan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA menguraikan tentang pengertian dasar serta teori yang digunakan dalam perhitungan yang meliputi analisis hidrologi, analisis debit sungaidan analisis perilaku aliran terhadap gerusan.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN menguraikan tentang lokasi dan waktu penelitian, jenis penelitian dan sumber data, serta tahap-tahap dalam proses penelitian.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN menguraikan tentang hasil penelitian dan pembahasan mengenai hasil analisis data perilaku aliran terhadap gerusan pada abutmen jembatan Moncongloe.



BAB II

KAJIAN PUSTAKA

A. Sungai

Sungai adalah air sumber alamiah yang mengalir dari tempat yang lebih tinggi ke tempat yang lebih rendah dan menuju atau bermuara ke laut, danau atau sungai yang lebih besar. Arus air di bagian hulu sungai (umumnya terletak di daerah pegunungan) biasanya lebih deras di bandingkan dengan arus sungai di bagian hilir. Aliran sungai seringkali berliku-liku karena terjadinya proses pengikisan dan pengendapan di sepanjang sungai. Sungai merupakan jalan air alamiah. Mengalir menuju samudera, Danau atau laut, atau ke sungai yang lain. Sungai juga salah satu bagian dari siklus hidrologi.

Dengan melalui sungai merupakan cara yang biasa bagi air hujan yang turun di daratan untuk mengalir ke laut atau tampungan air yang besar seperti danau. Air dalam sungai umumnya terkumpul dari presipitasi, seperti hujan, embun, mata air, limpasan bawah tanah, dan di beberapa negara tertentu air sungai juga berasal dari lelehan es / salju.

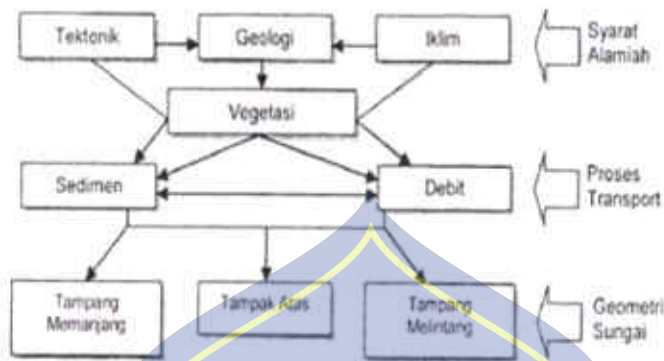
Sungai terdiri dari beberapa bagian, bermula dari mata air yang mengalir ke anak sungai. Beberapa anak sungai akan bergabung untuk membentuk sungai utama. Aliran air biasanya berbatasan dengan saluran dengan dasar dan tebing di sebelah kiri dan kanan. Penghujung sungai di mana sungai bertemu laut di kenali sebagai muarah sungai.

1. Morfologi Sungai

Faktor dominan yang berpengaruh terhadap pembentukan permukaan bumi adalah aliran air, termasuk di dalamnya sungai permukaan. Aliran air ini melintasi permukaan bumi dan membentuk alur aliran sungai atau *morfologi sungai* tertentu. Morfologi sungai tersebut menggambarkan keterpaduan antara karakteristik abiotik (fisik-hidrologi, hidraulika, sedimen, dan lain-lain) dan karakteristik biotik (biologi atau ekologi - flora dan fauna) daerah yang dilaluinya.

Faktor yang berpengaruh terhadap morfologi sungai tidak hanya faktor abiotik dan biotik namun juga campur tangan manusia dalam aktivitasnya mengadakan pembangunan-pembangunan di wilayah sungai (sosia-antropogenik). Pengaruh campur tangan manusia ini dapat mengakibatkan perubahan morfologi sungai yang jauh lebih cepat dari pada pengaruh alamiah biotik dan abiotik saja.

Mangelsdorf & Scheuermann (1980) dalam Agus Maryono (2009) mengusulkan empat faktor utama yang berpengaruh terhadap pembentukan alur morfologi sungai selain sosia-antropogenik, yaitu tektonik, geologi, iklim, dan vegetasi. Hubungan antara faktor-faktor tersebut disajikan pada grafik dibawah ini. Proses tektonik, adanya geografi tanah dan batuan, perubahan iklim, serta vegetasi merupakan syarat awal terjadinya alur morfologi sungai.



Gambar 2. Sistem proses pembentukan dasar sungai/morfologi sungai (Mangelsdorf & Scheuermann, 1980 dalam Agus Maryono, 2009)

2. Perilaku Sungai

Sungai adalah suatu saluran drainase yang terbentuk secara alamiah. Akan tetapi disamping fungsinya sebagai saluran drainase dan dengan adanya air yang mengalir di dalamnya, sungai menggerus tanah dasarnya secara terus-menerus sepanjang masa eksistensinya dan terbentuklah lembah-lembah sungai.

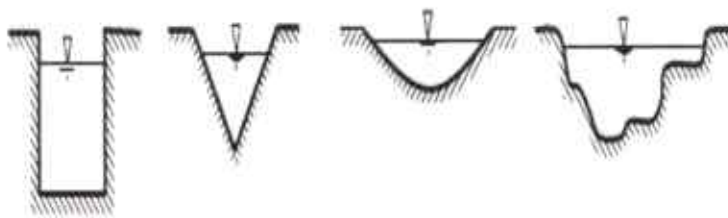
Volume sedimen yang sangat besar yang dihasilkan dari keruntuhan tebing-tebing sungai di daerah pegunungan dan tertimbun di dasar sungai tersebut,terangkut ke hilir oleh aliran sungai.Karena di daerah pegunungan kemiringan sungainya curam, gaya tariknya sangat menurun. Dengan demikian beban yang terdapat dalam arus sungai berangsur-angsur diendapkan. Karena itu ukuran butiran sedimen yang mengendap di bagian hulu sungai lebih besar dari pada bagian hilirnya (Suyono Sosrodarsono, dkk, 2008).

Dengan terjadinya perubahan kemiringan yang mendadak pada saat alur sungai ke luar dari daerah pegunungan yang curam dan memasuki dataran yang lebih landai, maka pada lokasi ini terjadi proses pengendapan yang sangat intensif yang menyebabkan mudah berpindahnya alur sungai dan berbentuk apa yang disebut kipas pengendapan. Pada lokasi tersebut sungai bertambah lebar dan dangkal, erosi dasar sungai tidak lagi dapat terjadi, bahkan sebaliknya terjadi penendapan yang sangat intensif. Dasar sungai secara terus menerus naik, dan sedimen yang hanyut terbawa arus banjir, bersama dengan luapan air banjir tersebar dan mengendap secara luas membentuk dataran aluvial. Pada daerah dataran yang rata, alur sungai tidak stabil dan apabila sungai mulai membelok, maka terjadilah erosi pada tebing belokan luar yang berlangsung sangat intensif, sehingga terbentuklah meander.

3. Bentuk-bentuk Sungai

Bentuk-bentuk sungai menurut Bambang Hardianto, dkk. (2014)

baik buatan maupun alamiah, yang dapat kita jumpai diperlihatkan pada gambar berikut.



(a) segiempat (b) segitiga (c) setengah elips (d) tak beraturan



(e) persegi panjang (f) trapesium (g) lingkaran (h)

setengah lingkaran

Gambar 3. Bentuk – bentuk sungai buatan maupun alamiah

(<http://teknikmesinunisma.blogspot.com/2015/05/>)

4. Struktur Sungai

Menurut Forman dan Gordon (1983) dalam Agus Maryono (2009), morfologi sungai pada hakekatnya merupakan bentuk luar, yang secara rinci digambarkan sebagai berikut:



Gambar 4. Bentuk morfologi sungai dimodifikasi

(<http://4.bp.blogspot.com>)

Keterangan:

A = bantaran sungai

B = tebing/jering sungai

C = badan sungai

D = batas tinggi air semu

E = dasar sungai

F = vegetasi riparian

5. Hidrolika Sungai

Saluran yang mengalirkan air dengan suatu permukaan bebas disebut saluran terbuka, menurut asalnya saluran dapat digolongkan menjadi saluran alam (*natural*) dan saluran buatan (*artificial*) (Ven Te Chow, 1992 dalam Rosalina Nensi, E.V).

Saluran alam meliputi semua alur air yang terdapat secara alamiah di bumi, mulai dari anak selokan kecil di pegunungan, selokan kecil, kali, sungai kecil dan sungai besar sampai ke muara sungai. Aliran air di bawah tanah dengan permukaan bebas juga dianggap sebagai saluran terbuka alamiah.

Sifat-sifat hidrolis saluran alam biasanya sangat tidak menentu. Dalam beberapa hal dapat dibuat anggapan pendekatan yang cukup sesuai dengan pengamatan dan pengalaman sesungguhnya sedemikian rupa, sehingga persyaratan aliran pada saluran ini dapat diterima untuk menyelesaikan analisa hidrolis teoritis. Studi selanjutnya tentang perilaku aliran pada saluran alam memerlukan pengetahuan dalam bidang lain, seperti hidrologi, geomorfologi, angkutan sedimen dan sebagainya. Hal ini merupakan ilmu tersendiri yang disebut hidrolika sungai.

6. Sifat-sifat Aliran

1. Aliran Seragam dan tak seragam

Aliran saluran terbuka dikatakan seragam apabila kedalaman aliran sama pada setiap penampang saluran. Suatu aliran seragam dapat bersifat tetap dan tidak tetap tergantung apakah kedalamannya berubah sesuai dengan perubahan waktu. Sedangkan aliran disebut berubah (*varied*), bila kedalaman aliran berubah disepanjang saluran. Aliran berubah dapat bersifat tetap maupun tak tetap (Ven Te Chow, 1992 dalam Rosalina Nensi, F.V).

2. Aliran Laminar dan Turbulen

Aliran laminar aliran fluida yang bergerak dengan kondisi lapisan-lapisan (lanima-lamina) membentuk garis-garis air yang tidak terpotongan satu sama lain. Hal tersebut di tunjukan oleh percobaan Osborne Reynold. Pada laju aliran rendah, aliran laminar tergambar sebagai filamen panjang yang mengalir sepanjang aliran. Aliran ini mempunyai bilangan Reynold lebih kecil dari 2300. Sedangkan aliran turbulen adalah aliran fluida yang partikel-partikelnya bergerak secara acak dan tidak stabil dengan kecepatan berfluktuasi yang saling interaksi. Akibat dari hal tersebut garis aliran antara partikel fluidanya saling berpotongan oleh Osborner Reynold digambarkan sebagai bentuk yang tidak stabil yang bercampur dalam waktu yang cepat yang selanjutnya memecah dan menjadi tak terlihat. Aliran turbulen mempunyai bilangan Reynold yang lebih besar dari 3000.

$$R_E = \frac{\rho u_s L}{\mu} = \frac{\mu_s L}{\nu} = \frac{\text{Gaya inersia}}{\text{Gaya viskos}}$$

Dimana:

Re = Bilangan Renolds

u = kecepatan fluida

L = panjang karakteristik

μ = viskositas absolut fluida dinamis

ν = viskositas kinematik fluida: $\nu = \mu/\rho$

ρ = kerapatan (densitas) fluid

Beberapa penelitian disimpulkan bahwa bilangan Reynold untuk saluran terbuka adalah:

$R < 500$ = Aliran laminar

$500 < R < 12,500$ = Aliran transisi

$R > 12,500$ = Aliran turbulen

3. Aliran kritis, subkritis, dan superkritis

Aliran dapat dikatakan kritis apabila kecepatan aliran sama dengan kecepatan gelombang gravitasi dengan amplitude kecil.

Gelombang gravitasi dapat dibandingkan dengan merubah kedalaman.

Jika kecepatan aliran lebih kecil dari pada kecepatan kritis, maka aliran disebut sub kritis, sedangkan jika kecepatan alirannya lebih besar dari pada kecepatan kritis, maka alirannya disebut superkritis.

Apabila yang diinginkan adalah besarnya perbandingan antara gaya-gaya kelembaman dan gaya-gaya gravitasi maka aliran dapat dibagi menjadi:

4. Aliran Kritis

Apabila $Fr = 1$, berarti gaya-gaya kelembaman dan gaya gravitasi seimbang dan aliran disebut dalam aliran kritis.

5. Aliran Subkritis

Apabila $Fr < 1$, berarti gaya gravitasi menjadi dominan dan aliran dalam keadaan aliran subkritis.

6. Aliran Superkritis

Apabila $Fr > 1$, berarti gaya kelembaman yang dominan dan aliran menjadi superkritis.

Parameter tidak berdimensi yang membedakan tipe aliran tersebut adalah angka Froude (Fr) yaitu angka perbandingan antara gaya kelembaman dan gaya gravitasi:

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (2)$$

Dimana:

Fr = bilangan Froude

U = Kecepatan aliran (m/dtk)

g = gaya gravitasi (m/dtk)

h = kedalaman aliran (m)

7. Regime Aliran

Regime aliran yang mungkin terjadi pada saluran terbuka (Andi Abd. Rahim, 2017) adalah sebagai berikut:

8. Subkritis-Laminer

Apabila nilai bilangan Froude lebih kecil daripada satu dan nilai bilangan Reynolds berada pada rentang laminar.

9. Superkritis-Laminer

Apabila nilai bilangan Froude lebih besar daripada satu dan nilai bilangan Reynolds berada pada rentang laminar.

10. Superkritis-Turbulen

Apabila nilai bilangan Froude lebih besar daripada satu dan nilai bilangan Reynolds berada pada rentang turbulen.

11. Subkritis-Turbulen

Apabila nilai bilangan Froude lebih kecil daripada satu dan nilai bilangan Reynolds berada pada rentang turbulen.

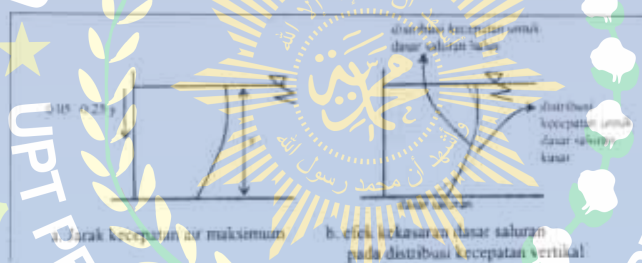
12. Kecepatan Aliran

...Kecepatan aliran disebabkan oleh tekanan pada muka air akibat adanya perbedaan fluida antara udara dan air dan juga akibat gaya gesekan pada dinding saluran (dasar maupun tebing saluran) maka kecepatan aliran pada suatu potongan melintang saluran tidak seragam (Addison, 1944; Chow 1959 dalam Robert J. Kodatie, 2009).

Ketidakteraturan ini juga disebabkan oleh bentuk tampang melintang

saluran, kekasaran saluran dan lokasi saluran (saluran lurus atau pada belokan).

Selanjutnya Chow mengatakan bahwa kecepatan maksimum umumnya terjadi pada jarak 0,05 sampai 0,25 dikalikan kedalaman airnya dihitung dari permukaan air. Namun pada sungai yang sangat lebar dengan kedalaman dangkal (*shallow*), kecepatan maksimum terjadi pada permukaan air (Addison, 1994 dalam Robert J Kodatie, 2009). Makin sempit saluran kecepatan maksimumnya makin dalam. Kekasaran dasar saluran juga mempengaruhi distribusi kecepatan.



Gambar 5. Distribusi kecepatan aliran (Addison, 1944; Chow, 1959 dalam Robert J Kodatie, 2009)



Gambar 6. Distribusi kecepatan aliran untuk beberapa macam bentuk saluran (Chow, 1959 dalam Robert J Kodatie, 2009)

13. Debit Aliran

Debit aliran adalah laju aliran air (dalam bentuk volume air) yang melewati suatu penampang melintang sungai persatuan waktu. Dalam sistem satuan SI besarnya debit dinyatakan dalam satuan meter kubik per detik (m^3/det) (Chay Asdak, 2014).

Pengukuran debit aliran di lapangan pada dasarnya dapat dilakukan melalui empat kategori (Gordon et al, 1992 dalam Chay Asdak, 2014):

14. Pengukuran volume air sungai.

Pengukuran debit dengan cara mengukur kecepatan aliran dan menentukan luas penampang melintang sungai dan menggunakan rumus:

$$Q = V \cdot A \quad (3)$$

Dimana:

Q = debit aliran (m^3/dtk)

V = kecepatan aliran (m/dtk)

A = luas penampang (m^2)

15. Mengukur debit dengan menggunakan bahan kimia (pewarna) yang dialirkan dalam aliran sungai (*substance tracing method*).

16. Pengukuran debit dengan dengan membuat bangunan pengukur seperti *weir* (aliran air lambat) atau *flume* (aliran air cepat).

B. Analisis Hidrologi

1. Curah hujan rata-rata

Metode Aritmatik (Rata-rata Aljabar)

Dengan menggunakan metode Aritmatik, curah hujan rata-rata DAS dapat ditentukan dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran untuk suatu periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya stasiun pengukuran. Metode ini dapat dipakai pada daerah datar dengan jumlah stasiun relatif banyak, dengan anggapan bahwa di DAS tersebut sifat hujannya adalah merata (*uniform*) secara sistematis dapat ditulis sebagai berikut:

$$R_{ave} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \quad (4)$$

Dimana :

R_{ave} = Curah hujan rata-rata (mm)

n = Jumlah stasiun pengukuran hujan

$R_1, \dots, R_n$ = Besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

Metode ini sangat sederhana dan mudah diterapkan, akan tetapi kurang memberikan hasil yang teliti mengingat tinggi curah hujan yang sesungguhnya tidak mungkin benar-benar merata pada seluruh DAS.

2. Metode Polygon Thiessen

Metode ini digunakan secara luas karena dapat memberikan data presipitasi yang lebih akurat, karena setiap bagian wilayah tangkapan hujan di wakili secara proposional oleh suatu alat penangkar hujan. Dengan cara ini, pembuatan gambar poligon dilakukan sekali saja,

sementara perubahan data hujan pertitik dapat diproses secara cepat tanpa menghitung lagi luas per bagian poligon.

$$\bar{p} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4}{4} \dots\dots\dots (5)$$

$$P = \frac{1A_1 + P_2A_2 + P_3A_3 + P_4A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} \dots\dots\dots (6)$$

$$\bar{p} = \frac{P_1A_1 + P_2A_2 + P_3A_3 + P_4A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} \dots\dots\dots (7)$$

Dimana :

R = Curah hujan rencana tahunan (mm)

R₁, R₂,.....,R_n = Curah hujan pada stasiun 1,2,.....,n (mm)

R_n = Jumlah titik pengamatan

A₁, A₂,,A_n = Luas daerah pada polygon 1,2,.....,n (km²)

Cara membuat polygon Thiessen:

- a. Mengambil peta lokasi stasiun hujan di suatu DAS.
- b. Menghubungkan garis antar stasiun 1 dan lainnya hingga membentuk segitiga.

1. Mencari garis berat kedua garis, yaitu garis yang membagi dua sama persis dan tegak lurus garis.

2. Menghubungkan ketiga garis berat segitiga sehingga membuat titik berat yang akan membentuk poligon.

Cara perhitungan adalah sebagai berikut :

$$d = \frac{p_1A_1 + P_2A_2 + P_3A_3 + \dots + P_nA_n}{A} \dots\dots\dots (8)$$

Dimana:

A = luas areal (Km²)

p = Tinggi curah hujan rata-rata areal

$p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ = Tinggi curah hujan di pos 1, 2, 3, ..., n

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Luas daerah pengaruh di pos 1, 2, 3, ..., n



Gambar 7. Hujan Rerata Untuk Metode Thiesen

3. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Dalam menganalisis curah hujan rencana dengan periode tertentu, digunakan Metode Statistik yaitu; Metode Gumbel dan Metode Log Person III.

a. Metode Gumbel

Distribusi Gumbel digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekuensi banjir. Distribusi Gumbel mempunyai koefisien kemencengan (*Coefficien of Skwennes*) atau $CS = 1,139$ dan koefisien kurtosis (*Coefficient Curtosis*) atau $Ck < 4,002$. Pada metode ini

biasanya menggunakan distribusi dan nilai ekstrim dengan distribusi dobel eksponensial.

Rumus yang digunakan dalam metode ini adalah (Loebis,1984):

b. Hitung Standar Deviasi

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (9)$$

Dimana :

S_x = Standard deviasi

$\bar{x}$ = Curah hujan rata-rata

$\bar{x}_r$ = Harga rata-rata

N = Jumlah data

c. Hitung nilai faktor frekuensi (K)

$$K = \frac{y_t - \bar{y}_n}{s_n} \dots\dots\dots (10)$$

Dimana :

K = Faktor frekuensi

y_t = *Reduce variated*

$\bar{y}_n$ = Harga rata-rata *reduce variate*

s_n = *Reduced standard deviation*

d. Hitung hujan dalam periode ulang tahun

$$X_t = \bar{x}_r + (k \cdot s_x) \dots\dots\dots (11)$$

Dimana:

X_t = Hujan dalam periode ulang tahun

X_r = Harga rata-rata

K = Faktor frekuensi

S_x = Standar deviasi

c. Metode Log Person Type III

Data-data yang dibutuhkan dalam menggunakan metode ini adalah nilai rata-rata, standar deviasi dan koefisien kepencengan. Rumus yang digunakan dalam metode ini adalah (Triatmodjo, 2009):

$$X_T = \bar{x} + S \times K \quad (12)$$

Dimana :

X_T = Hujan rencana (mm)

$\bar{x}$ = Nilai rata-rata dari curah hujan,

S = Standar Deviasi Dari Data Hujan

K = Faktor frekuensi Gumbel : $k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$

4. Perhitungan Debit Rencana

Untuk memperkirakan debit terdapat beberapa metode yang digunakan, antara lain sebagai berikut:

a. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (HSS Nakayasu)

Parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rencana menggunakan metode HSS Nakayasu disajikan dalam rumus-rumus berikut sebagai berikut :

b. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (T_p)

$$T_p = T_g + 0,8 \cdot T_r \quad (13)$$

c. Lama Hujan Efektif (T_r)

$$T_r = 0,5 T_g \text{ s/d } T_g \quad (14)$$

d. Waktu antara hujan sampai debit puncak banjir T_g ($L > 15 \text{ Km}$)

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot L \quad (15)$$

e. Nilai $T_{0,3}$

$$T_{0,3} = g \quad (16)$$

f. Debit Puncak Banjir (Q_p)

$$Q_p = \left[\frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6((0,3 \cdot T_p) + T_{0,3})} \right] \quad (17)$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/det)

C = Koefisien pengaliran

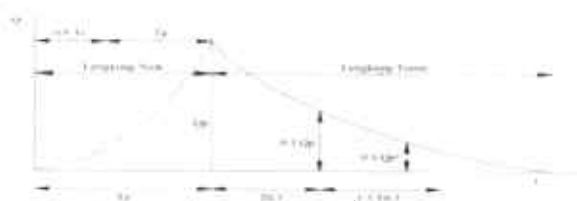
A = Luas daerah aliran sungai (km^2)

R_0 = Hujan satuan ; 1 mm

T_p = Waktu puncak (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan untuk penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Menentukan keadaan kurva dapat dilihat pada gambar :



Gambar 8. Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu

1. Keadaan kurva naik, dengan $0 < Q < Q_p$ (18)

2. Keadaan kurva turun dengan $Q > 0,3 Q_p$ (19)

3. Keadaan kurva turun $0,32 \cdot Q_p < Q < 0,3 Q_p$ (20)

4. Keadaan kurva turun $Q < 0,32 Q_p$ (21)

Selanjutnya hubungan antara 't' dan Q/R_o untuk setiap kondisi kurva dapat digambarkan melalui grafik.

1. Hidrograf Satuan Sintetis Gama I (HSS Gama I)

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* – TR), debit puncak (Q_p), waktu dasar (T_b) dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (k) yang mengikuti persamaan berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-(t-t_p)K} \quad \text{.....(22)}$$

Dimana :

Q_t = Debit pada jam ke t (m^3/dtk),

Q_p = Debit puncak (m^3/dtk),

t = Waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam),

K = Koefisien tampungan.

Selanjutnya hidrograf satuan dijabarkan dengan empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* – TR), debit puncak (Q_P), waktu dasar (T_b) dan koefisien tampungan (k) yang mengikuti persamaan berikut

2. Waktu Naik (TR)

$$TR = 0,43 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775 \dots (23)$$

3. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132 \text{ Tr}^{0,1457} \times S^{-0,0986} \times SN^{0,7344} \times RUA^{0,2381} \dots (24)$$

4. Debit puncak banjir (Q_P)

$$Q_P = 0,1836 \times A^{0,5886} \times \text{Tr}^{-0,4008} \times \text{JN}^{0,2381} \dots (25)$$

5. Koefisien tampungan

$$K/C = 0,5617 \times A^{0,1798} \times S^{0,1446} \times SF^{1,0897} \times D^{0,0452} \dots (26)$$

6. Aliran dasar

$$Q_B = 0,4715 \times A^{0,6444} \times D^{0,0452} \dots (27)$$

Dimana :

A = Luas DAS (km^2),

L = Panjang sungai utama (km),

S = Kemiringan dasar sungai,

SF = Faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat.

SN = Frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat.

WF = Faktor lebar, perbandingan antara DAS yang diukur di titik

sungai yang berjarak 0,75 L dengan lebar DAS yang diukur di sungai yang berjarak 0,25 L dari stasiun hidrometri.

JN = Jumlah pertemuan sungai,

SI = Faktor simetri, hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas AS.

RUA = Luas DAS sebelah hulu.

D = Kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

5. Hidrograf banjir

Debit banjir rancangan adalah debit banjir maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir banjir rancangan digunakan cara hidrograf banjir yang didasarkan oleh parameter dan karakteristik daerah pengalirannya. Hidrograf adalah grafik yang menunjukkan hubungan antara debit dari dan waktu kejadian banjir. Perencanaan bangunan air diperlukan bahan masukan berupa perkiraan besarnya debit banjir. Estimasi tersebut seharusnya didasarkan pada metode yang tepat sehingga dapat menghasilkan perkiraan banjir yang sesuai dengan kondisi sebenarnya :

1. Sisinaik (rising limb, A) yang sangat dipengaruhi oleh intensitas hujan, lama hujan dan keadaan daerah aliran sebelum terjadi hujan.
2. Sisi puncak (crest, B) merupakan besarnya debit maksimum untuk suatu hujan dengan kedalaman dan distribusi tertentu.

3. Sisi resesi (*recession limb*, C) adalah bagian debit aliran yang merupakan pengaturan dari akifer setelah tidak ada lagi aliran yang masuk kedalam sungai sehingga hanya tergantung dari sisi keadaan akifer.

C. Abutmen Jembatan dan Gerusan

1. Abutmen jembatan

Abutment merupakan salah satu bagian konstruksi jembatan yang terletak dipangkal jembatan. Tipe geometri abutmen bermacam-macam, diantaranya *wing-wall abutment* (WW), *spill-through abutment* (ST), *triangular-shaped abutment*, *semi circular-end abutment* (SCE) (Breusers dan Raudkivi: 1991).



Gambar 9. Model Abutment Jembatan

2. Pengertian Gerusan

Gerusan didefinisikan oleh Laursen (1952) dalam Garde dan Raju (1977) sebagai pembesaran dari suatu aliran yang disertai oleh pemindahan material melalui aksi gerakan fluida. Menurut Graf (1998), gerusan lokal terjadi bila kapasitas aliran untuk mengerosi dan

mengangkut sedimen lebih besar dari kapasitas mensuplai sedimen.

Tipe gerusan menurut Raudkividan Ettema (1982) dapat dikelompokkan menjadi :

1. Gerusan umum (*general scour*) yaitu bertambah dalamnya dasar saluran sungai akibat interaksi yang terjadi antara aliran yang terjadi pada sungai dengan material dasar sungai.
2. Gerusan dilokalisir (*localised scour*) yaitu gerusan yang terjadi akibat penyempitan alur sungai secara alami, sehingga aliran air lebih terpusat.
3. Gerusan lokal (*local scour*) yaitu gerusan yang terjadi karena adanya bangunan di sekitaran sungai.

Ketiga tipe gerusan tersebut dapat terjadi secara bersamaan. Gerusan tipe (2) dan (3) dapat dikelompokkan menjadi gerusan dengan air bersih (*clear water scour*) dan gerusan dengan angkutan sedimen (*live-bed scour*).

3. Macam-macam Gerusan

Menurut Legono (1990), gerusan dibedakan menjadi:

- a. Gerusan umum di alur sungai, gerusan ini tidak berkaitan sama sekali dengan terdapat atau tidaknya bangunan sungai. Gerusan ini disebabkan oleh energi dari aliran sungai.
- b. Gerusan terlokalisir di alur sungai, terjadi karena penyempitan alur sungai, sehingga aliran menjadi lebih terpusat.

c. Gerusan lokal disekitar bangunan, terjadi karena pola aliran lokal disekitar bangunan sungai.

Gerusan dari jenis b dan c selanjutnya dapat dibedakan menjadi gerusan dengan air bersih (*clear water scour*) maupun gerusan dengan air bersedimen (*live bed scour*). Gerusan dengan air bersih berkaitan dengan suatu dimana dasar sungai atau saluran di sebelah hulu bangunan dalam keadaan diam (tidak ada material yang terangkut) atau secara teoritik

$\tau_0 < \tau_c$, sedangkan gerusan dengan air bersedimen terjadi disertai dengan adanya angkutan sedimen, akibat aliran dalam saluran yang menyebabkan material dasar bergerak atau secara teoritik $\tau_0 > \tau_c$ (Legono: 1990).

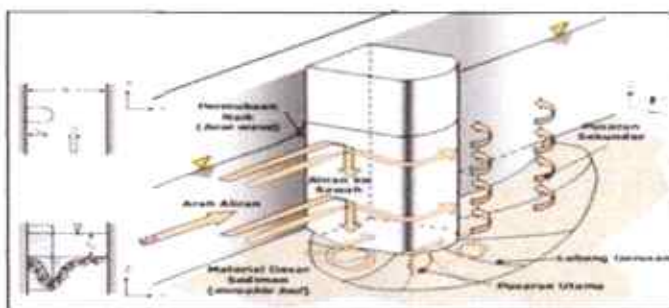
4. Mekanisme Gerusan

Gerusan lokal umumnya terjadi pada alur sungai yang terhalang pilar jembatan akibatnya menyebabkan adanya pusaran-pusaran tersebut terjadi pada bagian hulu. Isnugroho (1992) dan Aisyah (2004) menyatakan bahwa adanya pilar akan mengganggu kestabilan butiran dasar. Bila perubahan hulu tertahan akan terjadi gangguan pada elevasi muka air di sekitar pilar. Selanjutnya aliran akan berubah secara cepat. Interaksi antara aliran di sekitar pilar jembatan dengan dasar sungai di sekitar pilar sangat kompleks. Pilar atau abutmen yang merintang aliran dapat menyebabkan

sistem pusaran (*vortex system*) aliran di sekitar bangunan tersebut. Sistem pusaran ini selanjutnya menyebabkan gerusan di sekitar pilar atau abutmen. Lubang gerusan yang timbul, bermula dari arah hulu pilar, pada saat mulai timbul komponen aliran yang mengarah ke bawah (Graf 1997 dan Yulistiyanto 1998). Pola aliran di sekitar pilar cukup kompleks, bertambahnya kompleksitas disertai semakin luasnya lubang gerusan. Maka pola aliran dibedakan dalam beberapa komponen yaitu :

1. Arus bawah didepan pilar.
2. Pusaran sepatu kuda (*horse shoes vortex*).
3. Pusaran yang terangkat (*cast-off vortices*).
4. Punggung gelombang.

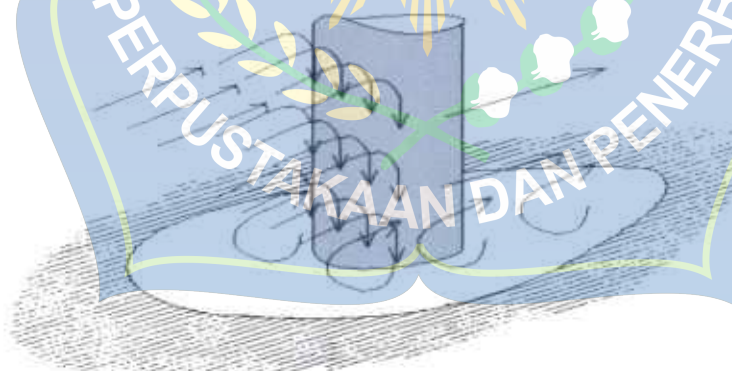
Menurut Miller (2003) jika struktur ditempatkan pada suatu arus air, aliran air di sekitar struktur tersebut akan berubah, dan *gradient* kecepatan vertikal (*vertical velocity gradient*) dari aliran air akan berubah menjadi gradien tekanan (*pressure gradient*) pada ujung permukaan struktur tersebut. Gradien tekanan ini merupakan hasil dari aliran bawah yang membentur *bed*.



Gambar 10. Pola Arus Disekitar Abutment Jembatan (H.N.C Breuser dan A.J.)

Di dekat dasar komponen aliran tersebut akan berbalik arah ke hulu, yang diikuti dengan terbawanya material dasar sehingga terbentuk aliran spiral di daerah lobang gerusan (*scour hole*) yang mengakibatkan gerusan dasar sungai di sekitar pilar seperti ditunjukkan pada gambar 1. Hal ini akan berlangsung terus sampai terjadi keseimbangan.

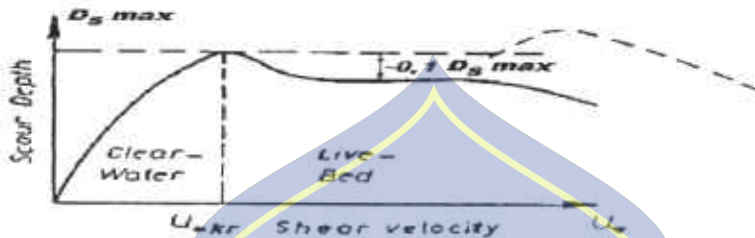
Proses gerusan di sekitar pilar sangat kompleks karena meliputi aliran tiga dimensi. Pada saat aliran melewati pilar, akan terjadi pemisahan aliran dan pemisahan ini akan meluas kebagian hilir pilar. Sistem pusaran yang terjadi mempunyai bentuk atau karakteristik seperti pusaran sepatu kuda sehingga dinamakan pusaran sepatu kuda (*horseshoe vortex*) seperti ditunjukkan pada gambar.



Gambar 11. Sistem Pusaran Telapak Kaki Kuda (Legono 1990)

Kedalaman gerusan pada *clear-water scour* dan *live-bed scour* merupakan fungsi kecepatan geser. Kedalaman gerusan maksimum terjadi saat kecepatan geser u_* sama dengan kecepatan geser kritis yaitu

pada daerah transisi antara *clear-water scour* dan *live-bed scour* seperti terlihat pada gambar.



Gambar 12. Kedalaman Gerusan (d_s) sebagai Fungsi Kecepatan Geser (u), (Breusers dan Raudkivi, 1991)

Menurut Chabert dan Engeldinger (1956) dalam Breusers dan Raudkivi (1991), lobang gerusan yang terjadi pada alur sungai disamping merupakan fungsi kecepatan geser, juga merupakan fungsi waktu seperti ditunjukkan pada gambar 4 berikut ini



Gambar 13. Kedalaman Gerusan (d_s) sebagai Fungsi Waktu (t) (Breusers dan Raudkivi, 1991)

Selain itu kedalaman gerusan tergantung pada beberapa variabel yaitu karakteristik zat cair, material dasar, aliran dalam saluran dan bentuk pilar.

5. Pengendalian Gerusan

Metode yang paling umum digunakan untuk mengendalikan atau mencegah gerusan adalah membuat riprap yakni dengan menempatkan batuan di dasar sungai di sekitar pilar atau menempatkan batuan ke dalam lubang gerusan di sekitar pilar. Bonosoundas (1973) dalam Breuser dan Raudkivi (1991). Beberapa metode lain yang diusulkan oleh Graf (1998) diantaranya adalah dengan membuat pondasi blok pada dasar pilar yang ditempatkan di bawah dasar saluran yang efektif untuk meniadakan aliran vertikal ke bawah. Selain itu dengan menempatkan *ring-formed* pada pilar dapat mengurangi gerusan. Metode lain yaitu dengan menyusun pilar-pilar kecil di hulu dari pilar yang dapat melemahkan sistem pusaran telapak kuda. Kestabilan riprap sebagai pelindung gerusan disekitar pilar jembatan diteliti oleh Chiew (1994).

6. Permulaan Gerak Butiran

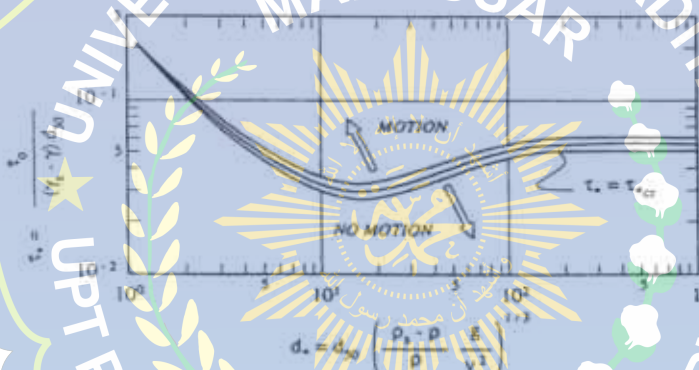
Permulaan gerak butiran yang sering disebut kondisi kritik (*critical condition*) atau awal gerusan (*initial scour*) dijelaskan oleh Graf (1984) adalah sebagai berikut :

7. Dengan menggunakan persamaan-persamaan kecepatan geser kritik dengan mempertimbangkan pengaruh aliran terhadap butiran.
8. Dengan persamaan-persamaan tegangan geser kritik dengan mempertimbangkan hambatan gesek dari aliran terhadap butiran.

9. Kriteria gaya angkat yang mempertimbangkan perbedaan tekanan yang diakibatkan oleh kemiringan kecepatan.

Garde dan Raju (1977) menyatakan bahwa permulaan gerak butiran adalah salah satu dari kondisi berikut :

10. Satu butiran tunggal bergerak
11. Beberapa (sedikit) butiran bergerak



Gambar 14. Diagram Shields -Yalin (Graf,1998)

12. Butiran bersama-sama bergerak dari dasar
13. Kecenderungan pengangkutan butiran yang ada sampai habis.

Bila sifat-sifat fluida dan v_* , dan sifat-sifat butiran d dan d_{50} diketahui, dari gambar 3.6 dapat ditentukan hubungan antara nilai τ_* dan k_r .

7. Persamaan Empiris Kedalaman Gerusan Clear – Water Seour

1. Persamaan Laursen

Kedalaman gerusan untuk *clear-water scour* dengan $\tau_1 < \tau_c$ pada pilar adalah sebagai berikut :

$$\frac{L_a}{y_a} = 2,75 \frac{y_s}{y_a} \left[\frac{\left(\frac{1}{11,5} \frac{y_s}{y_a} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau_1}{\tau_c} \right)^{1/2}} - 1 \right] \dots\dots\dots(28)$$

Dimana :

L_a : panjang abutment (m)

y_a : kedalaman aliran (m)

y_s : kedalaman maksimum gerusan (m)

τ_1 : tegangan geser dasar saluran (kg / dtk)

τ_c : tegangan kritis untuk gerak awal sedimen (kg / m / dtk²)

2. Persamaan Froehlich

Froehlich menggunakan analisa dimensi dan analisa multiple regresi terhadap 164 percobaan *clear-water scour* pada sebuah flume di laboratorium, sehingga diperoleh persamaan sebagai berikut :

$$\frac{y_s}{y_o} = 0,78 K_1 K_2 \left(\frac{L_A}{y_o} \right)^{0,63} Fr^{1,16} \left(\frac{y_o}{d_{50}} \right)^{0,43} \sigma^{-1,87}$$

Dimana :

y_o = Kedalaman aliran (m)

y_s = Kedalaman gerusan (m)

K_1 = Koefisien bentuk pilar

K_2 = Koefisien sudut abutment terhadap aliran

L_A = diameter pilar (m)

Fr = bilangan Froude aliran

$\sigma = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{0,5}$ = standar deviasi geometri material dasar

3. Persamaan Garde dan Raju

Persamaan Garde dan Raju digunakan pada gerusan lokal di sekitar pilar jembatan, spur dan abutmen jembatan untuk aliran *clear-water scour* dan *lived-bed scour*. Kedalaman gerusan tak berdimensi, D/y_o , dinyatakan :

$$\frac{D}{y_o} = \frac{4,0}{\alpha} \mu_1 \mu_2 \mu_3 \left(\frac{u}{\sqrt{q} y_o} \right)^{n^*}$$

Dimana :

y_o = Kedalaman aliran (m)

α = Perbandingan bukaan (B-L)/B

n^* = eksponen, fungsi ukuran sedimen dan geometri halangan

$\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4$ = Koefisien

8. Persamaan Neil 1964

Gerusan di pilar menyebabkan terjadinya *horseshoe vortex* yang disebabkan oleh aliran di dasar pilar. Persamaan Neil 1964 digunakan untuk menghitung kedalaman gerusan disekitar pilar, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{y_s}{y_o} = 1,5 \left(\frac{b}{y_o} \right)^{0,7}$$

Dimana :

y^s = Kedalaman gerusan (m)

y^o = Kedalaman aliran (m)

b = Koefisien bentuk pilar

D. Penelitian Terdahulu

Tabel.1 Penelitian Terdahulu

No	Nama	Judul Jurnal	Tujuan	Variabel yang ada	Variabel yang Belum diteliti	Kesimpulan
1.	Muayad Feisal Suma, Fuad Halim, Liany A. Hendratt a	Analisis Gerusan Lokal Pada Pilar Jembatan Kuwil Kabupaten Minahasa Utara Menggunakan Metode Empiris	1. Mengetahui besarnya gerusan lokal di sekitar pilar jembatan. 2. Mengetahui pola gerusan yang	= Bilangan Froude $u = \text{Kecepatan aliran (m/dtk)}$ $g = \text{Percepatan gravitasi (m/dtk)}$ $h = \text{kedalaman gerusan}$ $= \text{Kedalaman gerusan (m)}$ $b = \text{lebar pilar (m)}$	$U = \text{Kecepatan aliran rata-rata (m/dtk)}$ $= \text{Kecepatan aliran kritis (m/dtk)}$	1. Pola gerusan, dari hasil analisa fisik menunjukkan bahwa pola gerusan yang terjadi di sekitar pilar jembatan mempunyai pola yang

No	Nama	Judul Jurnal	Tujuan	Variabel yang ada	Variabel yang Belum diteliti	Kesimpulan
			terhadap kondisi lapangan.			dapat dilihat bahwa kedalaman gerusan yang lebih dominan berada pada sisi sebelah kanan pilar dari arah hulu,hal ini disebabkan karena adanya pengaruh tikungan pada

No	Nama	Judul Jurnal	Tujuan	Variabel yang ada	Variabel yang Belum diteliti	Kesimpulan
						sungai.- Gerusan maksimum terjadi pada sisi sebelah kanan pada pilar I dari arah hulu yaitu pada pias di titik di tinjauan dengan nilai gerusan 1,55 meter.

No	Nama	Judul Jurnal	Tujuan	Variabel yang ada	Variabel yang Belum diteliti	Kesimpulan
						3. Kesesuaian formula, dari hasil rekapitulasi pengukuran langsung dilapangan dan analisa dengan menggunakan metode empiris yang dalam hal ini metode yang digunakan

No	Nama	Judul Jurnal	Tujuan	Variabel yang ada	Variabel yang Belum diteliti	Kesimpulan
						hingga mendekati kesimbangan, gerusan yang terbentuk antara tipe satu dan tipe dua adalah sama dengan bentuk menyerupai bentuk bulat telur dan memanjang ke hilir akibatnya adanya

No	Nama	Judul Jurnal	Tujuan	Variabel yang ada	Variabel yang Belum diteliti	Kesimpulan
						erosi ke arah hilir oleh sistim pusran telapak kuda disekitar pilar dengan kedalaman yang berbeda, tetapi pada tanah yang labil gerusan akan terhenti.

BAB III

METODE PENELITIAN

A. Lokasi dan Waktu Penelitian

Penelitian dilaksanakan di Jembatan Moncongloe di aliran sungai Je'nelata secara administrasi terletak di Kecamatan Parangloe dan desa tamalate Kecamatan Manuju Kab. Gowa Provinsi Sulawesi Selatan. Secara geografis terletak di $119^{\circ}34'52''$ bujur timur dan $5^{\circ}15'52''$ lintang selatan sebelah utara dari Kota Makassar berjarak 20 km, selama 3 bulan waktu penelitian.



Gambar 15. Peta Lokasi Jembatan Desa Moncongloe

B. Jenis Penelitian dan Sumber Data

1. Jenis Penelitian

Berdasarkan sifat-sifat masalahnya metode penelitian yang kami lakukan yaitu penelitian lapangan. Penelitian ini bertujuan untuk mempelajari secara intensif latar belakang keadaan sekarang dan interaksi lingkungan.

2. Sumber Data

Data yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah data primer dan data sekunder yang diperoleh dari Balai Besar Wilayah Sungai Pompengan-Jeneberang meliputi:

a. Data Primer, data dari hasil survei identifikasi di wilayah studi dimana metode yang digunakan pengambilan data yaitu survei dan wawancara meliputi :

1. Lebar penampang sungai
2. Tipe abutmen
3. Kedalaman sungai pada jembatan
4. Kecepatan aliran

b. Data Sekunder, data yang diperoleh dari literatur, internet dan studi terlebih dahulu yang meliputi :

- 1.) Data hidrologi
- 2.) Data topografi

C. Alat yang di gunakan di lokasi

Adapun alat yang di gunakan di lapangan yang diperlukan dalam menunjang penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Alat dan bahan

Alat yang digunakan di dalam penelitian ini, antara lain :

- a) Kertas dan alat tulis untuk mencatat data-data yang diperlukan.
- b) Kamera digunakan untuk merekam (dalam bentuk foto) momen-momen yang penting dalam keseluruhan kegiatan penelitian.
- c) Komputer *printer* dan *scanner*, digunakan untuk membantu dalam menganalisa data.

D. Prosedur Penelitian

Adapaun tahap-tahap penelitian ini, antara lain :

1. Mengetahui catchment area curah hujan di Sungai Monggeonloe kabupaten gowa
2. Pengelolaan data curah hujan debit rencana 10 tahun.

Analisa debit menggunakan metode statistik meliputi :

- a. Metode Aritmatik (Rata-rata Aljabar)
- b. Metode Poligon Thiessen
- c. Metode Gumbel
- d. Metode Log Person III

3. Perhitungan Debit Rencana

Analisa data debit menggunakan metode statistik meliputi:

- a. Metode HSS Nakayasu
- b. Metode HSS Gama I

4. Persamaan Gerusan

Analisis gerusan pada abutmen jembatan dengan beberapa pendekatan :

a. Persamaan Laursen

Kedalaman gerusan untuk *clear-water scour* dengan $\tau_0 < \tau_{cr}$ pada abutmen adalah sebagai berikut :

$$\frac{L_A}{y_0} = 2.75 \left(\frac{y_s}{y_0} \right) \left[\frac{\left(\frac{y_s}{1.5y_0} + 1 \right)^2}{\tau_1 / \tau_c} - 1 \right] \quad (28)$$

Dimana:

L_A : Panjang abutmen (meter)

y_0 : Kedalaman aliran (meter)

y_s : Kedalaman maksimum gerusan (meter)

τ_1 : Tegangan geser dasar saluran (kg/meter.detik²)

τ_c : Tegangan kritis untuk gerak awal sedimen (kg/meter.detik²)

b. Persamaan Froehlich

Froehlich menggunakan analisa dimensi dan analisa *multiple* regresi terhadap 164 percobaan *clear-water scour* pada sebuah flume di laboratorium, sehingga diperoleh persamaan sebagai berikut :

$$\frac{U}{d_s} = 0,78K_1K_2 \left(\frac{L_A}{h}\right)^{0,63} Fr^{1,16} \left(\frac{y_0}{d_s}\right)^{0,43} \sigma^{-1,87}$$

Dimana :

U : Kecepatan aliran (m)

d_s : Kedalaman gerusan (m)

K_1 : Koefisien bentuk pilar

K_2 : Koefisien sudut pilar terhadap aliran

L_A : diameter pilar (m)

h : Kedalaman aliran

F_r : Bilangan Froude aliran

$\sigma = \left(\frac{d_{s4}}{d_{15}}\right)^{0,5}$: standar deviasi geometri material dasar

c. Persamaan Grade dan Raju

Persamaan Grade dan Raju digunakan pada gerusan lokal

di sekitar pilar jembatan, spur dan abutmen jembatan untuk aliran *clear-water scour* dan *live-bed scour*. Kedalaman gerusan tak berdimensi,

D/D_s , dinyatakan:

$$\frac{d}{y_0} = \frac{4,0}{\alpha} \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \left(\frac{U}{\sqrt{g \cdot y_0}} \right)^{n^*}$$

Dimana :

α : Perbandingan bukaan (B-L)/B

Y_o : Kedalaman aliran (meter)

d_s : Kedalaman gerusan maksimum diukur dari muka air ($h+d_s$),

m

U : Kecepatan rata-rata aliran m/dt

α : Perbandingan bukaan (B-L)/B

n^* : eksponen, fungsi ukuran sedimen dan geometri halangan

$\eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$: Koefisien

d. Pendekatan The Colorado State University (CSU)

Gerusan di pilar menyebabkan terjadinya *horseshoe vortex* yang disebabkan oleh aliran di dasar pilar. Persamaan The Colorado State University (CSU) digunakan untuk menghitung kedalaman gerusan disekitar pilar, dengan persamaan sebagai berikut, (Julien Y, 2002)

$$\frac{\Delta z}{h} = 2,0 K_1 K_2 \left(\frac{\alpha}{h} \right)^{0,65} Fr^{0,43}$$

Dimana :

Δz : Kedalaman gerusan (m)

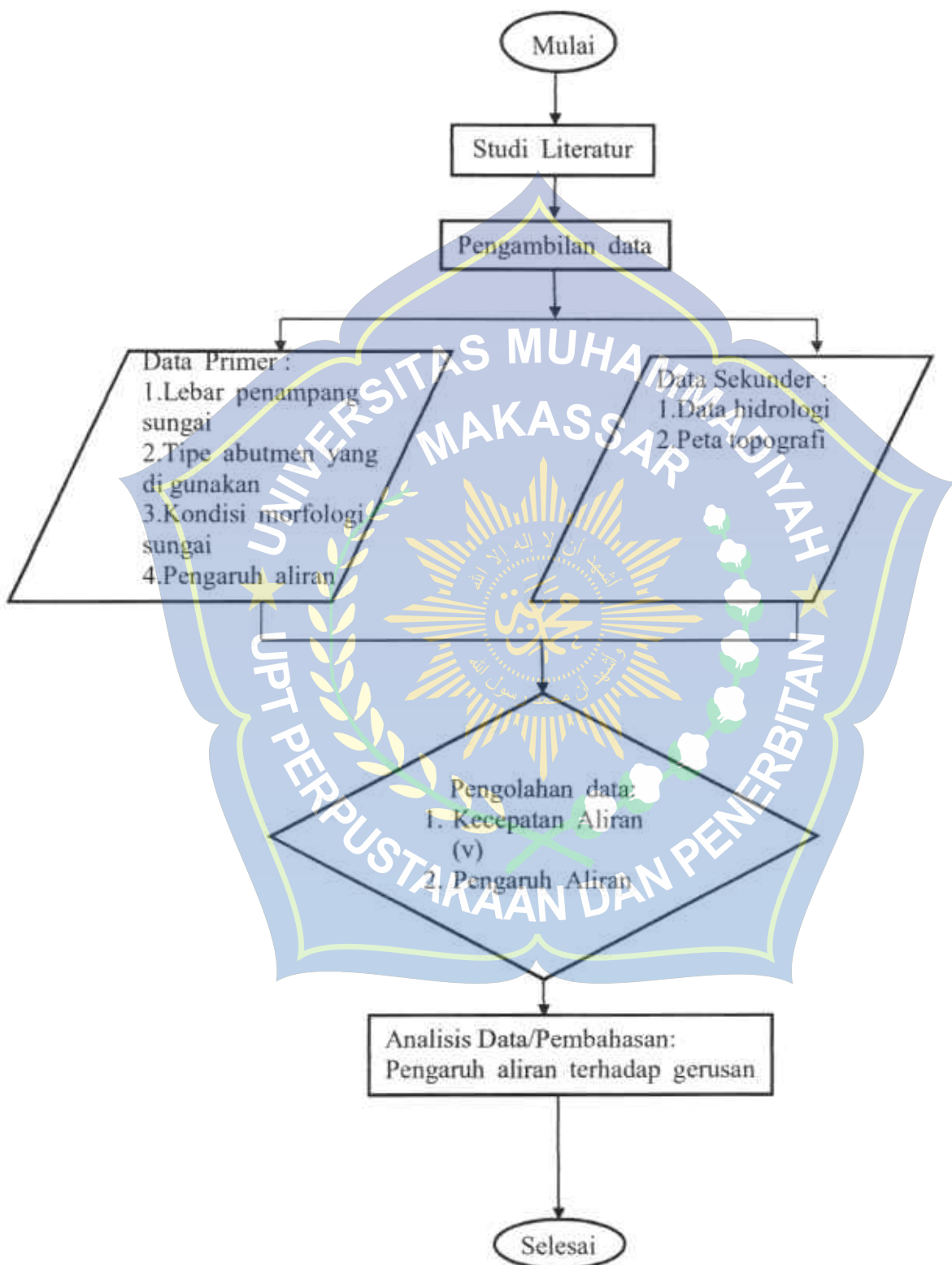
h : Kedalaman aliran (m)

K_1 : Koefisien bentuk pilar

K_2 : Koefisien sudut pilar terhadap aliran

α : Lebar pilar (m)

Fr : Angka froud



Gambar 16. Bagan Alur Penelitian

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

A. Hasil

1. Analisis Hidrologi

a. Analisis Curah Hujan Wilayah dan Hujan Harian Maksimum

Curah hujan rata-rata wilayah dihitung dengan menggunakan metode *polygon thiessen* yang terdiri dari 3 stasiun pencatatan curah hujan yaitu curah hujan Stasiun Malino, curah hujan Stasiun Malakaji, curah hujan Stasiun Tanralili dengan masing-masing stasiun curah hujan selama 10 tahun mulai tahun 2009 sampai dengan tahun 2018 dan memiliki luas daerah aliran sungai (DAS) sebesar 222,60 km². Adapun pembagian daerah aliran menggunakan metode *polygon thiessen* dapat dilihat pada tabel 3, dan hasil perhitungan curah hujan maksimum pada tanggal, bulan dan tahun kejadian yang sama-sama dapat dilihat pada tabel 3.

Tabel 2. Pembagian Daerah Aliran (*Polygon Thiessen*)

No.	Stasiun Hujan	Luas (km ²)	Koefisien Thiessen
1	Malino	135,65	0,609
2	Malakaji	12,75	0,057
3	Tanralili	74,20	0,333
Total		222,60	1,000

(Sumber: Data BBWSPJ)

Selanjutnya dilakukan perhitungan hujan harian maksimum pada tanggal, bulan, dan tahun kejadian yang sama, dapat dilihat pada tabel 3.

Untuk rekapitulasi hasil perhitungan hujan maksimum harian rata-rata menggunakan metode *Poligon Thiessen* dapat dilihat pada tabel 3, sebagai berikut:

Tabel 3. Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata Metode *Poligon Thiessen*

NO	Kejadian			Hujan Maksimum Harian Rata-Rata
	Tahun	Bulan	Tanggal	
1	2009	Maret	12	24,67
2	2010	Januari	26	26,00
3	2011	Januari	8	23,16
4	2012	April	25	18,72
5	2013	Desember	11	38,00
6	2014	Januari	5	102,28
7	2015	Januari	17	60,53
8	2016	Maret	4	48,67
9	2017	Oktober	1	51,61
10	2018	Desember	21	15,33

(Sumber: Data BBWSPJ)

b. Analisis Frekuensi dan Curah Hujan Rencana

Dari tabel 4, curah hujan maksimum harian rata-rata kemudian diurutkan dari yang terbesar ke terkecil dan dihitung dengan menggunakan analisis parameter statistik untuk mengetahui metode perhitungan curah hujan rencana yang dapat digunakan.

2. Analisis Parameter Statistik

Tabel 4. Analisis Parameter Statistik Curah Hujan Maksimum Harian
Rata-Rata

No	Tahun	CH (mm) (Xi)	(Xi - X)	(Xi - X) ²	(Xi - X) ³	(Xi - X) ⁴
1	2014	102,28	61,38	3767,40	231239,87	14193308,20
2	2015	60,53	19,63	385,52	7569,42	148622,13
3	2017	51,61	10,71	114,76	1229,34	13169,26
4	2016	48,67	7,77	60,37	469,06	3644,45
5	2013	38,00	-2,90	8,39	-24,31	70,43
6	2010	26,00	-14,90	221,92	-1305,88	49247,44
7	2009	24,67	-16,23	263,42	-4275,38	69390,35
8	2011	23,16	-17,74	314,54	-5578,57	98938,18
9	2012	18,72	-22,17	491,64	-10901,11	241709,87
10	2018	15,33	-25,56	653,50	-16705,69	427056,96
Jumlah		408,97		6281,45	199716,75	15245157,27
Rata-rata (Xi) =		40,90				

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari hasil tabel diatas, selanjutnya dihitung koefisien *skewnes* dan koefisien kurtosis. Hasil pehitungan dapat dilihat:

$$\begin{aligned}
 \text{Harga rata-rata } (X_i) &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \\
 &= \frac{1}{10} (408,97) \\
 &= 40,90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Standar deviasi } (S) &= \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{(X_i - X)^2}{n-1} \right)} \\
 &= \sqrt{\frac{6281,45}{9}} \\
 &= 26,42
 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien variasi } (C_v) = \frac{s}{x}$$

$$= \frac{26,42}{40,90}$$
$$= 0,65$$

Koefisien *Skewnes* (C_s)

$$= \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \cdot \sum_{i=1}^n (Xi - X)^3$$
$$= \frac{10}{(10-1)(10-2)26,42^3} (199716,75)^3$$
$$= 1,50$$

Koefisien kurtosis (C_k)

$$= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)S^4} \cdot \sum_{i=1}^n (Xi - X)^4$$
$$= \frac{10^2 \times 15255157,27}{(10-1)(10-2)(10-3)26,42^4}$$
$$= 6,21$$

Setelah diperoleh hasil perhitungan di atas, selanjutnya untuk menentukan jenis metode yang digunakan dapat dilihat pada tabel 6, sebagai berikut:

Tabel 5. Kesimpulan Pemilihan Jenis Metode

<i>Log Pearson Type III</i>	Tidak memenuhi sifat-sifat seperti pada kedua distribusi di atas.	Dipilih
-------------------------------------	---	---------

Dari analisis parameter statistik di atas, dapat dilihat pada tabel 5 diperoleh nilai C_s dan C_k tidak memenuhi syarat untuk metode Normal dan Gumbel. Maka, metode yang digunakan adalah metode *log pearson type III* karena untuk metode ini tidak memiliki syarat nilai C_s dan C_k seperti distribusi yang lain.

3. Analisis Curah Hujan Rencana Metode *Log Pearson Type III*

Adapun langkah perhitungannya sebagai berikut;

$$\begin{aligned}\text{Nilai rata-rata (Log } X_i) &= \frac{\sum \log x}{n} \\ &= \frac{15,40}{10} \\ &= 1,54\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Standar deviasi (Sx)} &= \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \log X_{rt})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0,59773}{9}} \\ &= 0,26\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien skewnes (Cs)} &= \frac{n \sum (\log x - \log x)^3}{(n-1)(n-2)(S \log x)^3} \\ &= \frac{10 \cdot (0,05177)}{(10-1)(10-1)0,285^3} \\ &= -0,42\end{aligned}$$

Hitung curah hujan rencana untuk kala ulang 2 tahun:

$$\begin{aligned}\text{Log } X_t &= \text{Log } X_i + G \cdot S_x \\ &= 1,54 + (-0,069) \cdot (0,26) \\ &= 1,52\end{aligned}$$

$$X = \text{antilog } X$$

$$X_t = 33,28$$

Untuk langkah perhitungan selanjutnya dapat dihitung dengan cara yang sama. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 7 berikut.

Tabel 6. Analisis Curah Rencana dengan Metode *Log Pearson Type III*

No.	Periode Ulang	P (%)	X_i	$\log X_i$	$(\log X_i - \log \bar{X}_t)^2$	$(\log X_i - \log \bar{X}_t)^3$
1	11,00	4,55	102,28	2,010	0,22056	0,10358
2	6,00	9,09	60,53	1,782	0,05849	0,01414
3	4,33	13,64	51,61	1,713	0,02979	0,00514
4	3,50	18,18	48,67	1,687	0,02164	0,00318
5	3,00	22,73	38,00	1,580	0,00157	-0,00006
6	2,67	27,27	26,00	1,415	0,01567	-0,00196
7	2,43	31,82	24,67	1,392	0,02191	-0,00324
8	2,25	36,36	23,16	1,365	0,03076	-0,00539
9	2,11	40,91	18,72	1,272	0,07169	-0,01919
10	2,00	45,45	13,33	1,186	0,12567	-0,04455
Jumlah			409	15,40	0,59773	0,05177
Rata-Rata			40,90	1,54	0,05977	0,00941

(Sumber: Soemarto, 1999.)

Tabel 7. Rekapitulasi Analisis Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang Tahun (t) dengan Distribusi *Log Pearson Type III*

No.	Periode Ulang	P (%)	G	$\log X_t$	X_t
1	2	25	-0,069	1,522	33,285
2	5	10	0,814	1,750	56,236
3	10	5	1,318	1,880	75,832
4	25	2	1,886	2,026	106,216
5	50	1	2,271	2,125	133,479

(Sumber: Soemarto, 1999.)

Dari tabel 8, dapat dinyatakan bahwa hasil perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 2 tahun = 33,285 mm, 5 tahun = 56,236 mm, 10 tahun = 75,832 mm, 25 tahun = 106,216 mm, 50 tahun = 133,479mm.

4. Analisis Debit Banjir Rencana

a. Curah Hujan Jam-Jaman

Pada perencanaan ini tidak memiliki data pencatatan hujan jam-jaman, maka perhitungan pola distribusi hujan menggunakan rumus Mononobe:

$$I_t = \left[\frac{R_{24}}{t} \right] \left[\frac{t}{T} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (36)$$

Dimana:

I_t = Intensitas hujan dalam t jam (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan efektif dalam 1 hari

T = Waktu mulai hujan

t = Waktu konsentrasi hujan

Adapun lama waktu konsentrasi hujan (t) di Indonesia rata-rata $t = 5$ jam, maka diperoleh:

$$\text{Untuk } t = 1 \text{ jam, maka diperoleh } R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5} \right] \left[\frac{5}{1} \right]^{2/3} = 0,5848.R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 2 \text{ jam, maka diperoleh } R_2 = \left[\frac{R_{24}}{5} \right] \left[\frac{5}{2} \right]^{2/3} = 0,3684.R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 3 \text{ jam, maka diperoleh } R_3 = \left[\frac{R_{24}}{5} \right] \left[\frac{5}{3} \right]^{2/3} = 0,2811.R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 4 \text{ jam, maka diperoleh } R_4 = \left[\frac{R_{24}}{5} \right] \left[\frac{5}{4} \right]^{2/3} = 0,2321.R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 5 \text{ jam, maka diperoleh } R_5 = \left[\frac{R_{24}}{5} \right] \left[\frac{5}{5} \right]^{2/3} = 0,2000.R_{24}$$

Dari perhitungan di atas mengenai intensitas hujan jam-jaman, maka dengan menggunakan rumus di bawah ini diperoleh hujan jam-jaman sebagai berikut;

$$R_t = [t, R_t] - [(t - 1) \cdot (T - 1)] \dots \dots \dots (37)$$

$$\text{Untuk 1 jam, diperoleh } R_1 = [1 \times 0,5848 R_{24}] - [(1 - 1) \times (1 - 1)]$$

$$= (0,5848 R_{24}) - (0 \times 0)$$

$$= 0,5848 \times 100\% = 58,48 \%$$

$$\text{Untuk 2 jam, diperoleh } R_2 = [2 \times 0,3684 R_{24}] - [(2 - 1) \times (0,5848)]$$

$$= (0,5503 R_{24}) - (1 \times 0,5848)$$

$$= 0,1520 \times 100\% = 15,20 \%$$

$$\text{Untuk 3 jam, diperoleh } R_3 = [3 \times 0,2646 R_{24}] - [(3 - 1) \times (0,3467 R_{24})]$$

$$= (0,7937 R_{24}) - (2 \times 0,3467)$$

$$= 0,1066 \times 100\% = 10,66 \%$$

$$\text{Untuk 4 jam, diperoleh } R_4 = [4 \times 0,2184 R_{24}] - [(4 - 1) \times (0,2646 R_{24})]$$

$$= (0,8736 R_{24}) - (3 \times 0,2646)$$

$$= 0,0849 \times 100\% = 8,49 \%$$

$$\text{Untuk 5 jam, diperoleh } R_5 = [5 \times 0,1882 R_{24}] - [(5 - 1) \times (0,2184 R_{24})]$$

$$= (0,9410 R_{24}) - (4 \times 0,2184)$$

$$= 0,0717 \times 100\% = 7,17 \%$$

b. Curah Hujan Efektif

Untuk mencari curah hujan rancangan efektif jam-jaman dalam periode ulang tertentu, data yang diperlukan:

Untuk prosedur perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$Tr = 2 \text{ tahun}$

$R_{maks} = 33,285$

$C = 0,78 \text{ (koefisien pengaliran)}$

$R_n = c \cdot R_{maks}$
 $= 0,78 \times 33,285$
 $= 25,962 \text{ mm/hari}$

Jadi, curah hujan efektif $= 58,480\% \times R_n$
 $= 58,480\% \times 25,962$
 $= 15,183 \text{ mm/hari}$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dihitung dengan cara yang sama.

Untuk melihat rekapitulasi hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada tabel 9. sebagai berikut:

Tabel 8. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Efektif

Waktu	Ratio	Kumulatif	Curah Hujan Rencana				
			2 Tahun	5 Tahun	10 Tahun	25 Tahun	50 Tahun
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	58,480	58,480	15,183	25,652	34,591	48,450	60,886
2	15,200	73,681	3,946	6,667	8,991	12,593	15,826
3	10,663	84,343	2,768	4,677	6,307	8,834	11,101
4	8,489	92,832	2,204	3,723	5,021	7,033	8,836
5	7,168	100,000	1,861	3,144	4,240	5,939	7,463
Hujan Efektif			25,962	43,864	59,149	82,848	104,113
Koefesien Pengaliran			0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
Prob. Hujan Maksimum			33,285	56,236	75,832	106,216	133,479

(Sumber: Hasil Perhitunga)

c. Analisis Debit Banjir Metode HSS Nakayasu

Untuk menganalisis debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Adapun data-data diketahui sebagai berikut:

Luas DAS (A) = 222,60 km²

Panjang sungai utama (L) = 40,00 km

Koefisien Pengaliran (C) = 0,78

Parameter alfa (α) = 1,679

Hujan satuan (Ro) = 1,000

$t_g = 0,40 + (0,058 \times L) \quad (L > 15 \text{ km})$ = 2,720

$t_r = 0 \text{ (0,5 sd. 1,0) } t_g$, diambil $t_r = 0,8 t_g$ = 2,176

$T_p = t_g + (0,8 \times t_r)$ = 4,461

$T_{0,3} = a \times t_g$ = 4,566

$Q_p = (A \times R_o) / (3,6 \times ((0,3 \times T_p) + T_{0,3}))$ = 10,473

Tabel 9. Waktu Lengkung Hidrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung (Kurva) Naik	Qd0	0	0.000	Tp	4.461
2	Lengkung (Kurva) Turun Tahap 1	Qd1	Tp	4.461	Tp + T0,3	9.026
3	Lengkung (Kurva) Turun Tahap 2	Qd2	Tp + T0,3	9.026	Tp + 2,5 T0,3	15.875
4	Lengkung (Kurva) Turun Tahap 3	Qd3	Tp + T0,3 - 1,5 T0,3	15.875	~	~

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel 10, diperoleh lengkung kurva naik (Q_{d0}) berada pada waktu (t) 4,461 jam, lengkung kurva turun tahap 1 (Q_{d1}) berada pada waktu (t) 9,026 jam, lengkung kurva turun tahap 2 (Q_{d2}) berada pada waktu (t) 15,875 jam, lengkung kurva turun tahap 3 (Q_{d3}) berada pada waktu (t) 24 jam.

Berikut perhitungan ordinat hidrograf dengan metode Nakayasu dapat dilihat pada tabel 11 berikut,

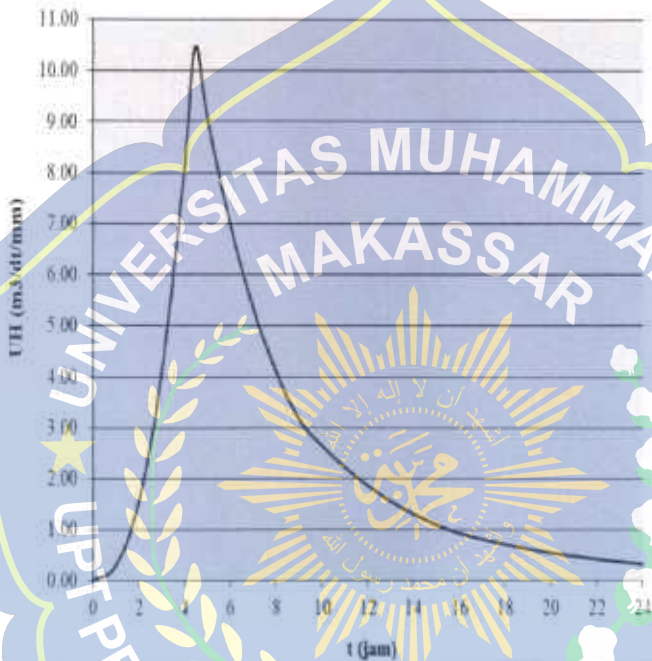
$$Q_{t1jam} = \frac{Qp \times t}{Tp^{2.4}}$$
$$Q_{t1jam} = \frac{10.473 \times 1}{4.461^{2.4}} = 0,28940 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Tabel 10. Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik dengan Metode Nakayasu

t (jam)	Q (m ³ /dt)	ket
0.000	0.00000	Qd0
1.000	0.28940	
2.000	1.52747	
3.000	4.04195	
4.000	8.06203	
4.461	10.47348	Qd1
5.000	9.08528	
6.000	6.97929	
7.000	5.36148	
8.000	4.11868	
9.026	3.14204	Qd2
10.000	2.64773	
11.000	2.22087	
12.000	1.86282	
13.000	1.56250	
14.000	1.31060	Qd3
15.000	1.09930	
15.875	0.94261	
16.000	0.92717	
17.000	0.81263	
18.000	0.71225	
19.000	0.62426	
20.000	0.54715	
21.000	0.47956	
22.000	0.42032	
23.000	0.36840	
24.000	0.32289	

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel 10 di atas, diperoleh grafik hidrograf rancangan dengan metode HSS Nakayasu. Yang dapat dilihat pada gambar 16 di bawah ini :



Gambar 17. Grafik Hidrograf Rancangan HSS Nakayasu

Dari gambar 15, dapat dinyatakan bahwa debit puncak pada perhitungan hidrograf banjir dengan metode HSS Nakayasu Q_{puncak} sebesar 10,47438 m^3/dt dan berada pada waktu 4,461 jam.

Adapun perhitungan debit banjir rencana dengan menggunakan metode HSS Nakayasu, dapat dilihat pada tabel 12.

$$Q = Q_t \times Cef$$

$$Q = 0,28940 \times 15,183 = 4,39 \text{ m}^3/\text{detik}.$$

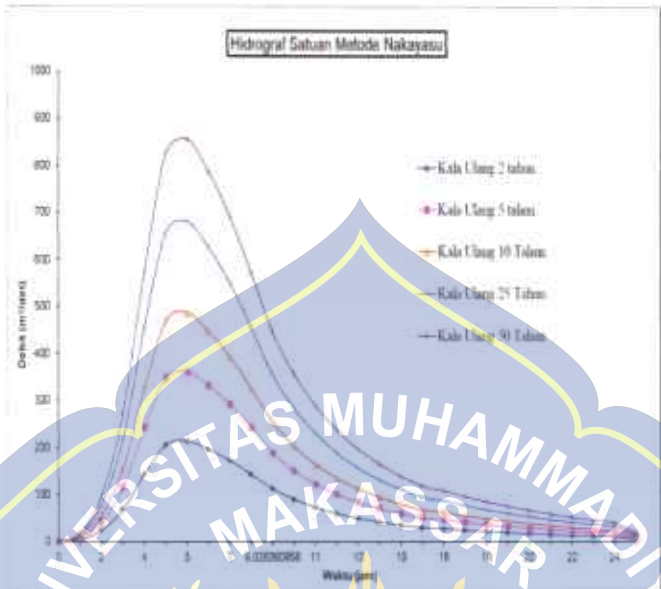
Tabel 11. Rekapitulasi Debit Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu

Jam Ke	Kala Ulang				
	2	5	10	25	50
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	4,39	7,42	10,01	14,02	17,62
2	24,33	41,11	55,44	77,65	97,58
3	68,20	115,22	155,37	217,62	273,48
4	143,22	241,98	326,30	457,03	574,34
4,4608	205,93	347,92	469,16	657,13	825,80
5	213,34	360,45	486,05	680,79	855,53
6	196,10	331,32	446,77	625,78	786,40
7	172,18	290,91	392,27	549,45	690,48
8	142,53	240,80	324,71	454,81	571,55
9,0264	111,09	187,69	253,09	354,50	445,49
10	88,81	150,04	202,32	283,39	356,13
11	71,92	121,51	163,85	229,51	288,41
12	58,97	99,63	134,34	188,17	236,47
13	48,91	82,63	111,42	156,06	196,12
14	41,04	69,34	93,51	130,97	164,59
15	34,43	58,16	78,43	109,86	138,06
15,875	29,19	49,31	66,50	93,14	117,05
16	26,64	45,00	60,68	85,00	106,82
17	23,47	39,65	53,47	74,89	94,11
18	20,71	34,99	47,18	66,09	83,05
19	18,34	30,98	41,77	58,51	73,53
20	16,26	27,47	37,04	51,88	65,20
21	14,25	24,08	32,47	45,47	57,15
22	12,49	21,10	28,46	39,86	50,09
23	10,95	18,50	24,94	34,93	43,90
24	9,59	16,21	21,86	30,62	38,48
0	4,41	6,95	9,37	13,12	16,49
Qmax	213,34	360,45	486,05	680,79	855,53

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel 12, rekapitulasi hasil perhitungan debit banjir rencana metode HSS Nakayasu dapat dinyatakan bahwa debit banjir rencana maksimum periode ulang 2 tahun = 213,34 m³/dtk, 5 tahun = 360,45 m³/dtk, 10 tahun = 486,05 m³/dtk, 25 tahun = 680,78 m³/dtk, 50 tahun = 855,53 m³/dtk.

Untuk grafik hidrograf banjir HSS Nakayasu dapat dilihat pada gambar 16 berikut ;



Gambar 18. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Banjir Metode HSS Nakayasu
Dari gambar 16, dapat dinyatakan bahwa debit puncak pada perhitungan hidrograf banjir dengan metode HSS Nakayasu pada periode ulang 50 tahun sebesar 855,53 m³/dtk pada waktu 5 jam.

d. Perhitungan Aliran Dasar (Base Flow)

Untuk menganalisis data aliran dasar, adapun data yang diperlukan

Tabel 12. Data Curan Hujan Maksimum Harian Rata-rata.

Tahun	X_i	$(X_i - \bar{X})^2$
2009	24,67	263,4205
2010	26,00	221,9176
2011	23,16	314,5444
2012	18,72	491,64
2013	38,00	8,392031
2014	102,28	3767,401
2015	60,53	385,5154
2016	48,67	60,36927
2017	51,61	114,7574
2018	15,33	653,496
$\sum X_i$	408,969003	6281,453

$$\begin{aligned} Xr &= \frac{\sum Xi}{n} \\ &= \frac{408,96}{10} \\ &= 40,89 \end{aligned}$$

$$S = \frac{\sum (Xi - X)^2}{10 - 1} = \frac{6281,453}{9} = 26,4185$$

Dengan jumlah data (n) = 10 maka didapat nilai Sn dan Yn yang diambil dari lampiran:

$$Sn = 0,9495$$

$$Yn = 0,4952$$

Nilai Yt yang diambil di lampiran

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} = \frac{0,3065 - 0,4952}{0,9495} = -0,1355$$

$$Xt = X + (S \times K) = 40,8969 + (26,4185 \times -0,1355) = 67,1799$$

Tabel 13. Perhitungan Debit Aliran Dasar (Base Flow)

Periode ulang	Yt	K	Xt	Debit Max
2	0,3665	-0,13555	67,1799	213,34
5	1,4999	1,058136	68,37358	360,45
10	2,2502	1,848341	69,16378	486,05
25	3,1985	2,847077	70,16252	680,79
50	3,9019	3,587888	70,90333	855,53

Gambar 17. Grafik Debit Aliran Dasar.

(Sumber: Hasil Perhitungan)

5. Analisis Kapasitas Sungai

Analisa dan perhitungan debit di Sungai Jenelata dibagi menjadi 2 bagian yaitu Debit normal (Q_n) dan debit maksimum (Q_{max})

a. Perhitungan Debit Normal (Q_n)

Berikut ini adalah gambaran kedalaman gerusan sungai Jenelata pada saat debit sungai dalam kondisi normal:



Gambar 19. Kedalaman gerusan sungai jenelata

Berikut ini adalah perhitungan debit sungai jenelata dalam kondisi normal yang mana sebelumnya telah dilakukan survei lapangan dengan menggunakan alat ukur kecepatan aliran (*current meter*) di 4 titik pengamatan:

Dari data pengukuran yang dilakukan maka dilakukanlah analisa dan perhitungan debit sungai Jenelata sebagai berikut :

1) STA 0 + 000

Data yang diperoleh ialah :

Lebar Sungai (B)

$$= 33,14 \text{ m}$$

Kedalaman Sungai (h)

$$h_1 = 0,5 \text{ m} ; h_2 = 0,65 \text{ m} ; h_3 = 0,45 \text{ m}$$

Kecepatan Aliran (V)

$$V_1 = 0,8 \text{ m/dtk} ; V_2 = 1 \text{ m/dtk} ; V_3 = 0,8 \text{ m/dtk}$$

Maka nilai V rata-rata = 0,87 m/dtk



Gambar 20. Sketsa Penampang Sungai Jenelata STA 0 + 000

Luas Penampang (A)

$$A_1 = \frac{1}{2} (0,50) \times 3,93 = 0,98$$

$$A_2 = \left(\frac{0,50 + 0,65}{2} \right) \times 13,80 = 7,94$$

$$A_3 = \left(\frac{0,65 + 0,45}{2} \right) \times 9,70 = 5,34$$

$$A_4 = \frac{1}{2} (0,45) \times 5,71 = 1,28$$

$$A_{\text{total}} = 15,54$$

Maka diperoleh debit sebesar:

$$Q = V \times A$$

$$Q = 0,87 \times 15,54$$

$$Q = 13,47 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Tabel 14. Hasil perhitungan tampungan Sungai Jenelata Kondisi debit Normal (Q_n)

NO.	LOKASI	Lebar sungai (B)	kedalaman sungai (h)		kecepatan aliran (V)		$V_{rata-rata}$	$A_{rata-rata}$	Q_n
		m	m	m	m	m/detik	m ²	m ³ /detik	
1	STA 0 + 000	32,14	h_1	0,5	V_1	0,6	0,70	15,54	11,47
			h_2	0,65	V_2	0,8			
			h_3	0,45	V_3	0,7			
2	STA 0 + 100	37,74	h_1	0,9	V_1	0,8	0,80	20,46	16,39
			h_2	0,8	V_2	0,7			
			h_3	0,95	V_3	0,7			
3	STA 0 + 200	38,1	h_1	0,95	V_1	0,8	0,80	27,06	21,60
			h_2	0,8	V_2	0,7			
			h_3	0,75	V_3	0,7			
4	STA 0 + 300	43,11	h_1	1,02	V_1	0,9	0,80	30,40	24,30
			h_2	1,11	V_2	0,9			
			h_3	0,71	V_3	0,8			
Debit Rata-rata									21,60

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Jadi, dari perolehan debit diatas dapat diambil rata-ratanya sebesar $21,60 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dengan kondisi air normal.

b. Perhitungan Debit Maksimum (Q_{max})

1) STA 0 + 000

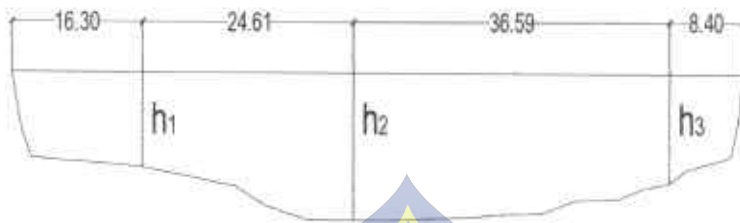
Data yang diperoleh ialah :

Lebar Sungai (B)

$$= 85,90 \text{ m}$$

Kedalaman Sungai (H)

$$= 11,72 \text{ m}$$



Gambar 21. Sketsa Penampang Sungai Jenelata STA 0 + 000—

Luas Penampang (A)

$$A_1 = \frac{1}{2} (7,48) \times 16,30 = 60,96$$

$$A_2 = \left(\frac{7,48 + 11,72}{2} \right) \times 24,61 = 236,26$$

$$A_3 = \left(\frac{11,72 + 8,82}{2} \right) \times 36,59 = 375,78$$

$$A_4 = \frac{1}{2} (8,82) \times 7,05 = 30,94$$

$$A_{\text{total}} = 710,04$$

Keliling basah (P):

$$\begin{aligned} P &= B + 2H\sqrt{1 + m^2} \\ &= 85,90 + 2 \times 11,72\sqrt{1 + 0,72^2} \\ &= 114,77 \text{ m} \end{aligned}$$

Kemiringan dasar sungai (I) :

$$I = \left(\frac{5,32 - 5,30}{27,42} \right) = 0,000729 = 7,29 \times 10^{-4}$$

Jari – jari hidrolis (R) :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{710,04}{114,77} = 6,19 \text{ m}$$

Kecepatan aliran (V):

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$$
$$= \frac{1}{0,055} \times 6,19^{\frac{2}{3}} \times 0,000729^{\frac{1}{2}}$$
$$= 1,17 \text{ m/dtk}$$

Debit sungai (Q):

$$Q = A \cdot V$$
$$= 710,04 \times 1,17$$
$$= 830,85 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Tabel 15. Hasil perhitungan debit rata-rata.

NO.	LOKASI	B	b	kedalaman sungai (H)		A	P	I	R	V	Q _{run}
		m	m	m	m	m	m	m	m	m/detik	m ³ /detik
1	STA 0 + 000	85,90	28,70	h ₁	7,48	710,04	114,77	0,000365	6,25	1,17	830,85
				h ₂	11,72						
				h ₃	8,82						
2	STA 0 + 100	91,00	31,11	h ₁	7,46	744,62	110,07	0,000643	6,25	2,87	2136,17
				h ₂	11,69						
				h ₃	8,89						
3	STA 0 + 200	83,52	31,11	h ₁	7,43	673,47	112,50	0,000964	5,96	3,41	2298,34
				h ₂	11,64						
				h ₃	8,46						
4	STA 0 + 300	83,83	40,34	h ₁	8,52	726,23	114,41	0,000744	6,35	3,12	2263,23
				h ₂	12,80						
				h ₃	8,70						
Debit Rata-rata											1882,15

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Jadi, dari perolehan debit diatas dapat diambil rata-ratanya sebesar 1882,15 m³/dtk.

Tabel 16. Rekapitulasi hasil perhitungan.

No	Jenis Debit	Besar Debit m ³ /detik
1	Debit normal (Qn)	21,60
2	Debit maksimum (Q _{max})	1882,15
3	Debit kala ulang 2 tahun (Q ₂)	213,34
4	Debit kala ulang 5 tahun (Q ₅)	360,45
5	Debit kala ulang 10 tahun (Q ₁₀)	486,05
6	Debit kala ulang 25 tahun (Q ₂₅)	680,79
7	Debit kala ulang 50 tahun (Q ₅₀)	855,53

(Sumber: Hasil Perhitungan)

6. Analisis Tinggi Muka Air Sungai

Dari hasil perhitungan debit yang di peroleh kita bisa memperhitungkan tinggi muka air sesuai dengan debit yang terjadi, adapun perhitungannya untuk memperoleh tinggi muka air sungai Jenelata adalah sebagai berikut :

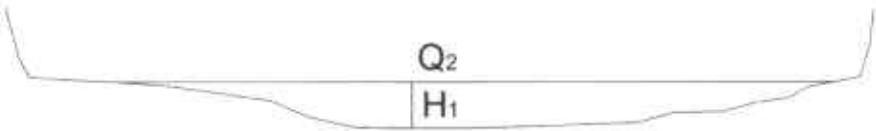
a. Perhitungan tinggi muka air Q₂ :

Luas penampang sungai (A) :

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{213,34}{2,61} = 81,61m^2$$

Tinggi muka air maksimum (H) :

$$H1 = \sqrt{\frac{A}{n+m}} = \sqrt{\frac{81,61}{0,055 + 3,68}} = 4,67 m$$



Gambar 22. Sketsa Penampang Sungai Jenelata Debit kala ulang 2 tahun

Tabel 17. Hasil perhitungan tinggi muka air.

Debit	Q	V _{rata-rata}	A	H
	m ³ /detik	m ³ /detik	m ²	m
Q ₂	213,34	2,61	81,61	4,67
Q ₅	360,45	2,61	137,88	6,08
Q ₁₀	486,05	2,61	185,92	7,06
Q ₂₅	680,79	2,61	260,41	8,35
Q ₅₀	855,53	2,61	327,26	9,36

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari hasil perhitungan diperoleh profil muka air rata-rata seperti ilustrasi penampang Sungai Jenelata pada gambar berikut :

Gambar 23. Profil Muka Air Sungai Jenelata Pada Q₂, Q₅, Q₁₀, Q₂₅, Q₅₀.

7. Gerusan Pada Abutmen

a. Metode Laursen (1960)

Formula laursen yang telah dimodifikasi tersebut bias diselesaikan dengan cara yang lebih sederhana

$$y_s = 1.3 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.48} y_a$$

Dimana :

y_s = kedalaman maksimum gerusan (m)

y_a = Kedalaman aliran (m)

L' = Lebar Abutment (m)

Tabel 18. Hasil Perhitungan Laursen Dan Touch
Kedalaman Maksimum Gerusan Dan Kedalaman Aliran

Debit (Q)	ya	L'	ys
	m	m	m
Q2	4.67	8	7.865
Q5	6.08	8	9.014
Q10	7.06	8	9.743
Q25	8.35	8	10.635
Q50	9.36	8	11.286

(Sumber: Hasil Perhitungan)



(Sumber: Hasil Analisis)

Gambar.24 Grafik Laursen dan Touch Hubungan antara kedalaman aliran dan Kedalaman maksimum Gerusan

b. Metode Froehlich (1987)

Kedalaman Gerusan Lokal Menurut Persamaan Froehlich (1987)

$$\frac{D_s}{D_o} = 2,27 K_1 K_2 \left(\frac{La}{D_o} \right)^{0.43} fr^{0.61} + 1$$

Dimana :

D_s = kedalaman gerusan (m)

D_o = kedalaman aliran (m)

K_1 = koefisien untuk bentuk abutment

K_2 = koefisien sudut abutment terhadap aliran

La = lebar abutment (m)

Fr = bilangan Froude dari aliran upstream pada abutment

Data untuk abutment vertical tanpa sayap

$D_o = 0.055 \text{ m}$

$La = 0.02 \text{ m}$

$Fr = 0.163$

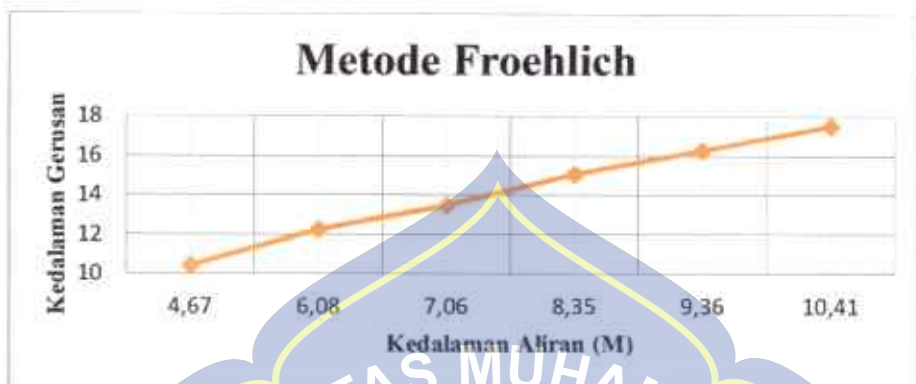
$K_1 = 1$

$K_2 = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13} = \left(\frac{90}{90}\right)^{0.13} = 1$

Tabel 19. Hasil Perhitungan Froehlich kedalaman Gerusan dan Kedalaman Aliran

DO	LA	U	FR	K1	K2	Ds
4.67	8.45	2.61	0.38603604	0.75	1	10.41935198
6.08	8.45	2.61	0.33859822	0.75	1	12.23441373
7.06	8.45	2.61	0.31421412	0.75	1	13.4629545
8.35	8.45	2.61	0.28883022	0.75	1	15.05024819
9.36	8.45	2.61	0.27279545	0.75	1	16.26674324
10.41	8.45	2.61	0.25867655	0.75	1	17.51383156

(Sumber: Hasil Perhitungan)



(Sumber: Hasil Analisis)

Gambar.25 Grafik Hubungan antara kedalaman aliran dan Kedalaman Gerusan

B. Pembahasan

1. Pengaruh Kedalaman Aliran Terhadap Kedalaman Maksimum Gerusan Pada Abutment Jembatan.

Dengan perbandingan antara 2 data yang diperoleh dengan melihat usia dari jembatan yang mencapai 30 tahun Dari hasil perhitungan dengan menggunakan dari dua metode pendekatan. Dari hasil perhitungan dengan menggunakan metode *Laursen* bahwa semakin besar kedalaman aliran dapat mempengaruhi besarnya kedalaman gerusan yang terjadi. Jadi, dapat disimpulkan bahwa kedalaman aliran dapat mempengaruhi kedalaman gerusan.

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan metode *Metode Froehlich* dapat dilihat bahwa kedalaman aliran pada berbanding terbalik dengan besarnya kedalaman maksimum gerusan ini dipengaruhi akibat

menggunakan kecepatan rata-rata yang sama. sedangkan kedalaman alirannya mempengaruhi kedalaman gerusan.

2. Besarnya kedalaman maksimum gerusan pada abutment jembatan dengan dua metode pendekatan.

a. Laursen dan Touch

Pada metode **Laursen** dengan menggunakan menghasilkan kedalaman maksimum gerusan pada kedalaman aliran kala ulang 2 tahun sebesar 4,67 m, pada kala ulang 5 tahun sebesar 6,08 m, pada kala ulang 10 tahun sebesar 7,06 m, pada kala ulang 25 tahun sebesar 8,35 m dan pada kala ulang 50 tahun sebesar 9,36 m.

Pada metode **Laursen dan Touch** dengan menggunakan menghasilkan kedalaman maksimum gerusan pada kedalaman kala ulang 2 tahun sebesar 7,865 m, pada kala ulang 5 tahun sebesar 9,014 m, pada kala ulang 10 tahun sebesar 9,743 m, pada kala ulang 25 tahun sebesar 10,635 m dan pada kala ulang 50 tahun sebesar 11,286 m.

b. Froechlich

Dengan menggunakan metode **Froechlich** pada tahun 2019 menghasilkan kedalaman gerusan sebesar 10,41935198 m, pada tahun 2014 sebesar 12,23441373 pada tahun 2017 sebesar 13,4629545 m, pada tahun 2018 sebesar 15,05024819 m, pada tahun 2015 sebesar 16,26674324 m, pada tahun 2016 sebesar 17,51383156 m,

Dengan menggunakan metode **Laursen dan Touch** pada tahun 2019 menghasilkan kedalaman Aliran sebesar 4,67 m, pada tahun 2014 sebesar 6,08 m, pada tahun 2017 sebesar 7,06 m, pada tahun 2018 sebesar 8,35 m, pada tahun 2015 sebesar 9,36 m,

3. Pengaruh kedalaman gerusan pada Abutment jembatan Moncongloe

Berdasarkan hasil perhitungan dengan menggunakan beberapa metode serta hasil analisa fisik dapat dilihat bahwa runtuhnya struktur jembatan Moncongloe saat terjadinya debit banjir itu tidak disebabkan oleh gerusan lokal disekitar abutment jembatan.

Metode	Syarat	Hasil Perhitungan	Kesimpulan
Normal	$C_s = 0,00$	$C_s = 1,50$	Tidak dipilih
	$C_k = 3,00$	$C_k = 6,21$	
Gumbel	$C_s = 1,1396$	$C_s = 1,50$	Tidak dipilih
	$C_k = 5,4002$	$C_k = 6,21$	
Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	$C_s = 1,50$	Tidak dipilih
	$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^4 + 3$	$C_k = 6,21$	
Log Pearson Type III	Tidak memenuhi sifat-sifat seperti pada kedua distribusi di atas		Dipilih

BAB V

PENUTUP

A. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil perhitungan dengan menggunakan ke dua metode pendekatan besarnya kedalaman aliran yang terjadi dapat mempengaruhi besarnya kedalaman gerusan yang terjadi.

2. Kedalaman gerusan pada 2 data dalam dua metode pendekatan :

a) Data ke dalaman kala ulang

- Metode Laursen dan Touch:

Kedalaman Aliran $y_a = 4,67 \text{ m}$ kedalaman gerusan $y_s = 7,865 \text{ m}$

$y_a = 6,08 \text{ m} \rightarrow y_s = 9,014 \text{ m}$

$y_a = 7,06 \text{ m} \rightarrow y_s = 9,743 \text{ m}$

$y_a = 8,35 \text{ m} \rightarrow y_s = 10,635 \text{ m}$

$y_a = 9,36 \text{ m} \rightarrow y_s = 11,286 \text{ m}$

b) Data ke dalaman kala ulang

- Metode Froechlich:

Kedalaman gerusan (m) dan kedal

aman Aliran

2019 = $10,419352 \text{ m}^3/\text{detik}$ kedalaman gerusan lokal $d_s = 4,67 \text{ m}$

$D_s2014 = 12,2344137 \text{ m}^3/\text{detik} \rightarrow D_o = 6,08 \text{ m}$

$D_s2017 = 13,4629545 \text{ m}^3/\text{detik} \rightarrow D_o = 7,06 \text{ m}$

$D_s2018 = 15,0502482 \text{ m}^3/\text{detik} \rightarrow D_o = 8,35 \text{ m}$

$D_s2015 = 16,2667432 \text{ m}^3/\text{detik} \rightarrow D_o = 9,36 \text{ m}$

$D_s2016 = 17,5138316 \text{ m}^3/\text{detik} \rightarrow D_o = 10,41 \text{ m}$

Berdasarkan hasil investigasi lapangan yang didukung oleh perhitungan kedalaman gerusan menggunakan metode Laursen dapat dilihat bahwa runtuhnya jembatan saat terjadinya debit banjir itu tidak disebabkan oleh gerusan yang terjadi di sekitar abutment. Hal ini disebabkan karena faktor tikungan pada penampang sungai sehingga gerusan yang terjadi tidak terpusat pada abutment jembatan.

B. Saran

1. Hasil penelitian tugas akhir ini diharapkan dapat menjadi masukan yang berguna dalam proses pengambilan keputusan untuk kepentingan penanggulangan potensi gerusan yang terjadi pada Sungai Jenelata.
2. Pekerjaan penanggulangan potensi gerusan yang terjadi di Sungai Jenelata sebaiknya dilakukan secara menyeluruh dan berkesinambungan, juga dengan pengawasan yang serius agar menghasilkan infrastruktur yang bermanfaat.

3. Penelitian mengenai analisis gerusan pada abutment jembatan Sungai Jenelata diharapkan menggunakan data-data yang lebih terbaru agar penaggulangan potensi gerusan pada abutment jembatan yang menjadi penelitian dapat sesuai dengan kenyataannya di masa sekarang.



Daftar Pustaka

- Astuti, K.A dan Widyaningtias, 2006, Gerusan yang terjadi di sekitar *Abutment* Dinding vertical Tanpa sayap (*Kajian Lapangan*), Tugas Akhir, Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, institute Teknologi Bandung.
- Laursen, E.M, 1960, Scour at Bridge Crossing, *journal Hydraulic Division*, ASCE, 86:39-54.
- Froehlich, D.C., 1989, *Local Scour at Bridge Abutment*, san Francisco, California: Proceedings, ASCE, National Hydraulics Conference, 922-927.
- Bharbhuiya, 2004, *Local Scour at Abutment*, a Review, *sadhana*, 29 (5): 449-476
- Kandasamy, J.K and Melville, B.w., 1998, Maximum Local Scour Depth at Bridge Piers and Abutments, *Journal Hydraulic Research*, IAHR, 36(2), 183-198.
- Melville, B.w., 1997, Pier and Abutments Scour. Integrated Approach, *Journal of Hydraulic Engineering*, 123 (2), 125-136,
- Paresa, J., 2015, *Studi Pengaruh Krib Hulu Tipe Impermeabel pada Gerusan di Belokan Sungai (Studi Kasus Panjang Krib 1/10 dan 1/5 lebar*
- Firli & Naharuddin. 2017. *Pengendalian Gerusan dengan Menggunakan Riprap Sekitar Abutment Jembatan*. Skripsi Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar
- Asdak, C., 2014. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Hardianto Bambang, dkk. 2014. *Open Channel, Closed Conduit*, dan Tipe – tipe Aliran . Universitas Islam Malang. Malang
- Mangelsdorf, J., dan K. Scheurmann. 1980. *Flussmorphologie*. Miinchen.: R. Olden-bourg
- Miller, W., 2003. *Model for The Time Rate of Local Sediment Scour At A Cylindrical Structure*, Disertasi, PPS Universitas Florida.

Nenny, dan Hamzah Al Imran. 2014. "*Pengaruh Kecepatan Aliran Terhadap Gerusan Lokal Disekitar Pilar Heksagonal*" (Uji Model Laboratorium). Jurnal Hidro Vol. 7 No 14.

Raudkivi, A.J. and Ettama, 1982, "*Scour at Bridge Piers*", Third Congress of the Asian and Pasific Division of the International Association for Hydraulics Research IAHR, 277.

Sosrodarsono Suyono. Masateru Tominang; penerjemah, Ir M. Yusuf Gayo, dkk, 2008. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Penerbit Pradnya Paramita. Jakarta

Triatmodjo Bambang 2009. *Hidrologi Terapan*. Beta Offset Yogyakarta.

Triatmodjo Bambang, 2015. *Hidrolika I*. Penerbit Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.

Triatmodjo Bambang, 2015. *Hidrolika II*. Penerbit Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta

Undang-undang Republik Indonesia, 1991. LN 1991/44; TLN No. 3445. Peraturan Pemerintah No. 35 Tahun 1991. Sungai
http://sda.pu.go.id:8183/panduan/unduh-referensi-peraturan/PP_35_1991.pdf (diakses tanggal 05-September-2019).

Lampiran

1. Data Curah Hujan Harian Maksimum pada Tanggal, Bulan, dan Tahun Kejadian yang Sama

NO	Kejadian		Stasiun Curah Hujan			Rata-Rata Poligon Thiessen	Hujan Harian Max
			St. Malino	St. Malakaji	St. Tanralili		
	Tahun	Tanggal	0,609	0,057	0,333	(mm)	(mm)
1	2008	12-Mar	37	37		24,67	24,67
		25-Feb	14	23		9,85	
		06-Apr			53	17,67	
2	2009	20-Feb	39	39		26,00	26,00
		20-Jan	29	40		19,96	
						0,00	
3	2010	07-Jan	35	32		23,16	23,16
		08-Jan	14	39		10,77	
						0,00	
4	2011	25-Apr	28	29		18,72	18,72
		25-Apr	28	29		18,72	
						0,00	
5	2012	10-Feb	51	15		31,94	38,00
		13-Apr	20	29		13,85	
		11-Dec			114	38,00	
6	2013	09-Jun	35	31	19	29,44	102,28
		09-Jun	35	31	19	29,44	
		05-Jan	26	25	255	102,28	
7	2014	17-Jan	35	21	114	60,53	60,53
		16-Jan	33	46	73	47,08	
		17-Jan	35	21	114	60,53	
8	2015	27-Mar	28	27		18,61	48,67
		21-Feb	28	28	61	39,00	
		04-Mar			146	48,67	
9	2016	22-Jan	27	27	4	19,33	51,61
		22-Jan	27	27	4	19,33	
		01-Oct	17	16	121	51,61	
10	2017	21-Dec	23	23		15,33	15,33
		25-Feb	23	23		15,33	
						0,00	
JUMLAH							408,97
RATA-RATA							40,90

2.Nilai untuk Y_n pada Perhitungan Base Flow

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0.4952	33	0.5388	56	0.5508	79	0.5567
11	0.4996	34	0.5396	57	0.5511	80	0.5569
12	0.5035	35	0.5402	58	0.5515	81	0.5570
13	0.5070	36	0.5410	59	0.5518	82	0.5572
14	0.5100	37	0.5418	60	0.5521	83	0.5574
15	0.5128	38	0.5424	61	0.5524	84	0.5576
16	0.5157	39	0.5430	62	0.5527	85	0.5578
17	0.5181	40	0.5436	63	0.5530	86	0.5580
18	0.5202	41	0.5442	64	0.5533	87	0.5581
19	0.5220	42	0.5448	65	0.5535	88	0.5583
20	0.5236	43	0.5453	66	0.5538	89	0.5585
21	0.5252	44	0.5458	67	0.5540	90	0.5586
22	0.5268	45	0.5463	68	0.5543	91	0.5587
23	0.5283	46	0.5468	69	0.5545	92	0.5589
24	0.5296	47	0.5473	70	0.5548	93	0.5591
25	0.5309	48	0.5477	71	0.5550	94	0.5592
26	0.5320	49	0.5481	72	0.5552	95	0.5593
27	0.5332	50	0.5485	73	0.5555	96	0.5595
28	0.5343	51	0.5489	74	0.5557	97	0.5596
29	0.5353	52	0.5493	75	0.5559	98	0.5598
30	0.5362	53	0.5497	76	0.5561	99	0.5599
31	0.5371	54	0.5501	77	0.5563	100	0.5600
32	0.5380	55	0.5504	78	0.5565		

3.Nilai untuk S_n pada perhitungan Base Flow

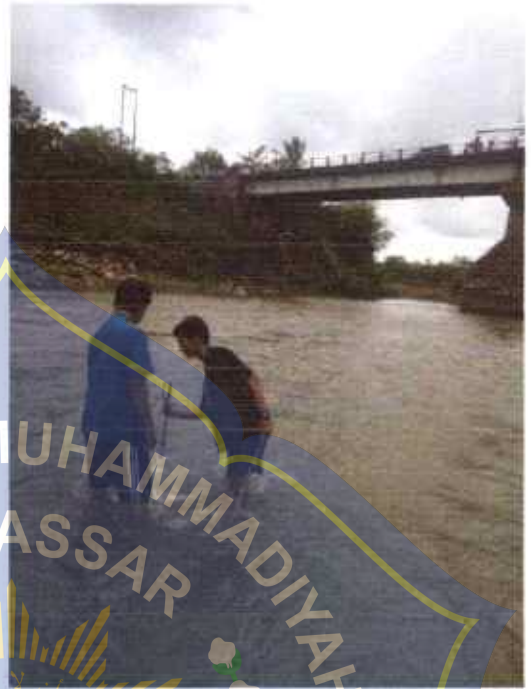
n	S_n	n	S_n	n	S_n	n	S_n
10	0.9405	33	1.1226	56	1.1696	79	1.1930
11	0.9676	34	1.1265	57	1.1708	80	1.1938
12	0.9833	35	1.1285	58	1.1721	81	1.1945
13	0.9971	36	1.1313	59	1.1734	82	1.1953
14	1.0095	37	1.1339	60	1.1747	83	1.1959
15	1.0208	38	1.1363	61	1.1759	84	1.1967
16	1.0316	39	1.1388	62	1.1770	85	1.1973
17	1.0411	40	1.1413	63	1.1782	86	1.1980
18	1.0493	41	1.1436	64	1.1793	87	1.1987
19	1.0565	42	1.1458	65	1.1803	88	1.1994
20	1.0628	43	1.1480	66	1.1814	89	1.2001
21	1.0686	44	1.1499	67	1.1824	90	1.2007
22	1.0754	45	1.1519	68	1.1834	91	1.2013
23	1.0811	46	1.1538	69	1.1844	92	1.2020
24	1.0864	47	1.1557	70	1.1854	93	1.2026
25	1.0915	48	1.1574	71	1.1863	94	1.2032
26	1.0961	49	1.1590	72	1.1873	95	1.2038
27	1.1004	50	1.1607	73	1.1881	96	1.2044
28	1.1047	51	1.1623	74	1.1890	97	1.2049
29	1.1086	52	1.1638	75	1.1898	98	1.2055
30	1.1124	53	1.1655	76	1.1906	99	1.2060
31	1.1159	54	1.1667	77	1.1915	100	1.2065
32	1.1193	55	1.1681	78	1.1923		

4.Koefisien terhadap sudut aliran

Sudut aliran	$l/b = 4$	$l/b = 8$	$l/b = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.0	2.0	2.5
30	2.0	2.5	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0



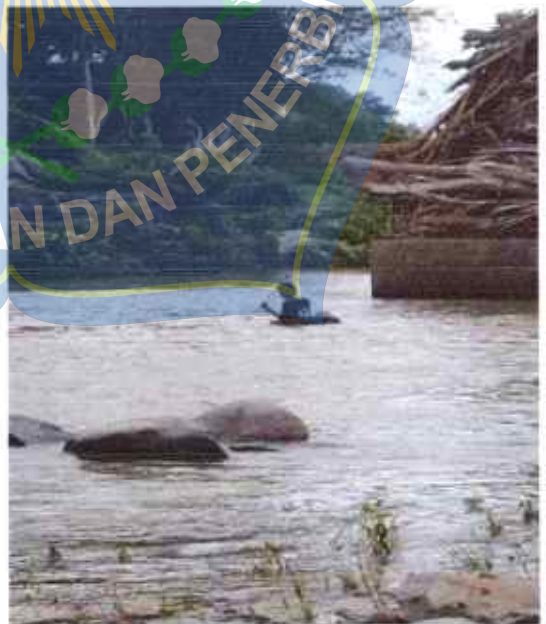
Alat pengambilan data kecepatan aliran pada sungai jenelata



Pengukuran kecepatan aliran menggunakan Curent meter



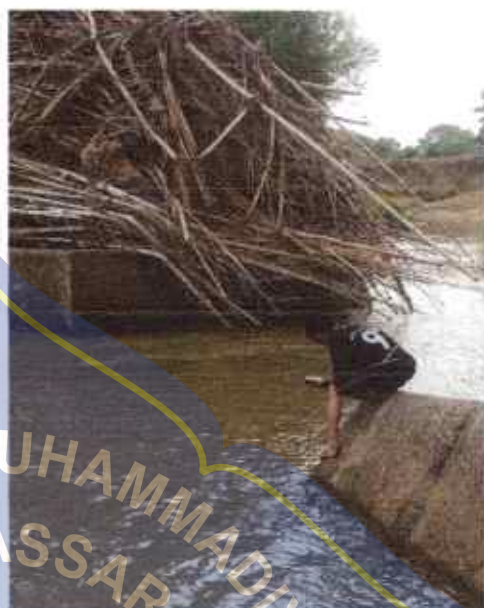
Pengukuran penampang sungai jenelata



Pengukuran tinggi muka air pada sungai jenelata



Pengukuran tinggi muka air dan kecepatan aliran



Pengukuran kecepatan aliran di sekitar Abutment dan kedalaman aliran



Pengukuran sekitar abutment



Pengukuran lebar sungai jelata