



STUDI PENGENDALIAN BANJIR DI SUNGAI GUNTING KABUPATEN JOMBANG JAWA TIMUR

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
Memperoleh gelar Sarjana Teknik



NUR FAIZATURROHMAH

NIM. 155060401111017

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2019

LEMBAR PENGESAHAN

**STUDI PENGENDALIAN BANJIR DI SUNGAI GUNTING
KABUPATEN JOMBANG JAWA TIMUR**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
Memperoleh gelar Sarjana Teknik



**NUR FAIZATURROHMAH
NIM. 155060401111017**

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 11 November 2019

Dosen Pembimbing I

Dr. Sumiadi ST., MT.
NIP. 19731001 200003 1 001

Dosen Pembimbing II

Dr. Eng. Andre Primantyo H, ST., MT.
NIP. 19710312 200112 1 002

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Dr. Ir. Eussy Andawayanti, MS.
NIP. 19610131 198609 2 001

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, November 2019

Mahasiswa



Nur Faizaturrohman

NIM. 155060401111017



UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 117/UN10.F07.14.11/TU/2019

Sertifikat ini diberikan kepada :

NUR FAIZATURROHMAH

Dengan Judul Skripsi :

STUDI PENGENDALIAN BANJIR DI SUNGAI GUNTING KABUPATEN JOMBANG JAWA TIMUR

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 8 November 2019

Ketua Program Studi Teknik Pengairan



Dr. H. Ussy Andawayanti, MS
NIP. 19610131 198609 2 001

Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan

Dr. Very Dermawan, ST., MT
NIP. 19730217 199903 1 001

[illegible]

*Skripsi ini saya dedikasikan kepada
Ismah Utami, Ayah, Ibu, dan Adik-adik saya tercinta*

The best revenge is massive success
~ Frank Sinatra

[illegible]

Alm. Kung, Almh. Uti, Ayah, Ibu, dan Adik-adik saya tercinta.

The best revenge is massive success.

~ Frank Sinatra

KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Kuasa, yang telah memberikan rahmat, taufik, serta hidayah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Skripsi ini. Tujuan dari pembuatan Skripsi ini adalah untuk memenuhi salah satu syarat kelulusan yang harus ditempuh mahasiswa Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang, dan juga sebagai wadah untuk mengaplikasikan ilmu yang telah didapat di bangku perkuliahan.

Dengan kesungguhan serta rasa rendah hati, penyusun mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Kedua Orangtua serta Adik-adik tercinta yang selalu memberikan doa serta dukungan penuh.
2. Dr. Sumiadi, ST., MT. dan Dr. Eng. Andre Primantyo H., ST., MT. selaku dosen pembimbing, yang telah memberikan banyak masukan, kritikan, saran serta pandangan mengenai pembahasan skripsi ini.
3. Ir. Heri Suprijanto, MS. dan M. Amar Sajali, ST., MT. selaku dosen penguji yang telah berkenan menguji serta memberikan saran dan masukan dalam skripsi ini.
4. Dr. Ir. Ussy Andawayanti, MS. selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.
5. Dr. Ery Suhartanto ST., MT., selaku Sekretaris Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.
6. Staf administrasi Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.
7. Himpunan Mahasiswa Pengairan Periode 2018/2019, atas proses dan pengalaman yang dihadirkan dan dilalui bersama-sama.
8. Teman-teman saya, Aisyah, Fitya, Hanna M, Hana S, Indana, Kiky, Ninin, dan Rosy, yang selalu memberikan dukungan dalam pengerjaan skripsi.
9. Tidak lupa kepada Guzmansyah dan Ekshan yang telah membantu saya dalam mengerjakan skripsi dan memberikan dukungan.
10. Teman-teman Oriflame yang selalu memberikan canda dan tawa dan nasihat dalam kehidupan perkuliahan penyusun.
11. Teman-teman Teknik Pengairan 2015 yang telah memberi semangat, doa, serta bantuannya kepada penyusun.



12. Keluarga Besar Mahasiswa Pengairan, yang telah memberikan bantuan dan dukungan terhadap penyusun.

13. Serta semua pihak yang telah membantu terselesaikannya laporan ini yang mungkin penyusun luput sebutkan.

Skripsi ini mungkin masih memiliki banyak kekurangan dan jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, penyusun berharap pembaca dapat memberikan kritik dan saran yang konstruktif untuk dijadikan bahan evaluasi. Selamat membaca.

Malang, November 2019

Penyusun



DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR

DAFTAR ISI

DAFTAR TABEL

DAFTAR GAMBAR

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

1.2 Identifikasi Masalah

1.3 Rumusan Masalah

1.4 Batasan Masalah

1.5 Tujuan

1.6 Manfaat

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

2.1.1 Penyebab Banjir

2.2 Daerah Aliran Sungai (DAS)

2.3 Analisis Hidrologi

2.3.1 Uji Konsistensi Data

2.3.2 Curah Hujan Rata-rata Daerah

2.3.2.1 Metode Rata-Rata Aljabar

2.3.2.2 Metode Poligon Thiessen

2.3.2.3 Metode Isohyet

2.3.3 Analisis Frekuensi Curah Hujan

2.3.3.1 Distribusi Log Pearson Tipe III

2.3.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

2.3.4.1 Uji Smirnov-Kolmogorof

2.3.4.2 Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

2.4 Analisis Debit Banjir Rancangan

2.4.1 Koefisien Pengaliran

2.4.2 Distribusi Hujan Jam-jaman Metode PSA 007

Halaman

i

iii

vii

xi

1

1

2

3

3

4

4

5

5

5

6

7

8

9

10

10

11

12

13

14

14

14

14

14

16



2.4.3 Kriteria Perencanaan Penentuan Kala Ulang Banjir.....	17
2.4.4 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu.....	17
2.5 Analisis Hidrolika.....	20
2.5.1 Analisis Profil Aliran dengan Program <i>HEC-RAS</i>	20
2.5.2 Teori Umum Perhitungan Permodelan <i>HEC-RAS</i>	21
2.5.2.1 Persamaan Energi.....	21
2.5.2.2 Kehilangan Tinggi Energi.....	22
2.5.2.3 Koefisien Kekasaran <i>Manning</i>	23
2.6 Sistem Pengendalian Banjir (<i>Flood Control</i>).....	23
2.6.1 Umum.....	23
2.6.2 Perbaikan Alur Sungai.....	24
2.6.3 Tanggul.....	25
2.6.3.1 Tinggi Jagaan.....	25
2.6.3.2 Lebar Mercu Tanggul.....	26
2.6.3.3 Kemiringan Lereng Tanggul.....	26
2.6.3.4 Trase Kedudukan Tanggul.....	26
2.6.4 Dinding Penahan.....	27
2.6.5 Perencanaan Dinding Penahan.....	29
2.7 Analisis Stabilitas Konstruksi.....	30
2.7.1 Stabilitas Terhadap Guling.....	30
2.7.2 Stabilitas Terhadap Geser.....	31
2.7.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah.....	31
2.7.4 Stabilitas Terhadap Daya Angkat.....	33
2.7.5 Dasar Perhitungan Pembebanan.....	33
2.8 Desain Struktural Untuk Beton Bertulang.....	36
2.8.1 Definisi Beton.....	36
2.8.2 Definisi Beton Bertulang.....	39
2.8.3 Persyaratan Desain Dinding Penahan.....	39
2.8.4 Penulangan Pada Dinding Kantilever.....	40
2.9 Rencana Anggaran Biaya (RAB).....	44
BAB III METODOLOGI PENULISAN.....	47
3.1 Deskripsi Daerah Studi.....	47
3.2 Kondisi Daerah Studi.....	50
3.2.1 Topografi.....	50

3.2.2 Iklim	50
3.3 Lokasi Banjir	50
3.4 Pengumpulan Data	51
3.5 Rancangan Pemecahan Masalah	52
3.6 Sistematika Pengerjaan Skripsi	53
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN	55
4.1 Analisis Hidrologi	55
4.1.1 Data Curah Hujan	55
4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan	55
4.1.3 Curah Hujan Rerata Daerah	59
4.1.4 Curah Hujan Rancangan	62
4.1.4.1 Analisis Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III	62
4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi	65
4.1.5.1 Uji Smirnov-Kolmogorof	65
4.1.6 Intensitas Hujan	71
4.1.6.1 Koefisien Pengaliran	71
4.1.7 Aliran Dasar	74
4.1.7.1 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	74
4.2 Analisis Hidrolika Menggunakan <i>HEC-RAS 5.03</i>	93
4.2.1 Data Geometri	93
4.2.2 Data Aliran Tidak Tetap (<i>Unsteady Flow</i>)	95
4.2.3 Hasil Running <i>HEC-RAS 5.03</i>	96
4.3 Analisis Daya Dukung Tanah	104
4.3.1 Daya Dukung Tanah pada Tanggul Parapet	105
4.3.2 Perencanaan Dinding Penahan	108
4.3.3 Analisis Beton Bertulang	135
4.4 Rencana Anggaran Biaya	144
BAB V PENUTUP	147
5.1 Kesimpulan	147
5.2 Saran	148
DAFTAR PUSTAKA	147
LAMPIRAN	148



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Syarat Penentuan Distribusi Frekuensi	12
Tabel 2.2	Pendekatan Angka Koefisien Pengaliran	15
Tabel 2.3	Koefisien Limpasan (Mononobe).....	16
Tabel 2.4	Intensitas Hujan Dalam % yang disarankan PSA 007	16
Tabel 2.5	Kriteria Penggunaan Debit Banjir Rancangan untuk Desain Bangunan Air.....	17
Tabel 2.6	Nilai Koefisien <i>Manning</i> (n)	23
Tabel 2.7	Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Tinggi Jagaan	25
Tabel 2.8	Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Lebar Mercu Tanggul	26
Tabel 2.9	Koefisien Gesekan (f) Antara Dasar Pondasi dan Tanah Dasar	31
Tabel 2.10	Perkiraan Harga untuk Koefisien Gesekan	31
Tabel 3.1	Alternatif Pengendalian Banjir.....	52
Tabel 4.1	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan	55
Tabel 4.2	Data Curah Hujan Tahunan.....	56
Tabel 4.3	Uji Konsistensi Data di Stasiun Mojowarno Terhadap Stasiun Pembanding.....	56
Tabel 4.4	Hasil Koreksi Stasiun Hujan Mojowarno Terhadap Stasiun Pembanding.....	57
Tabel 4.5	Perhitungan Koefisien Thiessen.....	60
Tabel 4.6	Perhitungan Hujan Rata Rata Daerah Dengan Metode Polygon Thiessen....	60
Tabel 4.7	Perhitungan Uji Outlier Metode <i>Grubbs and Back</i>	61
Tabel 4.8	Sebaran Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III	63
Tabel 4.9	Interpolasi Nilai K Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III.....	65
Tabel 4.10	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III.....	65
Tabel 4.11	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Terhadap Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III.....	66
Tabel 4.12	Data Persiapan Perhitungan Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Frekuensi Gumbel.....	68



Tabel 4.13	Perhitungan Batas Kelas Uji Chi-Square Untuk Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III	70
Tabel 4.14	Perhitungan Chi-Square Untuk Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III	71
Tabel 4.15	Nilai Koefisien Pengaliran Yang Dipengaruhi oleh Intensitas Curah Hujan	71
Tabel 4.16	Nilai Koefisien Pengaliran Yang Dipengaruhi oleh Tata Guna Lahan	72
Tabel 4.17	Nilai Koefisien Pengaliran Rerata	72
Tabel 4.18	Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam Dalam Bentuk Genta	73
Tabel 4.19	Perhitungan Hujan Efektif	73
Tabel 4.20	Distribusi Hujan Netto Jam-Jaman Metode PSA 007	74
Tabel 4.21	Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	76
Tabel 4.22	Persamaan Ordinat Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	76
Tabel 4.23	Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	77
Tabel 4.24	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun	81
Tabel 4.25	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun	84
Tabel 4.26	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun	87
Tabel 4.27	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun	90
Tabel 4.28	Perhitungan <i>Rating Curve</i>	95
Tabel 4.29	Hasil Running <i>HEC-RAS</i> Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul	101
Tabel 4.30	Hasil Running <i>HEC-RAS</i> Kondisi Normalisasi dan Tanggul	104
Tabel 4.31	Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Normal	112
Tabel 4.32	Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Gempa	116
Tabel 4.33	Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Normal	120
Tabel 4.34	Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Gempa	124



Tabel 4.35	Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi <i>Rapid Drawdown</i> Keadaan Normal.....	128
Tabel 4.36	Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi <i>Rapid Drawdown</i> Keadaan Gempa.....	132
Tabel 4.37	Perhitungan Bending Momen Dinding Penahan Potongan A-A.....	136
Tabel 4.38	Perhitungan Bending Momen Dinding Penahan Potongan B-B.....	138
Tabel 4.39	Perhitungan Bending Momen Dinding Penahan Potongan C-C.....	140
Tabel 4.40	Rencana Anggaran Biaya (RAB).....	144
Tabel 4.41	Analisis Harga Satuan Pekerjaan Galian Tanah Dengan Excavator dan Ponton (m ³)	145
Tabel 4.42	Analisis Harga Satuan Pekerjaan Beton (m ³).....	145
Tabel 4.43	Analisis Harga Satuan Pekerjaan Bekisting (m ²).....	146
Tabel 4.44	Analisis Harga Satuan Pekerjaan Pembesian (Kg)	146



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Daur Hidrologi.....	7
Gambar 2.2	Contoh kurva massa ganda	9
Gambar 2.3	Contoh penggambaran metode poligon Thiessen.....	11
Gambar 2.4	Contoh penggambaran metode poligon Isohyet.....	11
Gambar 2.5	Sketsa Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu.....	19
Gambar 2.6	Energi dalam aliran saluran terbuka.....	21
Gambar 2.7	Bagian-bagian tanggul.....	25
Gambar 2.8	Bentuk dari Dinding Penahan Gravitasi.....	27
Gambar 2.9	Bentuk dari Dinding Penahan Kantilever.....	28
Gambar 2.10	Bentuk dari Dinding Penahan <i>Counterfort</i>	29
Gambar 2.11	Tekanan angkat pada pondasi dinding penahan.....	33
Gambar 2.12	Penjelasan Bagian Penulangan Pada Dinding Kantilever.....	44
Gambar 2.13	Skema Harga Satuan Pekerjaan.....	45
Gambar 3.1	Peta Administrasi Kabupaten Jombang.....	47
Gambar 3.2	Peta Sub DAS Guntung.....	48
Gambar 3.3	Skema Sistem Sub DAS Guntung.....	49
Gambar 3.4	Kejadian Banjir pada Sungai Guntung.....	51
Gambar 3.5	Diagram Alir Pengerjaan Skripsi.....	54
Gambar 4.1	Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojowarno.....	57
Gambar 4.2	Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojowarno.....	58
Gambar 4.3	Das Guntung dan sebaran stasiun hujan.....	59
Gambar 4.4	Distribusi Hujan Netto Jam-Jaman.....	74
Gambar 4.5	Grafik Hasil Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.....	80
Gambar 4.6	Grafik Hidrograf Banjir.....	93
Gambar 4.7	Skema Sistem Sungai.....	94
Gambar 4.8	Tinggi Limpasan di Patok A.15 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Eksisting.....	96
Gambar 4.9	Tinggi Limpasan di Patok A.0 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Eksisting.....	96



Gambar 4.10	Tinggi Limpasan di Patok A.15 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul	97
Gambar 4.11	Tinggi Limpasan di Patok A.0 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul	97
Gambar 4.12	Tinggi Limpasan di Patok A.15 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Normalisasi dan Tanggul.....	98
Gambar 4.13	Tinggi Limpasan di Patok A.0 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Normalisasi dan Tanggul.....	98
Gambar 4.14	Tinggi Limpasan Pada Potongan <i>Long Section</i> Kondisi Eksisting	99
Gambar 4.15	Tinggi Limpasan Pada Potongan <i>Long Section</i> Kondisi Normalisasi dan Tanggul	100
Gambar 4.16	Hasil Uji <i>Standart Penetration Test</i> (SPT).....	106
Gambar 4.17	Hasil Uji <i>Soil Properties</i>	107
Gambar 4.18	Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Normal	113
Gambar 4.19	Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	117
Gambar 4.20	Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Normal.....	121
Gambar 4.21	Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Gempa	125
Gambar 4.22	Stabilitas Dinding Penahan Kondisi <i>Rapid Drawdown</i> Keadaan Normal.....	129
Gambar 4.23	Stabilitas Dinding Penahan Kondisi <i>Rapid Drawdown</i> Keadaan Gempa.....	133
Gambar 4.24	Gambar Detail Bangunan	134
Gambar 4.25	Pembebanan Pada Dinding Penahan.....	142
Gambar 4.26	Potongan Pembebanan Tegangan Pada Dinding Penahan	143
Gambar 4.27	Penulangan Pada Bangunan Dinding Penahan.....	143



RINGKASAN

Nur Faizaturrohman, 155060401111017, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, November 2019, *Studi Pengendalian Banjir di Sungai Gunting Kabupaten Jombang Jawa Timur*.

Dosen Pembimbing: Dr. Sumiadi, ST., MT, dan Dr. Eng. Andre Primantyo H., ST., MT.

Banjir merupakan salah satu permasalahan yang menyebabkan kerugian, baik dari segi material maupun non material. Berbagai daerah yang sering mengalami banjir, salah satunya di Sungai Gunting Kabupaten Jombang. Debit banjir yang cukup tinggi dan kapasitas sungai yang tidak mencukupi menyebabkan banjir sering terjadi pada lokasi tersebut. Oleh karena itu perlu adanya penanggulangan banjir secara struktural yang mampu menanggulangi debit sungai yang meluap sehingga tidak terjadi banjir.

Dalam studi kali ini bangunan penanggulangan banjir yang dipilih merupakan pembangunan struktur dinding penahan banjir. Tahapan awal yang dilakukan yaitu menganalisis debit banjir yang direncanakan sebesar debit kala ulang Q_{25th} , dengan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu, dan analisis hujan jam-jaman berupa PSA 007. Selanjutnya menggunakan bantuan program HEC-RAS 5.0.3 untuk mengetahui analisis hidrolika pada kondisi eksisting dengan Q_{25th} yang telah dihitung sebelumnya.

Dari hasil perhitungan di dapatkan debit sebesar 386,118 m^3/dt , yang mengakibatkan terjadinya limpasan di beberapa titik pada Sungai Gunting dengan ketinggian maksimum limpasan yaitu 1,8 m. Dari analisis perhitungan tersebut maka direncanakan tinggi dinding penahan banjir adalah 2 m yang mana angka keamanan dari bangunan tersebut telah memenuhi syarat sehingga tidak perlu ditambahkan bangunan yang lainnya. Dinding penahan banjir tersebut menggunakan beton bertulang dengan tulangan yang telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI. Adapun Rencana Anggaran Biaya (RAB) adalah sebesar Rp. 31.550.398.700 (Tiga Puluhan Satu Milyar Lima Ratus Lima Puluh Juta Tiga Ratus Sembilan Puluhan Delapan Ribu Tujuh Ratus Rupiah).

Kata Kunci: Sungai Gunting, Banjir, Dinding Penahan, Stabilitas.



SUMMARY

Nur Faizaturrohman, 155060401111017, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Brawijaya, Nopember 2019. *Study on Flood Control in Gunting River Jombang East Java.*

Lecturer: Dr. Sumiadi, ST., MT. and Dr. Eng. Andre Primantyo H., ST., MT.

Flooding is one of the problems that have brought heavy losses, both material and nonmaterial. Various areas in Indonesia often experience floods, one of which is located in the Gunting River, Jombang Regency. High flood discharge and inadequate river capacity caused frequent flooding at the location. Therefore, in order to address the problem, structural flood mitigation and protection is needed.

This study selected the construction of a flood retaining wall structure as the infrastructure prevention for the flood. The initial stage was to analyzed the designed flood discharge at the return rate of Q_{25} , using the Nakayasu Synthetic Hydrograph, and hourly rainfall analysis with PSA 007. Using HEC-RAS 5.0.3 to look for the hydraulic analysis in the existing conditions with Q_{25} .

From the calculation results obtained discharge of $386,118 \text{ m}^3/\text{second}$, which resulted in runoff at several points on the Gunting River with a maximum runoff height of 1.8 m. The analysis resulted the designed height of the flood retaining wall is 2 m, where the safety factor of the structured have fulfilled the requirements, so that no other structure need to be added.

The flood retaining wall uses reinforced concrete with reinforcement that meets the requirements in accordance with SNI. The Cost Budget Plan is Rp. 31,550,398,700 (Thirty-One Billion Five Hundred Fifty Million Three Hundred Ninety-Eight Thousand Seven Hundred Rupiah).

Keywords: Gunting River, Flood, Retaining Walls, Stability



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sungai adalah aliran air alami yang mengalir secara terus-menerus dari daerah hulu ke daerah hilir dan bermuara di laut, atau danau. Sungai memiliki peran mengalirkan air dari satu tempat ke tempat yang lain dan menjaga pola aliran agar tetap pada jalurnya. Pada umumnya banyak masyarakat yang menggantungkan hidupnya pada sungai, karena sungai merupakan sumber utama untuk memenuhi kebutuhan air sehari-hari. Selain itu air sungai dimanfaatkan para petani untuk pengairan irigasi pertanian maupun perkebunan dan pada beberapa daerah sungai menjadi salah satu bagian dari sarana transportasi yang membantu kegiatan manusia. Manfaat lain dari sungai yaitu dimanfaatkan sebagai tenaga pembangkit listrik. Selain berbagai keuntungan dan manfaat yang didapat dari sungai, sungai juga mempunyai masalah yang dapat menimbulkan kerugian. Masalah sungai antara lain pencemaran sungai, erosi sungai, sedimentasi sungai, dan banjir.

Seiring dengan pertumbuhan jumlah penduduk dan perubahan tata guna lahan pada suatu Daerah Aliran Sungai (DAS), menyebabkan aliran permukaan atau *Run Off* mengalami peningkatan yang signifikan. Salah satu bagian dari pembinaan kegiatan pengairan menurut Undang-Undang No. 11 tahun 1974 tentang Pengairan adalah melakukan pengamanan dan atau pengendalian daya rusak air terhadap daerah-daerah sekitarnya. Banjir merupakan salah satu daya rusak air, sehingga diperlukan adanya suatu pengendalian banjir untuk mengurangi dampak kerugian bagi masyarakat. Banjir tersebut dapat terjadi disebabkan oleh dua faktor yaitu, faktor manusia seperti perubahan tata guna lahan sebagai daerah pemukiman yang menyebabkan berkurangnya daerah resapan air dan faktor alam seperti tingginya intensitas hujan akibat adanya pemanasan global, perubahan karakteristik dan morfologi sungai, serta menyempitnya luas daerah tangkapan air yang menyebabkan naiknya muka air sungai saat musim penghujan.

Seringkali terjadi banjir di beberapa wilayah di Indonesia, khususnya di Jawa Timur yang setiap tahun semakin meningkat. Salah satu daerah yang menjadi langganan banjir di Jawa Timur adalah Kabupaten Jombang yaitu pada Sub DAS Gunting. Sub DAS Gunting tersebut memiliki luas DAS sebesar $\pm 240,26 \text{ km}^2$ dan memiliki panjang sungai $\pm 32,20 \text{ km}$ dari hulu ke hilir. Secara geografis, merupakan wilayah tanah pegunungan dengan

kemiringan lahan lebih dari 15-40%. Kondisi tersebut mempengaruhi Sub DAS Gunting menjadi salah satu *Main Drain* (Sistem drainase utama) di wilayah Kabupaten Jombang.

Sungai Gunting adalah salah satu sungai yang ada pada Sub DAS Gunting. Dinamakan Sungai Gunting karena sungai ini mirip seperti gunting yang merupakan titik pertemuan antara tiga anak sungai yang berada pada Sub DAS Gunting. Pada lintasan Sungai Gunting bagian hilir tersebut memiliki potensi banjir yang cukup besar. Berdasarkan hal tersebut, maka diperlukan suatu studi (kajian) sebagai usaha untuk menanggulangi daya rusak air dan mengurangi kerugian yang diakibatkan oleh banjir yang terjadi di Sungai Gunting Kabupaten Jombang. Terdapat beberapa alternatif dalam upaya penanganan pengendalian banjir, seperti penurunan muka air banjir dengan perbaikan alur dan normalisasi, pembangunan tanggul, serta perbaikan tebing sungai guna menghindari tanah longsor. Dalam penentuan perencanaan penanganan banjir diperlukan studi (kajian) dengan menyesuaikan kondisi pada daerah tersebut. Dengan demikian diharapkan Kabupaten Jombang kedepannya menjadi daerah yang nyaman dan aman terhindar dari banjir.

1.2 Identifikasi Masalah

Banjir merupakan salah satu permasalahan yang sering terjadi pada Sungai Gunting. Kondisi tersebut dikarenakan Sungai Gunting mengalami degradasi. Salah satu penyebabnya yaitu tata guna lahan dataran banjir yang tidak sesuai dengan peraturan perundang-undangan dimana daerah sempadan sungai digunakan permukiman penduduk yang mengakibatkan kondisi tanah di daerah sekitar menjadi rawan erosi.

Berdasarkan dugaan penyebab terjadinya banjir pada Sungai Gunting adalah sebagai berikut:

1. Berkurangnya alih fungsi lahan daerah resapan air yang menyebabkan terjadinya genangan, mengingat kondisi iklim yang semakin tahun mengalami peningkatan curah hujan.
2. Kerusakan yang terjadi pada Sungai Gunting menyebabkan fluktuasi debit yang melebihi kapasitas sungai.
3. Pada beberapa lokasi di sepanjang sungai mengalami pendangkalan sehingga tampungan sungai tidak mencukupi karena berkurangnya kapasitas tampungan sungai.
4. Kondisi morfologi sungai yang berkelok-kelok (*meandering*) menyebabkan terjadinya penggerusan dan menimbulkan penyempitan alur sungai.
5. Terdapat tanggul pada beberapa lokasi alur sungai yang tidak kuat, sehingga tanggul tersebut jebol dan mengakibatkan genangan pada saat musim hujan.



Karena memiliki efek negatif yang cukup besar terhadap daerah sekitar Sungai Gunting, maka masalah banjir tersebut harus segera diatasi. Akibat yang ditimbulkan dari banjir tersebut antara lain:

1. Pada lokasi studi terdapat banyak lahan pertanian, sehingga petani mengalami kerugian terhadap hasil panen yang mengalami kegagalan akibat banjir.
2. Terhambatnya kegiatan perdagangan, pendidikan, dan lain sebagainya pada lokasi studi.
3. Mengakibatkan kerusakan pada prasarana umum jalan atau jembatan, khususnya jalur Jombang arah ke Surabaya yang merupakan jalur Provinsi.
4. Genangan yang terjadi pada permukiman warga menyebabkan timbulnya berbagai penyakit.

Pada studi ini akan membahas mengenai daya rusak serta merencanakan penanganan pada Sungai Gunting.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan identifikasi masalah tersebut, maka dapat dirumuskan pokok permasalahan sebagai berikut:

1. Bagaimana analisis profil aliran Sungai Gunting kondisi eksisting dengan debit rencana Q_{25th} ?
2. Bagaimana perencanaan bangunan dinding penahan banjir?
3. Bagaimana stabilitas dan penulangan bangunan dinding penahan banjir yang sudah direncanakan?
4. Berapa besar RAB yang dibutuhkan untuk melakukan pembangunan bangunan tersebut?

1.4 Batasan Masalah

Terdapat beberapa faktor yang perlu dipertimbangkan, maka perlu dibuat batasan masalah agar permasalahan yang dibahas tidak meluas dan mengarah sesuai tujuan. Dengan permasalahan yang ada, dalam studi ini hanya membahas mengenai aspek hidrolika dan struktur yaitu sebagai berikut:

1. Daerah studi dilakukan pada hilir Sungai Gunting sepanjang $\pm 8,88$ km.
2. Analisis perencanaan difokuskan pada patok A.0 – A.135
3. Menggunakan data curah hujan dari 4 stasiun yang terdapat di sekitar Sungai Gunting, yaitu stasiun hujan Mojowarno, Bareng, Wonosalam dan Mojoagung dengan pencatatan dari tahun 2003 sampai dengan 2017.



4.

4. Dalam analisis debit banjir rancangan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.

5. Dalam penentuan Qrencana digunakan Q_{25th} , berdasarkan pada perencanaan bangunan-bangunan sungai di Indonesia.

6. Analisis profil aliran menggunakan bantuan program HEC-RAS Versi 5.0.3.

7. Alaternatif pengendalian banjir yang diusulkan adalah perencanaan yang bersifat teknis.

1.5 Tujuan

Tujuan yang dicapai pada studi ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui kondisi profil aliran Sungai Gunting kondisi eksisiting dengan debit rencana Q_{25th} .

2. Mengetahui perencanaan bangunan dinding penahan banjir.

3. Mengetahui stabilitas dan penulangan bangunan dinding penahan banjir yang sudah direncanakan.

4. Mengetahui RAB yang dibutuhkan untuk melakukan pembangunan bangunan tersebut.

1.6 Manfaat

Manfaat yang diharapkan dalam studi ini adalah sebagai berikut:

1. Hasil studi ini diharapkan dapat bermanfaat sebagai pertimbangan awal dalam perencanaan pengendalian banjir di Sungai Gunting.

2. Menambah wawasan dan pengetahuan mengenai aplikasi program yang digunakan sebagai sarana perencanaan sistem pengendalian banjir.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Banjir merupakan fenomena alam yang biasa terjadi di suatu kawasan yang banyak dialiri oleh aliran sungai. Secara sederhana banjir dapat didefinisikan suatu keadaan sungai dimana aliran airnya tidak tertampung oleh palung sungai, karena debit banjir lebih besar dari kapasitas sungai yang ada. Dalam cakupan pembicaraan yang luas, kita bisa melihat banjir sebagai suatu bagian dari siklus hidrologi, yaitu pada bagian air di permukaan bumi yang bergerak ke laut. Dalam siklus hidrologi kita dapat melihat bahwa volume air yang mengalir di permukaan bumi dominan ditentukan oleh tingkat curah hujan, dan tingkat resapan air ke dalam tanah. Air hujan sampai di permukaan bumi dan mengalir di permukaan bumi, bergerak menuju ke laut dengan membentuk alur-alur sungai. Alur-alur sungai ini di mulai di daerah yang tertinggi di suatu kawasan, bisa daerah pegunungan, gunung atau perbukitan, dan berakhir di tepi pantai ketika aliran air masuk ke laut. Secara sederhana, segmen aliran sungai itu dapat kita bedakan menjadi daerah hulu, tengah dan hilir.

2.1.1 Penyebab Banjir

Secara umum penyebab terjadinya banjir dapat dikategorikan menjadi dua hal, yaitu karena sebab-sebab alami dan karena tindakan manusia. Yang termasuk sebab-sebab alami diantaranya:

1. Intensitas Curah Hujan

Pada musim penghujan intensitas curah hujan yang tinggi akan mengakibatkan banjir di sungai dan bilamana melebihi tebing sungai, maka akan timbul banjir atau genangan.

2. Pengaruh Fisiografi

Fisiografi atau geografi fisik sungai seperti kemiringan Daerah Aliran Sungai (DAS), kemiringan sungai, geometri hidrolis (bentuk penampang seperti lebar, kedalaman, potongan memanjang, dan material dasar sungai), dan lokasi sungai.

3. Erosi dan Sedimentasi

Erosi di DAS berpengaruh terhadap kapasitas penampungan sungai, karena tanah yang tererosi pada DAS tersebut apabila terbawa air hujan ke sungai akan mengendap dan menyebabkan terjadinya sedimentasi.



4. Kapasitas Sungai

Pengurangan kapasitas aliran banjir pada sungai disebabkan oleh pengendapan yang berasal dari erosi dasar sungai dan tebing sungai yang berlebihan, karena tidak adanya vegetasi penutup.

5. Pengaruh Air Pasang

Air laut memperlambat aliran sungai ke laut. Pada waktu banjir bersamaan dengan air pasang yang tinggi, maka tinggi genangan/ banjir menjadi lebih tinggi karena terjadi aliran balik (*back water*).

Yang termasuk penyebab banjir akibat tindakan manusia diantaranya:

1. Perubahan kondisi daerah pengaliran sungai

Perubahan DAS seperti penggundulan hutan, usaha pertanian yang kurang tepat, perluasan kota dan perubahan tata guna lainnya dapat memperburuk masalah banjir karena berkurangnya daerah resapan air dan sedimen yang terbawa ke sungai akan memperkecil kapasitas sungai yang mengakibatkan meningkatnya aliran banjir.

2. Kawasan kumuh

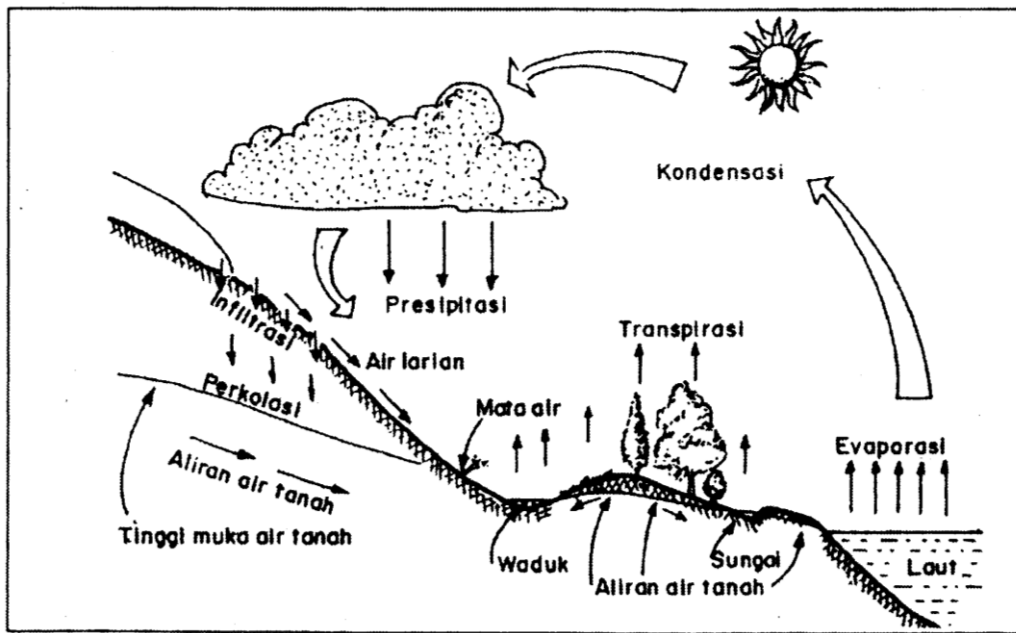
Perumahan kumuh yang terdapat di bantaran sungai merupakan penghambat aliran sungai.

3. Sampah

Pembuangan sampah di alur sungai dapat meninggikan muka air banjir karena menghalangi aliran.

2.2 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (*Watershed*) merupakan suatu wilayah daratan yang secara topografik dibatasi oleh punggung-punggungan gunung yang menampung dan menyimpan air hujan kemudian menyalurkannya ke laut melalui sungai utama. Wilayah daratan tersebut dinamakan Daerah Tangkapan Air (DTA atau *water catchment area*) yaitu suatu ekosistem dengan unsur utamanya terdiri atas sumberdaya alam (tanah, air, dan vegetasi) dan sumberdaya manusia sebagai pemanfaat sumber daya alam (Asdak, 2004, p.4). Konsep daur hidrologi DAS menjelaskan bahwa air hujan langsung sampai ke permukaan tanah untuk kemudian terbagi menjadi air larian, evaporasi dan air infiltrasi, yang kemudian akan mengalir ke sungai sebagai debit aliran. Daur hidrologi dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Daur Hidrologi.
Sumber: Asdak (2004, p.9).

Daerah Aliran Sungai (DAS) memiliki beberapa karakteristik yang dapat menggambarkan kondisi spesifik antara DAS yang satu dengan DAS yang lainnya.

Karakteristik itu dicirikan oleh parameter yang terdiri atas:

1. Morfometri DAS.
2. Hidrologi DAS.
3. Geologi dan geomorfologi.
4. Penggunaan lahan.
5. Sosial ekonomi masyarakat di dalam wilayah DAS.

2.3 Analisis Hidrologi

Secara umum analisis hidrologi merupakan bagian awal dalam perencanaan bangunan-bangunan hidraulik. Di dalam hidrologi, salah satu aspek analisis yang diharapkan dan dihasilkan dapat menunjang perencanaan bangunan-bangunan hidraulik yaitu penetapan besaran rancangan hujan, debit banjir maupun unsur hidrologi lainnya.

Adapun data yang sangat diperlukan adalah data curah hujan yang diambil dari beberapa stasiun penakar di lokasi kajian dengan jangka waktu yang cukup panjang. Semakin panjang masa pengambilan data maka tingkat kepercayaan terhadap ketepatan perhitungan yang akan dilakukan akan semakin besar. Dari data-data curah hujan pada beberapa stasiun penakar hujan kemudian diambil curah hujan rancangan dengan menggunakan analisis frekuensi yang sesuai dengan data yang diperoleh. Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan dengan periode kala ulang tertentu. Untuk mengetahui kecocokan (*the goodness of*

fittest test) distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut maka diperlukan adanya uji kecocokan distribusi (Suripin, 2004, p.57). Uji kecocokan distribusi yang umum digunakan adalah Chi-Kuadrat (*Chi-Square*) dan *Smirnov-Kolmogorov*. Hal tersebut yang nantinya akan menjadi tolak ukur perhitungan analisis hidrologi.

2.3.1 Uji Konsistensi Data

Uji konsistensi berarti menguji kebenaran data. Data hujan disebut konsisten berarti data yang terukur dan dihitung dari pengukuran adalah teliti dan benar sesuai dengan fenomena saat hujan itu terjadi. Beberapa hal yang menyebabkan data hujan tidak konsisten, antara lain karena (Soewarno, 2000, p.199):

1. Pergantian jenis alat dan atau spesifikasi alat misal dari Alat Ukur Hujan Biasa (AUHB) menjadi Pos Stasiun Hujan Otomatis (AUHO).
2. Perkembangan lingkungan sekitar pos stasiun hujan, misal dari kawasan persawahan menjadi kawasan perkantoran dengan gedung-gedung tinggi sehingga hujan tidak dapat terukur seperti kondisi semula.
3. Pemindahan lokasi pos hujan atau perubahan elevasi pos hujan, misal dari AUHB ditanam berubah elevasinya menjadi 1,20 m.
4. Perubahan alam; misal perubahan iklim.

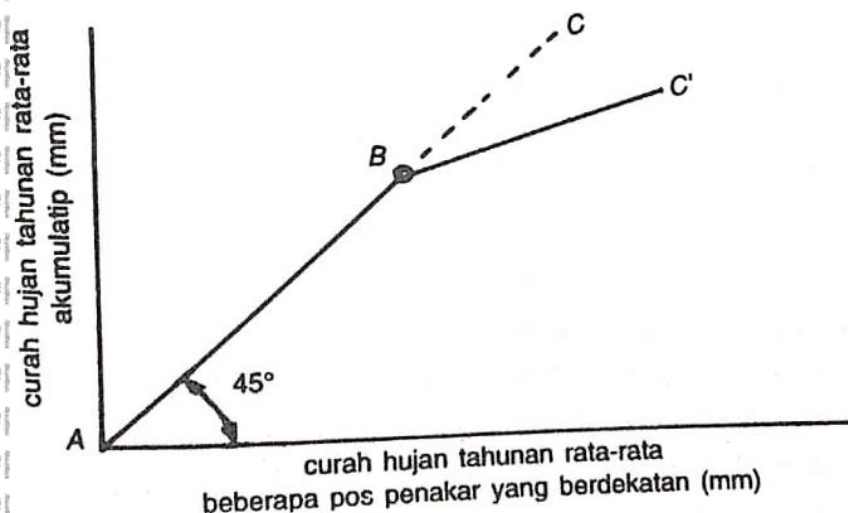
Uji konsistensi data dilakukan terhadap data curah hujan tahunan dengan tujuan untuk mengetahui adanya penyimpangan data hujan, sehingga dapat disimpulkan apakah data tersebut layak dipakai dalam analisa hidrologi atau tidak. Cara untuk menguji kebenaran data curah hujan pada kajian ini, menggunakan analisis kurva massa ganda. Jika terdapat data curah hujan tahunan dengan jangka waktu pengamatan yang panjang, maka kurva massa ganda itu dapat digunakan untuk memperbaiki kesalahan pengamatan yang terjadi, disebabkan oleh perubahan posisi atau cara pemasangan yang tidak baik dari alat ukur curah hujan (Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 1976, p.52).

Berikut cara melakukan uji konsistensi, dengan menggunakan kurva massa ganda (Soewarno, 2000, p.200):

1. Data curah hujan harian dikumulatikan, maka menjadi data curah hujan tahunan kumulatif tiap pos stasiun hujan minimal 10 tahun.
2. Misalkan data yang akan diuji adalah data hujan di pos Y, maka data hujan tahunan kumulatif di pos Y dibandingkan secara grafis dengan harga kumulatif dari rata-rata hujan tahunan dari pos A,B,C, D dan seterusnya yang letaknya di sekitar atau berdekatan dengan pos Y.



3. Kemudian digambarkan di kertas grafik dengan data hujan kumulatif pos Y sebagai sumbu tegak dan rata-rata kumulatif dari pos di sekitarnya sebagai sumbu mendatar.
4. Apabila terjadi patahan pada garis lurus dari pola pasangan data. Maka data curah hujan kumulatif tahunan pada pos Y, sesudah titik patah harus dikalikan dengan faktor sebesar $\tan \beta / \tan \alpha$, dimana α adalah kemiringan garis sebelum patah dan β adalah kemiringan garis setelah patah.



Gambar 2.2 Contoh kurva massa ganda
Sumber: Soemarto (1987, p.39)

2.3.2 Curah Hujan Rata-rata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah yang dinyatakan dalam milimeter (Sosrodarsono, 2003, p.27).

Terdapat tiga cara yang digunakan untuk menghitung curah hujan daerah, yaitu:

1. Cara Rata-Rata Aljabar
2. Cara Poligon Thiessen
3. Cara Isohyet

Pada umumnya dalam penentuan metode curah hujan rerata daerah yang sesuai yaitu dengan menggunakan standar luas daerah sebagai berikut (Sosrodarsono, 2003, p.51):

- a. Daerah yang ditinjau dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil, dapat diwakili oleh sebuah alat ukur curah hujan
- b. Daerah yang ditinjau dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 titik pengamatan dapat menggunakan cara rata-rata aljabar.

c. Daerah yang ditinjau dengan luas 120.000-500.000 ha yang memiliki titik-titik pengamatan tersebar cukup merata dan curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi dapat menggunakan cara rata-rata aljabar. Jika titik-titik pengamatan tersebut tidak tersebar merata maka dapat menggunakan metode poligon Thiessen.

d. Untuk daerah yang lebih besar dari 500.000 ha, dapat digunakan cara Isohyet atau cara potongan antara (*inter-section method*).

2.3.2.1 Metode Rata-Rata Aljabar

Metode ini merupakan metode yang paling sederhana. Tinggi curah hujan daerah didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran hujan di pos-pos penakar hujan di dalam area tersebut. Untuk menentukan curah hujan baru dengan metode rata-rata aljabar digunakan persamaan (2-1).

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2-1)$$

dengan:

$\bar{R}$ = tinggi curah hujan rata-rata daerah (mm)

R_1, R_2, R_n = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

n = banyaknya stasiun hujan

Metode ini akan memberikan hasil yang lebih akurat jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di area tersebut. Dalam metode rata-rata hitung curah hujan yang diperhitungkan hanya curah hujan yang terdapat dalam batas DAS.

2.3.2.2 Metode Poligon Thiessen

Metode ini digunakan apabila titik-titik pengamatan di dalam daerah tersebut tidak tersebar merata. Curah hujan rata-rata dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh tiap-tiap stasiun pengamatan. Luas masing-masing poligon dapat ditentukan dengan planimetri dan dinyatakan sebagai persentase dari luas total. Hasil metode poligon Thiessen biasanya lebih teliti daripada hasil-hasil yang diperoleh dari rata-rata aljabar.

Tinggi curah hujan rata-rata daerah metode poligon Thiessen dapat dihitung dengan persamaan (2-2) dan contoh penggambaran metode poligon Thiessen dapat dilihat pada Gambar 2.2.

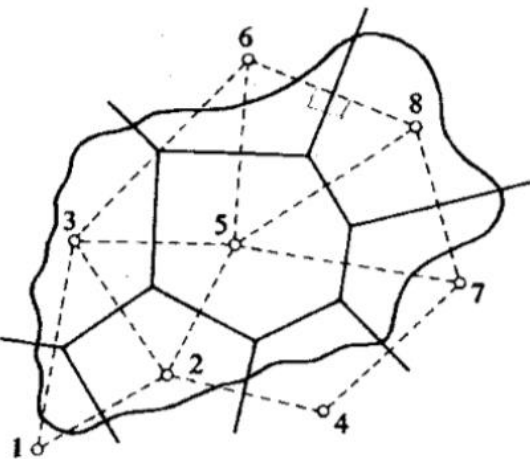
$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum A_i R_i}{\sum A_i} \quad (2-2)$$

dengan:

$\bar{R}$ = tinggi curah hujan rata-rata daerah (mm)

R_1, R_2, R_n = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

A_1, A_2, A_n = luas daerah pada pos penakar 1, 2, ..., n (km²)



Gambar 2.3 Contoh penggambaran metode poligon Thiessen.

Sumber: Sosrodarsono (2003, p.28).

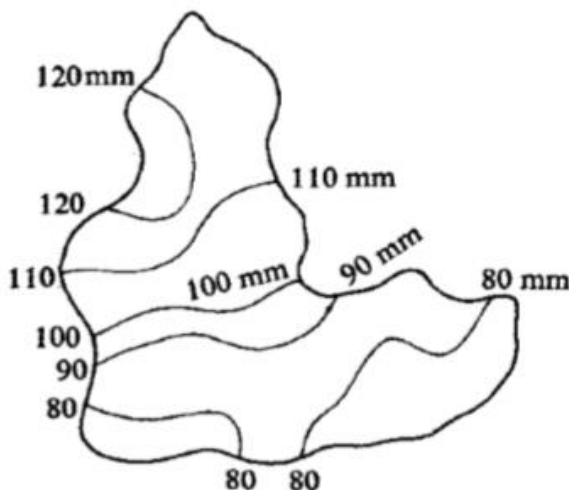
2.3.2.3 Metode Isohyet

Metode ini dipandang paling baik, tapi bersifat subjektif dan tergantung pada keahlian, pengalaman, serta pengetahuan pemakai terhadap sifat curah hujan di daerah setempat.

Hasil penelitian juga menunjukkan bahwa cara isohyet lebih teliti, tetapi cara perhitungannya memerlukan banyak waktu karena garis-garis isohyet yang baru perlu ditentukan untuk setiap curah hujan.

Tampak bahwa metode isohyet mempunyai persyaratan yang lebih rumit dibandingkan metode aritmatik atau poligon, oleh karenanya apabila persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka metode aritmatik dan terutama metode poligon lebih diutamakan.

Dengan cara ini, maka harus digambar dulu kontur dengan tinggi hujan yang sama (isohyet), seperti pada Gambar 2.3 Contoh penggambaran metode poligon Isohyet.



Gambar 2.4 Contoh penggambaran metode poligon Isohyet.

Sumber: Sosrodarsono (2003, p.29).

Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan nilai rata-ratanya dihitung sebagai nilai rata-rata timbang hitung nilai kontur, dapat dilihat pada persamaan (2-3) sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_2 + R_3}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n+1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-3)$$

dengan:

$\bar{R}$ = tinggi curah hujan rata-rata daerah (mm)

R_1, R_2, R_n = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

A_1, A_2, A_n = luas bagian area yang dibatasi oleh isohyet yang bersangkutan (km²)

2.3.3 Analisis Frekuensi Curah Hujan

Analisis frekuensi bukan untuk menentukan besarnya debit aliran sungai pada suatu saat, tetapi lebih tepat untuk memperkirakan debit aliran sungai tersebut akan melampaui atau menyamai suatu harga tertentu. Dalam hidrologi, analisis tersebut dipakai untuk menentukan besarnya hujan dan debit banjir rancangan (*design flood*) dengan kala ulang tertentu (Limantara, 2010, p.53).

Untuk menganalisis curah hujan rancangan umumnya dipakai salah satu dari berbagai macam teori, antara lain:

- Distribusi Normal
- Distribusi Gumbel
- Distribusi Log Pearson Tipe III

Dimana setiap teori memiliki parameter statistik yang digunakan untuk menentukan berbagai macam sebaran yang dirasa sesuai, antara lain:

1. Cs (koefisien skewness), merupakan ukuran dari penyimpangan suatu distribusi.
2. Ck (koefisien kurtosis), merupakan ukuran kepuncakan distribusi.
3. Cv (Koefisien variansi)

Dimana setiap pemilihan salah satu metode memiliki syarat-syarat tertentu yang dapat kita lihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut:

Tabel 2.1

Syarat Penentuan Distribusi Frekuensi

Jenis Distribusi	Cs	Ck
Normal	0,00	3,00
Gumbel	1,1396	5,4002
Log Pearson Tipe III	Bebas	Bebas

Sumber: Sri Harto (1993, p.247)



Dari tabel diatas kita dapat mengetahui bahwa penggunaan metode yang paling pas adalah metode Log Pearson Tipe III karena metode ini memiliki nilai Cs dan nilai Ck yang bebas, sehingga kita dapat memakainya untuk semua sebaran data.

2.3.3.1 Distribusi Log Pearson Tipe III

Metode yang dianjurkan dalam pemakaian distribusi Log Pearson tipe III adalah dengan mengkonversikan datanya menjadi bentuk logaritma.

Perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Log Pearson tipe III dapat dijelaskan sebagai berikut (Soewarno, 1995, p.142):

1. Mengurutkan data curah hujan harian maksimum dari data terkecil sampai terbesar.
2. Mengubah data hujan (X) dalam bentuk logaritma.
3. Menghitung harga rata-rata dengan persamaan (2-4) sebagai berikut:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n} \dots\dots\dots (2-4)$$

dengan:

n = jumlah data

4. Menghitung harga simpangan baku dengan menggunakan persamaan (2-5) sebagai berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2-5)$$

5. Menghitung koefisien kemencengan dengan persamaan (2-6) sebagai berikut:

$$Cs = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \times Sd^3}} \dots\dots\dots (2-6)$$

6. Menghitung logaritma hujan P dengan waktu balik yang dikehendaki dengan persamaan (2-7) sebagai berikut:

$$\log X = \overline{\log X} + k (Sd) \dots\dots\dots (2-7)$$

dengan:

$\log X$ = logaritma curah hujan rancangan (mm)

$\overline{\log X}$ = logaritma rata-rata curah hujan

k = konstanta (lihat pada tabel)

Sd = standar deviasi

7. Mencari antilog dari Log X untuk mendapatkan hujan (debit banjir) rancangan yang dikehendaki.

2.3.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi bertujuan untuk mengetahui kesesuaian data dengan distribusi yang dipakai, sehingga diketahui:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang didapatkan secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa (hasil distribusi diterima atau ditolak).

Pengujian ini dapat dilakukan dengan 2 cara, yaitu:

1. Uji Smirnov-Kolmogorof
2. Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

2.3.4.1 Uji Smirnov-Kolmogorof

Uji Smirnov-Kolmogorof adalah uji distribusi terhadap penyimpangan data ke arah horizontal untuk mengetahui suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih atau tidak. Uji Smirnov-Kolmogorof sering juga disebut uji kecocokan non-parametrik karena pengujianya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995, p.198). Pengujian dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data, antara sebaran empiris dan sebaran teoritis, yang dinyatakan dalam Δ . Harga Δ terbesar (Δ_{max}) dibandingkan dengan Δ_{kritis} (dari table Smirnof Kolmogorof) dengan tingkat ketakinan (α) tertentu. Distribusi dianggap sesuai jika $\Delta_{max} < \Delta_{kritis}$.

2.3.4.2 Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

Uji Chi-Kuadrat digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung selisih data curah hujan hasil perhitungan (X_t) dengan nilai data curah hujan hasil pengamatan (X_e).
- b. Selisih tersebut dikuadratkan lalu dibagi nilai tiap tahunnya kemudian dijumlahkan untuk beberapa tahun. Nilai ini disebut X^2_{hit} .
- c. Harga X^2_{hit} dibandingkan dengan harga X^2_{Cr} dari tabel Chi Kuadrat dengan α dan jumlah data (n) tertentu. Apabila $X^2_{hit} < X^2_{Cr}$ maka hipotesa distribusi dapat diterima.

2.4 Analisis Debit Banjir Rancangan

2.4.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien limpasan/pengaliran merupakan variabel untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut.



Dr. Kawakami menyusun sebuah rumus yang mengemukakan bahwa untuk sungai tertentu, koefisien ini tidak tetap, tergantung dari curah hujan (Sosrodarsono, 2003, p.145).

Rumus dapat dilihat pada persamaan (2-8).

$$f = 1 - \frac{R'}{Rt} = 1 - f' \dots\dots\dots (2-8)$$

dimana:

f = koefisien pengaliran

f' = laju kehilangan

Rt = jumlah curah hujan

R' = kehilangan curah hujan

Berikut ini adalah pendekatan angka koefisien pengaliran yang dapat dilihat pada Tabel

2.2.

Tabel 2.2

Pendekatan Angka Koefisien Pengaliran

No.	Daerah	Kondisi Sungai	Curah Hujan (Rt)	Rumus Koefisien Pengaliran
1.	Hulu	Sungai Biasa		$f = 1 - 15.7/Rt^{3/4}$
2.	Tengah	Sungai Biasa		$f = 1 - 5.65/Rt^{1/2}$
3.	Tengah	Sungai di Zone Lava	> 200 mm	$f = 1 - 7.20/Rt^{1/2}$
4.	Tengah		< 200 mm	$f = 1 - 3.14/Rt^{1/3}$
5.	Hilir			$f = 1 - 6.60/Rt^{1/2}$

Sumber: Sosrodarsono (2003, p.146)

Koefisien pengaliran pada suatu daerah dipengaruhi oleh kondisi karakteristiknya, yaitu:

- Kondisi curah hujan
- Luas dan bentuk daerah pengaliran
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Suhu udara dan angin serta evaporasi
- Tata guna lahan

Berdasarkan pertimbangan bahwa koefisien ini tergantung dari faktor-faktor fisik. Seperti keadaan di atas, maka besarnya angka koefisien pengaliran pada suatu daerah dapat dilihat pada Tabel 2.3 berikut.



Tabel 2.3
Koefisien Limpasan (Mononobe)

Kondisi Daerah Pengaliran dan Sungai	Harga s dari f
Daerah pegunungan yang curam	0.75 – 0.90
Daerah pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Daerah bergelombang dan hutan	0.50 – 0.75
Daerah dataran yang ditanami	0.45 – 0.60
Persawahan yang diairi	0.70 – 0.80
Sungai di daerah pegunungan	0.75 – 0.85
Sungai kecil di daerah dataran	0.45 – 0.75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0.50 – 0.75

Sumber: Sosrodarsono (2003, p.145)

2.4.2 Distribusi Hujan Jam-jaman Metode PSA 007

Pada metode PSA 007 distribusi hujan (agihan hujan) jam-jaman ditetapkan dengan cara pengamatan langsung terhadap data pencatatan hujan jam-jaman pada stasiun hujan yang paling berpengaruh pada DAS yang bersangkutan. Bila data tidak tersedia, maka dapat menirukan perilaku hujan jam-jaman yang mirip dengan daerah tinjauan yang terletak pada garis lintang yang sama. Distribusi tersebut diperoleh dengan pengelompokan tinggi hujan ke dalam range dengan tinggi tertentu. Dari data yang telah disusun dalam range tinggi hujan tersebut dipilih distribusi tinggi hujan rancangan dengan berdasarkan analisis frekuensi dan frekuensi kemunculan tertinggi pada distribusi hujan jam-jaman tertentu. Selanjutnya dibuat prosentase terhadap hujan tiap jam terhadap tinggi hujan total pada distribusi hujan yang ditetapkan.

Tabel 2.4
Intensitas Hujan Dalam % yang disarankan PSA 007

Kala Ulang Tahun	Durasi Hujan (Jam)							
	0,5	0,75	1	2	3	6	12	24
5	32	41	48	59	66	78	88	100
10	30	38	45	57	64	76	88	100
25	28	36	43	55	63	75	88	100
50	27	35	42	53	61	73	88	100
100	26	34	41	52	60	72	88	100
1000	23	32	39	49	57	69	88	100
CMB	20	27	34	45	52	64	88	100

Sumber: PPBU Vol 2. Hidrologi, (1999, p.38)

Bentuk hubungan tinggi curah hujan yang ditunjukkan pada metode PSA 007 adalah lebih tinggi pada awal terjadi hujan dan berangsur-angsur mengecil selama periode berlangsungnya hujan. Pada teori yang digunakan pada umumnya (Inggris) lebih merata dan



kurang ekstrem pada bagian awal hujannya. Secara normal profil hujan yang umumnya dipakai di Inggris adalah profil yang simetris berbentuk genta (*bell shape*).

2.4.3 Kriteria Perencanaan Penentuan Kala Ulang Banjir

Dalam perencanaan dan perhitungan bangunan air, hidrologi merupakan bagian dari analisis yang amat penting, dari sini dapat dianalisis besaran-besaran nilai ekstrem yang terjadi baik itu debit terkecil maupun yang terbesar, karena banyak perhitungan teknis bangunan-bangunan teknis yang didasarkan atas frekuensi nilai-nilai tertentu dari peristiwa-peristiwa ekstrem.

Berdasarkan hasil perumusan seminar *Rainfall Relation* dan *Design Flood* yang diselenggarakan Departemen Pekerjaan Umum (DPU) pada tahun 1974, dihasilkan kriteria debit banjir rancangan untuk desain bangunan air seperti Tabel 2.4 dibawah ini:

Tabel 2.5

Kriteria Penggunaan Debit Banjir Rancangan untuk Desain Bangunan Air

No.	Bangunan	Periode Ulang (Tr) (Years)
1	Earth/Rockfill Dam	1.000
2	Bendungan Beton	500 – 1.000
3	Bendung	50 – 100
4	Saluran Pengelak Banjir	20 – 50
5	Tanggul	5 – 20
6	Saluran Drainase Sawah	5 – 10

Sumber: Loebis (1984, p.196)

2.4.4 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu

Nakayasu dari Jepang telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Ia membuat rumusan hidrograf satuan sintetis dari hasil penyelidikannya tersebut.

Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti:

- Tenggang waktu dari permukaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- Luas daerah aliran sungai
- Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)

Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu dapat dilihat pada persamaan (2-9) sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \quad (2-9)$$



dengan:

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

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

A = luas DAS (km^2)

C = koefisien pengaliran

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut:

$$T_p = t_g + 0,8t_r \quad (2-10)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (2-11)$$

$$T_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (2-12)$$

t_g adalah *time lag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). t_g dihitung

dengan ketentuan sebagai berikut:

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km:

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad (2-13)$$

- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \quad (2-14)$$

dengan:

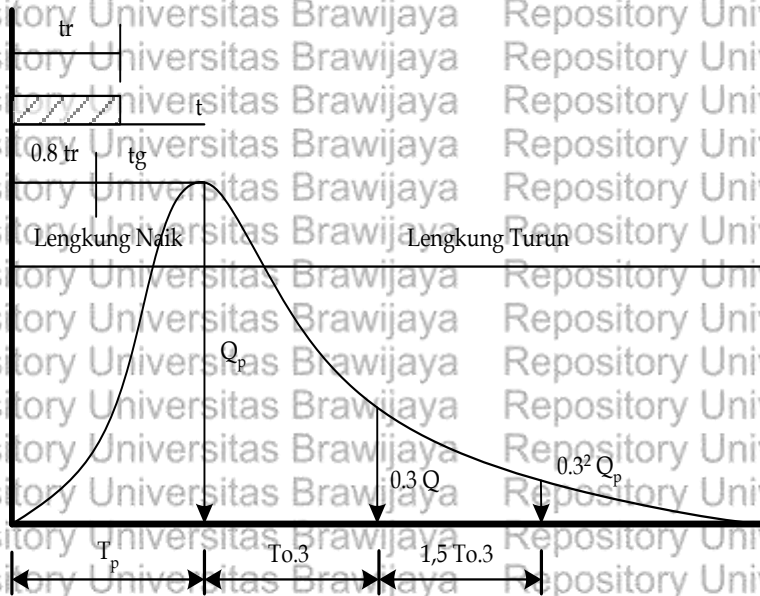
T_r = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter hidrograf, untuk:

$\alpha = 2 \Rightarrow$ pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \Rightarrow$ pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

$\alpha = 3 \Rightarrow$ pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat



Gambar 2.5 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu.

Sumber: Soemarto (1987, p.168).

Untuk bagian lengkung naik, besarnya nilai hidrograf satuan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2-15) sebagai berikut:

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \dots \dots \dots (2-15)$$

dengan:

Q_p = limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3/dt)

t = waktu (jam)

Sedangkan untuk bagian lengkung turun yang terdiri dari tiga bagian dapat menggunakan perhitungan sebagai berikut:

1. Untuk $Q_d > 0.3Q_p$

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0.3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0.3}}} \dots \dots \dots (2-16)$$

2. Untuk $0.3Q_p \geq Q_d \geq 0.32Q_p$

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0.3^{\frac{(t-T_p+0.5T_{0.3})}{1.5T_{0.3}}} \dots \dots \dots (2-17)$$

3. Untuk $0.32Q_p > Q_d$

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0.3^{\frac{(t-T_p+0.5T_{0.3})}{2.0T_{0.3}}} \dots \dots \dots (2-18)$$

Rumus tersebut diatas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter yang sesuai yaitu T_p dan α , dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai

dengan hidrograf banjir yang diamati. Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \times P_{n-(i-1)} \dots \dots \dots (2-19)$$

dengan:

Q_k = debit banjir pada jam ke - k

U_i = ordinat hidrograf satuan ($i = 1, 2, 3, \dots, n$)

P_n = hujan netto dalam waktu yang berurutan ($n = 1, 2, \dots, n$)

Hidrograf satuan sintetik Nakayasu ini banyak dipakai dalam perencanaan bendungan dan perbaikan sungai di proyek Brantas (Jawa Timur), antara lain untuk menentukan debit perencanaan bendungan Lahor, Wlingi, Widas, Kesamben, Sengguruh, Wonorejo, dan perbaikan Sungai Brantas bagian tengah.

2.5 Analisis Hidrolika

2.5.1 Analisis Profil Aliran dengan Program HEC-RAS

Dalam menentukan dimensi bangunan perbaikan sungai diperlukan analisis elevasi muka air pada alur sungai untuk mengetahui pada bagian (*section*) manakah yang terjadi luapan pada alur sungai.

Digunakan program HEC-RAS versi 5.0.3 sebagai bantu untuk menganalisis profil muka air untuk kondisi aliran seragam (*steady flow*) dan aliran tidak seragam (*unsteady flow*). Paket model HEC-RAS adalah salah satu model yang dikeluarkan oleh U.S. Army Corps of Engineers River Analysis System yang disusun oleh Hydrologic Engineering Center. Software tersebut memiliki kemampuan penggunaan untuk perhitungan jenis aliran *steady flow* dan *unsteady flow* satu dimensi, dan sedimen transpor.

Pada software HEC-RAS, dapat ditelusuri kondisi air sungai dalam pengaruh hidrologi dan hidrolika, serta penanganan sungai lebih lanjut sesuai dengan kebutuhan. Dari hasil analisis tersebut dapat diketahui ketinggian muka air dan limpasan apabila kapasitas tampungan sungai tidak mencukupi.

Secara umum HEC-RAS dapat dipakai untuk menghitung aliran tunak berubah perlahan penampang saluran *prismatic* atau *non prismatic*, baik untuk saluran sub kritis maupun super kritis, di samping itu HEC-RAS juga dapat dipakai untuk menghitung saluran gabungan.

Umumnya pada beberapa lokasi sungai atau saluran ada bangunan air seperti pilar jembatan, gorong-gorong, bendung, dan lain-lain. Kita sudah mengetahui bahwa aliran sungai di bangunan air tersebut mengalami perubahan yang bergantung dari situasi dan kondisi aliran atau saluran yang ditinjau.



Paket program *HEC-RAS* dapat menghitung profil muka air dengan proses literasi dari data masukan yang sudah kita olah sesuai dengan kriteria dan standar yang diminta oleh paket program.

Sistem *HEC-RAS* meliputi tiga perhitungan analisis hidrolika satu dimensi yaitu:

- Perhitungan profil muka air *steady flow*
- Unsteady flow analysis*
- Analisis *moveable boundary sediment transport*.

Elemen yang dibutuhkan untuk ketiga perhitungan tersebut adalah data geometri dan data hidrolik.

Menurut Istiarto, parameter geometri saluran yang dibutuhkan oleh *HEC-RAS* adalah alur, tampang panjang dan lintang, kekasaran dasar (koefisien Manning), dan juga kehilangan energi di tempat perubahan tampang saluran (koefisien ekspansi dan kontraksi).

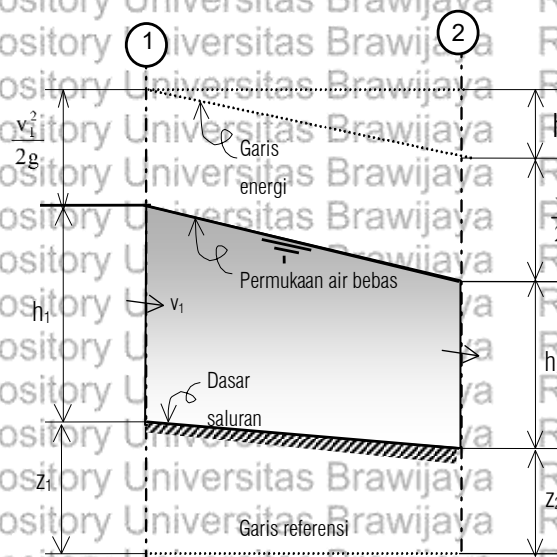
HEC-RAS juga perlu adanya data geometri struktur hidraulik yang ada di sepanjang saluran, misalnya jembatan, pintu air, bendung, peluap, dan sejenisnya.

2.5.2 Teori Umum Perhitungan Permodelan *HEC-RAS*

2.5.2.1 Persamaan Energi

Persamaan energy digunakan sebagai dasar perhitungan untuk aliran. Hukum Bernoulli menyatakan bahwa jumlah energi air dari setiap aliran yang melalui suatu penampang saluran, dapat dinyatakan sebagai jumlah fungsi air, tinggi tekanan dan tinggi kecepatan.

Persamaan Energi dapat dilihat pada Gambar 2.6 berikut ini.



Gambar 2.6 Energi dalam aliran saluran terbuka.

Sumber: Chow (1985, p.39).

Persamaan energi dalam hal ini digunakan untuk dasar perhitungan aliran tetap (*steady flow*) dalam saluran terbuka. Persamaan energi yang dimaksud dapat dilihat pada persamaan (2-20) sebagai berikut:

$$Z_1 + y_1 + a_1 \frac{V_1}{2g} = Z_2 + y_2 + a_2 \frac{V_2}{2g} + hf \quad (2-20)$$

dengan:

Z_1, Z_2 = ketinggian air dari datum (m)

y_1, y_2 = kedalaman air (m)

a = koefisien distribusi kecepatan

V_1, V_2 = kecepatan rerata (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

hf = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)

2.5.2.2 Kehilangan Tinggi Energi

Adanya kehilangan energi pada penampang sungai dapat diakibatkan oleh adanya gesekan yang akan menyebabkan perubahan penampang. Kehilangan akibat gesekan dievaluasi akibat dari hasil kemiringan garis energi S_f dan panjang L , sehingga dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$hf = L \times S_f \quad (2-21)$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (2-22)$$

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-23)$$

dengan:

hf = kehilangan energi akibat gesekan (m)

L = panjang penampang (m)

S_f = kemiringan garis energi (*friction slope*)

K = pengangkutan aliran tiap sub bagian

Q = debit air (m³/dt)

Sedangkan kehilangan energi akibat adanya perubahan penampang diakibatkan oleh kontraksi dan ekspansi. Kehilangan tinggi energi akibat adanya kontraksi dan ekspansi dapat dihitung menggunakan persamaan (2-26) sebagai berikut:



$$hc = C \left| \frac{(a_2 v_2)^2}{2g} - \frac{(a_1 v_1)^2}{2g} \right| \dots \dots \dots (2-24)$$

dengan:

C = koefisien akibat adanya kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi.

Dalam hal tersebut diasumsikan bahwa kontraksi dan ekspansi dapat terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi daripada kecepatan yang ada di hulu.

2.5.2.3 Koefisien Kekasaran Manning

Nilai kekasaran suatu sungai bervariasi, hal ini diakibatkan adanya beberapa faktor yang mempengaruhi dan mengakibatkan adanya perbedaan nilai koefisien kekasaran pada setiap saluran. Sehingga perlu adanya tinjauan terhadap faktor-faktor yang memiliki pengaruh besar terhadap nilai koefisien (n). Faktor-faktor tipe saluran beserta nilai koefisien Manning disajikan dalam Tabel 2.6 berikut ini.

Tabel 2.6

Nilai Koefisien Manning (n)

No.	Keadaan Saluran	n
1.	Saluran dilapisi lempeng beton yang permukaan sangat halus, dasar diperkeras dengan semen	0,013
2.	Saluran beton dengan dasar dan dinding diratakan halus	0,015
3.	Parit Beton, lurus dengan seragam, dasar tertutup dengan endapan kasar yang mempertinggi nilai n	0,017
4.	Lapisan beton tanpa penghalusan. Dasar tertutup oleh tumpukan pasir hanyut	9,017
5.	Saluran tanah liat digali dengan dasar endapan pasir bersih	0,030
6.	Lapisan beton dibuat pada potongan padat kasar terkikis bersih, sangat besardan dalam	0,020
7.	Saluran tanah digali pada tanah alluvial, dengan endapan pasir dan rumput-rumputan.	0,028
8.	Saluran dengan batu kerikil	0,030
9.	Saluran digali pada tanah liat, dasar saluran licin dan keras	0,025
10.	Saluran dilapisi dengan pasangan batu disemen	0,025
11.	Saluran dilapisi dengan pasangan batu kosong	0,032

Sumber: Chow (1985, p.102)

2.6 Sistem Pengendalian Banjir (Flood Control)

2.6.1 Umum

Untuk menentukan suatu metode yang sesuai untuk jenis pengendalian banjir harus disesuaikan dengan lokasi dan sifat dari banjir yang terjadi. Sebagaimana halnya dengan banjir dibagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar, tapi durasinya

pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai) tetapi durasi banjirnya panjang. Agar penanggulangan banjir dapat dilaksanakan dengan efektif maka penyebab banjir dan kondisi di sepanjang sungai harus dipelajari dengan seksama supaya metode yang diterapkan sesuai.

Adapun upaya penanggulangan banjir untuk mengurangi pengaruh air yang meluap pada sungai tersebut dapat dilakukan dengan beberapa metode yaitu sebagai berikut:

- a. Pembangunan tanggul dan dinding penahan (*parafet*) banjir.
- b. Penurunan muka air banjir dengan perbaikan alur sungai.
- c. Pengaliran banjir melalui saluran banjir (*floodway*) ke dalam alur sungai lain atau DAS lain.

2.6.2 Perbaikan Alur Sungai

Perubahan alur sungai dapat dibedakan menjadi dua macam yaitu perubahan menyeluruh dan perubahan setempat. Perubahan setempat adalah perubahan gejala-gejala longsor tebing sungai, pembentukan gorong-gorong pasir, pengendapan-pengendapan pada belokan dalam dan gerusan pada belokan luar serta perpindahan mendadak alur sungai.

Perbaikan alur sungai direncanakan dengan menyesuaikan tingkat perkembangan suatu lembah sungai serta kebutuhan masyarakat. Perbaikan alur sungai tersebut dilakukan dengan memperbaiki formasi trase alur sungai, formasi penampang sungai seperti lebar sungai rencana, bentuk rencana penampang sungai, kemiringan memanjang sungai dan penempatan bangunan sungai.

1. Debit Banjir Rencana

Debit banjir (Q_0) dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode, seperti dengan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis dan *Flood Routing*. Lalu untuk mendapatkan debit banjir rencana (Q_p), maka debit banjir hasil perhitungan dijumlahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat didalam aliran sebesar 10%, dan diperoleh hasil sebagai berikut:

$$Q_p = 1,1 \cdot Q_0$$

Kecepatan aliran dalam perhitungan tersebut dianggap konstan meskipun konsentrasi sedimennya tinggi.

2. Lebar Rencana Sungai

Jika lebar sungai diperkecil maka kemungkinan terjadi limpasan atau jebolnya tanggul akan semakin besar, hal ini disebabkan oleh daya tampung sungai yang menjadi berkurang. Sedangkan jika lebar sungai diperbesar, lintasan aliran air akan tidak teratur dan lintasan banjir tidak dapat dipastikan. Dari beberapa hal diatas, penentuan lebar

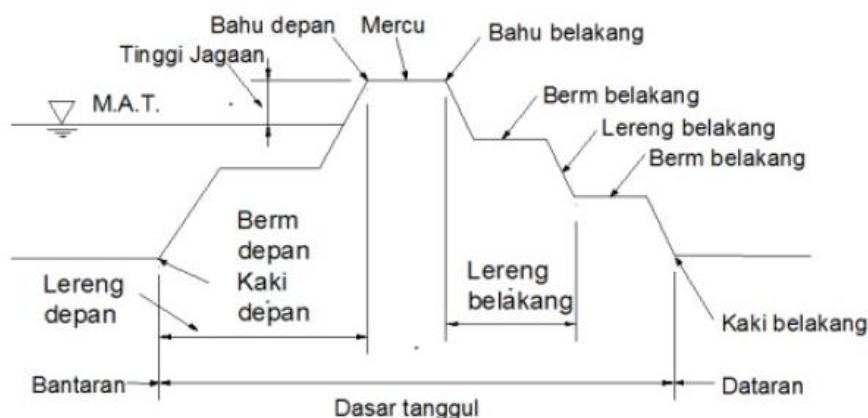
rencana sungai merupakan salah satu perencanaan, perbaikan, serta pengaturan sungai yang paling penting.

3. Bentuk Penampang Sungai

Dimensi penampang melintang sungai didasarkan pada besarnya debit banjir maksimum yang kita rencanakan. Dalam studi ini kita menggunakan bentuk penampang trapesium karena mudah dalam hal pelaksanaan serta akan memberikan efisiensi yang cukup tinggi dalam mengalirkan debit.

2.6.3 Tanggul

Salah satu upaya dalam pengendalian banjir (*flood control*) yaitu pembuatan tanggul. Tanggul disepanjang sungai merupakan bangunan yang paling utama dan paling penting untuk melindungi kehidupan dan harta benda masyarakat dari genangan-genangan yang disebabkan oleh banjir. Tanggul dibangun dengan konstruksi urugan tanah.



Gambar 2.7 Bagian-bagian tanggul.
Sumber: Sosrodarsono (1994, p.87).

2.6.3.1 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan merupakan tambahan tinggi pada tanggul untuk pengaman arah sekitar aliran sungai bila terjadi luapan air banjir yang melimpah melalui tanggul. Luapan tersebut dapat terjadi akibat adanya loncatan hidrolis pada saat banjir. Tinggi jagaan tanggul tersebut dapat berkisar antara 0,6 m sampai 2,0 m.

Tabel 2.7
Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Tinggi Jagaan

Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 200	0,6
200 – 500	0,8
500 – 2,000	1,0
2,000 – 5,000	1,2
5,000 – 10,000	1,5
> 10,000	2,0

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.87)

2.6.3.2 Lebar Mercu Tanggul

Pada daerah yang padat, perolehan areal tanah untuk tempat kedudukan tanggul sangat sukar dan mahal. Pembangunan tanggul dengan mercu yang tidak lebar dan lereng yang agak curam cukup memadai, khususnya bila ditinjau dari segi stabilitas tanggul.

Tabel 2.8

Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Lebar Mercu Tanggul

Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)	Lebar Mercu Tanggul (m)
≤ 500	3
500 – 2,000	4
2,000 – 5,000	5
5,000 – 10,000	6
$> 10,000$	7

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.88)

2.6.3.3 Kemiringan Lereng Tanggul

Penentuan kemiringan lereng tanggul merupakan tahapan yang paling penting dalam perencanaan tanggul. Hal tersebut sangat erat kaitannya dengan infiltrasi air dalam tubuh tanggul serta karakteristik mekanika tanah tubuh tanggul tersebut. Dalam keadaan biasa tanpa perkuatan lereng, tanggul direncanakan dengan kemiringan 1:2 atau lebih kecil.

2.6.3.4 Trase Kedudukan Tanggul

Trase kedudukan tanggul merupakan garis bahu depan suatu tanggul. Adapun beberapa hal yang harus diperhatikan dalam penetapan trase tanggul adalah sebagai berikut:

1. Lokasi trase tanggul

Dipilih agar tempat kedudukan tanggul yang melintasi tanah pondasi yang kedap air, serta diusahakan dapat dihindarkan dari pondasi tanah yang lemah seperti rawa, lumpur lunak, dan gambut.

2. Arah trase tanggul

Untuk menentukan arah trase tanggul perlu diperhatikan hal-hal berikut ini:

- Dipilih suatu penampang basah sungai yang paling efektif dengan kapasitas pengalirannya maksimum.
- Trase tanggul searah dengan arah arus sungai serta harus dihindarkan terjadinya belokan yang tajam.
- Mengusahakan agar trase tanggul kiri dan kanan separarel mungkin dengan alur sungai, menghindari adanya pelebaran sungai yang mendadak, dan mengusahakan agar bantarnya cukup lebar, sehingga jarak antara tepi alur sungai dan kaki tanggul tidak berdekatan (cukup jauh).
- Pada sungai dengan arus yang tidak deras, diusahakan agar kurva alirannya stabil.

3. Jarak antara trase tanggul

Merupakan jarak diantara kedua tanggul yang membujur di kanan dan di kiri sungai. Ditetapkan berdasarkan debit banjir rencana pada sungai tersebut.

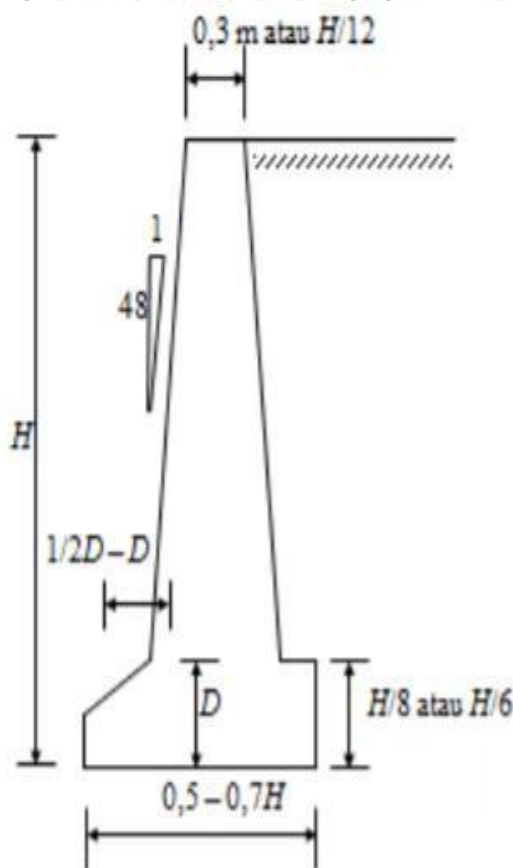
2.6.4 Dinding Penahan

Dinding penahan atau yang disebut tembok penahan merupakan salah satu bangunan yang dibangun guna untuk mencegah adanya keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang kemantapannya tidak bisa dijamin oleh lereng itu sendiri, hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi topografi lokasi tersebut. Selain itu dinding penahan juga dapat digunakan untuk menahan luapan sungai.

Berikut merupakan beberapa macam dinding penahan antara lain:

1. Dinding gravitasi (*gravity wall*)

Dinding gravitasi ini umumnya dibuat dari bahan beton polos dan stabilitasnya tergantung dari berat sendiri. Biasanya tinggi dinding gravitasi ini mencapai 10 kaki. Bentuk dari dinding penahan harus sedemikian rupa yang nantinya resultan gaya-gaya yang bekerja terletak di bagian tengah dengan jarak sepertiga lebar atau bisa juga $e < B/6$ dimana e adalah eksentrisitas yang dihitung dari pusat pondasi. Sedangkan untuk tebal puncak dari dinding penahan dibuat antara $0,30 - (H/12)$ m.

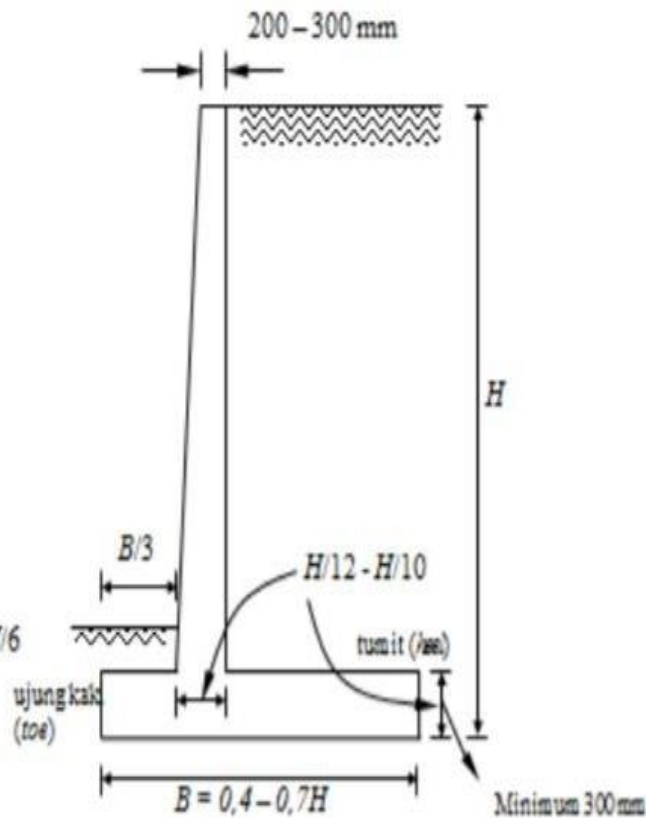


Gambar 2.8 Bentuk dari Dinding Penahan Gravitasi

Sumber: Bowles (1997, p.72).

2. Dinding penahan kantilever (*cantilever retaining wall*)

Dinding penahan kantilever merupakan salah satu dinding penahan tanah yang sangat umum digunakan, dimana tingginya dapat mencapai antara 10 kaki sampai 25 kaki. Tembok penahan ini dipakai dalam jangkauan yang luas karena relatif ekonomis dan juga pelaksanaannya yang mudah.

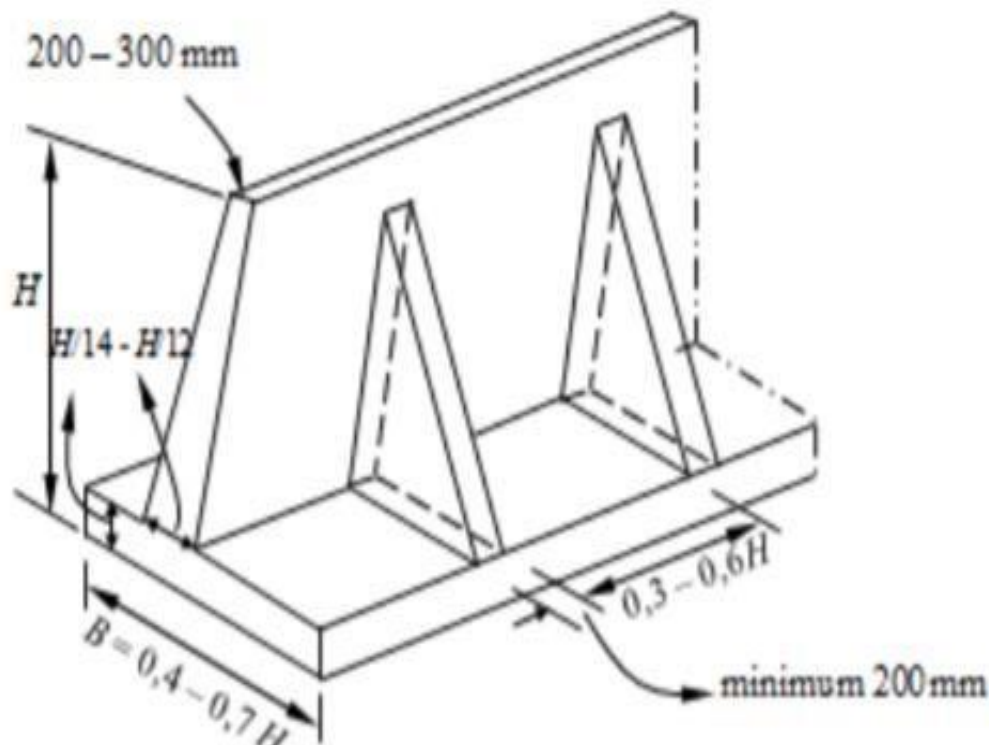


Gambar 2.9 Bentuk dari Dinding Penahan Kantilever

Sumber: Bowles (1997, p.72).

3. Dinding counterfort (*counterfort wall*)

Dinding jenis ini disatukan oleh beberapa *counterfort* pada bagian badan dan plat, yang merupakan dinding transversal dan ditempatkan berdasarkan interval tertentu serta hanya berfungsi untuk ikatan tarik perihal menyokong badan dinding. Dinding ini digunakan apabila tinggi dinding penahan (H) $< 6 \text{ m}$. untuk jaraknya sendiri, dinding *counterfort* ditentukan dengan cara coba-coba serta untuk yang paling ekonomis sekitar $0,4 - 0,7 H$. untuk tebal puncaknya sendiri dapat dibuat sekitar $0,2 - 0,3 \text{ m}$.



Gambar 2.10 Bentuk dari Dinding Penahan Counterfort.

Sumber: Bowles (1997, p.72).

2.6.5 Perencanaan Dinding Penahan

Pada umumnya dinding penahan ini direncanakan sebagai tempat dimana pemotongan atau penanggulungan tanah untuk menyelaraskan spesifikasi yang tidak mungkin dilakukan karena adanya beberapa alasan dalam melakukan pekerjaan, atau adanya susunan perumahan padat serta menahan tekanan tanah. Adapun hal mendasar yang harus diperhatikan dalam hal merencanakan dinding penahan meliputi:

1. Beban yang dipakai untuk perencanaan
 - a. Berat sendiri dinding penahan
 Berat sendiri yang digunakan merupakan berat dinding penahan itu sendiri serta berat tanah dibagian atas tumit pelat lantai.
 - b. Tekanan tanah
 - c. Beban pembebanan
 Jika permukaan tanah dibelakang dinding yang akan digunakan untuk jalan raya atau bangunan lainnya, pembebanan harus dimasukkan kedalam perhitungan. Untuk mobil bebannya dianggap 1 ton/m^2 .
 - d. Beban lainnya
 Contoh dari beban lainnya yaitu daya apung serta tekanan air bila disebutkan, sehingga beban tersebut harus masuk kedalam perhitungan.

2. Kemantapan dari dinding penahan

Jika mengamati kemantapan dari dinding penahan maka harus diperhatikan hal-hal yang terdapat pada poin a,b, dan c. Akan tetapi kita perlu memperhatikan poin d, hal ini bergantung kepada situasi yang ada dilapangan serta ukuran dari dinding penahan.

- Kemantapan terhadap guling.
- Kemantapan terhadap daya dukung tanah dan pondasi.
- Kemantapan terhadap longsor, dan
- Kemantapan keseluruhan sistem, yang termasuk penanggulangan atau pengisian pada bagian belakang serta tanah pondasi sebagai satu kesatuan.

2.7 Analisis Stabilitas Konstruksi

Perlu adanya analisis mengenai kestabilan konstruksi agar bangunan dapat berdiri dengan kokoh. Dengan adanya perhitungan mekanika tanah, maka dapat diketahui apakah bangunan tersebut sesuai dengan stabilitas yang diinginkan. Adapun faktor-faktor yang berpengaruh terhadap stabilitas keamanan konstruksi bangunan adalah sebagai berikut:

- Stabilitas Terhadap Guling
- Stabilitas Terhadap Geser
- Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah
- Stabilitas Terhadap Daya Angkat

2.7.1 Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas terhadap guling merupakan stabilitas yang ditinjau berdasarkan kondisi tanah yang terguling diakibatkan oleh tekanan tanah lateral. Jika momen vertikal tidak dapat menahan gaya horizontal yang dapat menimbulkan momen horizontal, bangunan akan mengalami kerusakan yaitu terguling. Untuk perhitungan stabilitasnya terhadap bahaya guling harus dilakukan dalam kondisi normal (tanpa gempa) dan saat kondisi gempa dapat menghitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

- Untuk kondisi normal:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,5 \quad \text{.....(2-25)}$$

- Untuk kondisi gempa:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,25 \quad \text{.....(2-26)}$$

dengan:

SF = angka keamanan (*safety factor*)

M_v = momen vertikal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)



M_h = momen horizontal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)

2.7.2 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas terhadap geser merupakan perbandingan gaya-gaya yang menahan dan mendorong, gaya-gaya tersebut adalah gesekan antara tanah dengan dasar pondasi serta tekanan tanah pasif akibat tanah timbunan. Kestabilan bangunan terhadap gaya geser (gelincir) dimana penyebabnya merupakan gaya horizontal aktif (gaya geser) dapat kita perhitungkan menggunakan persamaan sebagai berikut:

- Untuk kondisi normal:

$$SF = \frac{f \times \sum V}{\sum H} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2-27)$$

- Untuk kondisi gempa:

$$SF = \frac{f \times \sum V}{\sum H} \geq 1,25 \quad \dots\dots\dots (2-28)$$

dimana:

SF = faktor keamanan

f = koefisien gesekan

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

$\sum H$ = jumlah gaya horizontal (ton)

Tabel 2.9

Koefesien Gesekan (f) Antara Dasar Pondasi dan Tanah Dasar

No.	Jenis Tanah Dasar Pondasi	f
1	Tanah granuler kasar tak mengandung lanau taua lempung	0,55
2	Tanah granuler kasar mengandung lanau	0,45
3	Tanah lanau tak berkohesi	0,35
4	Batu keras permukaan kasar	0,6

Sumber: Hardiyatmo (2018, p.363)

Tabel 2.10

Perkiraan Harga untuk Koefisien Gesekan

No.	Jenis Tanah	f
1	Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60-0,75
2	Batu keras dengan kualitas baik	0,75
3	Kerikil	0,50
4	Pasir	0,40
5	Lempung	0,30

Sumber: Prastumi (2008, p.59)

2.7.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Analisis kapasitas dukung atau *bearing capacity* mempelajari kemampuan tanah dalam hal mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak diatasnya. Kapasitas dukung ini

menyatakan tahanan geser yang digunakan untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yang merupakan tahanan geser yang bisa dikerahkan oleh tanah sepanjang bidang gesernya.

Perencanaan pondasi harus mempertimbangkan terjadinya keruntuhan geser serta penurunan yang berlebihan. Berikut merupakan persyaratan yang harus dipenuhi dalam perencanaan pondasi antara lain:

1. Faktor keamanan terhadap keruntuhan yang disebabkan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah yang harus dipenuhi. Dalam perhitungan kapasitas dukung, umumnya dapat menggunakan faktor keamanan 3.

2. Penurunan yang terjadi pada pondasi harus masih dalam batas nilai yang ditoleransi. Khususnya untuk penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak menyebabkan kerusakan pada struktur.

Agar dapat memenuhi stabilitas dalam jangka waktu yang panjang, kita juga harus memperhatikan perletakan dasar pondasi. Pondasi harus kita letakkan pada kedalaman yang sekiranya cukup untuk mengatasi atau menanggulangi resiko terjadinya erosi permukaan, gerusan, mengembang dan menyusutnya tanah, serta berbagai macam gangguan tanah disekitar pondasi.

Dalam hal perencanaan konstruksi suatu bangunan, untuk aspek geoteknik serta stabilitas sangat memerlukan pemahaman terhadap interpretasi data geoteknik yang berasal dari percobaan laboratorium maupun yang berasal dari investigasi geoteknik di lapangan.

Aspek investigasi geoteknik dilapangan yang harus diketahui serta dipahami ialah percobaan penetrasi standart (*Standart Penetration Test*) serta sondir (*Cone Penetration Test*) dan juga dengan pembuatan lubang bor (*boring log*) yang digunakan untuk mengetahui apa saja jenis tanah yang ada serta ketebalan dari jenis tanah yang dijumpai di lapangan.

Persamaan kapasitas daya dukung tanah untuk menghitung stabilitas antara lain yaitu menggunakan kapasitas daya dukung Terzaghi, Meyerhof dan Hansen (Hardiyatmo, 2002).

Persamaan Terzaghi hanya berlaku pada pondasi yang dibebani secara vertikal dan sentris. Kapasitas dukung ultimit (q_u) adalah sebagai berikut:

$$q_u = c N_c + D_f \gamma N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma \dots\dots\dots (2-29)$$

dimana:

c = kohesi tanah (Kn/m^2)

D_f = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (Kn/m^3)

B = lebar kaki dinding penahan (m)

N_c , N_q , dan N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung Terzaghi



Kapasitas daya dukung yang diijinkan adalah sebagai berikut:

$$q_a = \frac{q_u}{SF} \quad (2-30)$$

dimana:

q_u = Kapasitas dukung ultimit

SF = Angka keamanan

2.7.4 Stabilitas Terhadap Daya Angkat

Diketahui bahwa tekanan di bawah bangunan menginduksi tekanan di atasnya. Tekanan diatasnya tersebut merupakan gaya gerak untuk mengangkat bangunan ke atas. Tanpa pondasi tiang, gaya tekan hanya terdiri dari berat bangunan saja.

Untuk pondasi pada dinding penahan tekanan angkat (*up lift*) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut (Soedibyo, 2003, p.111):

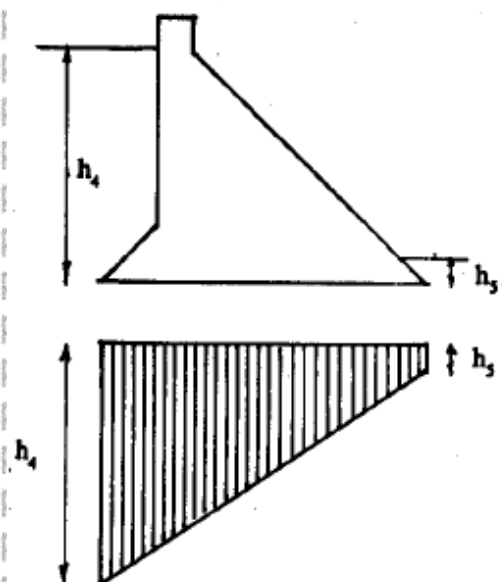
$$P_u = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) B \quad (2-31)$$

dengan:

P_u = gaya *up lift* (t.m⁻²)

h_1 = tinggi muka air hulu (m)

h_2 = tinggi muka air hilir (m)



Gambar 2.11 Tekanan angkat pada pondasi dinding penahan

Sumber: Soedibyo (2003, p.111)

2.7.5 Dasar Perhitungan Pembebanan

Dalam perencanaan suatu bangunan, tidak hanya memperhitungkan stabilitasnya akan tetapi kita juga harus mempertimbangkan pembebanan yang diterimanya. Faktor

pembebanan pada bangunan dipengaruhi oleh berbagai gaya yang bekerja pada bangunan tersebut. Dalam hal ini, pembebanan dibagi menjadi beban vertikal dan beban horizontal.

1. Beban Vertikal

Adapun perhitungan pembebanan ditinjau beberapa gaya yang bekerja pada pelimpah secara vertikal antara lain:

a. Berat bangunan

Berat bangunan sendiri mempunyai pengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan. Berikut merupakan persamaan yang dapat kita gunakan untuk menghitung berat bangunan ialah sebagai berikut:

$$W = \gamma_{\text{bahan}} \times V \quad \dots\dots\dots (2-32)$$

dengan:

W = berat sendiri (ton)

γ_{bahan} = berat jenis bahan (t/m^3)

V = volume bahan (m^3)

b. Berat air

Air mempunyai berat yang dapat berpengaruh terhadap gaya vertikal pada perhitungan pembebanan. Berikut merupakan persamaan yang dapat kita gunakan dalam perhitungan berat air ialah sebagai berikut:

$$W = \gamma_w \times V \quad \dots\dots\dots (2-33)$$

dengan:

W = berat sendiri (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

V = volume bahan (m^3)

c. Up lift

Untuk menghitung *up lift* yang bekerja kita dapat menggunakan rumus Lane sama seperti yang terdapat pada persamaan berikut ini:

$$P_x = h_x - \left(\frac{l_x}{l} \right) \times \Delta H \quad \dots\dots\dots (2-34)$$

dengan:

P_x = tekanan *up lift* pada x (Kn/m^2)

h_x = tinggi air di hulu (m)

l_x = panjang lintasan air rembesan pada titik x (m)

l = panjang total lintasan air rembesan (m)



ΔH = perbedaan muka air di hulu dan di hilir (m)

2. Beban Horizontal

Adapun perhitungan pembebanan ditinjau beberapa gaya yang bekerja pada pelimpah secara horizontal antara lain:

a. Tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif dapat timbul saat tanah bergerak dengan arah yang sama terhadap struktur penahan. Tekanan tanah aktif dapat kita hitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_a = \int_{z_0}^H P_a dZ$$

$$= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \dots\dots\dots (2-35)$$

dengan:

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

γ_w = berat jenis tanah (t/m³)

H = tinggi tanah (m)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif normal

$$= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right]} \dots\dots\dots (2-36)$$

K_{ea} = koefisien tekanan tanah aktif gempa

$$= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]} \dots\dots\dots (2-37)$$

b. Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif merupakan perlawanan yang terjadi saat struktur bergerak melawan tanah. Tekanan tanah pasif dapat kita hitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_p = \int_{z_0}^H P_p dZ$$

$$= \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma_t \times H^2 \dots\dots\dots (2-38)$$

dengan:

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

γ_w = berat jenis tanah (t/m^3)

H = tinggi tanah (m)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif normal

$$= \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)} \right]}$$

K_p = koefisien tekanan tanah pasif gempa

$$= \frac{\cos^2(\phi + \theta + \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta + \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]}$$

2.8 Desain Struktural Untuk Beton Bertulang

2.8.1 Definisi Beton

Menurut (SNI 2847, 2013), beton adalah campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan (admixture). Seiring dengan penambahan umur, beton akan semakin mengeras dan akan mencapai kekuatan rencana ($f'c$) pada usia 28 hari. Beton memiliki daya kuat tekan yang baik oleh karena itu beton banyak dipakai atau dipergunakan untuk pemilihan jenis struktur terutama struktur bangunan, jembatan dan jalan. Beton terdiri dari $\pm 15\%$ semen, $\pm 8\%$ air, $\pm 3\%$ udara, selebihnya pasir dan kerikil. Campuran tersebut setelah mengeras mempunyai sifat yang berbeda-beda, tergantung pada cara pembuatannya. Perbandingan campuran, cara pencampuran, cara mengangkut, cara mencetak, cara memadatkan, dan sebagainya akan mempengaruhi sifat-sifat beton.

Pada umumnya, beton sering digunakan sebagai struktur dalam konstruksi suatu bangunan. Dalam teknik sipil, beton digunakan untuk bangunan sebagai fondasi, kolom, balok dan pelat. Menurut Mulyono (2003), terdapat beberapa jenis beton yang dipakai dalam konstruksi suatu bangunan yaitu sebagai berikut ini:

1. Beton normal adalah beton yang menggunakan agregat normal.
2. Beton bertulang adalah beton yang menggunakan tulangan dengan jumlah dan luas tulangan tanpa pratekan dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua material bekerja secara bersama - sama dalam menahan gaya yang bekerja.



3. Beton pracetak adalah beton yang elemen betonnya tanpa atau dengan tulangan yang dicetak di tempat yang berbeda dari posisi akhir elemen dalam struktur.
4. Beton pratekan adalah beton dimana telah diberikan tegangan dalam bentuk mengurangi tegangan tarik potensial dalam beton akibat pemberian beban yang bekerja.
5. Beton ringan adalah beton yang memakai agregat ringan atau campuran Mantara agregat kasar ringan dan pasir alami sebagai pengganti agregat halus ringan dengan ketentuan tidak boleh melampaui berat isi maksimum beton 1850 kg/m³ kering udara dan harus memenuhi ketentuan kuat tekan dan kuat tarik beton ringan untuk tujuan struktural.

Menurut Mulyono (2004) secara umum beton dibedakan kedalam 2 kelompok, yaitu:

1. Beton berdasarkan kelas dan mutu beton.

Kelas dan mutu beton ini, dibedakan menjadi 3 kelas, yaitu:

- a) Beton kelas I adalah beton untuk pekerjaan-pekerjaan non struktural.

Untuk pelaksanaannya tidak diperlukan keahlian khusus. Pengawasan mutu hanya dibatasi pada pengawasan ringan terhadap mutu bahanbahan, sedangkan terhadap kekuatan tekan tidak disyaratkan pemeriksaan. Mutu kelas I dinyatakan dengan B0

- b) Beton kelas II

Merupakan beton untuk pekerjaan-pekerjaan struktural secara umum. Pelaksanaannya memerlukan keahlian yang cukup dan harus dilakukan di bawah pimpinan tenaga-tenaga ahli. Beton kelas II dibagi dalam mutu-mutu standar B1, K125, K175, dan K225. Pada mutu B1, pengawasan mutu hanya dibatasi pada pengawasan terhadap mutu bahanbahan sedangkan terhadap kekuatan tekan tidak disyaratkan pemeriksaan. Pada mutu-mutu K125 dan K175 dengan keharusan untuk memeriksa kekuatan tekan beton secara kontinyu dari hasil-hasil pemeriksaan benda uji.

- c) Beton kelas III

Merupakan beton untuk pekerjaan-pekerjaan struktural yang lebih tinggi dari K 225. Pelaksanaannya memerlukan keahlian khusus dan harus dilakukan di bawah pimpinan tenaga-tenaga ahli. Disyaratkan adanya laboratorium beton dengan peralatan yang lengkap serta dilayani oleh tenaga-tenaga ahli yang dapat melakukan pengawasan mutu beton secara kontinyu. Berdasarkan jenisnya, beton dibagi menjadi 6 jenis, yaitu:

- Beton ringan

Beton ringan merupakan beton yang dibuat dengan bobot yang lebih ringan dibandingkan dengan bobot beton normal. Agregat yang digunakan untuk memproduksi beton ringan pun merupakan agregat ringan juga. Agregat yang digunakan umumnya merupakan hasil dari pembakaran shale, lempung, slates,

residu slag, residu batu bara dan banyak lagi hasil pembakaran vulkanik. Berat jenis agregat ringan sekitar $800-1800 \text{ kg/m}^3$ atau berdasarkan kepentingan penggunaan strukturnya berkisar 1400 kg/m^3 dengan kekuatan tekan umur 28 hari antara 6,89 Mpa sampai 17,24 Mpa menurut SNI 08-1991-03.

- **Beton normal**

Beton normal adalah beton yang menggunakan agregat pasir sebagai agregat halus dan split sebagai agregat kasar sehingga mempunyai berat jenis beton antara $2200 \text{ kg/m}^3 - 2400 \text{ kg/m}^3$ dengan kuat tekan sekitar 15–40 Mpa.

- **Beton berat**

Beton berat adalah beton yang dihasilkan dari agregat yang memiliki berat isi lebih besar dari beton normal atau lebih dari 2400 kg/m^3 . Untuk menghasilkan beton berat digunakan agregat yang mempunyai berat jenis yang besar.

- **Beton massa (*mass concrete*)**

Dinamakan beton massa karena digunakan untuk pekerjaan beton yang besar dan masif, misalnya untuk bendungan, kanal, pondasi, dan jembatan.

- **Ferro-Cement**

Ferro-Cement adalah suatu bahan gabungan yang diperoleh dengan cara memberikan suatu tulangan yang berupa anyaman kawat baja sebagai pemberi kekuatan tarik dan daktil pada mortar semen.

- **Beton serat (*fibre concrete*)**

Beton serat (*fibre concrete*) adalah bahan komposit yang terdiri dari beton dan bahan lain berupa serat. Serat dalam beton ini berfungsi mencegah retak-retak sehingga menjadikan beton lebih daktil daripada beton normal.

Disamping beton memiliki pengelompokan, beton pun memiliki kelebihan dan kekurangan. Berikut ini kelebihan dan kekurangan dari beton, yaitu:

1. Kelebihan:

- Dapat dengan mudah dibentuk sesuai dengan kebutuhan konstruksi.
- Mampu memikul beban yang berat.
- Tahan terhadap temperatur tinggi.
- Biaya pemeliharaan yang kecil.

2. Kekurangan:

- Bentuk yang dibuat sulit untuk diubah.
- Pelaksanaan pekerjaan membutuhkan ketelitian yang tinggi.



- Berat.

- Daya pantul suara yang besar.

2.8.2 Definisi Beton Bertulang

Beton bertulang adalah salah satu bahan bangunan yang kuat, tahan lama, dan dapat dibuat dalam berbagai bentuk dan ukuran. Beton bertulang memiliki karakter yang unik dimana dua jenis bahan, yaitu baja tulangan dan beton dipakai bersamaan. Dengan demikian, prinsip-prinsip yang mengatur perencanaan struktur beton bertulang berbeda dengan prinsip-prinsip yang mengatur satu macam bahan saja. Sampai saat ini, beton bertulang masih menjadi salah satu bahan yang paling banyak digunakan dalam suatu struktur bangunan.

Sifat utama dari baja tulangan, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Karena baja tulangan harganya mahal, maka sedapat mungkin dihindari penggunaan baja tulangan untuk memikul beban tekan. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan beton dan baja tulangan dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton. Beton juga tahan terhadap kebakaran dan melindungi baja supaya awet.

Dengan diterbitkannya SNI 2847:2013 sebagai standar peraturan beton bertulang di Indonesia, maka perlu dilihat perbandingan kekuatan menurut kedua peraturan tersebut dan untuk kepentingan perancangan kolom beton bertulang perlu dibuat suatu diagram interaksi tanpa dimensi yang didasarkan pada peraturan beton terbaru ini.

2.8.3 Persyaratan Desain Dinding Penahan

Untuk melakukan proses desain struktur dinding penahan tanah, maka seseorang perencana dapat menagcu pada peraturan SNI 2847:2013 khususnya adalah Bab 14 tentang Dinding Struktural. Beberapa persyaratan desain dinding structural yang dapat digunakan antara lain:

1. Pasal 14.5.3. Ketebalan minimum dinding penahan adalah $1/25$ kali tinggi atau panjang dinding yang ditopang secara lateral (diambil yang terkecil), namun tidak kurang dari 100 mm.
2. Pasal 14.3.2. Rasio minimum luas tulangan horisontal terhadap luas beton bruto, ρ , harus:
 - a) 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa; atau
 - b) 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau

c) 0,0020 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari Ø-16 atau D16.

3. Pasal 14.3.3. Rasio minimum luas tulangan horisontal terhadap luas beton bruto, ρ , harus:

a) 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa; atau

b) 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau

c) 0,0020 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari Ø-16 atau D16.

4. Pasal 14.3.4. Apabila ketebalan dinding melebihi 250 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus diletakkan dalam dua lapis sejajar dengan ketentuan sebagai berikut:

a) Untuk dinding sisi luar, maka sekurang-kurangnya setengah dari luas tulangan A_s (namun tidak lebih dari $2/3A_s$) harus memiliki selimut beton minimum 50 mm atau $1/3$ ketebalan dinding.

b) Sisa tulangan yang ada di tempatkan pada sisi dalam dinding, dengan selimut beton minimal 20 mm namun tidak kurang dari $1/3$ ketebalan dinding.

5. Pasal 14.3.5. Jarak tulangan vertikal dan horisontal satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari tiga kali tebal dinding, atau lebih jauh dari 450 mm.

6. Tulangan minimum dari telapak dinding penahan tanah dapat diambil mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1. yang menyatakan bahwa perlu disediakan tulangan susut dan suhu sebesar $0,0018bh$ (untuk tulangan dengan $f_y = 420$ MPa), atau sebesar $0,0020bh$ (untuk tulangan dengan $f_y = 280$ dan 350 MPa). Persyaratan tulangan minimum untuk lentur pada balok dapat juga digunakan, yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} bd \geq \frac{1,4}{f_y} bd \quad (2-39)$$

2.8.4 Penulangan Pada Dinding Kantilever

Untuk menghitung penulangan pada dinding kantilever agar lebih ekonomis, tulangan lentur dihitung dua kali dengan membagi tinggi dinding menjadi $\frac{1}{2}H$ bagian bawah dan $\frac{1}{2}H$ bagian atas. Karena momen terbesar hanya terjadi pada bagian bawah dinding, yaitu pertemuan antara dinding dengan telapak maka biasanya menggunakan baja ulir. Adapun rumus yang dapat digunakan adalah sebagai berikut:

a. Desain tulangan lentur untuk $\frac{1}{2}H$ bagian bawah

$$M_u = \left(P_1 \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \right) + \left(P_2 \cdot \frac{h_1 + h_2}{3} \right) \quad (2-40)$$

$$P_1 = 1,6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_s \cdot (h_1 + h_2) \quad (2-41)$$



$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (h_1 + h_2) \cdot (h_1 + h_2) \quad (2-42)$$

Tulangan yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2-43)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'c}} \right] \quad (2-44)$$

$$A_{s\ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2-45)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b d \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} b d \quad (2-46)$$

b. Desain tulangan lentur untuk $\frac{1}{2}H$ bagian atas

$$M_u = \left(P_1 \cdot \frac{h_1 + h_2}{4} \right) + \left(P_2 \cdot \frac{h_1 + h_2}{6} \right) \quad (2-47)$$

$$P_1 = 1,6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_s \cdot (h_1 + h_2) \quad (2-48)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \cdot \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \quad (2-49)$$

Tulangan yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2-50)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'c}} \right] \quad (2-51)$$

$$A_{s\ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2-52)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b d \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} b d \quad (2-53)$$

c. Desain tulangan susut dan suhu (tulangan horizontal)

Tulangan horizontal pada dasar dinding sesuai SNI 2874-2013 Pasal 14.3.3 adalah

$$A_{s\ min} = 0,0020 b h \quad (2-54)$$

Sesuai SNI 2874-2013 Pasal 14.3.4, maka luas tulangan dibagi merata jadi dua sisi:

$$A_s = 0,5 A_{s\ min} \quad (2-55)$$

d. Desain terhadap geser

Penampang kritis untuk tinjauan geser adalah sejarak d (tebal efektif) dari dasar dinding, yaitu sejarak $d_g = H - d$ dari tepi atas dinding, sehingga:

$$P_1 = 1,6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_s \cdot dg \dots\dots\dots (2-56)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot dg \cdot dg \dots\dots\dots (2-57)$$

$$V_u = P_1 + P_2 \dots\dots\dots (2-58)$$

$$\phi V_c = \phi \left(0,17 \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right) \dots\dots\dots (2-59)$$

Dimana ϕV_c harus lebih besar dari V_u

e. Desain tulangan bagian tumit (*Heel*)

$$V_u = 1,2 \cdot \left[(b_2 \cdot (h_1 + h_2) \cdot \gamma_1) + (b_2 \cdot h_3 \cdot \gamma_c) \right] + 1,6 \cdot [b_2 \cdot h_3 \cdot q] \dots\dots\dots (2-60)$$

$$\phi V_c = \phi \left(0,17 \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right) \dots\dots\dots (2-61)$$

$$M_u = V_u \cdot \frac{b_2}{2} \dots\dots\dots (2-62)$$

Kebutuhan tulangan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2-63)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'c}} \right] \dots\dots\dots (2-64)$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2-65)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b d \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} b d \dots\dots\dots (2-66)$$

f. Desain tulangan bagian ujung kaki (*Toe*)

$$V_u = 1,6 \cdot \left[(b_1 - d) \cdot \left(\frac{q_{\text{toe}} + q_g}{2} \right) \right] - 1,2 \cdot [h_3 \cdot (b_1 - d) \cdot \gamma_c] \dots\dots\dots (2-67)$$

$$\phi V_c = \phi \left(0,17 \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right) \dots\dots\dots (2-68)$$

$$M_u = 1,6 \cdot \left[\left((q_1 - q_{\text{heel}}) \cdot b_1 \cdot \left(\frac{b_1}{2} \right) \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot (q_{\text{toe}} - (q_1 - q_{\text{heel}})) \cdot \frac{2}{3} b_1 \right) \right] - 1,2 \cdot \left[b_1 \cdot h_3 \cdot \left(\frac{b_1}{2} \right) \cdot \gamma_c \right] \dots\dots\dots (2-69)$$

Kebutuhan tulangan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2-70)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'c}} \right] \dots\dots\dots (2-71)$$



$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2-72)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} bd \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} bd \dots\dots\dots (2-73)$$

dimana:

M_u = Momen lentur nominal (kNm)

P_1 = Tekanan tanah aktif pada titik tinjauan 1 (kN)

P_2 = Tekanan tanah aktif pada titik tinjauan 2 (kN)

V_u = Gaya geser (kN)

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

ϕV_c = Kapasitas geser yang tereduksi (kN)

R_n = Tahanan nominal baja

ρ_{perlu} = Rasio tulangan yang diperlukan

$A_{s \text{ perlu}}$ = Luas tulangan yang diperlukan (mm^2)

$A_{s \text{ min}}$ = Luas tulangan minimum (mm^2)

$f'c$ = Mutu beton (MPa)

f_y = Mutu baja (MPa)

b = Lebar yang ditinjau (mm)

d = Tebal efektif (mm)

d_g = Tebal tinjauan dari tepi atas dinding (mm)

h_s = Gaya yang bekerja akibat beban tambahan ($\frac{W_s}{W}$)

γ = Berat tanah timbunan (Kn/m^3)

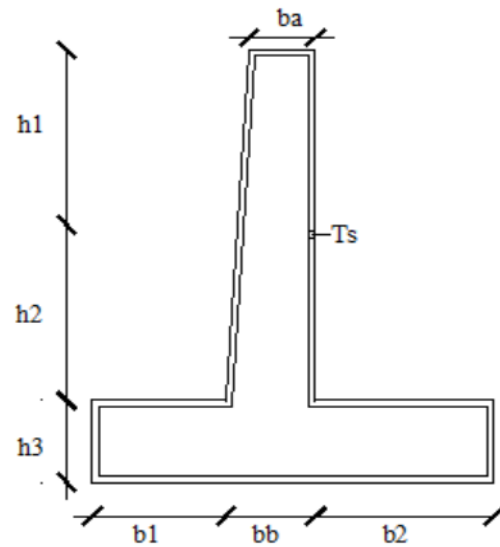
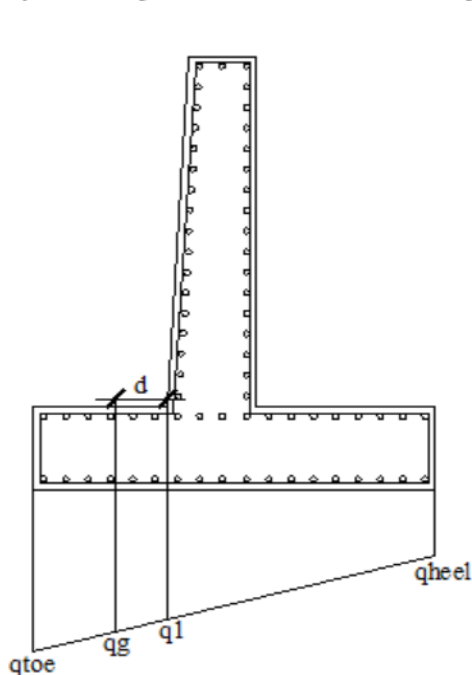
ϕ = faktor reduksi kekuatan

q_1 = tegangan dari tinjauan lentur (Kn/m^2)

q_q = tegangan dari tinjauan geser (Kn/m^2)

q_{toe} = tegangan dari ujung kaki (Kn/m^2)

q_{heel} = tegangan dari ujung tumit (Kn/m^2)



Gambar 2.12 Penjelasan Bagian Penulangan Pada Dinding Kantilever

Sumber: Setiawan (2016, p.346).

2.9 Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Rencana adalah himpunan planning, termasuk detail dan tata cara pelaksanaan pembuatan sebuah bangunan atau proyek. Anggaran adalah perhitungan biaya berdasarkan gambar rencana pada suatu bangunan. Biaya adalah besarnya pengeluaran yang berhubungan dengan borongan yang tercantum dalam persyaratan yang terlampir. Jadi, rencana anggaran biaya yaitu:

- Merencanakan perhitungan biaya yang diperlukan untuk bahan dan upah serta biaya-biaya lain yang berhubungan dengan pelaksanaan proyek tersebut.
- Menyusun tata cara pelaksanaan teknis dan administrasi.

Tujuan pembuatan Rencana Anggaran Biaya (RAB) adalah memberikan gambaran yang pasti mengenai bentuk atau konstruksi, besar biaya dan pelaksanaan serta penyelesaiannya. Analisis adalah perumusan guna menetapkan harga dan upah masing-masing dalam bentuk satuan. Pedomannya adalah buku Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) dari Peraturan Menteri Pekerjaan Umum nomor 11 tahun 2013. Dalam penyusunan anggaran biaya bangunan ada tiga analisis yang harus dibedakan yaitu:

1. Analisis Bahan

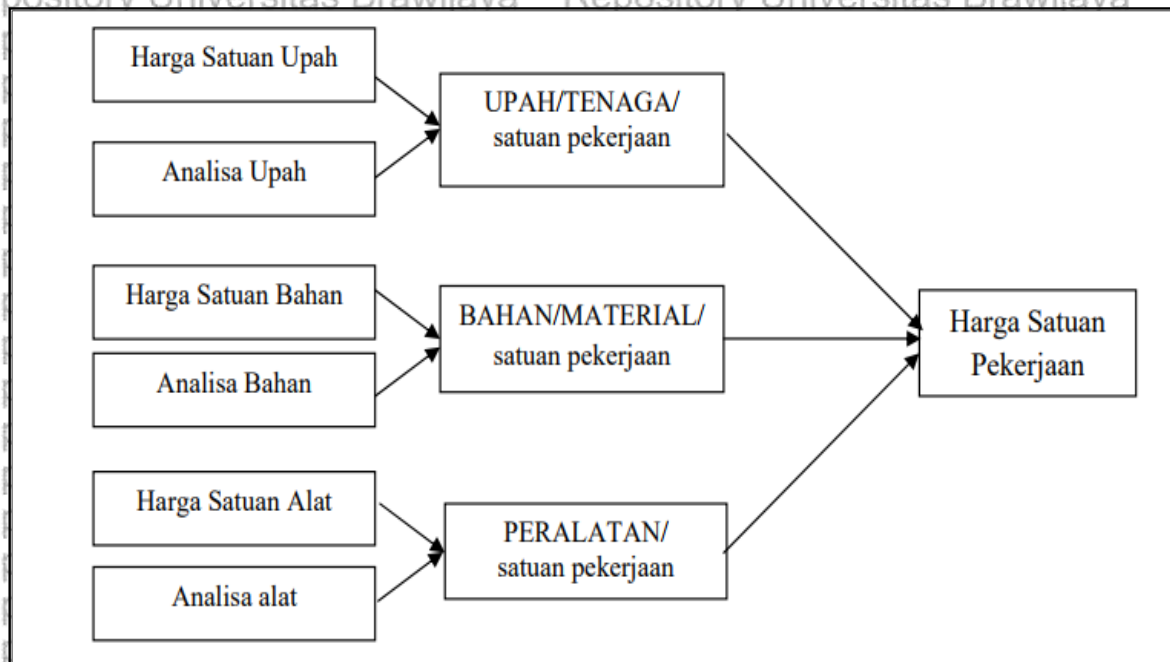
Analisis bahan suatu pekerjaan adalah menghitung banyaknya volume masing-masing bahan, serta biaya yang dibutuhkan.

2. Analisis Upah

Analisis upah yaitu menghitung banyaknya tenaga yang diperlukan, serta besar biaya yang diperlukan untuk pekerjaan tersebut.

3. Harga Satuan Pekerjaan

Harga satuan pekerjaan merupakan jumlah dari bahan dan upah. Skema Harga Satuan Pekerjaan dapat dilihat pada gambar berikut ini:



Gambar 2.13 Skema Harga Satuan Pekerjaan

Sumber: Ibrahim (2001, p.138).

(Halaman ini sengaja dikosongkan)



BAB III METODOLOGI PENULISAN

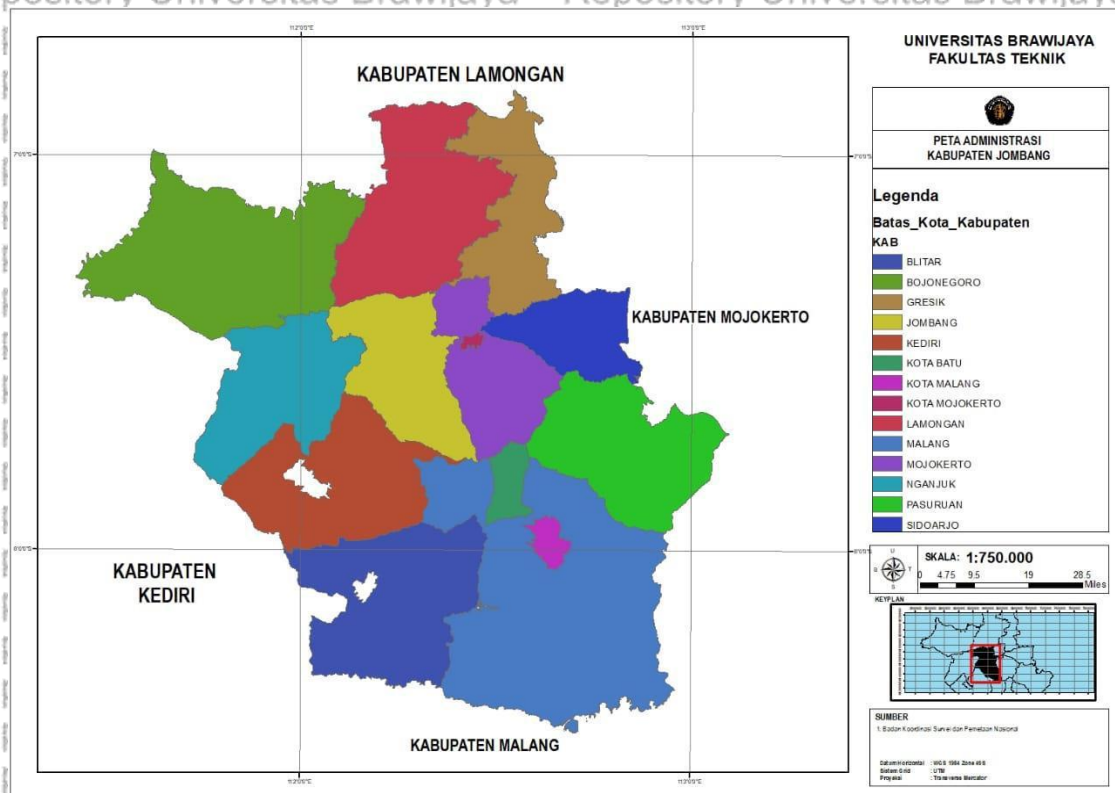
3.1 Deskripsi Daerah Studi

Sungai Gunting secara administratif berada di wilayah Kabupaten Jombang. Kabupaten Jombang merupakan salah satu kabupaten di Jawa Timur yang letaknya cukup strategis.

Adapun batas-batas wilayah administrasi Kabupaten Jombang adalah sebagai berikut:

- Sebelah Utara : Kabupaten Lamongan
- Sebelah Selatan : Kabupaten Kediri
- Sebelah Timur : Kabupaten Mojokerto
- Sebelah Barat : Kabupaten Nganjuk

Kabupaten Jombang memiliki luas wilayah 115.950 Ha atau 1.159,5 Km². Terletak membentang antara 112°03' sampai dengan 112°27' Bujur Timur dan 07°20' sampai dengan 7°46' Lintang Selatan. Sedangkan Sungai Gunting secara geografis terletak pada posisi 112°03' 45" sampai dengan 112°27' 21" Bujur Timur dan 07°20' 37" sampai dengan 7°46' 45" Lintang Selatan.



Gambar 3.1 Peta Administrasi Kabupaten Jombang

Sumber: Hasil Digitasi Arcgis (2018).

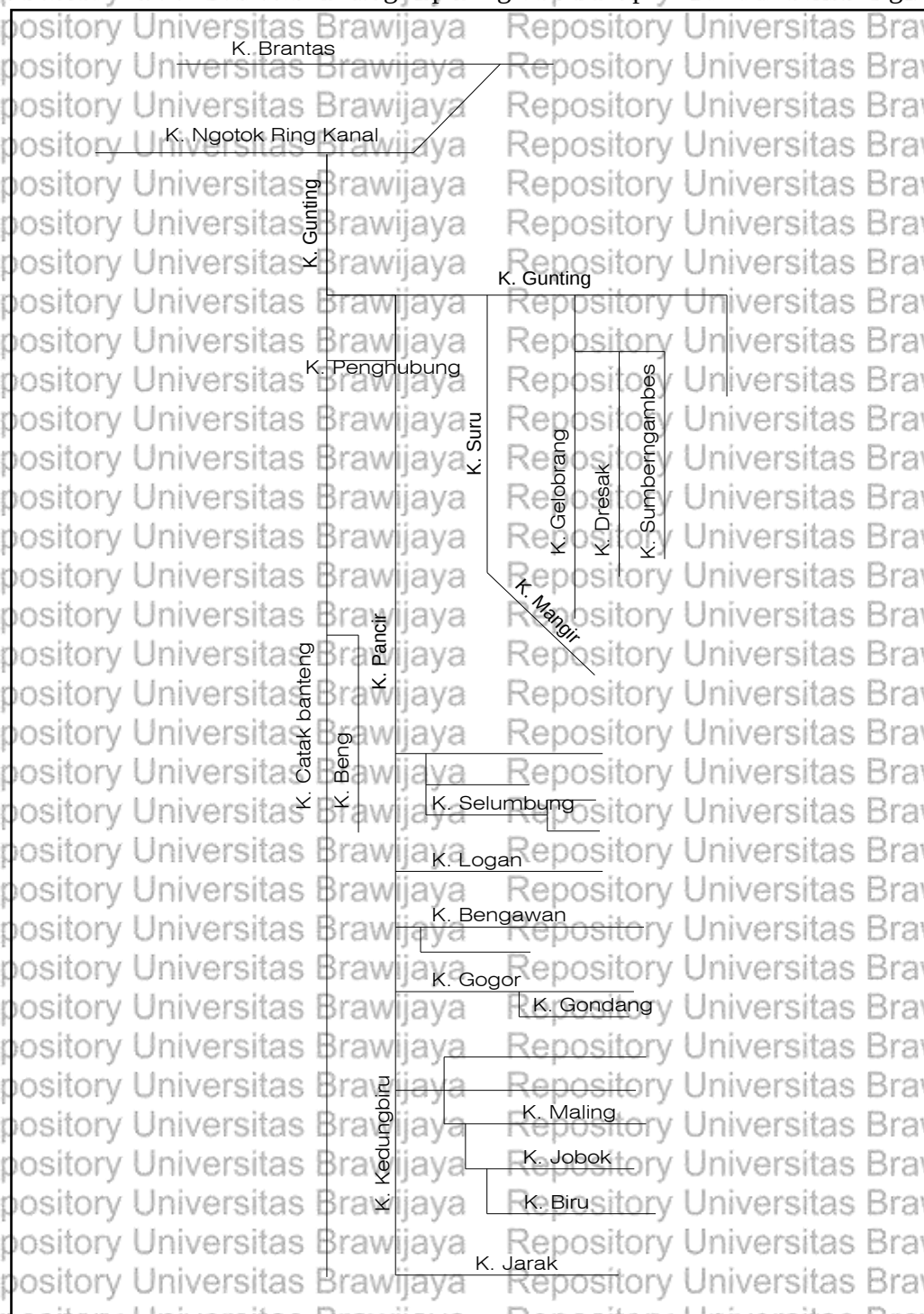
Sungai Gunting adalah anak sungai Brantas yang berada di Kabupaten Jombang. Sungai-sungai tersebut mengalir dari hulu ke hilir melintasi 5 Kecamatan yang ada di Kabupaten Jombang yaitu Kecamatan Wonosalam, Kecamatan Bareng, Kecamatan Mojowarno, Kecamatan Mojoagung, dan Kecamatan Sumobito. Stasiun hujan yang digunakan pada studi ini adalah stasiun hujan Sumobito dan stasiun hujan Balongsono.



Gambar 3.2 Peta Sub DAS Gunting.
Sumber: Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Jombang.

Sistem sungai pada Sub DAS Gunting secara umum terdiri dari 3 (tiga) sungai utama yaitu Sungai Gunting Sebagai Sungai Utama, dan 2 (dua) anak sungai utama yaitu Sungai Catak Banteng dan Sungai Pancir. Sungai Gunting bermuara pada kali Ngotok Ring Kanal pada Desa Sumobito Kecamatan Mojoagung dan pada akhirnya bermuara pada Kali Brantas.

Secara umum sistem kali Gunting dapat digambarkan pada Gambar 3.3 sebagai berikut:



Gambar 3.3 Skema Sistem Sub DAS Gunting
Sumber: Hasil Penggambaran (2019).

3.2 Kondisi Daerah Studi

3.2.1 Topografi

Sebagian besar kondisi topografi wilayah Kabupaten Jombang (67,09%) cukup datar yaitu berada pada kemiringan 0-2°. Sedang sisanya adalah daerah berbukit-bukit, seperti Kecamatan Kabuh, Plandaan dan Kudu dengan rata-rata kemiringan 25°. Namun ada juga yang letaknya di pegunungan, yaitu Kecamatan Wonosalam dengan rata-rata kemiringan > 45°. Kabupaten Jombang terletak pada ketinggian ± 44 m di atas permukaan air laut.

Kabupaten Jombang mempunyai potensi sebagai wilayah agraris, dengan topografi sebagai berikut:

- Daerah pegunungan, dengan rata-rata kemiringan 40% di wilayah Kecamatan Wonosalam (komplek Gunung Anjasmoro).
- Daerah berbukit, dengan rata-rata kemiringan 2-15% di wilayah Kecamatan Kabuh, Ngusikan dan Plandaan (daerah utara Sungai Berantas). Daerah ini merupakan pegunungan kapur (Pegunungan Kendeng) dan banyak ditumbuhi Pohon Jati, akan tetapi di bagian utara daerah ini cukup baik untuk pertanian.
- Daerah landai sampai bergelombang, dengan rata-rata kemiringan 0-2%, meliputi sebagian besar wilayah Kecamatan Jombang.

3.2.2 Iklim

Keadaan iklim khususnya curah hujan di Kabupaten Jombang yang terletak pada ketinggian 500 meter dari permukaan laut mempunyai curah hujan relatif rendah yakni berkisar antara 1750-2500 mm per tahun. Sedangkan untuk daerah yang terletak pada ketinggian lebih dari 500 meter dari permukaan air laut, rata-rata curah hujannya mencapai 2500 mm pertahunnya.

Kabupaten Jombang adalah termasuk yang mempunyai iklim tropis, sedangkan berdasarkan hasil perhitungan menurut klasifikasi yang diberikan oleh Smidt dan Ferguson termasuk tipe iklim C (agak basah). Tipe ini biasanya musim penghujan jatuh pada bulan Oktober sampai April dan musim kemarau jatuh pada bulan Mei sampai dengan bulan September.

3.3 Lokasi Banjir

Berdasarkan data dari Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Kabupaten Jombang pada saat pengumpulan data sekunder didapatkan informasi terkait beberapa lokasi banjir pada wilayah Sub DAS Guntung. Dimana lokasi tersebut terletak berdekatan dan sering terjadi luapan air akibat daya tampung Sungai Guntung yang tidak memadai. Luapan air tersebut

menggenangi jalan raya dan menyebabkan kemacetan yang cukup panjang. Tidak hanya itu luapan air juga menggenangi beberapa rumah warga dengan ketinggian yang beragam. Luapan banjir juga membuat para petani merugi karena sawah yang berisi padi dan juga tanaman tebu tenggelam dan menurunkan hasil panen. Para siswa pun terpaksa diliburkan akibat banjir yang masuk ke dalam ruang belajar. Pada Gambar 3.4 merupakan beberapa gambar kejadian banjir yang terjadi pada Sungai Guntung.



Gambar 3.4 Kejadian Banjir pada Sungai Guntung.
Sumber: Laporan PT. Brantas Abipraya (Persero).

3.4 Pengumpulan Data

Adapun data-data yang dikumpulkan untuk menunjang studi ini adalah sebagai berikut:

1. Data Hidrologi

Data yang digunakan adalah data curah hujan harian maksimum tahunan selama 15 tahun, mulai dari tahun 2003 sampai dengan 2017 di 4 stasiun stasiun hujan Mojowarno,

Bareng, Wonosalam dan Mojoagung. Data hujan tersebut dipergunakan dalam analisis debit banjir.

2. Peta Daerah Aliran Sungai Gunting

Peta Daerah Aliran Sungai (DAS) dan peta lokasi pengukuran dalam studi ini digunakan untuk penentuan skema sungai.

3. Data Pengukuran Penampang Sungai

Data penampang sungai memanjang (*long section*) dan melintang (*cross section*) digunakan untuk analisis profil aliran sungai dengan menggunakan bantuan program *HEC-RAS 5.0.3*.

4. Data Tanah

Data tanah digunakan untuk mengetahui bagaimana daya dukung tanah yang berada pada lokasi studi yang ditinjau.

3.5 Rancangan Pemecahan Masalah

Pada studi ini perencanaan pengendalian banjir dititik beratkan pada bagian alur sungai yang rawan terjadi limpasan saat banjir dan bersifat *basic plan*. Serta memberikan rekomendasi pola pengendalian banjir yang memungkinkan pada daerah tersebut. Dimensi bangunan pengaman banjir yang direncanakan hanya bersifat *basic design* berdasarkan studi literatur.

Pengendalian banjir yang dimaksud di sini berupa beberapa alternatif penyelesaian masalah banjir yang disebabkan oleh 3 (tiga) aspek utama yaitu debit banjir, morfologi sungai dan permasalahan peruntukan sempadan. Konsep dasar penanganan banjir ditunjukkan pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1

Alternatif Pengendalian Banjir

Alternatif	Lokasi Kegiatan	Fungsi
Normalisasi Sungai	Seluruh alur sungai yang terjadi	- Meningkatkan kapasitas tampungan sungai - Menurunkan elevasi muka air banjir
Perencanaan Tanggul	Pada alur sungai yang terluapi oleh banjir	- Meningkatkan kapasitas tampungan sungai - Membatasi aliran banjir agar tidak melimpas
Perkuatan Lereng Sungai	Pada lereng sungai yang kurang stabil	Melindungi permukaan lereng tanggul



3.6 Sistematika Pengerjaan Skripsi

Langkah-langkah dalam pengerjaan studi ini secara garis besar adalah sebagai berikut:

1. Pengambilan Data Pendukung Studi

Data pendukung merupakan data sekunder. Data sekunder ini meliputi data dari lembaga atau organisasi atau hasil studi terdahulu, dalam studi ini data sekunder tersebut yaitu gambar penampang sungai, gambar peta, data hujan, dan data tanah.

2. Analisis Hidrologi

- Perhitungan curah hujan rerata daerah maksimum dengan metode Rata-rata Aljabar.
- Menghitung curah hujan rancangan menggunakan metode distribusi Log Pearson Tipe III.
- Uji distribusi frekuensi dengan menggunakan metode *Chi-Square* dan metode *Smirnov-Kolmogorov* untuk mengetahui kebenaran hipotesa.
- Menentukan nilai koefisien pengaliran berdasarkan tata guna lahan.
- Menghitung hujan efektif jam-jaman dengan metode PSA 007.

3. Perencanaan Perbaikan Dan Pengaturan Sungai

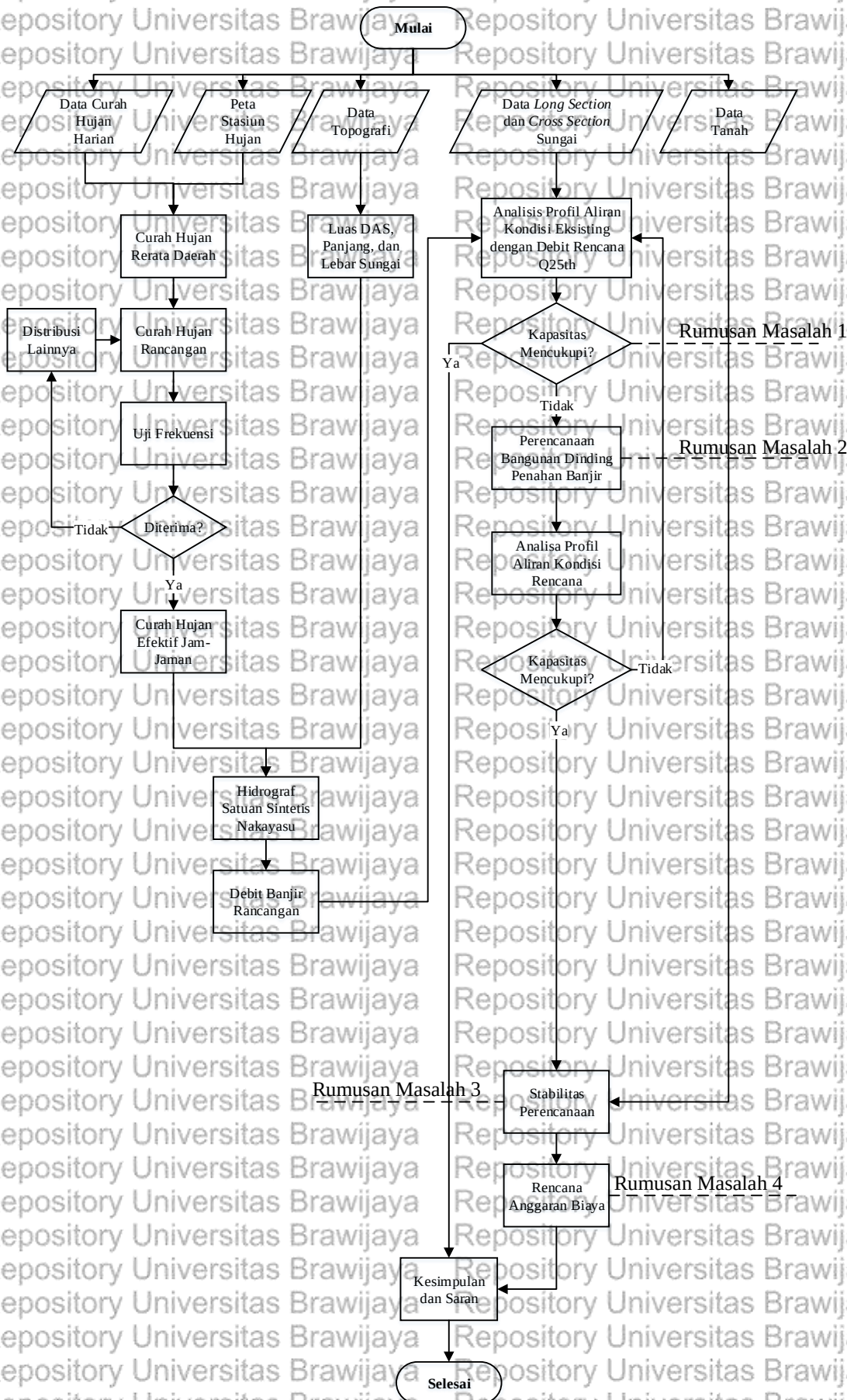
- Perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.
- Menganalisis profil aliran dengan menggunakan bantuan program *HEC-RAS* versi 5.0.3 untuk mengetahui daya tampung Sungai Guntung serta titik-titik kritis yang rawan terjadi limpasan.
- Merencanakan bangunan pengendalian banjir.
- Menganalisis profil aliran dengan menggunakan bantuan program *HEC-RAS* versi 5.0.3 setelah adanya upaya penanganan.

4. Analisis Stabilitas Bangunan

- Menghitung stabilitas bangunan pengendali banjir
- Menghitung penulangan bangunan pengendali banjir

5. Analisis Rencana Anggaran Biaya

6. Memberikan Kesimpulan dan saran terhadap hasil analisis yang telah dilakukan.



Gambar 3.5 Diagram Alir Pengerjaan Skrips



BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi merupakan analisis awal yang dilakukan untuk mendapatkan data-data hidrologi berupa data curah hujan rerata, distribusi frekuensi, dan data intensitas hujan jam-jaman metode PSA 007 atau Genta yang nantinya akan digunakan sebagai data untuk dijadikan debit banjir rencana menggunakan metode HSS Nakayasu.

4.1.1 Data Curah Hujan

Data yang diperoleh berupa data curah hujan harian yang terjadi sepanjang tahun selama 2003-2017 pada 4 stasiun hujan. Data tersebut dipangkas menjadi data curah hujan harian maksimum tahunan sehingga didapatkan nilai curah hujan harian maksimum selama 15 tahun. Data curah hujan maksimum tahunan dapat dilihat pada Tabel 4.1 sebagai berikut:

Tabel 4.1

Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)			
	(1) Sta. Mojowarno	(2) Sta. Bareng	(3) Sta. Wonosalam	(4) Sta. Mojoagung
2003	81	98	117	95
2004	80	127	241	91
2005	80	127	241	91
2006	80	127	241	91
2007	80	127	241	91
2008	90	53	100	70
2009	125	85	103	95
2010	93	110	85	487
2011	85	107	110	82
2012	80	101	94	75
2013	132	73	111	85
2014	132	73	80	104
2015	115	300	125	60
2016	120	92	121	177
2017	90	110	131	164

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Pada uji konsistensi data menggunakan metode lengkung massa ganda. Untuk melakukan sebuah uji konsistensi dibutuhkan data komulatif sebuah stasiun hujan yang dihitung dan data komulatif rerata stasiun hujan sekitarnya. Kedua data tersebut kemudian

dimasukkan ke dalam sebuah grafik dan selanjutnya di proses dengan metode lengkung massa ganda. Berikut akan dipaparkan uji konsistensi untuk data stasiun hujan Mojowarno, Bareng, Wonosalam dan Mojoagung.

Tabel 4.2
Data Curah Hujan Tahunan

Tahun	Curah Hujan Tahunan (mm)			
	(1) Sta. Mojowarno	(2) Sta. Bareng	(3) Sta. Wonosalam	(4) Sta. Mojoagung
2003	1890	1716	2014	1773
2004	1805	1638	2000	1265
2005	1805	1638	2000	1265
2006	1805	1638	2000	1265
2007	1805	1638	2000	1265
2008	1526	803	1429	1363
2009	1991	1507	1759	1829
2010	2609	2657	2816	3298
2011	1887	1885	1660	1739
2012	1365	1175	1393	1340
2013	2352	2259	2206	1842
2014	1717	1845	1787	1634
2015	1806,8	1902	2404	1329
2016	3095	2862	3696	2381
2017	1927	1987	2001	2262

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

1. Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojowarno

Tabel 4.3
Uji Konsistensi Data di Stasiun Mojowarno Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Curah Hujan Stasiun Mojowarno (mm)	Kumulatif Stasiun Mojowarno (mm)	Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Stasiun Pembanding (mm)
2003	1890	1890	1873	1873
2004	1805	3695	1814	3688
2005	1805	5500	1814	5502
2006	1805	7305	1814	7316
2007	1805	9110	1814	9131
2008	1526	10636	1253	10383
2009	1991	12627	1752	12136
2010	2609	15236	2694	14830
2011	1887	17123	1811	16640
2012	1365	18488	1311	17951
2013	2352	20840	2272	20224

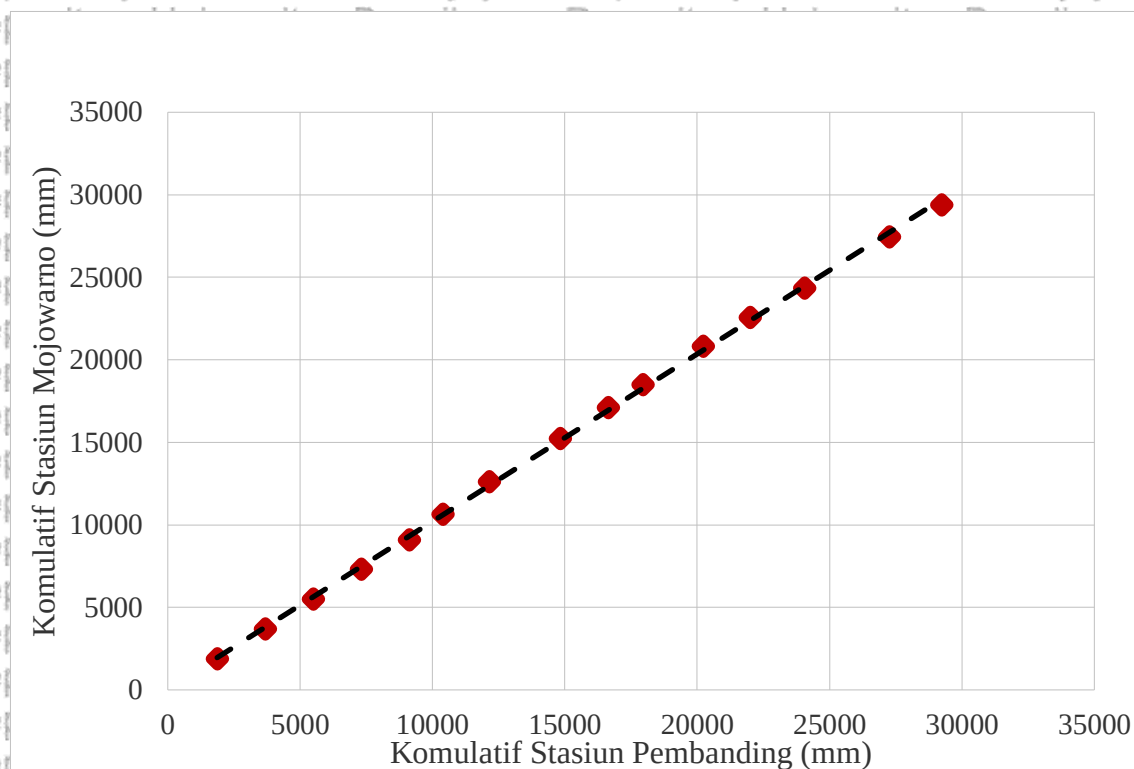


Lanjutan Tabel 4.3

Uji Konsistensi Data di Stasiun Mojowarno Terhadap Stasiun Pemanding

Tahun	Curah Hujan Stasiun Mojowarno (mm)	Kumulatif Stasiun Mojowarno (mm)	Rerata Stasiun Pemanding (mm)	Kumulatif Stasiun Pemanding (mm)
2014	1717	22557	1783	22007
2015	1807	24364	2038	24044
2016	3095	27459	3218	27262
2017	1927	29386	1972	29234

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.1 Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojowarno

Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

Dikarenakan sebaran data tidak 45° maka dilakukan koreksi data sehingga menjadi:

Tabel 4.4

Hasil Koreksi Stasiun Hujan Mojowarno Terhadap Stasiun Pemanding

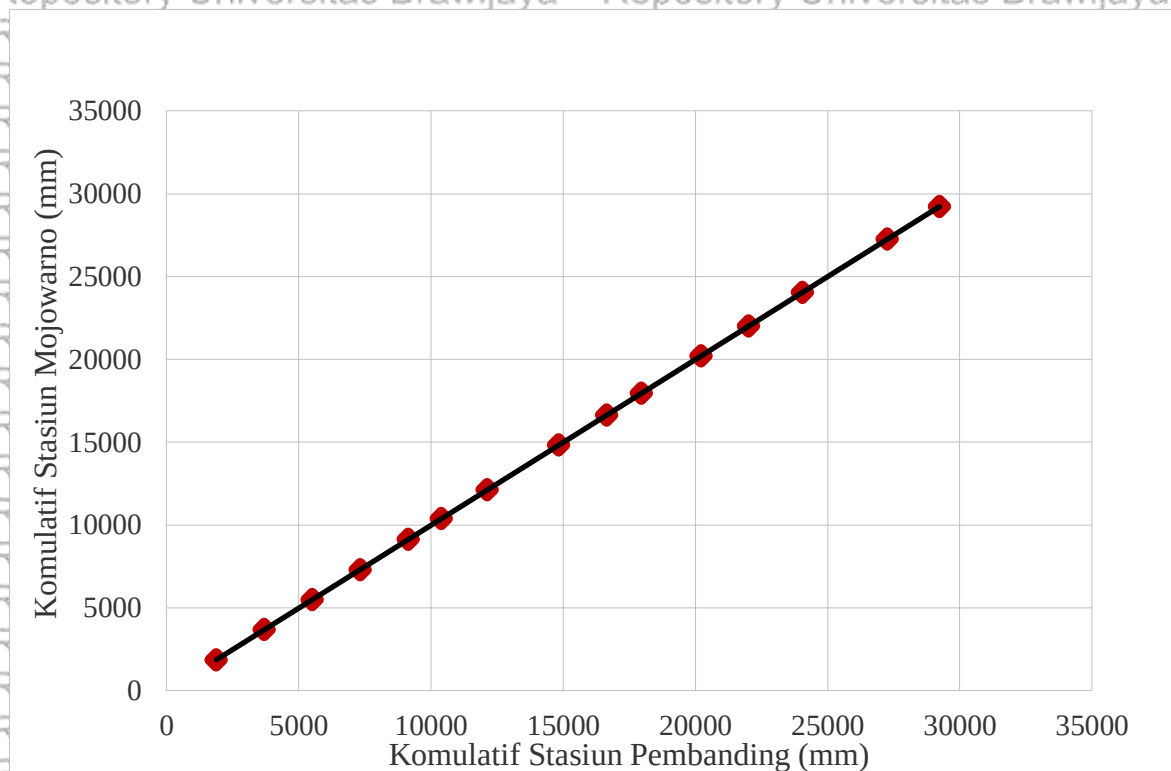
Sta. Mojowarno					Sta. Pemanding		
Tahun	CH Tahunan Eksisting	α Eksisting	α Koreksi	Faktor Koreksi	Nilai Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)	CH Kumulatif (mm)
2003	1890	44,746	45	0,991	1873	1873	1873
2004	1805	45,148	45	1,005	1814	1814	3688
2005	1805	45,148	45	1,005	1814	1814	5502
2006	1805	45,148	45	1,005	1814	1814	7316

Lanjutan Tabel 4.4

Hasil Koreksi Stasiun Hujan Mojowarno Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Sta. Mojowarno				Sta. Pembanding			
	CH Tahunan Eksisting	α Eksisting	α Koreksi	Faktor Koreksi	Nilai Terkoreksi (mm)	CH Komulatif Nilai Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)	CH Komulatif (mm)
2007	1805	45,148	45	1,005	1814	9131	1814	9131
2008	1526	39,382	45	0,821	1253	10383	1253	10383
2009	1991	41,352	45	0,880	1752	12136	1752	12136
2010	2609	45,918	45	1,033	2694	14830	2694	14830
2011	1887	43,817	45	0,960	1811	16640	1811	16640
2012	1365	43,844	45	0,960	1311	17951	1311	17951
2013	2352	44,013	45	0,966	2272	20224	2272	20224
2014	1717	46,080	45	1,038	1783	22007	1783	22007
2015	1807	48,436	45	1,128	2038	24044	2038	24044
2016	3095	46,113	45	1,040	3218	27262	3218	27262
2017	1927	45,656	45	1,023	1972	29234	1972	29234

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



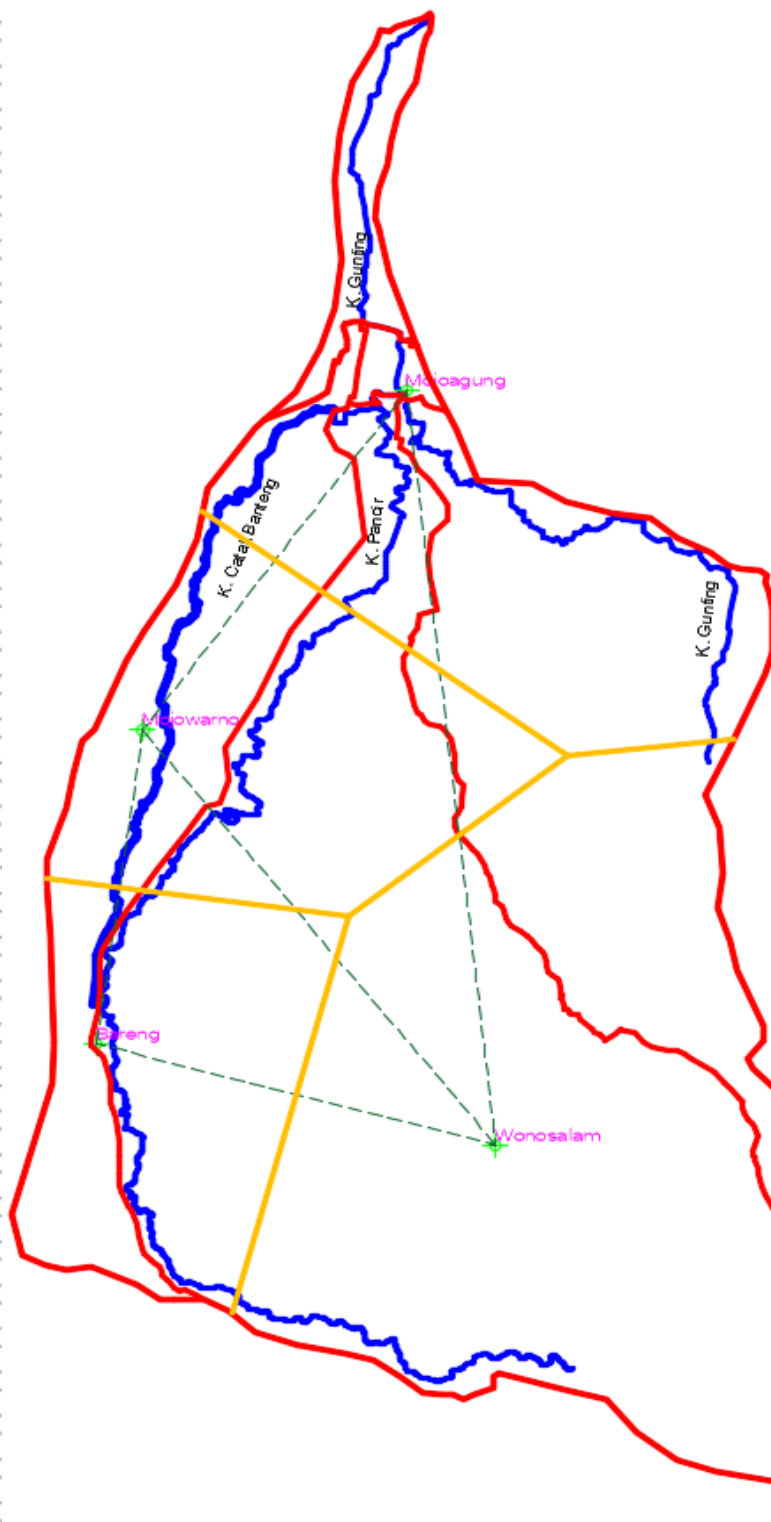
Gambar 4.2 Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojowarno

Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

Berdasarkan grafik Uji Konsistensi Stasiun Hujan Mojowarno terhadap stasiun hujan sekitarnya, maka dapat disimpulkan bahwa data hujan konsisten. Hal ini dikarenakan grafik berupa lurus dengan sudut 45° . Untuk perhitungan selanjutnya pada stasiun lainnya akan dimasukkan pada lampiran.

4.1.3 Curah Hujan Rerata Daerah

Stasiun hujan hanya memberikan kedalaman hujan dititik dimana stasiun tersebut berada, dengan demikian hujan pada suatu luasan harus diperkirakan dari titik pengukuran tersebut. Dalam analisis hidrologi sangat diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, pada penelitian kali ini akan menggunakan metode Polygon Thiessen.



Gambar 4.3 Das Guntung dan sebaran stasiun hujan
Sumber: Hasil Analisis (2019).

Contoh Perhitungan pada Stasiun Mojowarno:

$$K_r = \frac{\text{Luas Stasiun Mojowarno}}{\text{Luas DAS}}$$

$$= \frac{42,530}{240,26}$$

$$= 0,177$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5
Perhitungan Koefisien Thiessen

No.	Nama Stasiun	Luas (km ²)	K _r	Persentase Pengaruh (%)
1	Mojowarno	42,530	0,177	17,702
2	Bareng	36,310	0,151	15,113
3	Wonosalam	111,220	0,463	46,292
4	Mojoagung	50,200	0,209	20,894
Jumlah		240,26	1	100

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

dengan:

K_r = koefisien Thiessen

Contoh Perhitungan pada tahun 2003:

$$\begin{aligned} \text{Hujan Maksimum Rerata} &= \sum \text{Curah hujan} \times K_r \\ &= (81 \times 0,177) + (98 \times 0,151) + (117 \times 0,463) + (95 \times 0,209) \\ &= 14,338 + 14,811 + 54,161 + 19,849 \\ &= 103,159 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6
Perhitungan Hujan Rerata Daerah Dengan Metode Polygon Thiessen

No.	Tahun	Sta. Mojowarno	Sta. Bareng	Sta. Wonosalam	Sta. Mojoagung	Hujan Maksimum
	Koef. Thiessen	0,177	0,151	0,463	0,209	Rerata (mm)
1	2003	14,338	14,811	54,161	19,849	103,159
2	2004	14,161	19,193	111,563	19,014	163,931
3	2005	14,161	19,193	111,563	19,014	163,931
4	2006	14,161	19,193	111,563	19,014	163,931
5	2007	14,161	19,193	111,563	19,014	163,931
6	2008	15,931	8,010	46,292	14,626	84,859
7	2009	22,127	12,846	47,680	19,849	102,503
8	2010	16,463	16,624	39,348	101,754	174,188
9	2011	15,046	16,171	50,921	17,133	99,271
10	2012	14,161	15,264	43,514	15,671	88,610



Lanjutan Tabel 4.6

Perhitungan Hujan Rerata Daerah Dengan Metode Polygon Thiessen

No.	Tahun	Sta. Mojowarno	Sta. Bareng	Sta. Wonosalam	Sta. Mojoagung	Hujan Maksimum Rerata (mm)
	Koef. Thiessen	0,177	0,151	0,463	0,209	
11	2013	23,366	11,032	51,384	17,760	103,542
12	2014	23,366	11,032	37,033	21,730	93,162
13	2015	20,357	45,338	57,864	12,536	136,096
14	2016	21,242	13,904	56,013	36,982	128,141
15	2017	15,931	16,624	60,642	34,266	127,464

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Contoh Perhitungan pada tahun 2003:

$$\text{Log } X = 4,639$$

$$\text{Log } X_{\text{rerata}} = \sum \text{Log } X / n$$

$$= 4,639 / 15$$

$$= 4,812 \text{ mm}$$

$$\text{Sd} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \log \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$= 0,259 \text{ mm}$$

$K_n = 2,247 \rightarrow$ didapat dari tabel berdasarkan jumlah data, dengan jumlah data sebanyak 15.

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7

Perhitungan Uji Outlier Metode Grubbs and Back

No.	Tahun	Curah Hujan	Log X
1	2003	103,159	4,636
2	2004	163,931	5,099
3	2005	163,931	5,099
4	2006	163,931	5,099
5	2007	163,931	5,099
6	2008	84,859	4,441
7	2009	102,503	4,630
8	2010	174,188	5,160
9	2011	99,271	4,598
10	2012	88,610	4,484
11	2013	103,542	4,640
12	2014	93,162	4,534
13	2015	136,096	4,902
14	2016	128,141	4,855

Lanjutan Tabel 4.7

Perhitungan Uji *Outlier* Metode *Grubbs and Back*

No.	Tahun	Curah Hujan	Log X
14	2016	128,141	4,855
15	2017	127,464	4,850
Jumlah			72,136
Log X_{rerata}			4,809
Sd			0,257
N			15
Kn			2,247

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

dengan:

Log X = log curah hujan (mm)

Log X_{rerata} = rerata log curah hujan (mm)

Sd = standar deviasi curah hujan (mm)

n = jumlah data

Kn = parameter *Grubbs and Back*

Kemudian menghitung nilai batas atas data (X_H) dan batas bawah data (X_L) untuk memastikan nilai data curah hujan tidak ada yang harus dibuang.

$$X_H = \text{Exp.}(X_{\text{rerata}} + K_n \cdot S_n)$$

$$= 218,567$$

$$X_L = \text{Exp.}(X_{\text{rerata}} - K_n \cdot S_n)$$

$$= 68,787$$

Dari perhitungan diatas, dengan nilai batas atas data (X_H) dan batas bawah data (X_L) tersebut dapat disimpulkan bahwa nilai pada data hujan tidak ada yang harus dibuang.

4.1.4 Curah Hujan Rancangan

Dari data hujan rerata daerah harian maksimum tahunan analisa hidrologi selanjutnya yang dilakukan yaitu analisa hujan rancangan yang terjadi. Curah hujan rancangan adalah berupa jumlah hujan yang terjadi selama satu hari dalam satuan millimeter dalam berbagai kala ulang yang telah direncanakan.

4.1.4.1 Analisis Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III

Analisis distribusi frekuensi bertujuan mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Dalam analisis frekuensi hujan harian maksimum, kebenaran perhitungan yang dibuat dari analisis data hujan harian maksimum sebenarnya tidak dapat dipastikan kebenarannya secara absolut, oleh karena itu aplikasi teori peluang sangat diperlukan. Dengan data tersebut dapat



dihitung sebaran distribusi dengan Metode Distribusi Log Pearson Tipe III pada berbagai periode kala ulang. Pada studi ini menggunakan kala ulang 20, 25, 50, dan 100.

Contoh Perhitungan tahun 2003:

$$\text{Log } X = \text{Log (curah hujan)}$$

$$= \text{Log (103,159)}$$

$$= 2,014 \text{ mm}$$

$$\text{Log } X_{\text{rerata}} = \Sigma \text{Log } X / n$$

$$= 31,328 / 15$$

$$= 2,089 \text{ mm}$$

$$\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}} = 2,014 - 2,089$$

$$= -0,075 \text{ mm}$$

$$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^2 = (-0,075)^2$$

$$= 0,006 \text{ mm}$$

$$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^3 = (-0,075)^3$$

$$= 0,000 \text{ mm}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \log x)^2}{n-1}}$$

$$= 0,112 \text{ mm}$$

Untuk Perhitungan koefisien kemencengan (C_s) adalah sebagai berikut

$$C_s = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \log x)^3}{(n-1) \cdot (n-2) \times Sd^3}}}{Sd}$$

$$= 0,060$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8
Sebaran Distibusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X (mm)	Log X - Log X_{rerata} (mm)	(Log X - Log X_{rerata}) ² (mm)	(Log X - Log X_{rerata}) ³ (mm)
1	2003	103,159	2,014	-0,075	0,006	0,000
2	2004	163,931	2,215	0,126	0,016	0,002
3	2005	163,931	2,215	0,126	0,016	0,002
4	2006	163,931	2,215	0,126	0,016	0,002
5	2007	163,931	2,215	0,126	0,016	0,002
6	2008	84,859	1,929	-0,160	0,026	-0,004
7	2009	102,503	2,011	-0,078	0,006	0,000
8	2010	174,188	2,241	0,152	0,023	0,004

Lanjutan Tabel 4.8

Sebaran Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X (mm)	Log X - Log X_{rerata} (mm)	(Log X - Log X_{rerata}) ² (mm)	(Log X - Log X_{rerata}) ³ (mm)
9	2011	99,271	1,997	-0,092	0,008	-0,001
10	2012	88,610	1,947	-0,141	0,020	-0,003
11	2013	103,542	2,015	-0,073	0,005	0,000
12	2014	93,162	1,969	-0,119	0,014	-0,002
13	2015	136,096	2,134	0,045	0,002	0,000
14	2016	128,141	2,108	0,019	0,000	0,000
15	2017	127,464	2,105	0,017	0,000	0,000
Jumlah			31,328		0,175	0,001
Log X_{rerata}			2,089			
Sd Log X			0,112			
Cs			0,060			

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

dengan:

Log X = log curah hujan (mm)

Log X_{rerata} = rerata log curah hujan (mm)

Sd Log X = standar deviasi log curah hujan (mm)

Cs = koefisien kemencengan

Contoh Perhitungan hujan rancangan untuk kala ulang 20 tahun:

 $T_r = 20$ tahun

$$P_r = \frac{100}{T_r}$$

$$= 5 \%$$

K = 1,611 → didapat dari Tabel 4.7 untuk Cs = 0,060 dan $T_r = 20$ diinterpolasi untuk mendapatkan nilai K.

$$K \times Sd \text{ Log X} = 1,611 \times 0,112$$

$$= 0,180$$

$$\text{Log } X_{\text{rancangan}} = \text{Log } X_{\text{rerata}} + (K \times Sd \text{ Log X})$$

$$= 2,089 + (0,180)$$

$$= 2,269$$

$$X_{\text{rancangan}} = 10^{\text{Log } X_{\text{rancangan}}}$$

$$= 10^{2,269}$$

$$= 185,594 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.10.



Tabel 4.9
Interpolasi Nilai K Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

Pr	20	25	50	100
0	1,595	1,751	2,045	2,376
Cs 0,1	1,622	1,785	2,107	2,400
0,060	1,611	1,772	2,082	2,390

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.10
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

Tr (Tahun)	Pr (%)	K	K × Sd Log X	Log X _{rancangan}	X _{rancangan} (mm)
20	5	1,611	0,180	2,269	185,594
25	4	1,772	0,198	2,286	193,404
50	2	2,082	0,233	2,321	209,508
100	1	2,390	0,267	2,356	226,786

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

dengan:

Tr = periode kala ulang (tahun)

Pr = probabilitas (%)

K = faktor Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III, yang nilainya tergantung dari nilai koefisien kemencengan dan dapat dilihat pada Tabel 4.7

Sd Log X = standar deviasi log curah hujan (mm)

Log X_{rancangan} = log curah hujan rancangan

X_{rancangan} = curah hujan rancangan

4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Setelah mendapatkan curah hujan rancangan dari beberapa metode sebelumnya, maka perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi. Uji kesesuaian distribusi dilakukan untuk menghindari adanya kesalahan statistik dalam pengambilan keputusan terdapat hasil perhitungan hujan rancangan yang diperoleh dari berbagai perhitungan metode distribusi frekuensi yang telah dilakukan. Uji ini dimaksudkan untuk mengetahui curah hujan rancangan yang paling layak untuk digunakan, yaitu dengan melihat nilai simpangan (Δ) maksimum dari masing-masing metode analisis distribusi frekuensi. Adapun uji kesesuaian distribusi yang akan dilakukan dalam laporan ini, yaitu Uji Smirnov-Kolmogorof dan Uji *Chi-Square*.

4.1.5.1 Uji Smirnov-Kolmogorof

Contoh Perhitungan data dengan no urut pertama:

X Terurut = 174,188 mm

Log X Terurut = 2,241 mm

n = 15



66

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

$$= 0,112 \text{ mm}$$

$$C_s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \times Sd^3}}$$

$$= 0,060$$

$$m = 1$$

$$Pe(x) = \frac{m}{(n+1)} \times 100\%$$

$$= \frac{1}{(15+1)} \times 100\%$$

$$= 6,250 \%$$

$$K = \frac{(\overline{\log X} - \overline{\log X})}{Sd}$$

$$= \frac{(2,241 - 2,089)}{0,112}$$

$$= 1,365$$

Pt(x) = 9,002 % → didapatkan dari perhitungan interpolasi dengan nilai C_s dan menggunakan nilai K.

$$|Pe(x) - Pt(x)| = |6,250 \% - 9,002\%|$$

$$= 2,752\%$$

$$\Delta_{maks} = \text{nilai maksimum } |P(x) - P'(x)|$$

$$= 17,719\%$$

$$= (17,719) / 100$$

$$= 0,177$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Terhadap Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

Tahun	Curah Hujan (mm)	X Terurut (mm)	Log X Terurut (mm)	m	Pe (x) (%)	K	Pt (x) (%)	Pe (x) - Pt (x) (%)
2003	103,159	174,188	2,241	1	6,250	1,365	9,002	2,752
2004	163,931	163,931	2,215	2	12,500	1,129	13,556	1,056
2005	163,931	163,931	2,215	3	18,750	1,129	13,556	5,194



Lanjutan Tabel 4.11

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Terhadap Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

Tahun	Curah Hujan (mm)	X Terurut (mm)	Log X Terurut (mm)	m	Pe (x) (%)	K	Pt (x) (%)	Pe (x) - Pt (x) (%)
2006	163,931	163,931	2,215	4	25,000	1,129	13,556	11,444
2007	163,931	163,931	2,215	5	31,250	1,129	13,556	17,694
2008	84,859	136,096	2,134	6	37,500	0,405	34,000	3,500
2009	102,503	128,141	2,108	7	43,750	0,171	42,752	0,998
2010	174,188	127,464	2,105	8	50,000	0,151	43,563	6,437
2011	99,271	103,542	2,015	9	56,250	-0,657	73,969	17,719
2012	88,610	103,159	2,014	10	62,500	-0,672	74,431	11,931
2013	103,542	102,503	2,011	11	68,750	-0,696	75,228	6,478
2014	93,162	99,271	1,997	12	75,000	-0,821	79,225	4,225
2015	136,096	93,162	1,969	13	81,250	-1,068	85,206	3,956
2016	128,141	88,610	1,947	14	87,500	-1,263	89,757	2,257
2017	127,464	84,859	1,929	15	93,750	-1,431	92,256	1,494
Jumlah Log X			31,328					
Log X _{rerata}			2,089	Δ_{Maks}				
Sd			0,112					
Cs			0,060					

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

X Terurut = curah hujan terurut (mm)

X_{rerata} = rerata curah hujan (mm)

Sd = standar deviasi curah hujan (mm)

Cs = koefisien kemencengan

n = jumlah data curah hujan

m = peringkat curah hujan berdasarkan urutan dari nilai tertinggi ke nilai terendah

Pe (x) = probabilitas empiris dengan menggunakan rumus Weibull

Pt (x) = probabilitas teoritis Distribusi Frekuensi Gumbel

Δ_{maks} = simpangan maksimum dari data

Untuk nilai Δ_{kritis} didapat nilai sebagai berikut:

- Untuk α = 5% dan n = 15 nilai Δ_{cr} = 0,338
- Untuk α = 1% dan n = 15 nilai Δ_{cr} = 0,404

Karena untuk α = 5% dan α = 1% dari hasil perhitungan nilai Δ_{maks} < Δ_{kritis} maka hipotesa Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III diterima.

4.1.5.1 Uji Chi-Square

Contoh Perhitungan:

$$\text{Log } X_{\text{rerata}} = \frac{\sum_{i=1}^n X}{n}$$

$$= 2,089 \text{ mm}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

$$= 0,112 \text{ mm}$$

$$C_s = \sqrt{\frac{\sum (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \times Sd^3}}$$

$$= 0,060$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12

Data Persiapan Perhitungan Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Frekuensi Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	X Terurut (mm)	Log X (mm)
1	2003	103,159	174,188	2,241
2	2004	163,931	163,931	2,215
3	2005	163,931	163,931	2,215
4	2006	163,931	163,931	2,215
5	2007	163,931	163,931	2,215
6	2008	84,859	136,096	2,134
7	2009	102,503	128,141	2,108
8	2010	174,188	127,464	2,105
9	2011	99,271	103,542	2,015
10	2012	88,610	103,159	2,014
11	2013	103,542	102,503	2,011
12	2014	93,162	99,271	1,997
13	2015	136,096	93,162	1,969
14	2016	128,141	88,610	1,947
15	2017	127,464	84,859	1,929
Jumlah				31,328
Log X _{rerata}				2,089
Sd				0,112
Cs				0,060

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



dengan:

X_{Terurut} = curah hujan terurut (mm)

$\text{Log } X$ = log curah hujan (mm)

$\text{Log } X_{\text{rerata}}$ = rerata log curah hujan (mm)

S_d = standar deviasi curah hujan (mm)

C_s = koefisien kemencengan

Perhitungan untuk menentukan banyaknya kelas dan batas kelas adalah sebagai berikut:

n = 15

K (banyak kelas) = $1 + 3,22 \text{ Log } n$

= $1 + 3,22 \text{ Log } 15$

= 4,88

= 5 kelas

ΔP = $(100\%) / K$

= $(100\%) / 5$

= 20%

α = banyaknya parameter sebaran Distribusi Frekuensi *Chi-Square* yaitu 2

D_k (derajat kebebasan) = $k - (\alpha + 1)$

= $5 - (2 + 1)$

= 2

Contoh Perhitungan P 80% untuk batas kelas:

$\text{Log } X_{\text{rerata}}$ = 2,089 mm

S_d = 0,112 mm

P (Probabilitas) = 80%

= 0,80 (interval probabilitas sesuai dengan ΔP)

Tr = $1 / P$

= $1 / 0,80$

= 1,250

K = -0,845 → didapat dari interpolasi untuk $C_s = 0,060$.

$S_d \times K$ = $0,112 \times (-0,845)$

= -0,094 mm

$\text{Log } X_{\text{rancangan}}$ = $\text{Log } X_{\text{rerata}} + (S_d \times K)$

= $2,090 + (-0,094)$

= 1,994 mm

$$\begin{aligned}
 X_{\text{rancangan}} &= 10^{\text{Log } X_{\text{rancangan}}} \\
 &= 10^{1,994} \\
 &= 98,656 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13

Perhitungan Batas Kelas Uji *Chi-Square* Untuk Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

P (%)	Tr	K	Log $X_{\text{rancangan}}$	$X_{\text{rancangan}}$
80	1,250	-0,845	1,994	98,656
60	1,667	-0,265	2,059	114,527
40	2,500	0,241	2,116	130,467
20	5,000	0,838	2,182	152,100

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

dengan:

P = probabilitas (%)

Tr = kala ulang tahunan (tahun)

K = faktor Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

Log $X_{\text{rancangan}}$ = log curah hujan rancangan untuk batas kelas

$X_{\text{rancangan}}$ = curah hujan rancangan untuk batas kelas

Contoh Perhitungan untuk kelas 1:

E_f (expected frequency) = $n / (\text{banyaknya kelas})$

$$= 15 / 5$$

$$= 3$$

O_f (observed frequency) = 3 (sesuai dengan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam rentang batas kelas)

$$|E_f - O_f| = |3 - 3|$$

$$= 0$$

$$\frac{|E_f - O_f|^2}{E_f} = \frac{|3 - 3|^2}{3}$$

$$= 0,000$$

$$\chi^2_{\text{hitung}} = \sum \frac{|E_f - O_f|^2}{E_f}$$

$$= 3,3$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.14.



Tabel 4.14
Perhitungan *Chi-Square* Untuk Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

No.	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	(Ef - Of) ² / Ef
		Ef	Of		
1	0,00 - 98,656	3	3	0	0,000
2	98,656 - 114,527	3	4	1	0,333
3	114,527 - 130,467	3	2	1	0,333
4	130,467 - 152,100	3	1	2	1,333
5	152,100 - ~	3	5	2	1,333
Jumlah		15	15	χ^2	3,3

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Untuk nilai χ^2_{kritis} didapat nilai sebagai berikut:

- Untuk $\alpha = 5\%$ dan $D_k = 2$ nilai $\chi^2_{kritis} = 5,991$
- Untuk $\alpha = 1\%$ dan $D_k = 2$ nilai $\chi^2_{kritis} = 9,210$

Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ dari hasil perhitungan nilai $\chi^2_{hitung} < \chi^2_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III **diterima**.

4.1.6 Intensitas Hujan

4.1.6.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) merupakan suatu perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunannya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi, keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi, dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi dan tata guna lahan.

Koefisien pengaliran (C) yang digunakan pada studi ini adalah sebesar 0,662 yang mana koefisien pengaliran tersebut didapatkan dari Laporan Hidrologi PT. Indra Karya Persero.

Adapun rincian koefisien pengaliran dapat di lihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.15
Nilai Koefisien Pengaliran Yang Dipengaruhi oleh Intensitas Curah Hujan

Koefisien pengaliran (C) yang dipengaruhi curah hujan R_t						Keterangan
Rumus	20	25	50	100	200	
Xrancangan	205,511	212,824	235,350	257,710	279,988	
$1-15,7/R_t^{3/4}$	0,145	0,141	0,131	0,122	0,115	hulu
$1-5,65/R_t^{1/2}$	0,197	0,194	0,184	0,176	0,169	tengah
$1-7,20/R_t^{1/2}$	0,245	0,241	0,229	0,219	0,210	tengah
						sungai biasa
						sungai di zona lava
						$R_t > 200$ mm

Lanjutan Tabel 4.15

Nilai Koefisien Pengaliran Yang Dipengaruhi oleh Intensitas Curah Hujan

Rumus	Koefisien pengaliran (C) yang dipengaruhi curah hujan R_t					Keterangan
	20	25	50	100	200	
Xrancangan	205,511	212,824	235,350	257,710	279,988	
$1-3.14/R_t^{1/3}$	0,099	0,081	0,087	0,154	0,158	tengah $R_t < 200$ mm
$1-6.60/R_t^{1/2}$	0,070	0,069	0,065	0,062	0,060	hilir

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.16

Nilai Koefisien Pengaliran Yang Dipengaruhi oleh Tata Guna Lahan

No	Kondisi DAS	Prosentase Lahan (A)	Nilai C	$C \times A$
1	Pegunungan	4	0,83	0,033
2	Pegunungan tersier	5	0,75	0,038
3	Tanah ber-relief berat dan berhutan kayu	16	0,63	0,101
4	Dataran pertanian	31	0,53	0,164
5	Dataran sawah irigasi	15	0,75	0,113
6	Sungai di pegunungan	19	0,80	0,152
7	Sungai di dataran rendah	4	0,60	0,024
8	Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	6	0,63	0,038
		100	Rerata	0,662

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.17

Nilai Koefisien Pengaliran Rerata

Kala Ulang	Koefisien pengaliran (C)				
	20	25	50	100	200
Hujan	0,070	0,069	0,065	0,062	0,060
TGL	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662
Rerata	0,366	0,365	0,364	0,362	0,361

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

4.1.6.1 Distribusi Hujan Jam-jaman Metode PSA-007

Dengan menggunakan rumus hujan satuan cara PSA 007 (2-15): Analisa distribusi hujan jam-jaman adalah untuk memperkirakan persentase dari hujan total yang jatuh setiap jamnya. Metode PSA 007 yaitu metode distribusi hujan jam-jaman yang terdapat pada buku Pedoman Perencanaan Bendungan Urugan Volume 2. Dengan melakukan penyesuaian dan interpolasi dari tabel intensitas hujan dalam % yang disarankan PSA 007, maka untuk intensitas hujan dalam % dengan durasi 6 jam adalah sebagai berikut:



Tabel 4.18
Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam Dalam Bentuk Genta

Durasi Hujan (jam)	Durasi Hujan (%)	Tr (Tahun)			
		20	25	50	100
1	17	2	2	2	2
2	33	5	6	6	7
3	50	56	55	53	52
4	67	4	4	5	6
5	83	2	2	2	2
6	100	2	2	2	2

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Contoh Perhitungan pada kala ulang 20 tahun:

$$X_{\text{rancangan}} = 185,594 \text{ mm}$$

$$C_{\text{rerata}} = 0,368$$

$$X_{\text{Efektif}} = X_{\text{rancangan}} \times C_{\text{rerata}}$$

$$= 185,594 \times 0,368$$

$$= 68,253 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19
Perhitungan Hujan Efektif

Tr (Tahun)	20	25	50	100
$X_{\text{rancangan}} \text{ (mm)}$	185,594	193,404	209,508	226,786
C	0,368	0,367	0,366	0,364
$X_{\text{Efektif}} \text{ (mm)}$	68,253	70,980	76,595	82,607

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

dengan:

$$Tr = \text{kala ulang (tahun)}$$

$$X_{\text{rancangan}} = \text{hujan rancangan (mm)}$$

$$C = \text{koefisien pengaliran}$$

$$X_{\text{Efektif}} = \text{hujan efektif (mm)}$$

Contoh perhitungan distribusi jam-jaman pada jam ke-1 kala ulang 20th:

$$\text{Hujan Netto Jam-Jaman} = (\text{durasi hujan} \times \text{hujan efektif}) / 100$$

$$= (2 \times 68,253) / 100$$

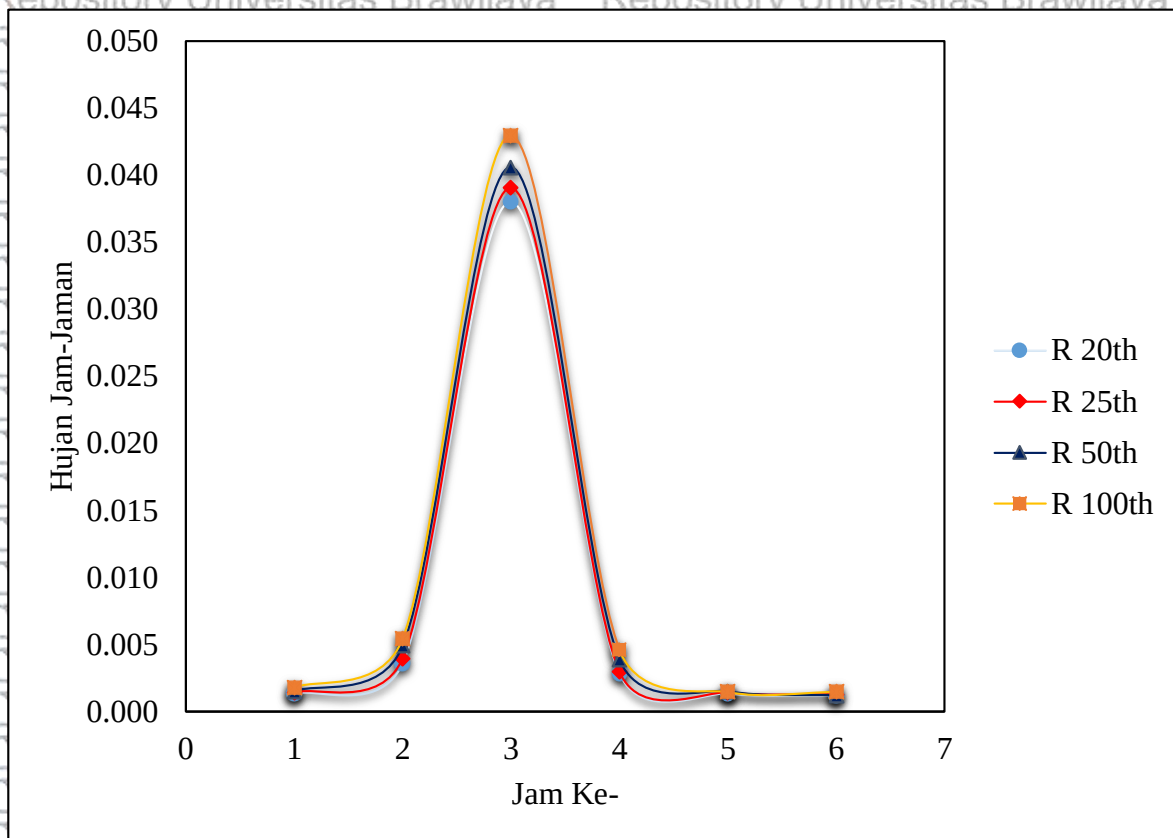
$$= 1,365 \text{ mm/jam}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20
Distribusi Hujan Netto Jam-Jaman Metode PSA 007

Jam Ke-	Hujan Netto Jam-Jaman (mm/jam)			
	20th	25 th	50th	100th
1	1,365	1,420	1,532	1,817
2	3,617	3,975	4,902	5,452
3	38,017	39,039	40,595	42,956
4	2,867	2,981	3,906	4,626
5	1,365	1,420	1,532	1,487
6	1,229	1,278	1,226	1,487

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.4 Distribusi Hujan Netto Jam-Jaman

Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

4.1.7 Aliran Dasar

Perhitungan debit banjir rancangan dilakukan untuk menganalisa banjir rencana atau mengestimasi banjir maksimum yang mungkin terjadi dengan kala ulang tertentu. Pada laporan akhir ini perhitungan debit banjir rancangan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

4.1.7.1 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Beberapa parameter yang digunakan dalam metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut:



1. Karakteristik meliputi:

$$\text{Luas DAS (A)} = 240,26 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai Utama (L)} = 32,2 \text{ km}$$

$$\text{Nilai Koefisien Karakteristik DAS } (\alpha) = 3$$

$$\text{Hujan Netto Satuan } (R_o) = 1 \text{ mm}$$

$$D = 0,134$$

2. Perhitungan parameter-parameter Hidrograf:

Waktu Konsentrasi (t_g) pada kondisi $L < 15 \text{ km}$.

$$t_g = 0,4 + 0,058L$$

$$t_g = 0,4 + 0,058(32,2)$$

$$t_g = 2,268 \text{ jam}$$

Satuan waktu dari curah hujan (t_r)

$$t_r = 0,75 \times t_g$$

$$t_r = 0,75 \times 1,701$$

$$t_r = 1,701 \text{ jam}$$

Waktu dari mulai hujan menuju Q_p (T_p)

$$T_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$T_p = 2,268 + (0,8 \times 1,701)$$

$$T_p = 3,628 \text{ jam}$$

Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari debit puncak sampai debit menjadi 30%

$$(T^{0,3})$$

$$T^{0,3} = \alpha \times t_g$$

$$T^{0,3} = 3 \times 2,268$$

$$T^{0,3} = 6,803 \text{ jam}$$

Debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_p = \frac{A \times R_o}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T^{0,3})}$$

$$= \frac{240,26 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 3,628 + 6,803)}$$

$$= 8,457 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Base Flow (Q_b)

$$Q_b = 0,471 A^{0,644} D^{0,943}$$

$$= 0,471 \times (240,26)^{0,644} \times (0,134)^{0,943}$$

$$= 2,421 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu, selanjutnya dapat ditentukan debit pada unit hidrografnya yang mana sebelumnya karakteristik lengkung debit dan waktunya perlu diidentifikasi. Berikut merupakan kriteria dalam penentuan karakteristik debit dan waktunya:

Tabel 4.21

Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

No.	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung Naik	Qda	0	0	Tp	4
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	Tp	4	$Tp + T_{0,3}$	10
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Tp + T_{0,3}$	10	$Tp + 2,5 T_{0,3}$	21
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Tp + 2,5 T_{0,3}$	21	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Waktu lengkung hidrograf nakayasu yang telah didapat merupakan dasar di dalam menentukan ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu dengan persamaan di bawah ini.

Tabel 4.22

Persamaan Ordinat Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakaysu

No.	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung Naik	Qda	$Qp. (t/Tp)^{2,4}$
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Qp. 0,3^{[(t-Tp)/T_{0,3}]}$
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Qp. 0,3^{(t-Tp+0,5.T_{0,3})/(1,5.T_{0,3})}$
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Qp. 0,3^{(t-Tp+1,5T_{0,3})/(2.T_{0,3})}$

Sumber: Montarich (2015, p.153)

Berdasarkan berbagai kriteria untuk menentukan debit dan waktu pada Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu pada tabel di atas maka dapat dihitung unit hidrografnya, berikut contoh perhitungannya.

Contoh Perhitungan untuk koreksi koordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu:

$$\text{Jumlah Volume Hidrograf} = 236774,017 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume terukur DAS} = 240260,000 \text{ m}^3$$

Kedalaman hujan (Ro) atau Rasio Volume

$$= \text{Volume Terukur} / \text{Jumlah Volume HSS}$$

$$= 240260,000 / 236774,017$$

$$= 0,985 \text{ mm}$$



$$\text{Volume Error} = (\text{Volume Terukur} - \text{Jumlah Volume HSS}) / \text{Volume Terukur}$$

$$= (240260,000 - 236774,017) / 240260,000$$

$$= 0,015\%$$

Berdasarkan perhitungan didapatkan nilai volume error, mempunyai nilai 0,015%.

Sedangkan nilai rasio volume sebesar 0,985. Maka selanjutnya mengalikan nilai Q dan volume sebesar faktor koreksi sebesar $1/0,985 = 1,015$.

Contoh Perhitungannya:

$$\text{Jumlah volume HSS} = 240260 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume terukur DAS} = 240260 \text{ m}^3$$

$$\text{Kedalaman hujan (Ro) atau Rasio Volume} = 240260 / 240260$$

$$= 1 \text{ mm}$$

$$\text{Volume Error} = (\text{Volume Terukur} - \text{Jumlah Volume HSS}) / \text{Volume Terukur}$$

$$= 0\%$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23

Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (jam)	Q (m ³ /dt)	V _{Awal} (m ³)	Ket	Q _{Koreksi} (m ³ /dt)	V _{Koreksi} (m ³)
0	0,000	0		0,000	0
1	0,384	4.335,926	Qa	0,389	4.399,763
2	2,025	13.291,322		2,055	13.487,008
3	5,359	24.869,241		5,438	25.235,386
4	8,457	27.164,808	Qp & Tp	8,582	27.564,751
5	6,634	21.946,237	Qd1	6,732	22.269,348
6	5,558	18.386,446		5,640	18.657,146
7	4,657	15.404,071		4,725	15.630,862
8	3,901	12.905,452		3,959	13.095,457
9	3,268	10.812,122		3,317	10.971,307
10	2,738	9.199,318	Qd2	2,779	9.334,758
11	2,372	8.065,533		2,407	8.184,281
12	2,108	7.167,894		2,139	7.273,426
13	1,874	6.370,156		1,901	6.463,942
14	1,665	5.661,200		1,690	5.744,549
15	1,480	5.031,147		1,502	5.105,220
16	1,315	4.471,214		1,335	4.537,043
17	1,169	3.973,598		1,186	4.032,101
18	1,039	3.531,364		1,054	3.583,355

t (jam)	Q (m ³ /dt)	V _{Awal} (m ³)	Ket	Q _{Koreksi} (m ³ /dt)	V _{Koreksi} (m ³)
19	0,923	3.138,347	Qd2	0,937	3.184,552
20	0,820	2.789,070		0,832	2.830,133
21	0,729	2.526,577		0,740	2.563,775
22	0,675	2.325,602		0,684	2.359,841
23	0,617	2.128,650		0,627	2.159,989
24	0,565	1.948,377		0,573	1.977,063
25	0,517	1.783,372		0,525	1.809,628
26	0,473	1.632,340		0,480	1.656,373
27	0,433	1.494,100		0,440	1.516,097
28	0,397	1.367,567		0,403	1.387,701
29	0,363	1.251,749	Qd3	0,368	1.270,179
30	0,332	1.145,740		0,337	1.162,609
31	0,304	1.048,709		0,309	1.064,149
32	0,278	959,895		0,283	974,028
33	0,255	878,603		0,259	891,539
34	0,233	804,195		0,237	816,035
35	0,214	736,089		0,217	746,927
36	0,195	673,751		0,198	683,670
37	0,179	616,692		0,182	625,771
38	0,164	564,465		0,166	572,776
39	0,150	516,661		0,152	524,268
40	0,137	472,906		0,139	479,868
41	0,126	432,856		0,127	439,229
42	0,115	396,198		0,117	402,031
43	0,105	362,645		0,107	367,984
44	0,096	331,933		0,098	336,820
45	0,088	158,628		0,089	160,963
46	0,081	145,194		0,082	147,332
47	0,074	132,898		0,075	134,854
48	0,068	121,643		0,069	123,434
49	0,062	111,341		0,063	112,980
50	0,057	101,912		0,057	103,412
51	0,052	93,281		0,053	94,654
52	0,047	85,381		0,048	86,638
53	0,043	78,150		0,044	79,301
54	0,040	71,532		0,040	72,585
55	0,036	65,474		0,037	66,438
56	0,033	59,929		0,034	60,811

Lanjutan Tabel 4.23
Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

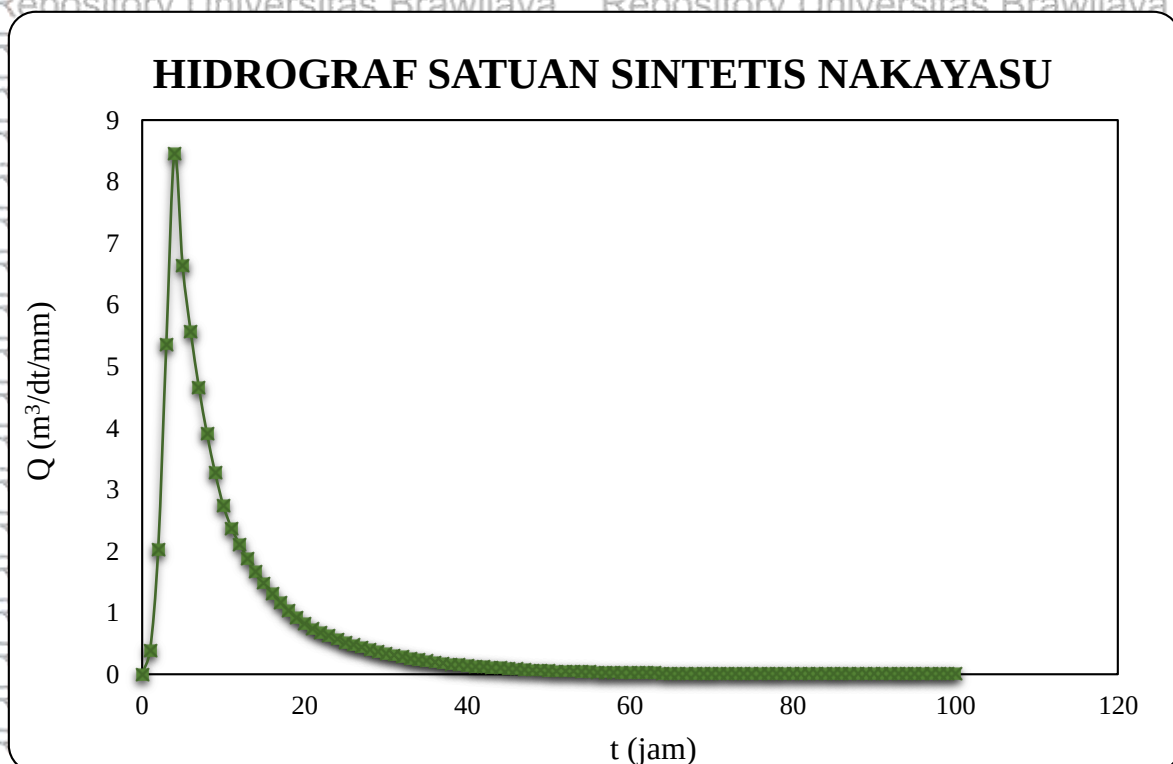
t (jam)	Q (m ³ /dt)	V _{Awal} (m ³)	Ket	Q _{Koreksi} (m ³ /dt)	V _{Koreksi} (m ³)
57	0,030	54,854	a	0,031	55,661
58	0,028	50,208	a	0,028	50,947
59	0,026	45,956	a	0,026	46,633
60	0,023	42,064	a	0,024	42,683
61	0,021	38,502	a	0,022	39,069
62	0,020	35,241	a	0,020	35,760
63	0,018	32,257	a	0,018	32,732
64	0,016	29,525	a	0,017	29,960
65	0,015	27,024	a	0,015	27,422
66	0,014	24,736	a	0,014	25,100
67	0,013	22,641	a	0,013	22,974
68	0,012	20,724	a	0,012	21,029
69	0,011	18,968	a	0,011	19,248
70	0,010	17,362	a	0,010	17,618
71	0,009	15,892	a	0,009	16,126
72	0,008	14,546	a	0,008	14,760
73	0,007	13,314	a	0,008	13,510
74	0,007	12,186	a	0,007	12,366
75	0,006	11,154	a	0,006	11,319
76	0,006	10,210	Qd3	0,006	10,360
77	0,005	9,345	a	0,005	9,483
78	0,005	8,554	a	0,005	8,680
79	0,004	7,829	a	0,004	7,945
80	0,004	7,166	a	0,004	7,272
81	0,004	6,559	a	0,004	6,656
82	0,003	6,004	a	0,003	6,092
83	0,003	5,495	a	0,003	5,576
84	0,003	5,030	a	0,003	5,104
85	0,003	4,604	a	0,003	4,672
86	0,002	4,214	a	0,002	4,276
87	0,002	3,857	a	0,002	3,914
88	0,002	3,531	a	0,002	3,583
89	0,002	3,232	a	0,002	3,279
90	0,002	2,958	a	0,002	3,001
91	0,002	2,707	a	0,002	2,747
92	0,001	2,478	a	0,001	2,515
93	0,001	2,268	a	0,001	2,302
94	0,001	2,076	a	0,001	2,107
95	0,001	1,900	a	0,001	1,928

Lanjutan Tabel 4.23

Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (jam)	Q (m ³ /dt)	V _{Awal} (m ³)	Ket	Q _{Koreksi} (m ³ /dt)	V _{Koreksi} (m ³)
96	0,001	1,739		0,001	1,765
97	0,001	1,592		0,001	1,616
98	0,001	1,457	Qd3	0,001	1,479
99	0,001	1,334		0,001	1,353
100	0,001	1,221		0,001	1,239
Volume HSS (m ³)		236774,017		Volume HSS (m ³)	240260
Volume Terukur (m ³)		240260,000		Volume Terukur (m ³)	240260
Rasio Volume		0,985		Rasio Volume	1
Faktor Koreksi		1,015		Faktor Koreksi	1
Volume Error (%)		0,015		Volume Error (%)	0,000

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.5 Grafik Hasil Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi pada keadaan periode ulang 20 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 100 tahun dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap tenggak waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel perhitungan debit banjir rancangannya.



Tabel 4.24

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{20 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
0	0,000	0,000						2,421	2,421
1	0,384	0,524	0,000					2,421	2,945
2	2,025	2,764	1,388	0,000				2,421	6,574
3	5,359	7,315	7,326	14,587	0,000			2,421	31,649
4	8,457	11,545	19,385	76,990	1,100	0,000		2,421	111,441
5	6,634	9,056	30,593	203,728	5,805	0,524	0,000	2,421	252,128
6	5,558	7,587	23,999	321,520	15,362	2,764	0,471	2,421	374,124
7	4,657	6,356	20,106	252,211	24,244	7,315	2,488	2,421	315,142
8	3,901	5,325	16,845	211,301	19,018	11,545	6,584	2,421	273,039
9	3,268	4,462	14,112	177,027	15,933	9,056	10,390	2,421	233,402
10	2,738	3,738	11,823	148,313	13,349	7,587	8,150	2,421	195,381
11	2,372	3,239	9,905	124,255	11,183	6,356	6,828	2,421	164,189
12	2,108	2,878	8,582	104,101	9,369	5,325	5,721	2,421	138,398
13	1,874	2,558	7,627	90,192	7,850	4,462	4,793	2,421	119,903
14	1,665	2,273	6,778	80,155	6,801	3,738	4,015	2,421	106,181
15	1,480	2,020	6,024	71,234	6,044	3,239	3,364	2,421	94,346
16	1,315	1,795	5,353	63,306	5,371	2,878	2,915	2,421	84,040
17	1,169	1,595	4,758	56,261	4,774	2,558	2,590	2,421	74,957
18	1,039	1,418	4,228	49,999	4,242	2,273	2,302	2,421	66,884
19	0,923	1,260	3,758	44,435	3,770	2,020	2,046	2,421	59,710
20	0,820	1,120	3,339	39,489	3,351	1,795	1,818	2,421	53,334
21	0,729	0,995	2,968	35,094	2,978	1,595	1,616	2,421	47,668
22	0,675	0,921	2,637	31,189	2,646	1,418	1,436	2,421	42,668
23	0,617	0,843	2,440	27,718	2,352	1,260	1,276	2,421	38,310
24	0,565	0,771	2,234	25,645	2,090	1,120	1,134	2,421	35,415
25	0,517	0,706	2,044	23,473	1,934	0,995	1,008	2,421	32,582
26	0,473	0,646	1,871	21,485	1,770	0,921	0,896	2,421	30,010
27	0,433	0,592	1,713	19,665	1,620	0,843	0,829	2,421	27,683
28	0,397	0,541	1,568	18,000	1,483	0,771	0,759	2,421	25,543
29	0,363	0,496	1,435	16,476	1,357	0,706	0,694	2,421	23,585
30	0,332	0,454	1,313	15,080	1,242	0,646	0,636	2,421	21,793
31	0,304	0,415	1,202	13,803	1,137	0,592	0,582	2,421	20,152
32	0,278	0,380	1,100	12,634	1,041	0,541	0,532	2,421	18,651
33	0,255	0,348	1,007	11,564	0,953	0,496	0,487	2,421	17,276
34	0,233	0,318	0,922	10,585	0,872	0,454	0,446	2,421	16,018
35	0,214	0,291	0,844	9,688	0,798	0,415	0,408	2,421	14,867
36	0,195	0,267	0,772	8,868	0,731	0,380	0,374	2,421	13,813

Lanjutan Tabel 4.24

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{20 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
37	0,179	0,244	0,707	8,117	0,669	0,348	0,342	2,421	12,848
38	0,164	0,223	0,647	7,430	0,612	0,318	0,313	2,421	11,965
39	0,150	0,205	0,592	6,800	0,560	0,291	0,287	2,421	11,157
40	0,137	0,187	0,542	6,224	0,513	0,267	0,262	2,421	10,417
41	0,126	0,171	0,496	5,697	0,469	0,244	0,240	2,421	9,740
42	0,115	0,157	0,454	5,215	0,430	0,223	0,220	2,421	9,120
43	0,105	0,144	0,416	4,773	0,393	0,205	0,201	2,421	8,553
44	0,096	0,131	0,381	4,369	0,360	0,187	0,184	2,421	8,033
45	0,088	0,120	0,348	3,999	0,329	0,171	0,169	2,421	7,558
46	0,081	0,110	0,319	3,660	0,302	0,157	0,154	2,421	7,123
47	0,074	0,101	0,292	3,350	0,276	0,144	0,141	2,421	6,725
48	0,068	0,092	0,267	3,067	0,253	0,131	0,129	2,421	6,361
49	0,062	0,084	0,244	2,807	0,231	0,120	0,118	2,421	6,027
50	0,057	0,077	0,224	2,569	0,212	0,110	0,108	2,421	5,722
51	0,052	0,071	0,205	2,352	0,194	0,101	0,099	2,421	5,442
52	0,047	0,065	0,187	2,152	0,177	0,092	0,091	2,421	5,186
53	0,043	0,059	0,172	1,970	0,162	0,084	0,083	2,421	4,952
54	0,040	0,054	0,157	1,803	0,149	0,077	0,076	2,421	4,738
55	0,036	0,050	0,144	1,651	0,136	0,071	0,070	2,421	4,542
56	0,033	0,045	0,132	1,511	0,124	0,065	0,064	2,421	4,362
57	0,030	0,042	0,120	1,383	0,114	0,059	0,058	2,421	4,198
58	0,028	0,038	0,110	1,266	0,104	0,054	0,053	2,421	4,047
59	0,026	0,035	0,101	1,159	0,095	0,050	0,049	2,421	3,910
60	0,023	0,032	0,092	1,060	0,087	0,045	0,045	2,421	3,784
61	0,021	0,029	0,085	0,971	0,080	0,042	0,041	2,421	3,668
62	0,020	0,027	0,077	0,888	0,073	0,038	0,037	2,421	3,563
63	0,018	0,024	0,071	0,813	0,067	0,035	0,034	2,421	3,466
64	0,016	0,022	0,065	0,744	0,061	0,032	0,031	2,421	3,377
65	0,015	0,020	0,059	0,681	0,056	0,029	0,029	2,421	3,296
66	0,014	0,019	0,054	0,624	0,051	0,027	0,026	2,421	3,222
67	0,013	0,017	0,050	0,571	0,047	0,024	0,024	2,421	3,155
68	0,012	0,016	0,046	0,522	0,043	0,022	0,022	2,421	3,092
69	0,011	0,014	0,042	0,478	0,039	0,020	0,020	2,421	3,036
70	0,010	0,013	0,038	0,438	0,036	0,019	0,018	2,421	2,984
71	0,009	0,012	0,035	0,401	0,033	0,017	0,017	2,421	2,936
72	0,008	0,011	0,032	0,367	0,030	0,016	0,015	2,421	2,892
73	0,007	0,010	0,029	0,336	0,028	0,014	0,014	2,421	2,852



Lanjutan Tabel 4.24

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{20 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
74	0,007	0,009	0,027	0,307	0,025	0,013	0,013	2,421	2,816
75	0,006	0,008	0,024	0,281	0,023	0,012	0,012	2,421	2,783
76	0,006	0,008	0,022	0,257	0,021	0,011	0,011	2,421	2,752
77	0,005	0,007	0,021	0,236	0,019	0,010	0,010	2,421	2,724
78	0,005	0,006	0,019	0,216	0,018	0,009	0,009	2,421	2,698
79	0,004	0,006	0,017	0,197	0,016	0,008	0,008	2,421	2,675
80	0,004	0,005	0,016	0,181	0,015	0,008	0,008	2,421	2,653
81	0,004	0,005	0,014	0,165	0,014	0,007	0,007	2,421	2,634
82	0,003	0,005	0,013	0,151	0,012	0,006	0,006	2,421	2,616
83	0,003	0,004	0,012	0,139	0,011	0,006	0,006	2,421	2,599
84	0,003	0,004	0,011	0,127	0,010	0,005	0,005	2,421	2,584
85	0,003	0,003	0,010	0,116	0,010	0,005	0,005	2,421	2,570
86	0,002	0,003	0,009	0,106	0,009	0,005	0,004	2,421	2,558
87	0,002	0,003	0,008	0,097	0,008	0,004	0,004	2,421	2,546
88	0,002	0,003	0,008	0,089	0,007	0,004	0,004	2,421	2,536
89	0,002	0,002	0,007	0,081	0,007	0,003	0,003	2,421	2,526
90	0,002	0,002	0,006	0,075	0,006	0,003	0,003	2,421	2,517
91	0,002	0,002	0,006	0,068	0,006	0,003	0,003	2,421	2,509
92	0,001	0,002	0,005	0,062	0,005	0,003	0,003	2,421	2,502
93	0,001	0,002	0,005	0,057	0,005	0,002	0,002	2,421	2,495
94	0,001	0,002	0,005	0,052	0,004	0,002	0,002	2,421	2,489
95	0,001	0,001	0,004	0,048	0,004	0,002	0,002	2,421	2,483
96	0,001	0,001	0,004	0,044	0,004	0,002	0,002	2,421	2,478
97	0,001	0,001	0,003	0,040	0,003	0,002	0,002	2,421	2,473
98	0,001	0,001	0,003	0,037	0,003	0,002	0,002	2,421	2,469
99	0,001	0,001	0,003	0,034	0,003	0,001	0,001	2,421	2,465
100	0,001	0,001	0,003	0,031	0,003	0,001	0,001	2,421	2,461
Q _{Maks}									374,124

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.25

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{25 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
0	0,000	0,000						2,421	2,421
1	0,384	0,545	0,000					2,421	2,966
2	2,025	2,875	1,525	0,000				2,421	6,821
3	5,359	7,607	8,050	14,979	0,000			2,421	33,058
4	8,457	12,006	21,301	79,060	1,144	0,000		2,421	115,932
5	6,634	9,418	33,617	209,206	6,037	0,545	0,000	2,421	261,244
6	5,558	7,890	26,370	330,165	15,976	2,875	0,490	2,421	386,188
7	4,657	6,610	22,093	258,993	25,213	7,607	2,587	2,421	325,525
8	3,901	5,538	18,509	216,983	19,778	12,006	6,847	2,421	282,082
9	3,268	4,640	15,507	181,787	16,570	9,418	10,805	2,421	241,148
10	2,738	3,887	12,992	152,301	13,882	7,890	8,476	2,421	201,849
11	2,372	3,368	10,884	127,597	11,630	6,610	7,101	2,421	169,612
12	2,108	2,993	9,430	106,900	9,744	5,538	5,949	2,421	142,976
13	1,874	2,660	8,381	92,618	8,163	4,640	4,984	2,421	123,867
14	1,665	2,364	7,448	82,310	7,073	3,887	4,176	2,421	109,679
15	1,480	2,101	6,619	73,149	6,285	3,368	3,499	2,421	97,443
16	1,315	1,867	5,882	65,008	5,586	2,993	3,031	2,421	86,789
17	1,169	1,659	5,228	57,773	4,964	2,660	2,694	2,421	77,400
18	1,039	1,475	4,646	51,344	4,412	2,364	2,394	2,421	69,055
19	0,923	1,310	4,129	45,629	3,921	2,101	2,128	2,421	61,639
20	0,820	1,165	3,669	40,551	3,484	1,867	1,891	2,421	55,049
21	0,729	1,035	3,261	36,038	3,097	1,659	1,680	2,421	49,192
22	0,675	0,958	2,898	32,027	2,752	1,475	1,493	2,421	44,024
23	0,617	0,877	2,681	28,463	2,446	1,310	1,327	2,421	39,525
24	0,565	0,802	2,454	26,334	2,174	1,165	1,179	2,421	36,530
25	0,517	0,734	2,246	24,104	2,011	1,035	1,048	2,421	33,600
26	0,473	0,672	2,056	22,063	1,841	0,958	0,932	2,421	30,942
27	0,433	0,615	1,882	20,194	1,685	0,877	0,862	2,421	28,536
28	0,397	0,563	1,723	18,484	1,542	0,802	0,789	2,421	26,324
29	0,363	0,515	1,577	16,919	1,412	0,734	0,722	2,421	24,300
30	0,332	0,472	1,443	15,486	1,292	0,672	0,661	2,421	22,447
31	0,304	0,432	1,321	14,174	1,183	0,615	0,605	2,421	20,751
32	0,278	0,395	1,209	12,974	1,082	0,563	0,554	2,421	19,199
33	0,255	0,362	1,107	11,875	0,991	0,515	0,507	2,421	17,778
34	0,233	0,331	1,013	10,870	0,907	0,472	0,464	2,421	16,477
35	0,214	0,303	0,927	9,949	0,830	0,432	0,425	2,421	15,287
36	0,195	0,277	0,849	9,106	0,760	0,395	0,389	2,421	14,198



Lanjutan Tabel 4.25

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{25 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
37	0,179	0,254	0,777	8,335	0,695	0,362	0,356	2,421	13,200
38	0,164	0,232	0,711	7,629	0,637	0,331	0,326	2,421	12,287
39	0,150	0,213	0,651	6,983	0,583	0,303	0,298	2,421	11,452
40	0,137	0,195	0,596	6,392	0,533	0,277	0,273	2,421	10,687
41	0,126	0,178	0,545	5,850	0,488	0,254	0,250	2,421	9,987
42	0,115	0,163	0,499	5,355	0,447	0,232	0,229	2,421	9,346
43	0,105	0,149	0,457	4,902	0,409	0,213	0,209	2,421	8,760
44	0,096	0,137	0,418	4,486	0,374	0,195	0,191	2,421	8,223
45	0,088	0,125	0,383	4,106	0,343	0,178	0,175	2,421	7,732
46	0,081	0,115	0,350	3,759	0,314	0,163	0,160	2,421	7,282
47	0,074	0,105	0,321	3,440	0,287	0,149	0,147	2,421	6,870
48	0,068	0,096	0,293	3,149	0,263	0,137	0,134	2,421	6,494
49	0,062	0,088	0,269	2,882	0,240	0,125	0,123	2,421	6,149
50	0,057	0,080	0,246	2,638	0,220	0,115	0,113	2,421	5,833
51	0,052	0,074	0,225	2,415	0,201	0,105	0,103	2,421	5,544
52	0,047	0,067	0,206	2,210	0,184	0,096	0,094	2,421	5,280
53	0,043	0,062	0,189	2,023	0,169	0,088	0,086	2,421	5,038
54	0,040	0,056	0,173	1,852	0,154	0,080	0,079	2,421	4,816
55	0,036	0,052	0,158	1,695	0,141	0,074	0,072	2,421	4,613
56	0,033	0,047	0,145	1,551	0,129	0,067	0,066	2,421	4,428
57	0,030	0,043	0,132	1,420	0,118	0,062	0,061	2,421	4,258
58	0,028	0,040	0,121	1,300	0,108	0,056	0,055	2,421	4,102
59	0,026	0,036	0,111	1,190	0,099	0,052	0,051	2,421	3,960
60	0,023	0,033	0,101	1,089	0,091	0,047	0,046	2,421	3,830
61	0,021	0,030	0,093	0,997	0,083	0,043	0,043	2,421	3,710
62	0,020	0,028	0,085	0,912	0,076	0,040	0,039	2,421	3,601
63	0,018	0,025	0,078	0,835	0,070	0,036	0,036	2,421	3,501
64	0,016	0,023	0,071	0,764	0,064	0,033	0,033	2,421	3,410
65	0,015	0,021	0,065	0,700	0,058	0,030	0,030	2,421	3,326
66	0,014	0,020	0,060	0,640	0,053	0,028	0,027	2,421	3,249
67	0,013	0,018	0,055	0,586	0,049	0,025	0,025	2,421	3,179
68	0,012	0,016	0,050	0,536	0,045	0,023	0,023	2,421	3,115
69	0,011	0,015	0,046	0,491	0,041	0,021	0,021	2,421	3,056
70	0,010	0,014	0,042	0,449	0,037	0,020	0,019	2,421	3,003
71	0,009	0,013	0,038	0,411	0,034	0,018	0,018	2,421	2,953
72	0,008	0,011	0,035	0,377	0,031	0,016	0,016	2,421	2,908
73	0,007	0,011	0,032	0,345	0,029	0,015	0,015	2,421	2,867

Lanjutan Tabel 4.25

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman					Q _{baseflow}	Q _{25 HSS} Nakayasu	
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
74	0,007	0,010	0,029	0,315	0,026	0,014	0,013	2,421	2,829
75	0,006	0,009	0,027	0,289	0,024	0,013	0,012	2,421	2,795
76	0,006	0,008	0,025	0,264	0,022	0,011	0,011	2,421	2,763
77	0,005	0,007	0,023	0,242	0,020	0,011	0,010	2,421	2,734
78	0,005	0,007	0,021	0,221	0,018	0,010	0,009	2,421	2,708
79	0,004	0,006	0,019	0,203	0,017	0,009	0,009	2,421	2,683
80	0,004	0,006	0,017	0,186	0,015	0,008	0,008	2,421	2,661
81	0,004	0,005	0,016	0,170	0,014	0,007	0,007	2,421	2,641
82	0,003	0,005	0,014	0,155	0,013	0,007	0,007	2,421	2,622
83	0,003	0,004	0,013	0,142	0,012	0,006	0,006	2,421	2,605
84	0,003	0,004	0,012	0,130	0,011	0,006	0,006	2,421	2,590
85	0,003	0,004	0,011	0,119	0,010	0,005	0,005	2,421	2,575
86	0,002	0,003	0,010	0,109	0,009	0,005	0,005	2,421	2,562
87	0,002	0,003	0,009	0,100	0,008	0,004	0,004	2,421	2,550
88	0,002	0,003	0,009	0,091	0,008	0,004	0,004	2,421	2,540
89	0,002	0,003	0,008	0,084	0,007	0,004	0,004	2,421	2,530
90	0,002	0,002	0,007	0,077	0,006	0,003	0,003	2,421	2,520
91	0,002	0,002	0,007	0,070	0,006	0,003	0,003	2,421	2,512
92	0,001	0,002	0,006	0,064	0,005	0,003	0,003	2,421	2,504
93	0,001	0,002	0,005	0,059	0,005	0,003	0,003	2,421	2,497
94	0,001	0,002	0,005	0,054	0,004	0,002	0,002	2,421	2,491
95	0,001	0,001	0,005	0,049	0,004	0,002	0,002	2,421	2,485
96	0,001	0,001	0,004	0,045	0,004	0,002	0,002	2,421	2,480
97	0,001	0,001	0,004	0,041	0,003	0,002	0,002	2,421	2,475
98	0,001	0,001	0,004	0,038	0,003	0,002	0,002	2,421	2,470
99	0,001	0,001	0,003	0,035	0,003	0,001	0,001	2,421	2,466
100	0,001	0,001	0,003	0,032	0,003	0,001	0,001	2,421	2,462
Q _{Maks}									386,188

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Tabel 4.26

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{50 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
0	0,000	0,000						2,421	2,421
1	0,384	0,588	0,000					2,421	3,009
2	2,025	3,102	1,881	0,000				2,421	7,405
3	5,359	8,209	9,927	15,576	0,000			2,421	36,134
4	8,457	12,956	26,270	82,212	1,499	0,000		2,421	125,357
5	6,634	10,163	41,458	217,547	7,911	0,588	0,000	2,421	280,088
6	5,558	8,514	32,521	343,328	20,934	3,102	0,470	2,421	411,291
7	4,657	7,133	27,246	269,319	33,037	8,209	2,482	2,421	349,848
8	3,901	5,976	22,827	225,634	25,916	12,956	6,567	2,421	302,297
9	3,268	5,007	19,124	189,035	21,712	10,163	10,365	2,421	257,827
10	2,738	4,195	16,022	158,372	18,190	8,514	8,130	2,421	215,846
11	2,372	3,634	13,423	132,684	15,240	7,133	6,812	2,421	181,347
12	2,108	3,230	11,630	111,162	12,768	5,976	5,707	2,421	152,893
13	1,874	2,870	10,336	96,310	10,697	5,007	4,781	2,421	132,422
14	1,665	2,551	9,185	85,591	9,268	4,195	4,006	2,421	117,217
15	1,480	2,267	8,163	76,066	8,236	3,634	3,356	2,421	104,143
16	1,315	2,015	7,255	67,600	7,320	3,230	2,907	2,421	92,748
17	1,169	1,791	6,447	60,077	6,505	2,870	2,584	2,421	82,695
18	1,039	1,591	5,730	53,391	5,781	2,551	2,296	2,421	73,761
19	0,923	1,414	5,092	47,449	5,138	2,267	2,041	2,421	65,821
20	0,820	1,257	4,525	42,168	4,566	2,015	1,814	2,421	58,765
21	0,729	1,117	4,022	37,475	4,058	1,791	1,612	2,421	52,495
22	0,675	1,033	3,574	33,304	3,606	1,591	1,432	2,421	46,963
23	0,617	0,946	3,307	29,598	3,205	1,414	1,273	2,421	42,163
24	0,565	0,866	3,027	27,384	2,848	1,257	1,131	2,421	38,934
25	0,517	0,792	2,770	25,065	2,635	1,117	1,005	2,421	35,807
26	0,473	0,725	2,536	22,942	2,412	1,033	0,894	2,421	32,964
27	0,433	0,664	2,321	20,999	2,208	0,946	0,827	2,421	30,386
28	0,397	0,608	2,124	19,221	2,021	0,866	0,757	2,421	28,018
29	0,363	0,556	1,945	17,593	1,850	0,792	0,693	2,421	25,850
30	0,332	0,509	1,780	16,103	1,693	0,725	0,634	2,421	23,866
31	0,304	0,466	1,629	14,739	1,550	0,664	0,580	2,421	22,050
32	0,278	0,427	1,491	13,491	1,418	0,608	0,531	2,421	20,387
33	0,255	0,390	1,365	12,349	1,298	0,556	0,486	2,421	18,866
34	0,233	0,357	1,249	11,303	1,188	0,509	0,445	2,421	17,473
35	0,214	0,327	1,143	10,346	1,088	0,466	0,407	2,421	16,198
36	0,195	0,299	1,047	9,469	0,996	0,427	0,373	2,421	15,032

Lanjutan Tabel 4.26

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{50 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
37	0,179	0,274	0,958	8,668	0,911	0,390	0,341	2,421	13,964
38	0,164	0,251	0,877	7,933	0,834	0,357	0,312	2,421	12,986
39	0,150	0,230	0,803	7,262	0,763	0,327	0,286	2,421	12,091
40	0,137	0,210	0,735	6,647	0,699	0,299	0,262	2,421	11,273
41	0,126	0,192	0,672	6,084	0,640	0,274	0,240	2,421	10,523
42	0,115	0,176	0,615	5,569	0,585	0,251	0,219	2,421	9,837
43	0,105	0,161	0,563	5,097	0,536	0,230	0,201	2,421	9,209
44	0,096	0,147	0,516	4,665	0,490	0,210	0,184	2,421	8,634
45	0,088	0,135	0,472	4,270	0,449	0,192	0,168	2,421	8,108
46	0,081	0,124	0,432	3,909	0,411	0,176	0,154	2,421	7,626
47	0,074	0,113	0,395	3,578	0,376	0,161	0,141	2,421	7,185
48	0,068	0,104	0,362	3,275	0,344	0,147	0,129	2,421	6,782
49	0,062	0,095	0,331	2,997	0,315	0,135	0,118	2,421	6,413
50	0,057	0,087	0,303	2,743	0,288	0,124	0,108	2,421	6,075
51	0,052	0,079	0,278	2,511	0,264	0,113	0,099	2,421	5,765
52	0,047	0,073	0,254	2,298	0,242	0,104	0,090	2,421	5,482
53	0,043	0,067	0,233	2,104	0,221	0,095	0,083	2,421	5,223
54	0,040	0,061	0,213	1,926	0,202	0,087	0,076	2,421	4,986
55	0,036	0,056	0,195	1,763	0,185	0,079	0,069	2,421	4,768
56	0,033	0,051	0,178	1,613	0,170	0,073	0,064	2,421	4,570
57	0,030	0,047	0,163	1,477	0,155	0,067	0,058	2,421	4,388
58	0,028	0,043	0,149	1,352	0,142	0,061	0,053	2,421	4,221
59	0,026	0,039	0,137	1,237	0,130	0,056	0,049	2,421	4,069
60	0,023	0,036	0,125	1,132	0,119	0,051	0,045	2,421	3,929
61	0,021	0,033	0,115	1,036	0,109	0,047	0,041	2,421	3,802
62	0,020	0,030	0,105	0,949	0,100	0,043	0,037	2,421	3,685
63	0,018	0,027	0,096	0,868	0,091	0,039	0,034	2,421	3,578
64	0,016	0,025	0,088	0,795	0,084	0,036	0,031	2,421	3,480
65	0,015	0,023	0,080	0,727	0,076	0,033	0,029	2,421	3,390
66	0,014	0,021	0,074	0,666	0,070	0,030	0,026	2,421	3,308
67	0,013	0,019	0,067	0,609	0,064	0,027	0,024	2,421	3,233
68	0,012	0,018	0,062	0,558	0,059	0,025	0,022	2,421	3,164
69	0,011	0,016	0,056	0,511	0,054	0,023	0,020	2,421	3,101
70	0,010	0,015	0,052	0,467	0,049	0,021	0,018	2,421	3,044
71	0,009	0,014	0,047	0,428	0,045	0,019	0,017	2,421	2,991
72	0,008	0,012	0,043	0,392	0,041	0,018	0,015	2,421	2,943
73	0,007	0,011	0,040	0,358	0,038	0,016	0,014	2,421	2,899



Lanjutan Tabel 4.26

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{50 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
74	0,007	0,010	0,036	0,328	0,034	0,015	0,013	2,421	2,858
75	0,006	0,009	0,033	0,300	0,032	0,014	0,012	2,421	2,821
76	0,006	0,009	0,030	0,275	0,029	0,012	0,011	2,421	2,787
77	0,005	0,008	0,028	0,252	0,026	0,011	0,010	2,421	2,756
78	0,005	0,007	0,025	0,230	0,024	0,010	0,009	2,421	2,728
79	0,004	0,007	0,023	0,211	0,022	0,009	0,008	2,421	2,702
80	0,004	0,006	0,021	0,193	0,020	0,009	0,008	2,421	2,678
81	0,004	0,006	0,020	0,177	0,019	0,008	0,007	2,421	2,656
82	0,003	0,005	0,018	0,162	0,017	0,007	0,006	2,421	2,637
83	0,003	0,005	0,016	0,148	0,016	0,007	0,006	2,421	2,618
84	0,003	0,004	0,015	0,135	0,014	0,006	0,005	2,421	2,602
85	0,003	0,004	0,014	0,124	0,013	0,006	0,005	2,421	2,586
86	0,002	0,004	0,013	0,113	0,012	0,005	0,004	2,421	2,572
87	0,002	0,003	0,011	0,104	0,011	0,005	0,004	2,421	2,560
88	0,002	0,003	0,011	0,095	0,010	0,004	0,004	2,421	2,548
89	0,002	0,003	0,010	0,087	0,009	0,004	0,003	2,421	2,537
90	0,002	0,003	0,009	0,080	0,008	0,004	0,003	2,421	2,527
91	0,002	0,002	0,008	0,073	0,008	0,003	0,003	2,421	2,518
92	0,001	0,002	0,007	0,067	0,007	0,003	0,003	2,421	2,510
93	0,001	0,002	0,007	0,061	0,006	0,003	0,002	2,421	2,503
94	0,001	0,002	0,006	0,056	0,006	0,003	0,002	2,421	2,496
95	0,001	0,002	0,006	0,051	0,005	0,002	0,002	2,421	2,489
96	0,001	0,001	0,005	0,047	0,005	0,002	0,002	2,421	2,484
97	0,001	0,001	0,005	0,043	0,005	0,002	0,002	2,421	2,478
98	0,001	0,001	0,004	0,039	0,004	0,002	0,002	2,421	2,474
99	0,001	0,001	0,004	0,036	0,004	0,002	0,001	2,421	2,469
100	0,001	0,001	0,004	0,033	0,003	0,001	0,001	2,421	2,465
Q _{Maks}									411,291

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.27

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman					Q _{baseflow}	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu	
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
0	0,000	0,000						2,421	2,421
1	0,384	0,697	0,000					2,421	3,119
2	2,025	3,680	2,092	0,000				2,421	8,194
3	5,359	9,739	11,041	16,482	0,000			2,421	39,684
4	8,457	15,370	29,217	86,992	1,775	0,000		2,421	135,776
5	6,634	12,057	46,110	230,196	9,368	0,571	0,000	2,421	300,723
6	5,558	10,101	36,170	363,291	24,790	3,011	0,571	2,421	440,356
7	4,657	8,463	30,303	284,979	39,124	7,968	3,011	2,421	376,269
8	3,901	7,090	25,388	238,754	30,690	12,575	7,968	2,421	324,887
9	3,268	5,940	21,270	200,027	25,712	9,865	12,575	2,421	277,810
10	2,738	4,976	17,820	167,581	21,541	8,265	9,865	2,421	232,469
11	2,372	4,312	14,929	140,399	18,047	6,924	8,265	2,421	195,297
12	2,108	3,832	12,935	117,625	15,120	5,801	6,924	2,421	164,658
13	1,874	3,405	11,495	101,910	12,667	4,860	5,801	2,421	142,560
14	1,665	3,026	10,216	90,568	10,975	4,072	4,860	2,421	126,138
15	1,480	2,689	9,079	80,489	9,754	3,528	4,072	2,421	112,031
16	1,315	2,390	8,068	71,531	8,668	3,135	3,528	2,421	99,742
17	1,169	2,124	7,171	63,570	7,703	2,786	3,135	2,421	88,910
18	1,039	1,888	6,372	56,495	6,846	2,476	2,786	2,421	79,285
19	0,923	1,678	5,663	50,207	6,084	2,200	2,476	2,421	70,730
20	0,820	1,491	5,033	44,620	5,407	1,956	2,200	2,421	63,128
21	0,729	1,325	4,473	39,654	4,805	1,738	1,956	2,421	56,372
22	0,675	1,226	3,975	35,241	4,270	1,545	1,738	2,421	50,416
23	0,617	1,122	3,678	31,319	3,795	1,373	1,545	2,421	45,252
24	0,565	1,027	3,366	28,976	3,373	1,220	1,373	2,421	41,756
25	0,517	0,940	3,081	26,522	3,121	1,084	1,220	2,421	38,390
26	0,473	0,860	2,820	24,276	2,856	1,003	1,084	2,421	35,322
27	0,433	0,788	2,581	22,220	2,614	0,918	1,003	2,421	32,546
28	0,397	0,721	2,363	20,339	2,393	0,840	0,918	2,421	29,995
29	0,363	0,660	2,163	18,616	2,190	0,769	0,840	2,421	27,660
30	0,332	0,604	1,980	17,040	2,005	0,704	0,769	2,421	25,522
31	0,304	0,553	1,812	15,596	1,835	0,644	0,704	2,421	23,566
32	0,278	0,506	1,658	14,276	1,680	0,590	0,644	2,421	21,775
33	0,255	0,463	1,518	13,067	1,537	0,540	0,590	2,421	20,136
34	0,233	0,424	1,389	11,960	1,407	0,494	0,540	2,421	18,636
35	0,214	0,388	1,272	10,947	1,288	0,452	0,494	2,421	17,263
36	0,195	0,355	1,164	10,020	1,179	0,414	0,452	2,421	16,006



Lanjutan Tabel 4.27

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{100 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
37	0,179	0,325	1,065	9,171	1,079	0,379	0,414	2,421	14,855
38	0,164	0,298	0,975	8,395	0,988	0,347	0,379	2,421	13,802
39	0,150	0,272	0,893	7,684	0,904	0,317	0,347	2,421	12,839
40	0,137	0,249	0,817	7,033	0,827	0,291	0,317	2,421	11,956
41	0,126	0,228	0,748	6,437	0,757	0,266	0,291	2,421	11,149
42	0,115	0,209	0,685	5,892	0,693	0,243	0,266	2,421	10,410
43	0,105	0,191	0,627	5,393	0,635	0,223	0,243	2,421	9,733
44	0,096	0,175	0,573	4,937	0,581	0,204	0,223	2,421	9,114
45	0,088	0,160	0,525	4,518	0,532	0,187	0,204	2,421	8,547
46	0,081	0,147	0,480	4,136	0,487	0,171	0,187	2,421	8,028
47	0,074	0,134	0,440	3,786	0,445	0,156	0,171	2,421	7,554
48	0,068	0,123	0,403	3,465	0,408	0,143	0,156	2,421	7,119
49	0,062	0,112	0,368	3,172	0,373	0,131	0,143	2,421	6,721
50	0,057	0,103	0,337	2,903	0,342	0,120	0,131	2,421	6,357
51	0,052	0,094	0,309	2,657	0,313	0,110	0,120	2,421	6,024
52	0,047	0,086	0,283	2,432	0,286	0,100	0,110	2,421	5,719
53	0,043	0,079	0,259	2,226	0,262	0,092	0,100	2,421	5,439
54	0,040	0,072	0,237	2,038	0,240	0,084	0,092	2,421	5,184
55	0,036	0,066	0,217	1,865	0,219	0,077	0,084	2,421	4,950
56	0,033	0,061	0,198	1,707	0,201	0,071	0,077	2,421	4,736
57	0,030	0,055	0,182	1,562	0,184	0,065	0,071	2,421	4,540
58	0,028	0,051	0,166	1,430	0,168	0,059	0,065	2,421	4,360
59	0,026	0,046	0,152	1,309	0,154	0,054	0,059	2,421	4,196
60	0,023	0,042	0,139	1,198	0,141	0,050	0,054	2,421	4,046
61	0,021	0,039	0,127	1,097	0,129	0,045	0,050	2,421	3,908
62	0,020	0,036	0,117	1,004	0,118	0,041	0,045	2,421	3,782
63	0,018	0,033	0,107	0,919	0,108	0,038	0,041	2,421	3,667
64	0,016	0,030	0,098	0,841	0,099	0,035	0,038	2,421	3,562
65	0,015	0,027	0,089	0,770	0,091	0,032	0,035	2,421	3,465
66	0,014	0,025	0,082	0,705	0,083	0,029	0,032	2,421	3,377
67	0,013	0,023	0,075	0,645	0,076	0,027	0,029	2,421	3,296
68	0,012	0,021	0,069	0,590	0,069	0,024	0,027	2,421	3,222
69	0,011	0,019	0,063	0,540	0,064	0,022	0,024	2,421	3,154
70	0,010	0,018	0,057	0,495	0,058	0,020	0,022	2,421	3,092
71	0,009	0,016	0,053	0,453	0,053	0,019	0,020	2,421	3,035
72	0,008	0,015	0,048	0,414	0,049	0,017	0,019	2,421	2,983
73	0,007	0,013	0,044	0,379	0,045	0,016	0,017	2,421	2,936

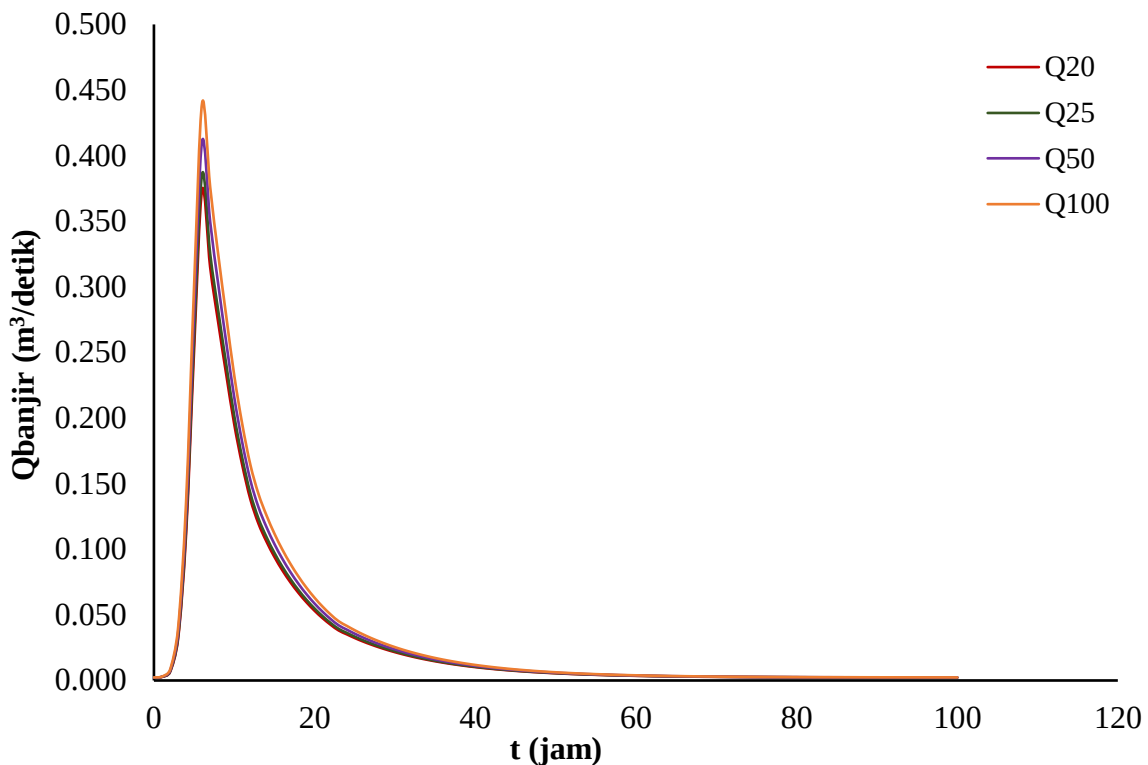
Lanjutan Tabel 4.27

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

Jam	Q Unit Hidrograf Nakayasu	Akibat Hujan jam-jaman						Q _{baseflow}	Q _{100 HSS} Nakayasu
ke	(m ³ /dt)	1,365	3,617	38,017	2,867	1,365	1,229	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
74	0,007	0,012	0,040	0,347	0,041	0,014	0,016	2,421	2,892
75	0,006	0,011	0,037	0,318	0,037	0,013	0,014	2,421	2,852
76	0,006	0,010	0,034	0,291	0,034	0,012	0,013	2,421	2,816
77	0,005	0,009	0,031	0,266	0,031	0,011	0,012	2,421	2,782
78	0,005	0,009	0,028	0,244	0,029	0,010	0,011	2,421	2,752
79	0,004	0,008	0,026	0,223	0,026	0,009	0,010	2,421	2,724
80	0,004	0,007	0,024	0,204	0,024	0,008	0,009	2,421	2,698
81	0,004	0,007	0,022	0,187	0,022	0,008	0,008	2,421	2,675
82	0,003	0,006	0,020	0,171	0,020	0,007	0,008	2,421	2,653
83	0,003	0,006	0,018	0,157	0,018	0,006	0,007	2,421	2,634
84	0,003	0,005	0,017	0,143	0,017	0,006	0,006	2,421	2,616
85	0,003	0,005	0,015	0,131	0,015	0,005	0,006	2,421	2,599
86	0,002	0,004	0,014	0,120	0,014	0,005	0,005	2,421	2,584
87	0,002	0,004	0,013	0,110	0,013	0,005	0,005	2,421	2,570
88	0,002	0,004	0,012	0,101	0,012	0,004	0,005	2,421	2,558
89	0,002	0,003	0,011	0,092	0,011	0,004	0,004	2,421	2,546
90	0,002	0,003	0,010	0,084	0,010	0,003	0,004	2,421	2,536
91	0,002	0,003	0,009	0,077	0,009	0,003	0,003	2,421	2,526
92	0,001	0,003	0,008	0,071	0,008	0,003	0,003	2,421	2,517
93	0,001	0,002	0,008	0,065	0,008	0,003	0,003	2,421	2,509
94	0,001	0,002	0,007	0,059	0,007	0,002	0,003	2,421	2,502
95	0,001	0,002	0,006	0,054	0,006	0,002	0,002	2,421	2,495
96	0,001	0,002	0,006	0,050	0,006	0,002	0,002	2,421	2,489
97	0,001	0,002	0,005	0,045	0,005	0,002	0,002	2,421	2,483
98	0,001	0,001	0,005	0,042	0,005	0,002	0,002	2,421	2,478
99	0,001	0,001	0,004	0,038	0,004	0,002	0,002	2,421	2,473
100	0,001	0,001	0,004	0,035	0,004	0,001	0,002	2,421	2,468
Q _{Maks}									440,356

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

HIDROGRAF BANJIR RANCANGAN METODE NAKAYASU



Gambar 4.6 Grafik Hidrograf Banjir
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

4.2 Analisis Hidrolika Menggunakan HEC-RAS 5.03

4.2.1 Data Geometri

Data utama yang dibutuhkan untuk suatu sistem sungai adalah sebagai berikut:

- Data potongan melintang sungai

Pada studi ini potongan melintang yang digunakan pada Sungai Gunting Hilir yaitu dari patok A.0 – A.135

- Panjang antar potongan melintang

Jarak jangkauan antar *section* ini dibedakan antara sisi kiri, kanan dan sungai utama.

- Koefisien Manning

Nilai koefisien manning yang digunakan adalah sebesar 0,025.

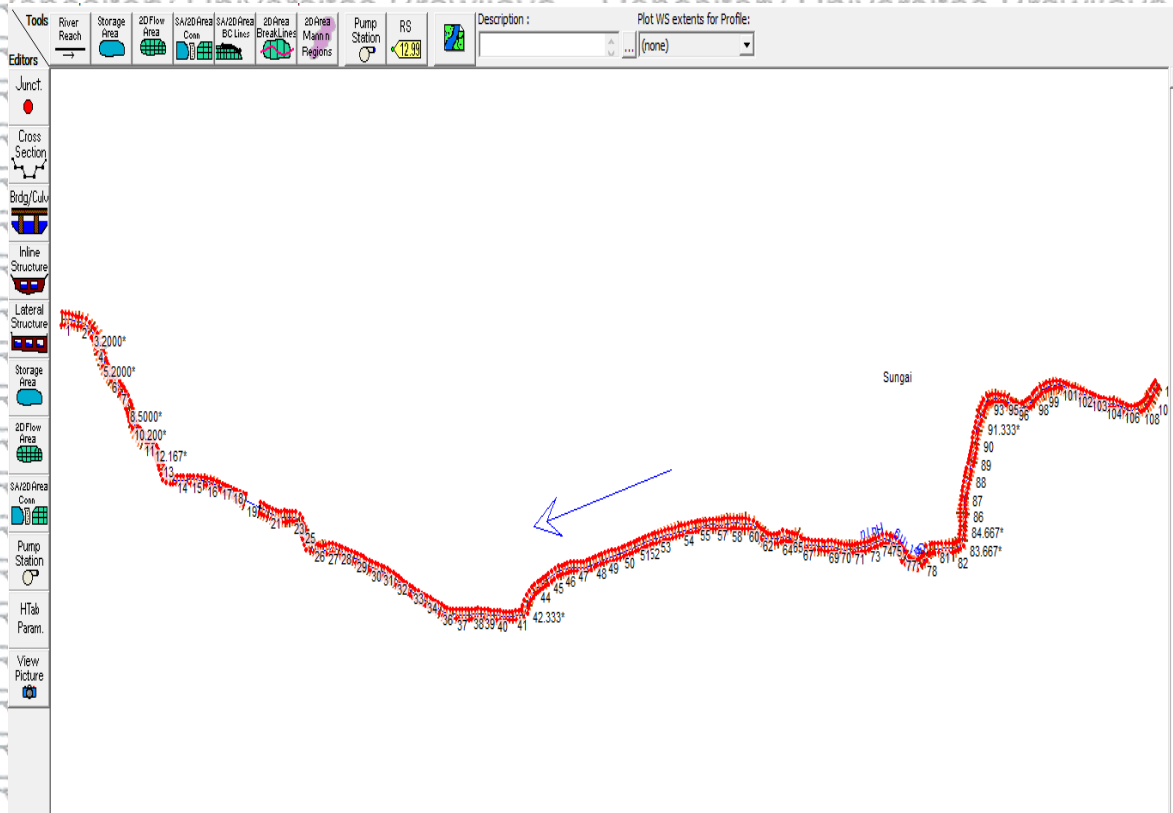
- Kemiringan Sungai

Kemiringan Sungai Gunting Hilir adalah sebesar 0,0016.

- a. Skema Sistem Sungai Gunting Hilir

Skema sungai adalah gambaran berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan dengan arah aliran. Skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan pada program HEC-RAS 5.03 sebelum data yang lainnya dimasukkan.

Setiap penampang sungai diberikan nama sebagai identifikasi yang dapat merupakan nama sungai atau nomor patok dimana penampang melintang itu berada. Pada studi ini titik hulu adalah pada section A135 Sungai Gunting Hilir sedangkan titik paling hilir adalah section A0 Sungai Gunting Hulu. Adapun skema sistem sungai dapat dilihat pada Gambar 4.7 dibawah ini:



Gambar 4.7 Skema Sistem Sungai
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

b. Geometri potongan melintang

Data penampang melintang digambarkan berupa titik-titik koordinat yang merupakan patok serta elevasi dari kiri ke kanan secara terurut dan sistematis dari hulu menuju hilir. Sebagai data masukan pada program *HEC-RAS 5.0.3* maka persiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil dari perhitungan. Data profil sungai yang harus diketahui berupa potongan memanjang dan melintang, juga elevasi dasar dan lebar sungai tersebut.

Secara umum profil Sungai Gunting Hilir beragam dan tidak beraturan. Hal ini dapat dilihat dari ketidakberagaman bentuk penampang sungai yang telah ada, dimana tebing-tebing dari sungai di setiap patoknya mempunyai kemiringan dan tinggi yang beraneka ragam. Demikian juga dengan kemiringan dasar sungai yang beragam. Untuk data penampang melintang sungai eksisting secara lengkap dapat dilihat pada lampiran.

c. Koefisien kekasaran manning

Untuk menentukan angka dari kekasaran manning didapatkan dari tabel koefisien manning berdasarkan kondisi sungai adalah sebesar 0,025.

4.2.2 Data Aliran Tidak Tetap (*Unsteady Flow*)

Data yang dimasukkan dalam program HEC-RAS 5.0.3 yaitu debit puncak pada titik kontrol, yang mana besar debit dimasukkan pada bagian hulu diasumsikan tidak konstan karena adanya perubahan debit tiap jamnya serta adanya perbedaan elevasi dan perubahan penampang dari satu patok ke patok lainnya, sedangkan pada bagian hilir menggunakan *rating curve* yang didapatkan dari perhitungan sebagai berikut:

Contoh Perhitungan untuk $h = 0,5$ m

$$\text{Slope} = 0,0016$$

$$n = 0,035$$

$$A = 12,38 \text{ m}^2 \text{ (didapat dari gambar cross section patok A.0)}$$

$$P = 38,36 \text{ m (didapat dari gambar cross section patok A.0)}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= 0,32$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0,54 \text{ m/s}$$

$$Q = A \times V$$

$$= 6,66 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.28:

Tabel 4.28

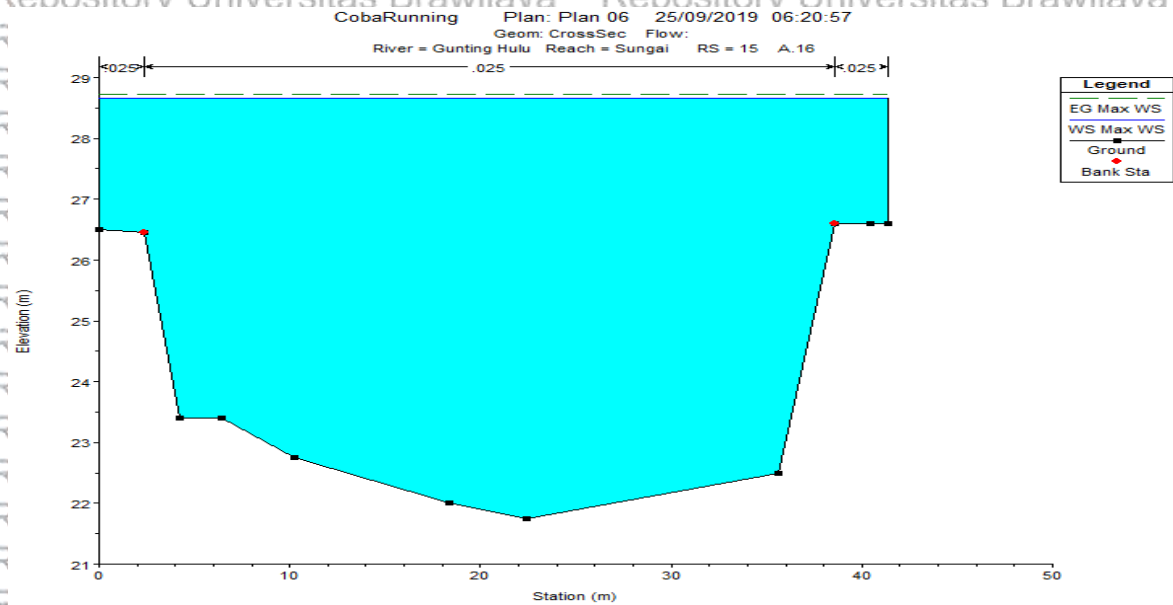
Perhitungan *Rating Curve*

No.	Elevasi	h (m)	A (m ²)	P (m)	R	V (m/s)	Q (m ³ /dt)
1	20,96	0	0	0	0	0	0
2	21,96	0,5	12,38	38,36	0,32	0,54	6,66
3	22,96	1	31,91	40,42	0,79	0,98	31,15
4	23,96	1,5	52,31	42,49	1,23	1,31	68,67
5	24,96	2	75,56	44,55	1,70	1,63	122,81
6	25,96	2,5	95,67	46,83	2,04	1,84	176,04
7	26,96	3	119,20	50,64	2,35	2,02	241,06
8	27,16	3,42	140,32	53,92	2,60	2,16	303,41

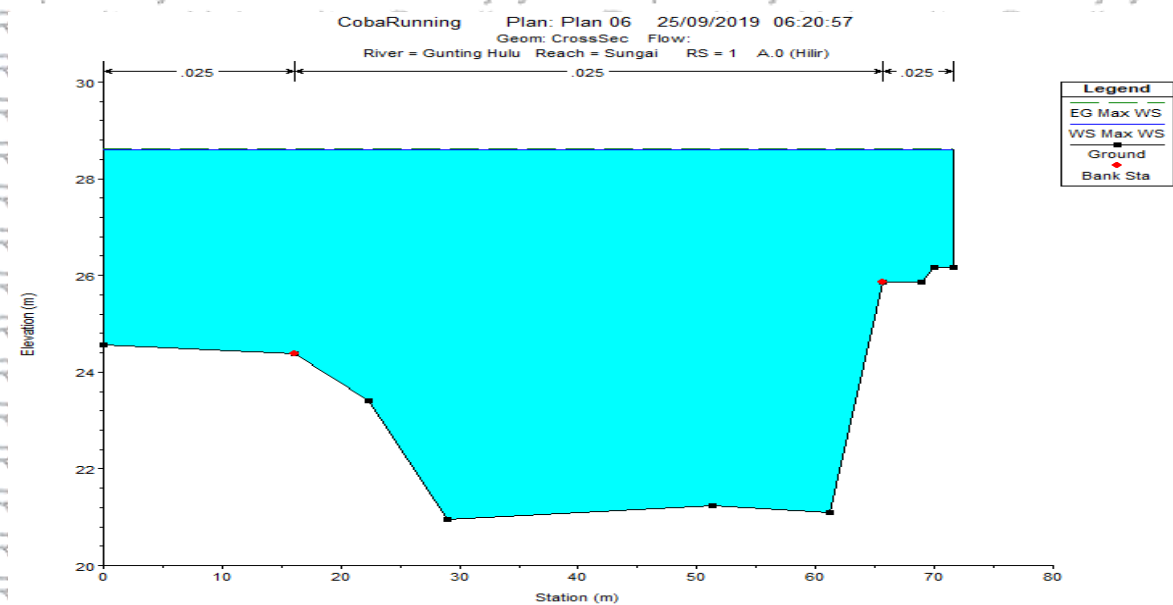
Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

4.2.3 Hasil *Running HEC-RAS 5.03*

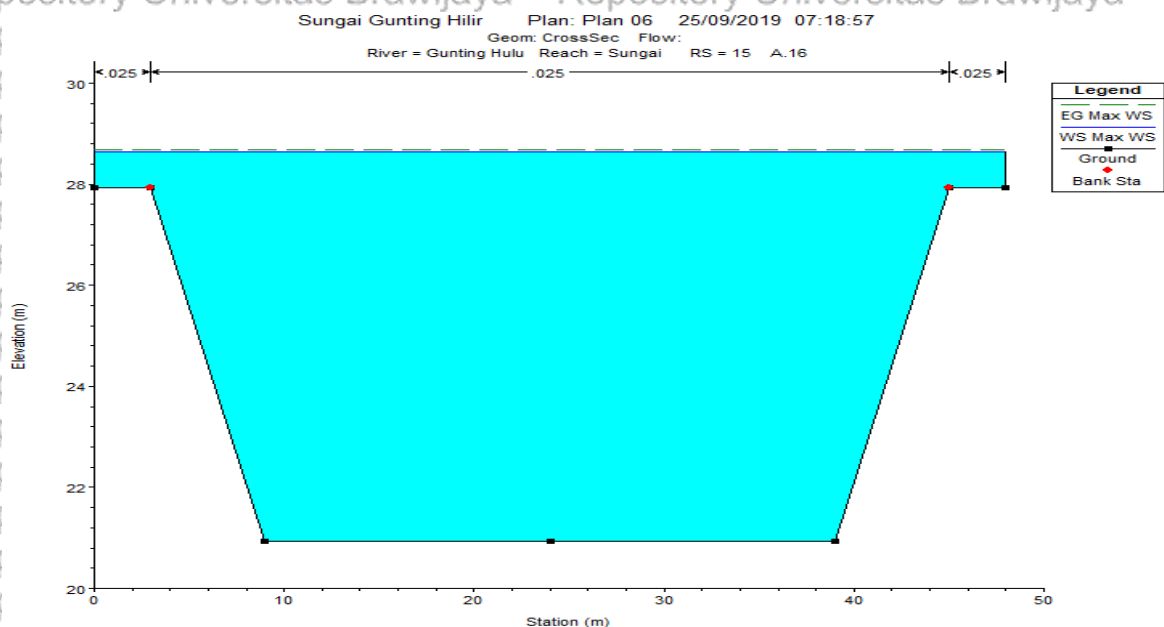
Dari hasil *running HEC-RAS* dapat diketahui bahwa ketinggian muka air cukup tinggi sehingga menyebabkan terjadinya limpasan di beberapa titik. Untuk debit yang setara dengan banjir historis yang pernah terjadi, ketinggian muka air yang tercapai saat banjir adalah sebesar 0,2 - 1,5 m sedangkan hasil *running HEC-RAS* adalah 0,4 – 1,8 m. Kalibrasi *HEC-RAS* dilakukan dengan cara coba-coba nilai koefisien kekasaran manning agar hasil yang didapat dapat disimpulkan bahwa hasil keluaran dari *HEC-RAS* cukup representatif terhadap kondisi lapangan. Terdapat beberapa skenario dalam perencanaan pengendalian banjir yaitu sebagai berikut:



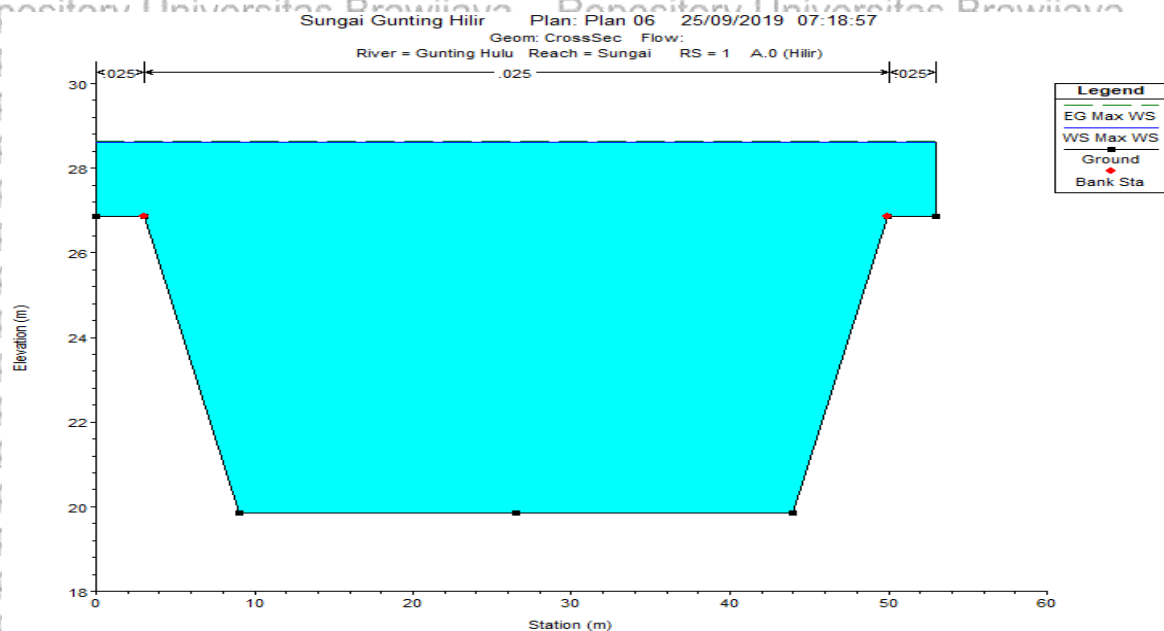
Gambar 4.8 Tinggi Limpasan di Patok A.15 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



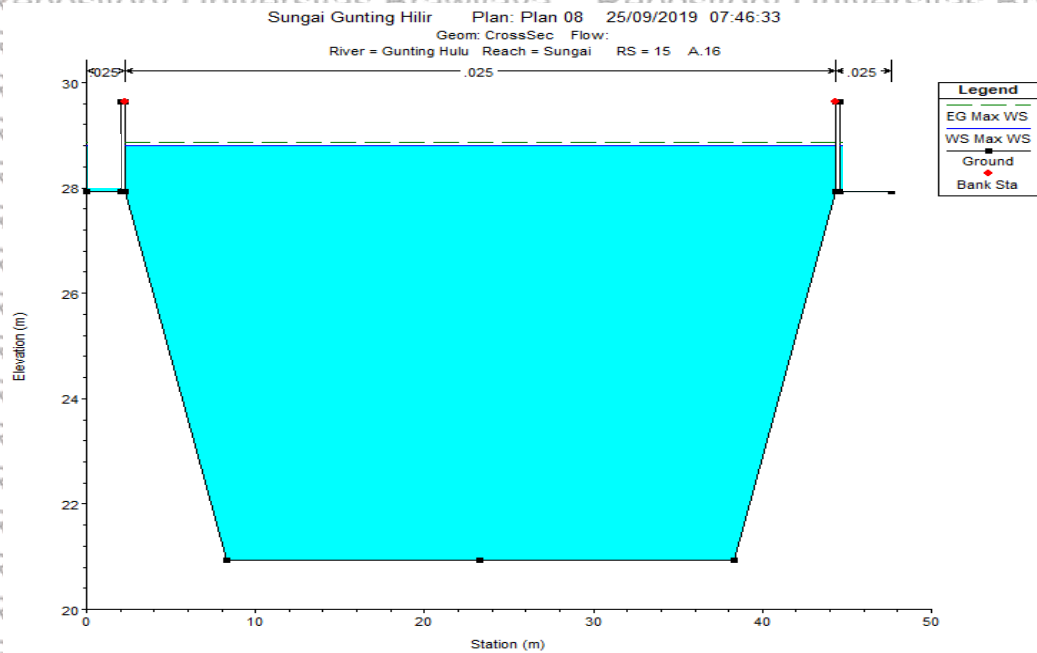
Gambar 4.9 Tinggi Limpasan di Patok A.0 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Gambar 4.10 Tinggi Limpasan di Patok A.15 Hasil Running HEC-RAS Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

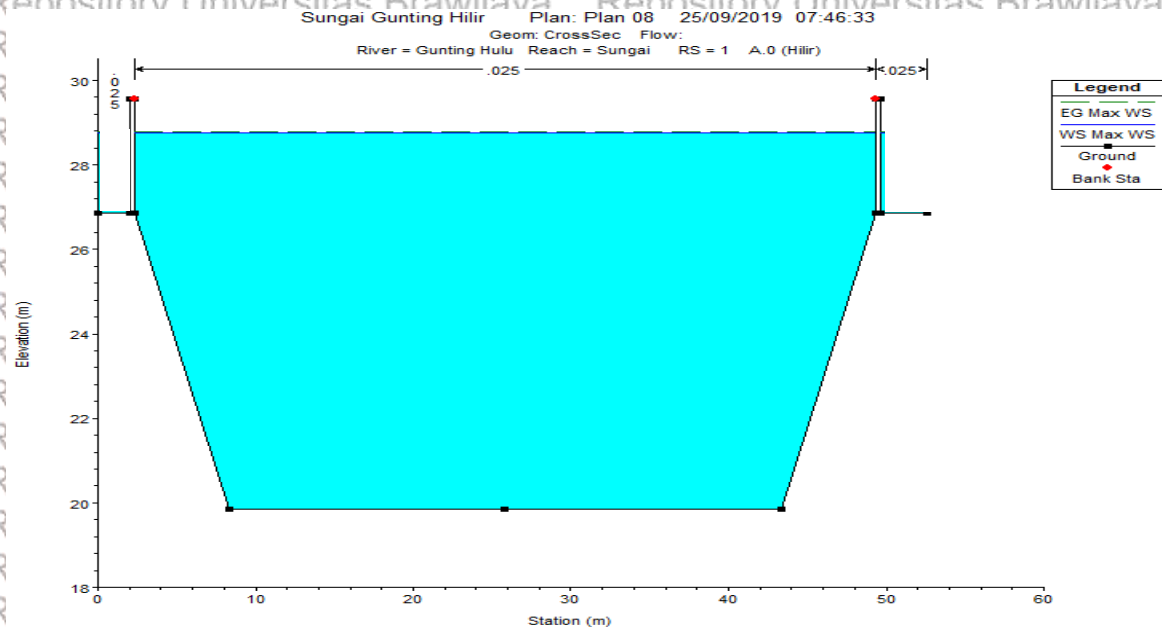


Gambar 4.11 Tinggi Limpasan di Patok A.0 Hasil Running HEC-RAS Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Gambar 4.12 Tinggi Limpasan di Patok A.15 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi dan Tanggul

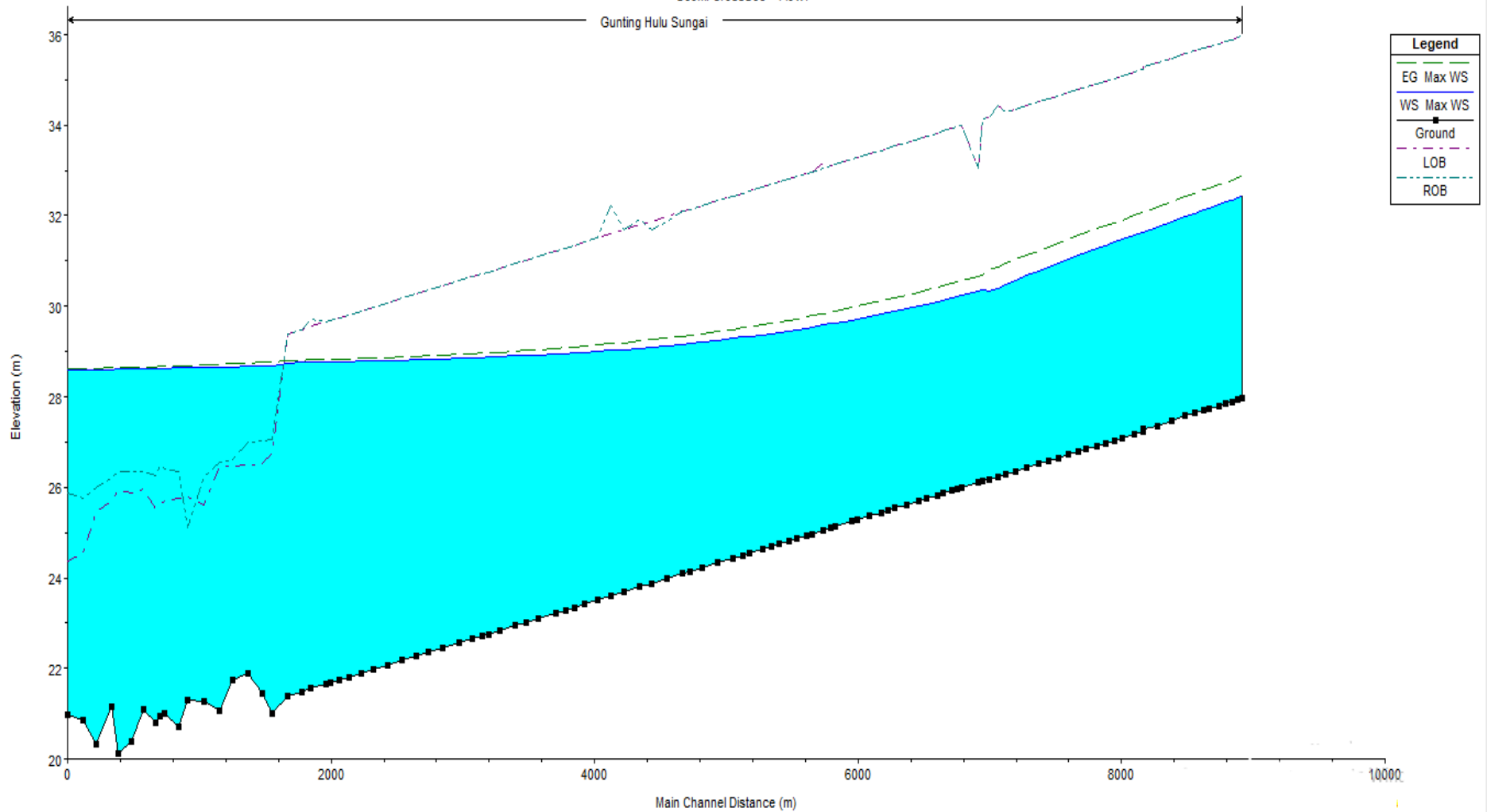
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



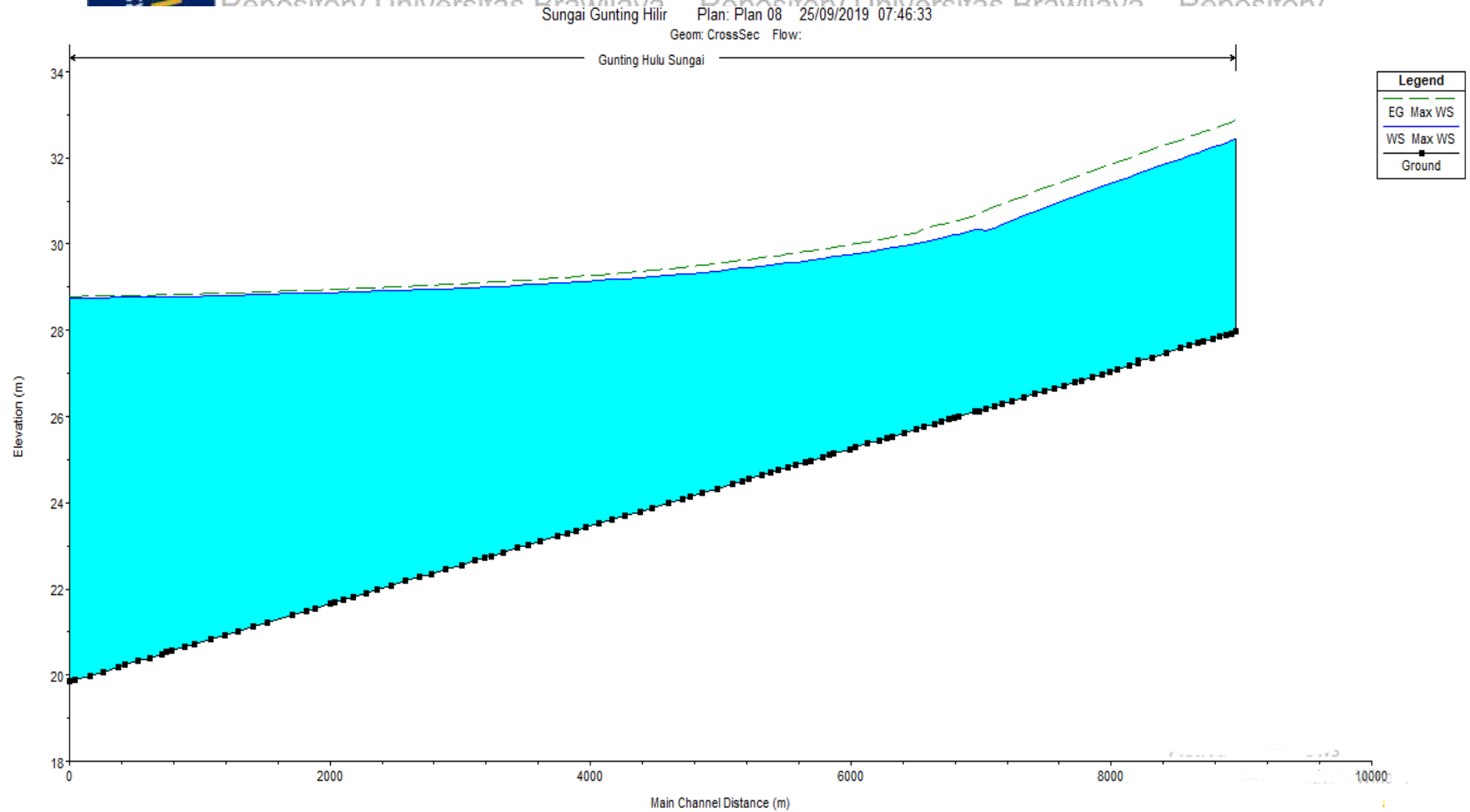
Gambar 4.13 Tinggi Limpasan di Patok A.0 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi dan Tanggul

Sumber: Hasil Perhitungan (2019).

CobaRunning Plan: Plan 06 25/09/2019 06:20:57
Geom: CrossSec Flow:



Gambar 4.14 Tinggi Limpasan Pada Potongan Long Section Kondisi Eksisting
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Gambar 4.15 Tinggi Limpasan Pada Potongan Long Section Kondisi Normalisasi dan Tanggul

Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Tabel 4.29

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul

No.	HEC	Patok	Elevasi Tanggul Eksisting		EL. MAB (Q _{25th})	Tinggi Limpasan		Keterangan	
			Ki	Ka		Ki	Ka	Ki	Ka
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	A.0		26.85	26.85	28.61	-1.8	-1.8	Melimpas	Melimpas
2	CP.01		26.89	26.89	28.61	-1.7	-1.7	Melimpas	Melimpas
3	A.2		26.99	26.99	28.61	-1.6	-1.6	Melimpas	Melimpas
4	A.4		27.08	27.08	28.62	-1.5	-1.5	Melimpas	Melimpas
5	A.5		27.19	27.19	28.62	-1.4	-1.4	Melimpas	Melimpas
6	A.6		27.23	27.23	28.62	-1.4	-1.4	Melimpas	Melimpas
7	A.7		27.34	27.34	28.62	-1.3	-1.3	Melimpas	Melimpas
8	A.9		27.41	27.41	28.63	-1.2	-1.2	Melimpas	Melimpas
9	A.10		27.49	27.49	28.63	-1.1	-1.1	Melimpas	Melimpas
10	A.11		27.55	27.55	28.63	-1.1	-1.1	Melimpas	Melimpas
11	A.12		27.56	27.56	28.63	-1.1	-1.1	Melimpas	Melimpas
12	A.13		27.65	27.65	28.63	-1.0	-1.0	Melimpas	Melimpas
13	A.14		27.41	27.41	28.63	-1.2	-1.2	Melimpas	Melimpas
14	A.15		27.83	27.83	28.64	-0.8	-0.8	Melimpas	Melimpas
15	A.16		27.93	27.93	28.65	-0.7	-0.7	Melimpas	Melimpas
16	A.17		28.02	28.02	28.65	-0.6	-0.6	Melimpas	Melimpas
17	A.18		28.12	28.12	28.66	-0.5	-0.5	Melimpas	Melimpas
18	A.19		28.22	28.22	28.66	-0.4	-0.4	Melimpas	Melimpas
19	A.21		29.39	29.39	28.67	0.72	0.72	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
20	A.22		29.49	29.49	28.68	0.81	0.81	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
21	A.23		29.55	29.7	28.68	0.87	1.02	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
22	A.25		29.66	29.66	28.69	0.97	0.97	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
23	A.26		29.69	29.69	28.69	1.00	1.00	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
24	A.27		29.74	29.74	28.7	1.04	1.04	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
25	A.28		29.81	29.81	28.7	1.11	1.11	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
26	A.30		29.9	29.9	28.71	1.19	1.19	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
27	A.32		29.98	29.98	28.71	1.27	1.27	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
28	A.33		30.07	30.07	28.72	1.35	1.35	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
29	A.34		30.18	30.18	28.73	1.45	1.45	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
30	A.35		30.27	30.27	28.74	1.53	1.53	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
31	A.36		30.35	30.35	28.75	1.60	1.60	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
32	A.37		30.45	30.45	28.76	1.69	1.69	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
33	A.38		30.56	30.56	28.78	1.78	1.78	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
34	A.39		30.65	30.65	28.79	1.86	1.86	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
35	A.40		30.72	30.72	28.8	1.92	1.92	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
36	A.41		30.76	30.76	28.8	1.96	1.96	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
37	A.42		30.84	30.84	28.81	2.03	2.03	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas

Lanjutan Tabel 4.29

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul

No.	HEC Patok	Elevasi Tanggul Eksisting		El. MAB (Q _{25th})	Tinggi Limpasan		Keterangan	
		Ki (m)	Ka (m)		Ki (m)	Ka (m)	Ki (m)	Ka (m)
38	A.43	30.95	30.95	28.83	2.12	2.12	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
39	A.44	31.02	31.02	28.84	2.18	2.18	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
40	A.45	31.1	31.1	28.86	2.24	2.24	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
41	A.46	31.22	31.22	28.88	2.34	2.34	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
42	A.47	31.29	31.29	28.89	2.40	2.40	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
43	A.48	31.35	31.35	28.9	2.45	2.45	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
44	A.49	31.42	31.42	28.92	2.50	2.50	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
45	A.50	31.51	31.51	28.94	2.57	2.57	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
46	A.51	31.6	32.22	28.96	2.64	3.26	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
47	A.52	31.69	31.69	28.99	2.70	2.70	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
48	A.53	31.8	31.92	29.01	2.79	2.91	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
49	A.54	31.88	31.68	29.04	2.84	2.64	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
50	A.55	31.99	31.88	29.07	2.92	2.81	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
51	A.56	32.09	32.09	29.1	2.99	2.99	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
52	A.57	32.14	32.14	29.12	3.02	3.02	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
53	A.58	32.22	32.22	29.15	3.07	3.07	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
54	A.59	32.33	32.33	29.19	3.14	3.14	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
55	BM.05	32.43	32.43	29.24	3.19	3.19	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
56	A.61	32.5	32.5	29.27	3.23	3.23	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
57	A.62	32.55	32.55	29.28	3.27	3.27	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
58	A.63	32.64	32.64	29.33	3.31	3.31	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
59	A.65	32.69	32.69	29.35	3.34	3.34	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
60	A.67	32.75	32.75	29.38	3.37	3.37	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
61	A.68	32.82	32.82	29.42	3.40	3.40	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
62	A.69	32.87	32.87	29.44	3.43	3.43	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
63	A.70	32.93	32.93	29.48	3.45	3.45	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
64	A.72	32.97	32.97	29.5	3.47	3.47	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
65	A.73	33.17	33.05	29.55	3.62	3.50	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
66	A.74	33.1	33.1	29.57	3.53	3.53	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
67	A.76	33.13	33.13	29.59	3.54	3.54	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
68	A.77	33.24	33.24	29.66	3.58	3.58	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
69	A.78	33.28	33.28	29.69	3.59	3.59	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
70	A.80	33.37	33.37	29.74	3.63	3.63	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
71	A.82	33.44	33.44	29.8	3.64	3.64	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
72	A.83	33.49	33.49	29.83	3.66	3.66	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
73	A.84	33.54	33.54	29.86	3.68	3.68	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
74	A.86	33.62	33.62	29.92	3.70	3.70	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas



Lanjutan Tabel 4.29

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul

No.	HEC	Patok	Elevasi Tanggul Eksisting		EL. MAB (Q _{25th}) (m)	Tinggi Limpasan		Keterangan	
			Ki (m)	Ka (m)		Ki (m)	Ka (m)	Ki (m)	Ka (m)
75	A.88		33.7	33.7	29.98	3.72	3.72	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
76	A.89		33.76	33.76	30.03	3.73	3.73	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
77	A.90		33.83	33.83	30.08	3.75	3.75	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
78	A.91		33.87	33.87	30.12	3.75	3.75	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
79	A.92		33.93	33.93	30.16	3.77	3.77	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
80	A.93		33.96	33.96	30.19	3.77	3.77	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
81	A.94		33.99	33.99	30.22	3.77	3.77	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
82	A.96		33.04	33.04	30.32	2.72	2.72	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
83	A.98		34.13	34.13	30.33	3.80	3.80	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
84	A.99		34.18	34.18	30.31	3.87	3.87	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
85	CP.07		34.44	34.44	30.39	4.05	4.05	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
86	A.102		34.29	34.29	30.46	3.83	3.83	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
87	A.104		34.36	34.36	30.55	3.81	3.81	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
88	A.106		34.44	34.44	30.66	3.78	3.78	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
89	A.108		34.52	34.52	30.76	3.76	3.76	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
90	A.110		34.59	34.59	30.85	3.74	3.74	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
91	A.112		34.65	34.65	30.93	3.72	3.72	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
92	A.114		34.72	34.72	31.02	3.70	3.70	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
93	A.115		34.79	34.79	31.11	3.68	3.68	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
94	A.116		34.84	34.84	31.17	3.67	3.67	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
95	A.118		34.92	34.92	31.26	3.66	3.66	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
96	A.119		34.98	34.98	31.34	3.64	3.64	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
97	A.120		35.04	35.04	31.41	3.63	3.63	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
98	A.121		35.09	35.09	31.47	3.62	3.62	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
99	A.122		35.17	35.17	31.56	3.61	3.61	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
100	A.123		35.23	35.23	31.63	3.60	3.60	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
101	A.124		35.29	35.29	31.63	3.66	3.66	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
102	A.125		35.39	35.39	31.75	3.64	3.64	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
103	A.126		35.48	35.48	31.86	3.62	3.62	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
104	A.127		35.58	35.58	31.97	3.61	3.61	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
105	A.128		35.64	35.64	32.05	3.59	3.59	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
106	A.129		35.7	35.7	32.12	3.58	3.58	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
107	A.130		35.74	35.74	32.16	3.58	3.58	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
108	A.131		35.8	35.8	32.24	3.56	3.56	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
109	A.132		35.85	35.85	32.29	3.56	3.56	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
110	A.133		35.89	35.89	32.35	3.54	3.50	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
111	A.134		35.93	35.93	32.39	3.54	3.54	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas

Lanjutan Tabel 4.29

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi Sebelum diTanggul

No.	HEC Patok	Elevasi Tanggul Eksisting		El. MAB (Q _{25th})	Tinggi Limpasan		Keterangan	
		Ki (m)	Ka (m)		Ki (m)	Ka (m)	Ki (m)	Ka (m)
112	A.135	35.97	35.97	32.43	3.54	3.54	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas

Sumber: Hasil Analisis *HEC-RAS* (2019)

Tabel 4.30

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Normalisasi dan Tanggul

No.	HEC Patok	Elevasi Tanggul Eksisting		El. MAB (Q _{25th})	Tinggi Limpasan		Keterangan	
		Ki (m)	Ka (m)		Ki (m)	Ka (m)	Ki (m)	Ka (m)
1	A.0	29.55	29.55	28.61	0.9	0.9	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2	CP.01	29.59	29.59	28.61	1.0	1.0	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
3	A.2	28.69	28.69	28.61	0.1	0.1	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
4	A.4	28.78	28.78	28.62	0.2	0.2	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
5	A.5	28.89	28.89	28.62	0.3	0.3	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
6	A.6	28.93	28.93	28.62	0.3	0.3	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
7	A.7	29.04	29.04	28.62	0.4	0.4	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
8	A.9	29.11	29.11	28.63	0.5	0.5	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
9	A.10	29.19	29.19	28.63	0.6	0.6	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
10	A.11	29.25	29.25	28.63	0.6	0.6	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
11	A.12	29.26	29.26	28.63	0.6	0.6	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
12	A.13	29.35	29.35	28.63	0.7	0.7	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
13	A.14	29.11	29.11	28.63	0.5	0.5	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
14	A.15	29.53	29.53	28.64	0.9	0.9	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
15	A.16	29.63	29.63	28.65	1.0	1.0	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
16	A.17	29.72	29.72	28.65	1.1	1.1	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
17	A.18	29.82	29.82	28.66	1.2	1.2	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
18	A.19	29.92	29.92	28.66	1.3	1.3	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas

Sumber: Hasil Analisis *HEC-RAS* (2019)

4.3 Analisis Daya Dukung Tanah

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam hal mendukung beban pondasi yang akan bekerja di atasnya. Pondasi merupakan bagian dari struktur yang berfungsi untuk meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak dibawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan ke tanah yang berada di bawahnya, karena tekanan yang berlebihan dapat menyebabkan keruntuhan pondasi.

4.3.1 Daya Dukung Tanah pada Tanggul Parapet

Kapasitas daya dukung pada daerah studi ini didapatkan dari hasil pengujian lapangan yang menggunakan Uji *Standart Penetration Test* (SPT) yang dilakukan oleh konsultan perencana. Faktor aman terhadap keruntuhan daya dukung tanah yaitu sebagai berikut.

Diketahui:

- $c = 6,80 \text{ ton/m}^3$
- $D_f = 0,30 \text{ m}$
- $\gamma_t = 1,34 \text{ ton/m}^3$
- $B = 1,5 \text{ m}$
- $\phi = 12,45$
- $N_c = 11,06$ (Tabel faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi)
- $N_q = 3,44$ (Tabel faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi)
- $N_\gamma = 1,82$ (Tabel faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi)
- $SF = 3,0$

Kapasitas dukung tanah Terzaghi:

$$q_u = cN_c + D_f\gamma N_q + 0,5\gamma BN_\gamma$$

$$= 78,420 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF}$$

$$= 26,140 \text{ ton/m}^2$$

Adapun hasil Uji *Standart Penetration Test* (SPT) dan *Soil Properties* terdapat pada gambar dibawah ini.

BOR HOLE LOG

Project Name : SID Prasarana Pengendali Daya Rusak Air Kali Gunting										Location : Kali Gunting			
Bore Hole No. : HB - 01										Driller : Sobar Ruchiat			
Ground Elevation : -										Data Started :			
Ground Water Level : - 6,00 m.										Data Finished :			
Date	Depth (m)	Sampling	Unit	Boring Log	Core Recovery (%)	Ticknesh	Soil Description	Standard Penetration Test (SPT)				Permeability Test	
								No. of Blows				Koeff. Permiabilitas (k = cm/detik)	
								N1	N2	N3	N4		N Value
	1						Lempung lanuan, coklat, plastisitas sedang						
	2												
	3							3.000					
	4								30	35	47		0,2 cm/5 menit = $6,67 \times 10^{-4}$ cm/detik
	5						Lempung lanuan, hitam, plastisitas sedang						
	6												
	7												
	8												
	9								20	32	40		0,25 cm/5 menit = $8,33 \times 10^{-4}$ cm/detik
	10						Lempung lanuan, abu-abu muda, plastisitas sedang.						
	11												
	12												
	13												
	14						Lempung lanuan, abu-abu tua, plastisitas sedang.						
	15												
	16												
	17												
	18						Lempung lanuan, pasir, abu-abu muda, plastisitas sedang.						
	19												
	20												
							Undisturbed 1 : 3,00 - 3,50 m. Undisturbed 2 : 9,00 - 9,50 m.						

rayakonsult pt

consulting services

Head Office : Jalan Babakan Jeruk II No. 34, Bandung 40163, Indonesia
Telp. (022) 2088100, Fax. (022) 2088800, e-mail : rayakons@bdg.centrin.net.id

Ground Water Level

Undisturbed Sample

LEGEND

Md		Sy	Sheet 01 of 04
D'r		Tg	
C'h		Kd	

Gambar 4.16 Hasil Uji Standart Penetration Test (SPT)

Sumber: PT. Raya Konsultan (2010).

Ringkasan Hasil Penelitian Laborat Mekanika Tanah Test Pit
Pekerjaan SID Prasarana Pengendali Daya Rusak Air Kali Gunting
Kabupaten Jombang

No.	Lokasi Borrow Area	Bore Hole No.	Depth	Moisture Content	Specific Gravity	Atterberg Limits			Grain Size				Compaction			Consolidation	Permeability (k)	Traiaxil UU		Remark
						Liquit Limit	Plastic Limit	Index Plasticity										C	Q	
									m	%		%	%	%	ton/m ³		ton/m ³			
LOKASI : KALI GUNTING, KAB. JOMBANG - JATIM.																				
1	Dusun Gerobogan	TP - 01	0.30 - 2.60	30.88	2.6661	52.62	27.95	24.67	0.09	46.15	27.62	26.14	1.733	1.340	29.28	0.265	5.41.10 ⁻⁷	0.685	12.455	Lanau lempungan

Gambar 4.17 Hasil Uji Soil Properties
Sumber: PT. Raya Konsultan (2010).

4.3.2 Perencanaan Dinding Penahan

Dinding penahan direncanakan dengan tujuan untuk menambah tinggi tanggul sehingga air dari sungai tidak meluap. Untuk tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif serta pasif dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

Diketahui data tanah:

- $\phi = 12,45$
- $\beta = 0$
- $\theta = 0$
- $kh = 0,1$
- $k_v = 0,033$
- $\psi = 1,404$

Perhitungan tekanan tanah aktif:

- Keadaan Normal

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]}$$

$$= 0,645$$

- Keadaan Gempa

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]}$$

$$= 0,745$$

Perhitungan tekanan tanah pasif:

- Keadaan Normal

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]}$$

$$= 1,550$$



- Keadaan Gempa

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta + \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi)} \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta + \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]$$

$$= 1,404$$

Perhitungan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif (kondisi penuh keadaan normal) adalah sebagai berikut:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 0,645 \cdot 0,730 \cdot 0,300^2$$

$$= -0,021 \text{ ton}$$

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,550 \cdot 1,340 \cdot 0,700^2$$

$$= 0,509 \text{ ton}$$

Analisa gaya angkat (*uplift*) disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat *uplift* pada kondisi penuh keadaan normal adalah sebagai berikut:

$$P_{u1} = \text{volume} \times \gamma_w$$

$$= 1,500 \times 1,510 \times 1$$

$$= -2,265 \text{ ton}$$

Analisis stabilitas konstruksi untuk kondisi kosong keadaan normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, guling, eksentrisitas serta daya dukungnya.

1. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5$$

$$= 5,39$$

Syarat stabilitas terhadap guling yaitu:

$$SF > 1,5 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $5,39 > 1,5$ (memenuhi syarat)

2. Stabilitas terhadap geser



110

$$SF = \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} > 1,5$$

$$= 1,95$$

Syarat stabilitas terhadap geser yaitu:

$$SF > 1,5 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $1,95 > 1,5$ (memenuhi syarat)

3. Nilai eksentrisitas

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$

$$= 0,25$$

Syarat eksentrisitas

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Maka, } e \leq \frac{1,5}{6}$$

$$0,25 \leq 0,25 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3 \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

4. Daya Dukung

$$q_{\max/\min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 3,85 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 0,01 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:



$q_{\max}$ dan $q_{\min} < \text{daya dukung izin tanah}$

$$q_{\max} = 3,85 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

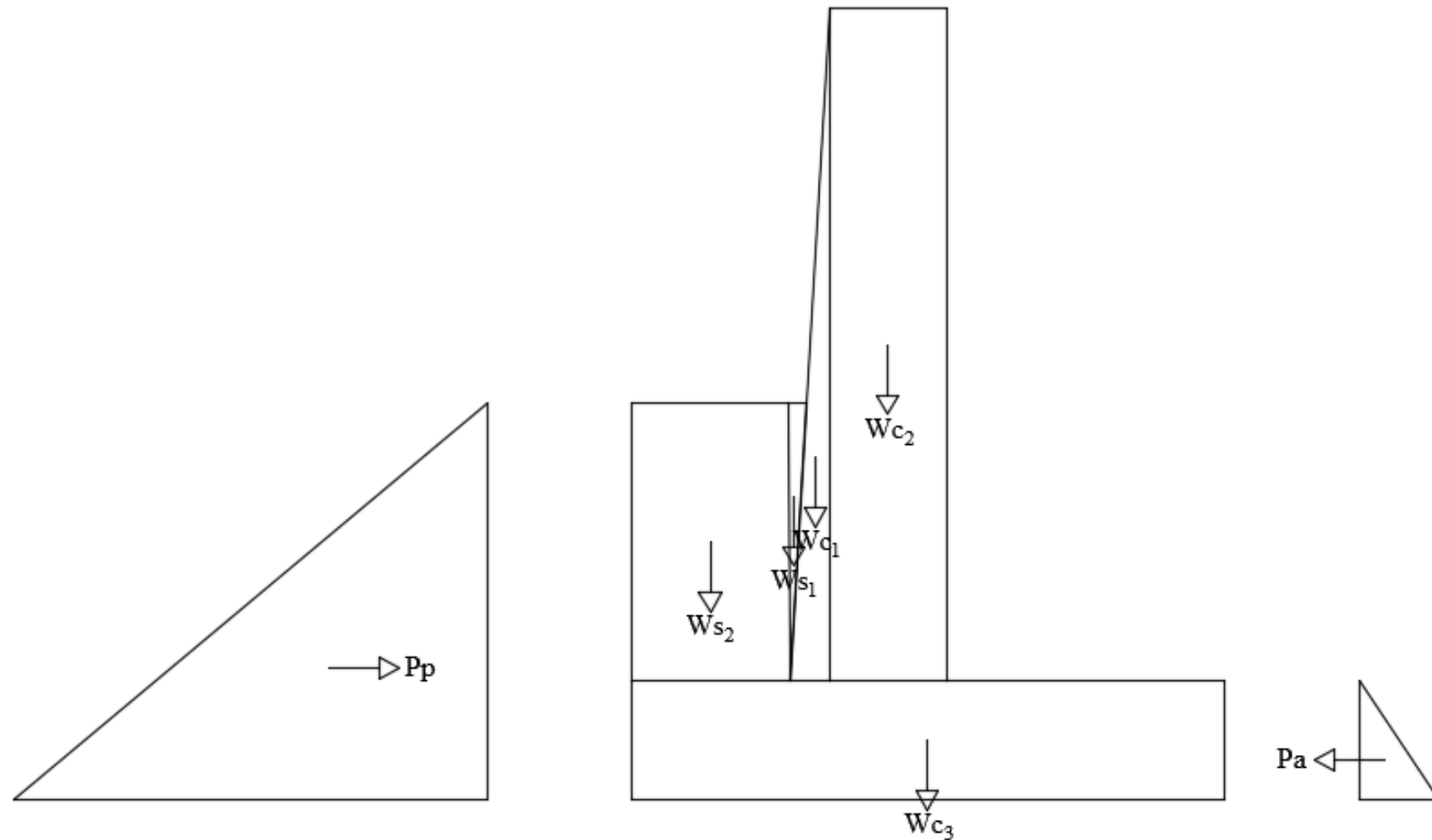
$$q_{\min} = 0,01 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

Untuk selanjutnya, perhitungan analisis stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada tabel berikut ini:

Tabel 4.31
Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen		
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio	Volume	γ (t/m ³)	Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Wc1	0,100	1,700	1,000	0,500	0,085	2,400	0,204		0,470		0,096	
Wc2	0,300	1,700	1,000	1,000	0,510	2,400	1,224		0,650		0,796	
Wc3	1,500	0,300	1,000	1,000	0,450	2,400	1,080		0,750		0,810	
Ws1	0,400	0,700	1,000	1,000	0,280	1,340	0,375		0,200		0,075	
Ws2	0,000	0,700	1,000	0,500	0,011	1,340	0,014		0,410		0,006	
Pa	Ka	γ_t	H	H								
	0,645	1,340	0,300	0,300	0,5		-0,038		0,100		-0,004	
Pp	Kp	γ_t	H	H								
	1,550	1,340	1,000	1,000	0,5		1,004		0,333		0,334	
	TOTAL					ΣV	2,897		ΣM_v		1,782	
						ΣH		0,966	ΣM_h			0,330

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.18 Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Normal
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



114

1. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,25$$

$$= 3,57$$

Syarat stabilitas terhadap guling yaitu:

$$SF > 1,25 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $3,57 > 1,25$ (memenuhi syarat)

2. Stabilitas terhadap geser

$$SF = \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} > 1,25$$

$$= 1,63$$

Syarat stabilitas terhadap geser yaitu:

$$SF > 1,25 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $1,63 > 1,25$ (memenuhi syarat)

3. Nilai eksentrisitas

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} \cdot \frac{B}{2} \right|$$

$$= 0,31$$

Syarat eksentrisitas

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Maka, } e \leq \frac{1,5}{6}$$

$$0,31 \leq 0,25 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$



4. Daya Dukung

$$q_{\max} = \frac{2V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$= 4,36 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:

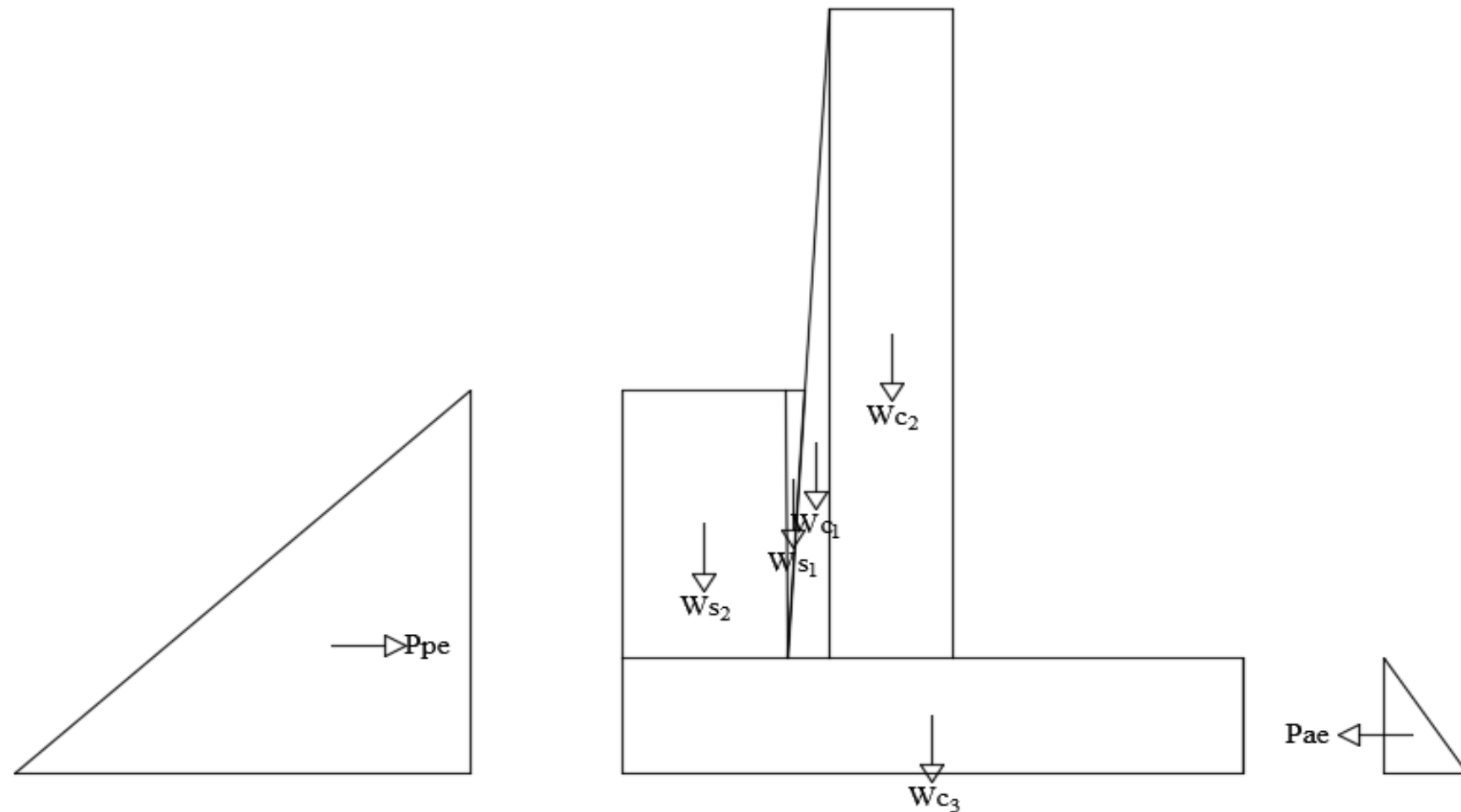
$$q_{\max} < \text{daya dukung izin tanah}$$

$$q_{\max} = 4,36 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

Tabel 4.32
Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen		
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio	Volume	γ (t/m ³)	Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Wc1	0,100	1,700	1,000	0,500	0,085	2,400	0,204	0,020	0,470	0,870	0,096	0,018
Wc2	0,300	1,700	1,000	1,000	0,510	2,400	1,224	0,122	0,650	1,150	0,796	0,141
Wc3	1,500	0,300	1,000	1,000	0,450	2,400	1,080	0,108	0,750	0,150	0,810	0,016
Ws1	0,400	0,700	1,000	1,000	0,280	1,340	0,375	0,038	0,200	0,650	0,075	0,024
Ws2	0,030	0,700	1,000	0,500	0,011	1,340	0,014	0,001	0,410	0,770	0,006	0,0011
Pae	Kae	γt	H	H	(1-kv)							
	0,745	1,340	0,300	0,300	0,967	0,5		-0,043		0,100		-0,004
Ppe	Kpe	γt	H	H	(1-kv)							
	1,404	1,340	1,000	1,000	0,967	0,5		0,910		0,333		0,303
	TOTAL					ΣV	2,897			ΣM_v	1,782	
						ΣH		1,156		ΣM_h		0,499

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.19 Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Kosong Keadaan Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



118

1. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5$$

$$= 7,83$$

Syarat stabilitas terhadap guling yaitu:

$$SF > 1,5 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $7,83 > 1,5$ (memenuhi syarat)

2. Stabilitas terhadap geser

$$SF = \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} \geq 1,5$$

$$= 8,03$$

Syarat stabilitas terhadap geser yaitu:

$$SF > 1,5 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $8,03 > 1,5$ (memenuhi syarat)

3. Nilai eksentrisitas

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} \cdot \frac{B}{2} \right|$$

$$= 0,05$$

Syarat eksentrisitas

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Maka, } e \leq \frac{1,5}{6}$$

$$0,05 \leq 0,25 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3 \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

4. Daya Dukung

$$q_{\max/\min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$



$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 4,17 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 2,84 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:

$q_{\max}$ dan $q_{\min} < \text{daya dukung izin tanah}$

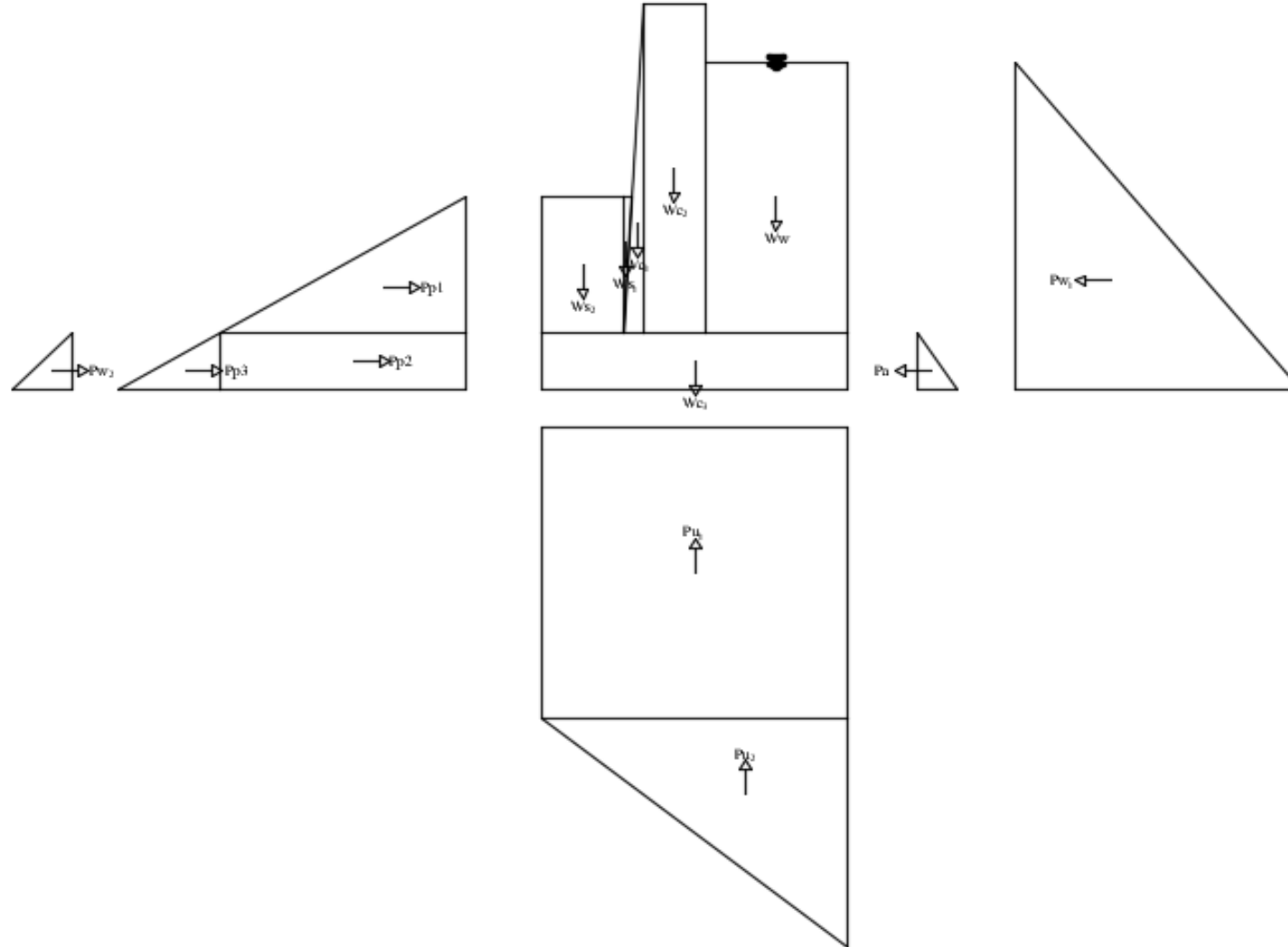
$$q_{\max} = 4,17 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = 2,84 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

Tabel 4.33
Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen		
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio	Volume	γ (t/m ³)	Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Wc1	0,100	1,700	1,000	0,500	0,085	2,400	0,204		0,470		0,096	
Wc2	0,300	1,700	1,000	1,000	0,510	2,400	1,224		0,650		0,796	
Wc3	1,500	0,300	1,000	1,000	0,450	2,400	1,080		0,750		0,810	
Ws1	0,400	0,700	1,000	1,000	0,280	1,340	0,375		0,200		0,075	
Ws2	0,050	0,700	1,000	0,500	0,018	1,340	0,023		0,410		0,010	
Ww1	0,700	1,400	1,000	1,000	0,980	1,000	0,980		1,150		1,127	
Pa	Ka	γt	H	H1								
	0,645	0,730	0,300	0,300	0,500			-0,021		0,100		-0,002
	Kp	γt	H	H								
Pp1	1,500	1,340	0,700	0,700	0,500		0,509			0,533		0,271
Pp2	1,500	1,340	0,700	0,300			0,436			0,150		0,065
Pp3	1,500	0,730	0,300	0,300	0,500		0,051			0,100		0,005
	γw	H	H									
Pw1	1,000	1,700	1,700	0,500			-1,445			0,567		-0,819
Pw2	1,000	0,300	0,300	0,500			0,045			0,100		0,005
	H	H	γw									
Pu1	1,500	1,510	1,000				2,265		0,750		1,699	
Pu2	1,500	1,190	1,000	0,500			-0,893		1,000		-0,893	
	TOTAL					ΣV	5,259			ΣM_v	3,719	
						ΣH		-0,425		ΣM_h		-0,475

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.20 Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Normal
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



122

1. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,25$$

$$= 1,34$$

Syarat stabilitas terhadap guling yaitu:

$$SF > 1,25 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $1,34 > 1,25$ (memenuhi syarat)

2. Stabilitas terhadap geser

$$SF = \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} > 1,25$$

$$= 2,11$$

Syarat stabilitas terhadap geser yaitu:

$$SF > 1,25 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $2,11 > 1,25$ (memenuhi syarat)

3. Nilai eksentrisitas

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} \cdot \frac{B}{2} \right|$$

$$= 0,02$$

Syarat eksentrisitas

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Maka, } e \leq \frac{1,5}{6}$$

$$0,02 \leq 0,25 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

4. Daya Dukung

$$q_{\max/\min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$



$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 0,53 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 0,44 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:

$q_{\max}$ dan $q_{\min} < \text{daya dukung izin tanah}$

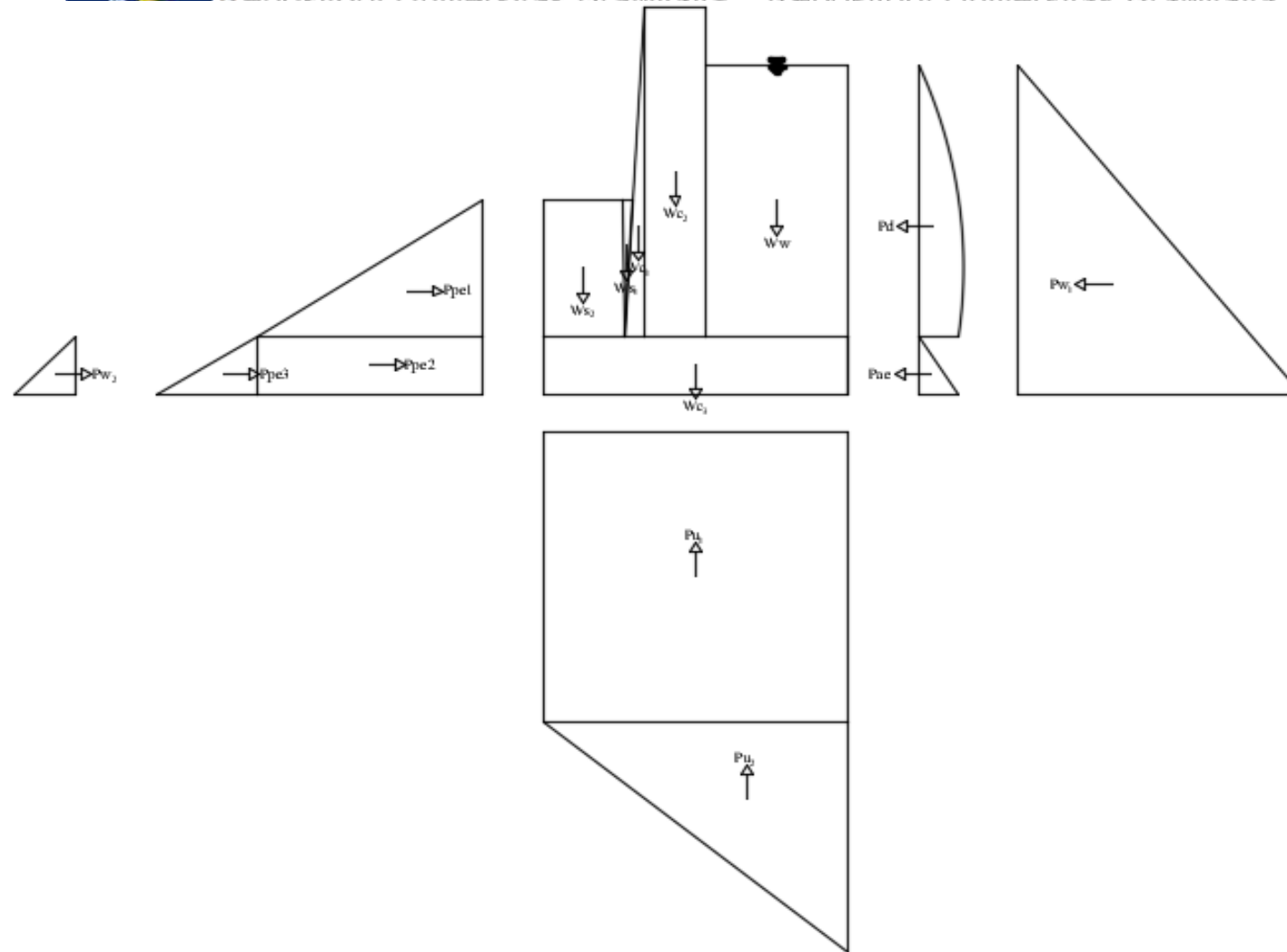
$$q_{\max} = 0,53 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = 0,44 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

Tabel 4.34
Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Gempa

Notasi	Lebar (m)	Nilai				Gaya		Lengan Momen		Momen		
		Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio	Volume	γ (t/m ³)	Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Wc1	0,100	1,700	1,000	0,500	0,085	2,400	0,204	0,020	0,470	0,870	0,096	0,018
Wc2	0,300	1,700	1,000	1,000	0,510	2,400	1,224	0,122	0,650	1,150	0,796	0,141
Wc3	1,500	0,300	1,000	1,000	0,450	2,400	1,080	0,108	0,750	0,150	0,810	0,016
Ws1	0,400	0,700	1,000	1,000	0,280	1,340	0,375	0,038	0,200	0,650	0,075	0,024
Ws2	0,050	0,700	1,000	0,500	0,018	1,340	0,023	0,002	0,410	0,770	0,010	0,0018
Ww1	0,700	1,400	1,000	1,000	0,980	1,000	0,980	0,098	1,150	1,000	1,127	0,098
Pae	Kae	γ_t	H	H	(1-kv)							
	0,745	0,730	0,300	0,300	0,967	0,500	-0,024		0,100		-0,002	
Ppe1	Kpe	γ_t	H	H	(1-kv)							
	1,404	1,340	0,700	0,700	0,967	0,500	0,446		0,533		0,238	
Ppe2	1,404	1,340	0,700	0,300	0,967	0,500	0,191		0,150		0,029	
Ppe3	1,404	0,730	0,300	0,300	0,967	0,500	0,045		0,100		0,004	
Pw1	γ_w	H	H									
	1,600	1,700	1,700	0,500			-1,201		0,567		-0,681	
Pw2	1,600	0,300	0,300	0,500			0,045		0,100		0,005	
Pd	0,583	gw	H	H	Kh							
	0,583	1,000	1,400	1,400	0,100		-0,114		0,860		-0,098	
Pu1	H	H	gw									
	1,500	1,510	1,000				-2,265		0,750		-1,699	
Pu2	1,500	1,190	1,000	0,500			-0,893		1,000		-0,893	
		TOTAL				ΣV ΣH	0,729 -0,224		ΣM_y ΣM_h	0,322 -0,241		

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.21 Stabilitas Dinding Penahan Kondisi Penuh Keadaan Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



126

1. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5$$

$$= 4,96$$

Syarat stabilitas terhadap guling yaitu:

$$SF > 1,5 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $4,96 > 1,5$ (memenuhi syarat)

2. Stabilitas terhadap geser

$$SF = \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} > 1,5$$

$$= 2,43$$

Syarat stabilitas terhadap geser yaitu:

$$SF > 1,5 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $2,43 > 1,5$ (memenuhi syarat)

3. Nilai eksentrisitas

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$

$$= 0,24$$

Syarat eksentrisitas

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Maka, } e \leq \frac{1,5}{6}$$

$$0,24 \leq 0,25 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

4. Daya Dukung

$$q_{\max/\min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$



$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 3,21 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 0,07 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:

$q_{\max}$ dan $q_{\min} < \text{daya dukung izin tanah}$

$$q_{\max} = 3,21 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

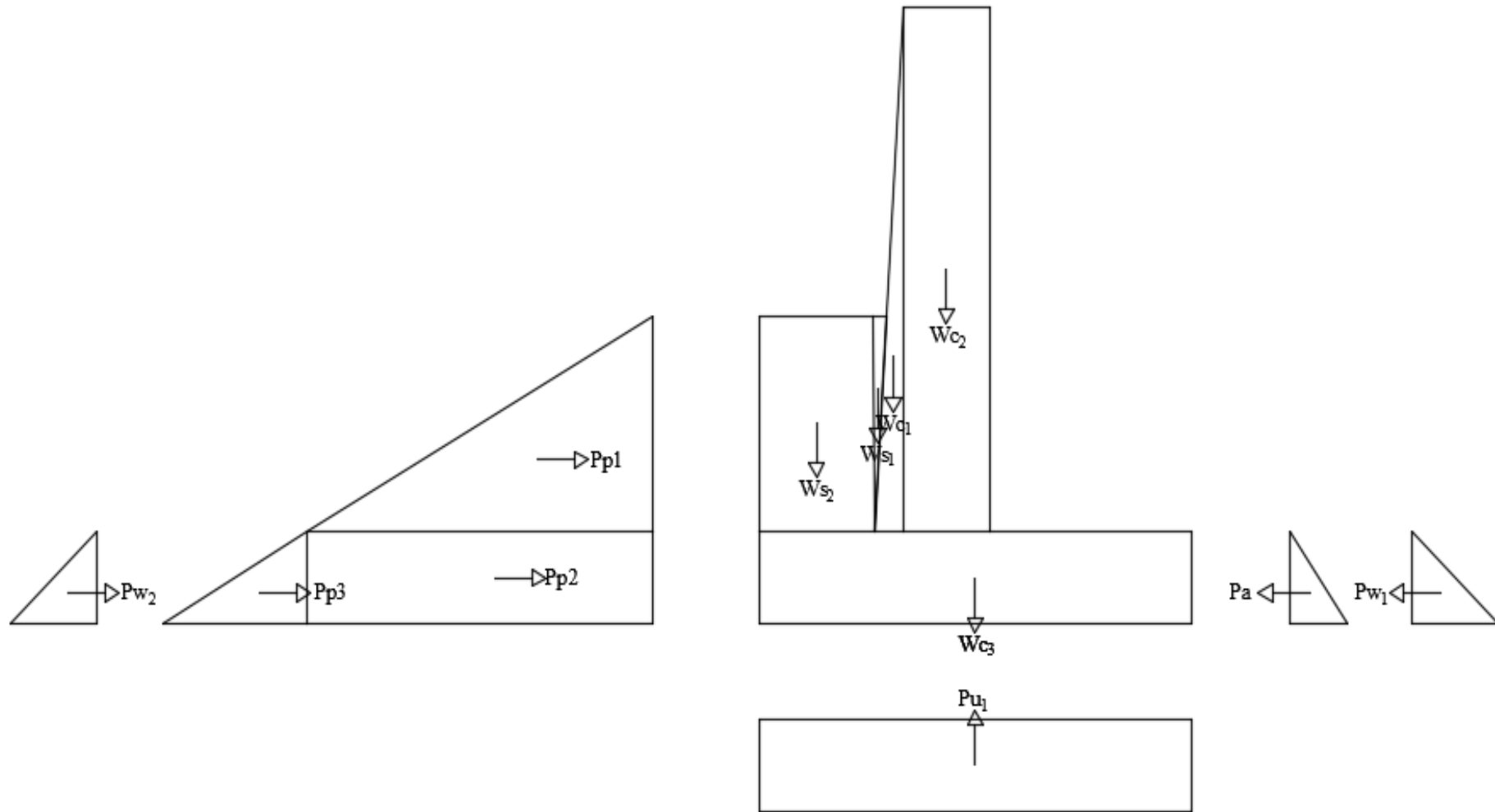
$$q_{\min} = 0,07 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

Tabel 4.35

Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen		
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio	Volume	γ (t/m ³)	Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Wc1	0,100	1,700	1,000	0,500	0,085	2,400	0,204		0,470		0,096	
Wc2	0,300	1,700	1,000	1,000	0,510	2,400	1,224		0,650		0,796	
Wc3	1,500	0,300	1,000	1,000	0,450	2,400	1,080		0,750		0,810	
Ws1	0,400	0,700	1,000	1,000	0,280	1,340	0,375		0,200		0,075	
Ws2	0,050	0,700	1,000	0,500	0,018	1,340	0,023		0,410		0,010	
Pa	Ka	γ_t	H	H								
	0,645	0,730	0,300	0,300	0,500		-0,021		0,100		-0,002	
Pp1	Kp	γ_t	H	H								
	1,550	1,340	0,700	0,700	0,500		0,509		0,533		0,271	
Pp2	1,150	0,730	0,700	0,300	0,500		0,119		0,150		0,018	
Pp3	1,350	0,730	0,300	0,300	0,500		0,051		0,100		0,005	
Pw1	γ_w	H	H									
	1,000	0,300	0,300	0,500			-0,045		0,100		-0,005	
Pw2	1,000	0,300	0,300	0,500			0,045		0,100		0,005	
Pu1	H	H	γ_w									
	1,500	0,300	1,000				-0,450		0,750		-0,338	
TOTAL							ΣV	2,457		ΣM_v	1,449	
							ΣH	0,657		ΣM_h		0,292

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.22 Stabilitas Dinding Penahan Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Normal
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



130

1. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,25$$

$$= 3,23$$

Syarat stabilitas terhadap guling yaitu:

$$SF > 1,25 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $3,23 > 1,25$ (memenuhi syarat)

2. Stabilitas terhadap geser

$$SF = \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} > 1,25$$

$$= 1,73$$

Syarat stabilitas terhadap geser yaitu:

$$SF > 1,25 \text{ (SF dalam keadaan normal)}$$

Maka, $1,73 > 1,25$ (memenuhi syarat)

3. Nilai eksentrisitas

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$

$$= 0,34$$

Syarat eksentrisitas

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Maka, } e \leq \frac{1,5}{6}$$

$$0,34 \leq 0,25 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$



4. Daya Dukung

$$q_{\max} = \frac{2V}{3\left(\frac{B}{2} + e\right)} = 3,97 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:

$$q_{\max} < \text{daya dukung izin tanah}$$

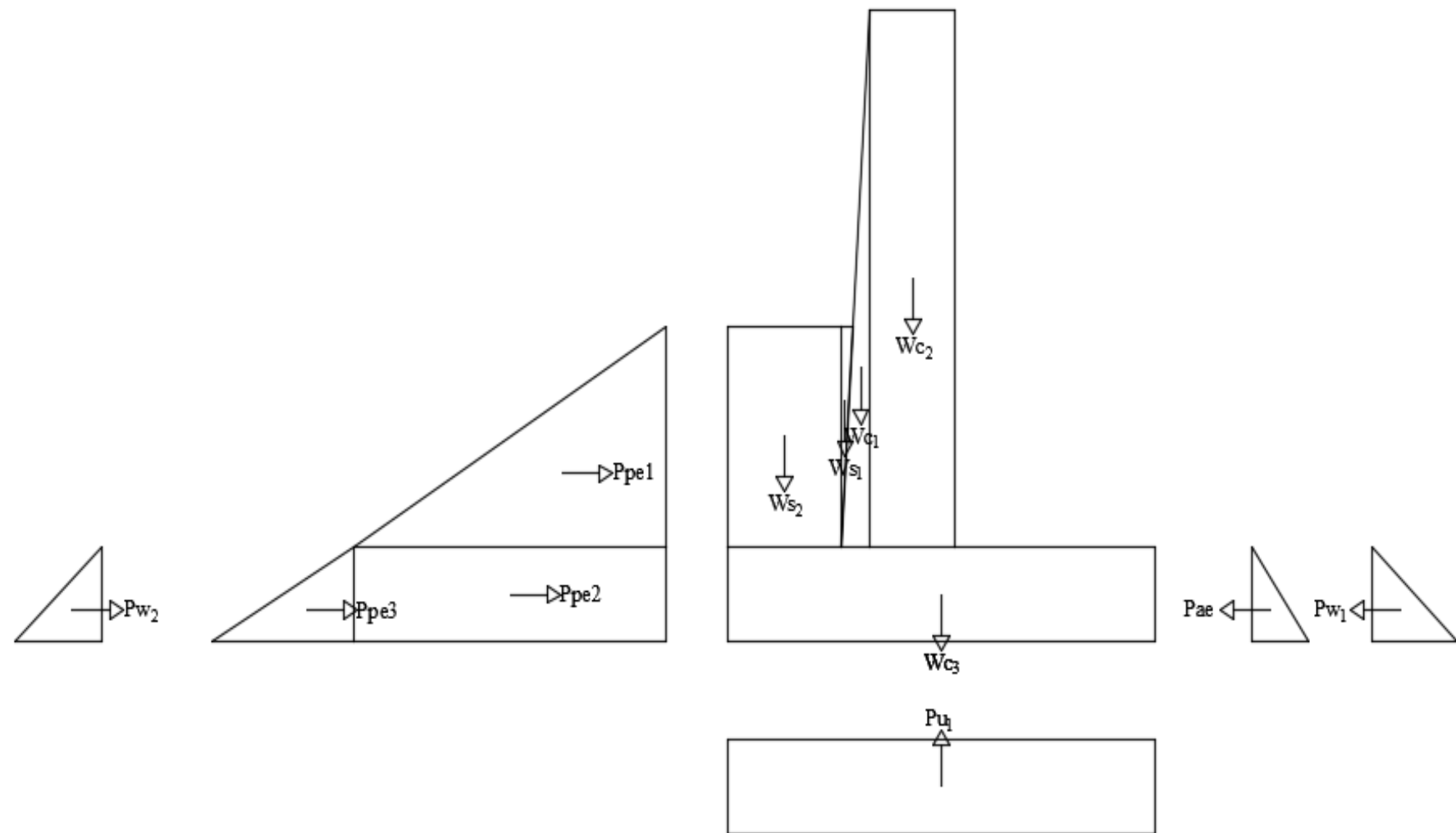
$$q_{\max} = 3,97 \text{ t/m}^2 < 26,140 \text{ t/m}^2$$

Tabel 4.36

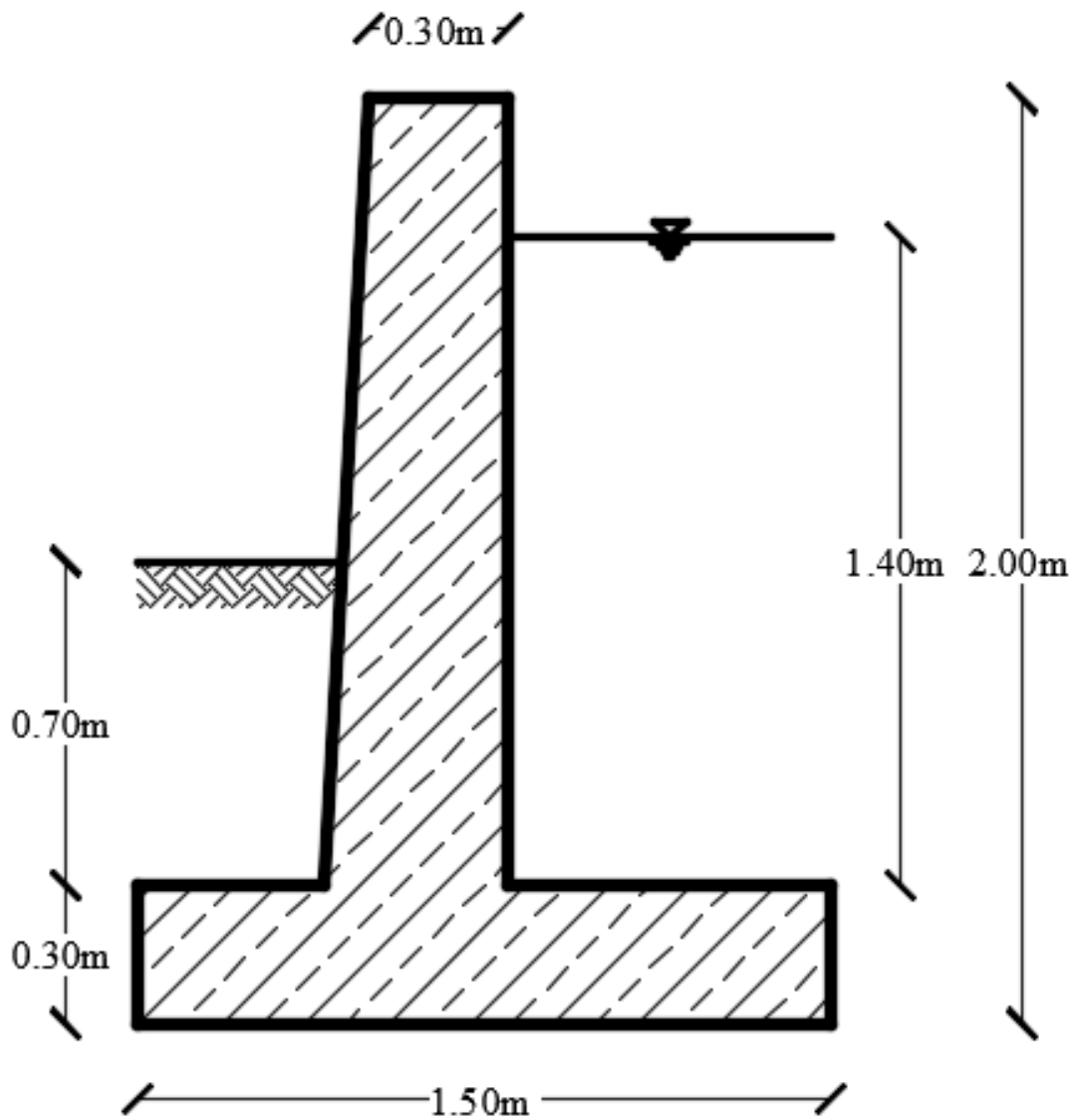
Analisis Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio	Volume	γ (t/m ³)	Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)		
Wc1	0,100	1,700	1,000	0,500	0,085	2,400	0,204	0,020	0,470	0,870	0,096	0,018		
Wc2	0,300	1,700	1,000	1,000	0,510	2,400	1,224	0,122	0,650	1,150	0,796	0,141		
Wc3	1,500	0,300	1,000	1,000	0,450	2,400	1,080	0,108	0,750	0,150	0,810	0,016		
Ws1	0,400	0,700	1,000	1,000	0,280	1,340	0,375	0,038	0,200	0,430	0,075	0,016		
Ws2	0,000	0,700	1,000	0,500	0,018	1,340	0,023	0,002	1,150	0,470	0,027	0,001		
Pae	Kae	γt	H	H	(1-kv)									
	0,745	0,730	0,300	0,300	0,967	0,500	-0,024			0,100		-0,002		
Ppe1	Kpe	γt	H	H	(1-kv)									
	1,404	1,340	0,700	0,700	0,967	0,500	0,446			0,533		0,238		
Ppe2	1,404	1,730	0,300	0,300	0,967	0,500	0,106			0,150		0,016		
Ppe3	1,404	1,730	0,300	0,300	0,967	0,500	0,106			0,100		0,011		
Pw1	H1	H1	H1											
	1,00	0,300	0,300	0,500			-0,045			0,100		-0,005		
Pw2	1,00	0,300	0,300	0,500			0,045			0,100		0,005		
Pu1	H	H	γw											
	1,500	0,30	1,000				-0,450		0,750		-0,338			
TOTAL							ΣV	2,457		ΣMv	1,466			
							ΣH	0,924		ΣMh		0,454		

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4.23 Stabilitas Dinding Penahan Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Gambar 4.24 Gambar Detail Bangunan
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



4.3.3 Analisis Beton Bertulang

Beton bertulang merupakan campuran yang terdiri atas semen, agregat halus (pasir), agregat kasar dan air. Perbandingan campuran bahan harus sesuai dengan standar yang telah ditetapkan agar memperoleh beton yang berkualitas. Penggunaan volume air yang berlebihan akan menyebabkan terpisahnya agregat kasar dan agregat halus, sehingga dapat beresiko menurunkan kuat tekan beton. Selain itu penggunaan jumlah semen sangat berpengaruh pula terhadap kualitas beton. Dan juga harus memperhatikan proses pengadukannya yang harus homogen.

Dengan berbagai kualitas beton yang bermacam-macam, maka dalam studi ini konstruksi menggunakan beton dengan $f'c = 25$ MPa. Dilakukan pengetesan terlebih dahulu sehingga kuat tekan beton yang diharapkan dapat terpenuhi. Sedangkan untuk menahan kekuatan tarik akan digunakan baja tulangan. Ada dua jenis baja tulangan yaitu dengan kekuatan leleh $f_y = 240$ MPa (baja polos) dan $f_y = 400$ MPa (baja ulir). Dalam studi kali ini menggunakan mutu baja dengan kekuatan leleh $f_y = 400$ MPa (baja ulir). Dengan adanya penggabungan antara 2 jenis bahan yaitu dengan kuat tekan beton $f'c = 25$ MPa dan tegangan leleh baja $f_y = 400$ MPa telah memenuhi persyaratan keamanan dalam perencanaan struktur beton.

Untuk memperoleh hasil yang akurat dan juga kuat, maka perhitungan tulangan akan dibagi menjadi tiga bagian, yaitu bagian A-A (dinding), bagian B-B (tumit atau *heel*) dan bagian C-C (ujung kaki atau *toe*). Adapun perhitungan penulangan yang direncanakan akan disajikan pada tabel dibawah ini.

Analisis penulangan bagian A-A:

Untuk beton bertulang pada bangunan yang dianalisis pada studi kali ini menggunakan:

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)}$$

$$\phi = 0,80$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D_{utama} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{bagi} = 10 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{ Tinggi efektif (d)} = h - p - (1/2 \times D) \\ = 192 \text{ mm}$$

53

REPOSITORY.UB.AC.ID



$$\bullet M_u = 0,148 \text{ tm}$$

$$= 1,480 \text{ kNm}$$

$$\bullet R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{1,480 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 192^2}$$

$$= 0,050$$

$$\bullet \rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,050}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0012$$

$$\bullet \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 0,0035$$

$$\bullet \rho_{\max} = 0,75 \times \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,0203$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan Utama

$$\bullet A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 672 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{Jumlah tulangan} = 4 \text{ buah}$$

Dipasang **D16 – 300** ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bagi

$$\bullet A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 345,6 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{Jumlah tulangan} = 5 \text{ buah}$$

Dipasang **D10 – 250** ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

Terhadap geser

$$\bullet V_u = 0,202 \text{ ton}$$

$$\bullet \phi V_u = \phi (0,17 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d)$$

$$= 12,24 \text{ ton} > V_u \rightarrow (\text{OK})$$

Tabel 4.38

Perhitungan Bending Momen Dinding Penahan Potongan B-B

No.	Notasi	Koefisien	Tekanan/Luas Penampang			γ (ton/m ³)	Gaya (ton)	L (m)	Momen (ton.m)		
Beban Hidup	W _w	1,600	×	Lebar	×	Tinggi	×				
		1,600	×	0,700	×	1,400	×	1,000	1,568	0,350	0,549
		1,600	×	0,700	×	2,840	×	-3,181	0,350	-1,113	
		1,600	×	0,700	×	0,620	×	0,500	-0,347	0,233	-0,081
		Beban Mati									
1	W _c	1,200	×	Lebar	×	Tinggi	×				
		1,200	×	0,700	×	0,300	×	2,400	0,605	0,350	0,212
		Total					-1,355		0,434		

Sumber: Hasil Perhitungan



Analisis penulangan bagian tumit (*heel*):

$$\bullet M_u = 0,434 \text{ tm}$$

$$= 4,34 \text{ kNm}$$

$$\bullet R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{4,34 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 192^2}$$

$$= 0,175$$

$$\bullet \rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,175}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0034$$

$$\bullet \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 0,0035$$

$$\bullet \rho_{\max} = 0,75 \times \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,0203$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan Utama

$$\bullet A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 672 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{Jumlah tulangan} = 4 \text{ buah}$$

Dipasang **D16 – 300** ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bagi

$$\bullet A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 345,6 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{Jumlah tulangan} = 5 \text{ buah}$$

Dipasang **D10 – 250** ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

Terhadap geser

$$\bullet V_u = 1,355 \text{ ton}$$

$$\bullet \phi V_u = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d) = 12,24 \text{ ton} > V_u \rightarrow (\text{OK})$$

Tabel 4.39

Perhitungan Pending Momen Dinding Penahan Potongan C-C

No.	Notasi	Koefisien		Tekanan/Luas Penampang		γ (ton/m3)	Gaya (ton)	L (m)	Momen (ton.m)		
Beban Hidup											
		1,600	×	Lebar	×	Tinggi	×				
1	Ws1	1,600	×	0,400	×	0,700	×	1,340	0,600	0,120	
2	B1	1,600	×	0,400	×	3,820	×	-2,445	0,200	-0,489	
3	B2	1,600	×	0,400	×	0,350	×	0,500	-0,112	-0,015	
Beban Mati											
		1,200	×	Lebar	×	Tinggi	×				
1	Wc2	1,200	×	0,400	×	0,300	×	2,400	0,346	0,200	0,069
Total								-1,611		0,315	

Sumber: Hasil Perhitungan



Analisis penulangan bagian ujung kaki (toe):

$$\bullet M_u = 0,315 \text{ tm}$$

$$= 3,15 \text{ kNm}$$

$$\bullet R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{3,15 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 192^2}$$

$$= 0,107$$

$$\bullet \rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,107}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0025$$

$$\bullet \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 0,0035$$

$$\bullet \rho_{\max} = 0,75 \times \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,0203$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan Utama

$$\bullet A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 672 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{Jumlah tulangan} = 4 \text{ buah}$$

Dipasang **D16 – 300** ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bagi

$$\bullet A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 345,6 \text{ mm}^2$$

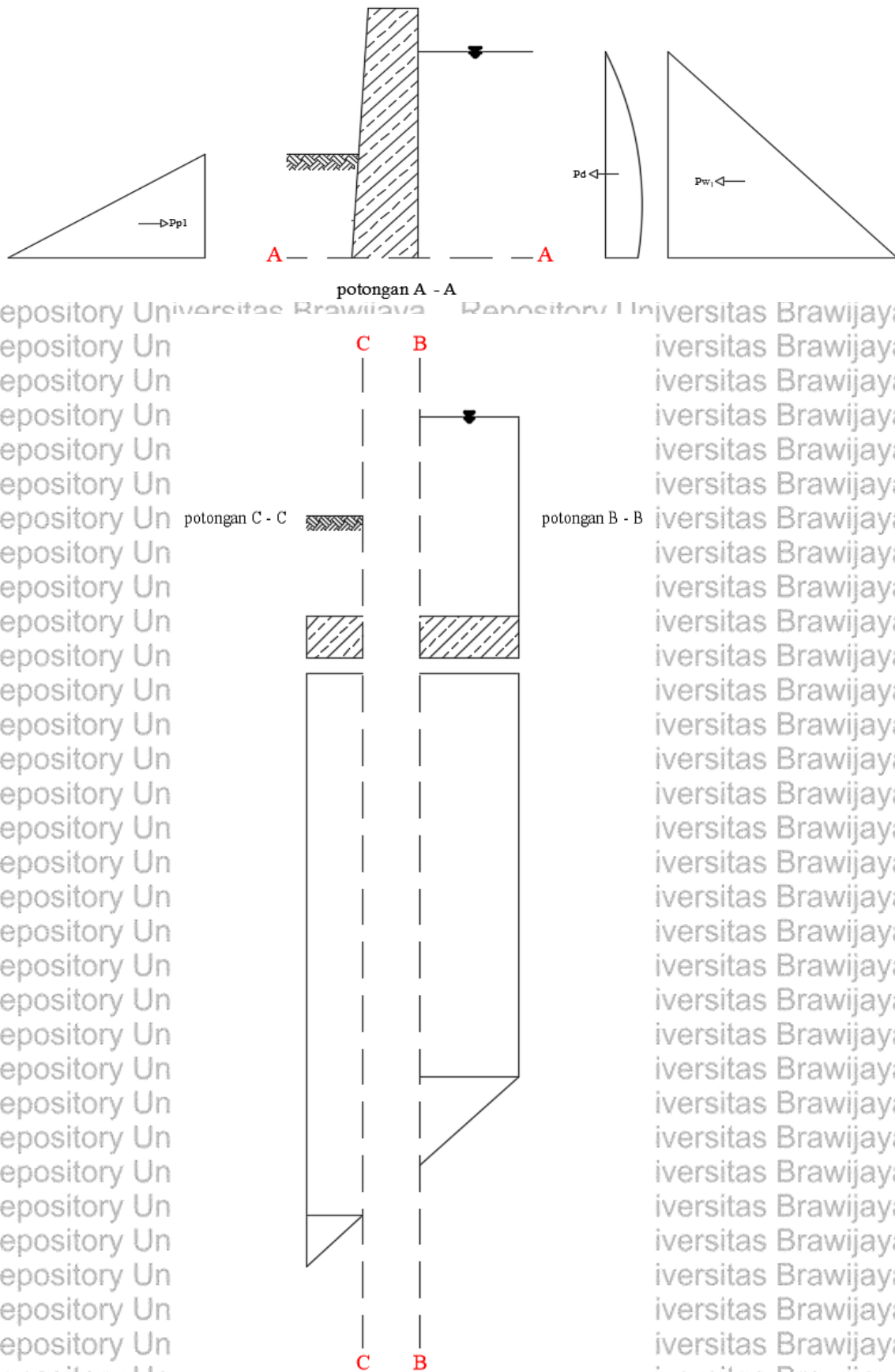
$$\bullet \text{Jumlah tulangan} = 5 \text{ buah}$$

Dipasang **D10 – 250** ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

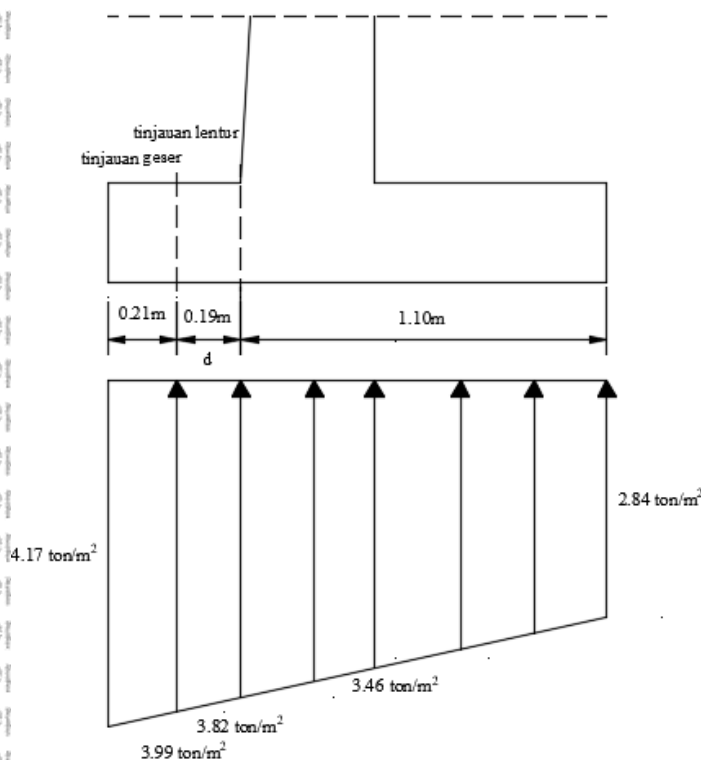
Terhadap geser

$$\bullet V_u = 1,49 \text{ ton}$$

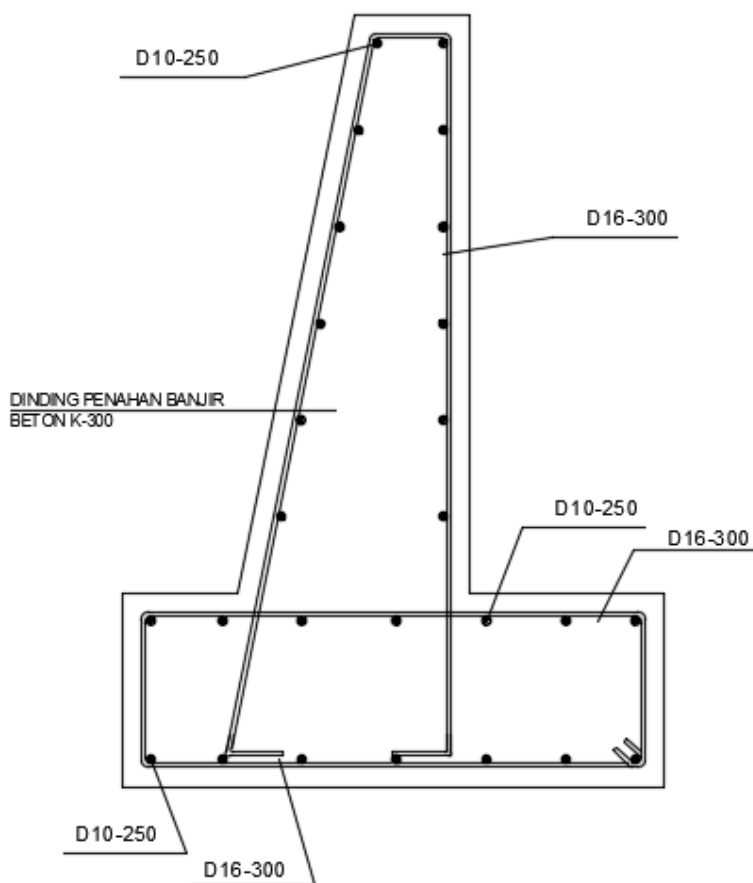
$$\bullet \phi V_u = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d) = 12,24 \text{ ton} > V_u \rightarrow (\text{OK})$$



Gambar 4.25 Pembebanan Pada Dinding Penahan
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Gambar 4.26 Potongan Pembebanan Tegangan Pada Dinding Penahan
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



Gambar 4.27 Penulangan Pada Bangunan Dinding Penahan
Sumber: Hasil Perhitungan (2019).



4.4 Rencana Anggaran Biaya

Berikut merupakan perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) dari pembangunan dinding penahan banjir berupa analisa alat dan bahan, upah pekerjaan yang akan dijelaskan pada tabel dibawah ini. Dimana harga satuan dasar yang digunakan mengacu pada SNI serta harga daerah Kabupaten Jombang Jawa Timur.

Tabel 4.40
Rencana Anggaran Biaya (RAB)

No.	Uraian Pekerjaan	Satuan	Volume	Bobot (%)	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
I. Pekerjaan Tanah						
1.1	Galian tanah	m ³	1099,14	0,025	67.700	7.441,178
	Jumlah			0,025		7.441,178
II. Pekerjaan Beton						
2.1	Beton	m ³	1528,4	0,817	1.593.200	18.162.480,000
2.2	Bekesting	m ²	1400	0,153	325.700	4.318.782,000
2.3	Pembesian	kg	561,6	0,005	23.900	6.126.506,880
	Jumlah			0,975		28.607.768,880
	Jumlah			1,000	Jumlah	28.682.180,658
					PPN 10%	286.821.806,6
					Jumlah + PPN 10%	31.550.398,724
					Pembulatan	31.550.398,700

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Analisis harga satuan pekerjaan ialah rincian anggaran biaya untuk setiap item pekerjaan dengan menggunakan koefisien dan harga satuan dasar yang mengacu pada SNI serta harga pada daerah Jombang. Pada tabel berikut akan dipaparkan rincian harga setiap itemnya.



Tabel 4.41
Analisis Harga Satuan Pekerjaan Galian Tanah Dengan Excavator dan Ponton (m³)

No.	Uraian	Satuan	Koefisien	Harga Satuan Dasar (Rp.)	Harga (Rp.)
Upah / Tenaga Kerja					
I	Mandor	oh	0,0081	97.500,00	792,68
	Pekerja	oh	0,0163	71.500,00	1.162,60
Peralatan					
II	Excavator (LA) + Ponton	jam	0,0625	954.578,30	59.661,14
Jumlah (I + II + III)					61.616,43
Keuntungan (10%)					6.161,64
Harga Satuan Pekerjaan					67.778,07
Harga Satuan (dibulatkan)					67.700,00

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.42
Analisis Harga Satuan Pekerjaan Beton (m³)

No.	Uraian	Satuan	Koefisien	Harga Satuan Dasar (Rp.)	Harga (Rp.)
Upah / Tenaga Kerja					
I	Mandor	oh	0,022	122.250,00	2.629,03
	Kepala tukang	oh	0,044	117.360,00	5.192,92
	Pekerja	oh	1,667	97.800,00	163.000,00
Bahan / Material					
	Batu Pecah (Split)	m ³	1,087	328.300,00	356.862,10
II	Pasir cor	m ³	0,781	207.700,00	162.213,70
	Semen portland 50 kg	zak	9,615	76.380,00	734.393,70
	Air	Ltr	210	20,10	4.221,00
Peralatan					
III	Concrete Mixer	jam	0,250	65.765,70	16.441,43
	Concrete Vibrator	jam	0,125	27.552,94	3.444,12
Jumlah (I + II + III)					1.448.397,99
Keuntungan (10%)					144.839,80
Harga Satuan Pekerjaan					1.593.237,79
Harga Satuan (dibulatkan)					1.593.200,00

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.43

Analisis Harga Satuan Pekerjaan Bekisting (m^2)

No.	Uraian	Satuan	Koefisien	Harga Satuan Dasar (Rp.)	Harga (Rp.)
I	Upah / Tenaga Kerja				
	Mandor	oh	0,054	122.250,00	6.608,11
	Kepala tukang	oh	0,099	117.360,00	11.619,80
	Tukang kayu	oh	0,599	112.470,00	67.347,31
	Pekerja	oh	1,176	97.800,00	115.058,82
II	Bahan / Material				
	Multiplex 12 mm	lbr	0,211	159.282,00	33.533,05
	Paku	kg	0,308	20.100,00	6.184,62
	Kayu Meranti	m^3	0,011	4.690.000,00	53.114,38
	Minyak Bekisting	ltr	0,200	13.562,00	2.712,40
				Jumlah (I + II)	296.178,49
				Keuntungan (10%)	29.617,85
				Harga Satuan Pekerjaan	325.796,34
				Harga Satuan (dibulatkan)	325.700,00

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.44

Analisis Harga Satuan Pekerjaan Pembesian (Kg)

No.	Uraian	Satuan	Koefisien	Harga Satuan Dasar (Rp.)	Harga (Rp.)
I	Upah / Tenaga Kerja				
	Kepala tukang	oh	0,003	117.360,00	335,31
	Tukang besi	oh	0,008	112.470,00	865,15
	Mandor	oh	0,001	122.250,00	152,81
	Pekerja	oh	0,020	97.800,00	1.956,00
II	Bahan / Material				
	Besi tulangan beton (ulir)	Kg	1,100	15.070,00	16.577,00
	Kawat ikat beton	kg	0,015	27.800,00	417,00
III	Peralatan				
	Gunting pemotong baja	bh	0,014	69.391,00	991,30
	Kunci pembengkok tulangan	bh	0,014	35.328,00	504,69
				Jumlah (I + II + III)	21.799,27
				Keuntungan (10%)	2.179,93
				Harga Satuan Pekerjaan	23.979,19
				Harga Satuan (dibulatkan)	23.900,00

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisis yang dilakukan, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan maka debit banjir rencana dengan Q_{25th} yang terjadi pada Sungai Guntung Hilir adalah sebesar 386,118 m³/dt.
2. Pada kondisi eksisting dengan menggunakan kala ulang 25 tahun, penampang sungai yang tidak dapat menampung luapan debit banjir dari patok A.0 – A.19, dengan limpasan paling besar adalah setinggi 1,8 m.
3. Dengan melihat kondisi di lapangan dan berdasarkan data tanah yang ada maka bangunan yang dipilih adalah dinding penahan banjir dengan ketinggian 2 m. Adapun analisis yang telah dilakukan terhadap faktor keamanan bangunan adalah sebagai berikut:

- Kondisi Kosong Keadaan Normal : 5,39 (guling), 1,95 (geser)
- Kondisi Kosong Keadaan Gempa : 3,57 (guling), 1,63 (geser)
- Kondisi Penuh Keadaan Normal : 7,83 (guling), 8,03 (geser)
- Kondisi Penuh Keadaan Gempa : 1,34 (guling), 2,11 (geser)
- Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Normal : 4,96 (guling), 2,43 (geser)
- Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Gempa : 3,23 (guling), 1,73 (geser)

Sedangkan untuk bahan imaterial tanggul parapet dipilih beton bertulang dengan mutu beton K300 atau setara dengan $f'c = 25$ MPa dan tulangan dengan $f_y = 400$ MPa (baja ulir). Adapun hasil perhitungan tulangan yang telah dilakukan adalah sebagai berikut:

- Pada bagian A-A tulangan utama D16-300 dan tulangan bagi D10-250.
- Pada bagian B-B tulangan utama D16-300 dan tulangan bagi D10-250
- Pada bagian C-C tulangan utama D16-300 dan tulangan bagi D10-250.

4. Setelah adanya upaya normalisasi dan pembuatan dinding penahan banjir tidak terjadi lagi adanya limpasan pada patok A.0 – A.19.

[illegible]



5. Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan besar Rencana Anggaran Biaya (RAB) sesuai dengan analisis adalah Rp. 31.550.398.700 (Tiga Puluh Satu Miliar Lima Ratus Lima Puluh Juta Tiga Ratus Sembilan Puluh Delapan Ribu Tujuh Ratus Rupiah).

5.2 Saran

Adapun saran yang dapat diambil dari analisis yang telah dilakukan adalah:

1. Perlu adanya penanganan secara menyeluruh baik dibagian hulu maupun dibagian hilir Sungai Guntung sehingga mampu imenyelesaikan permasalahan banjir yang terjadi setiap tahunnya.
2. Perlu adanya kerjasama antara Pemerintah dan masyarakat sekitar yang mana Pemerintah memberikan bantuan dana dan masyarakat melakukan fungsinya untuk mengawasi dan merawat bangunan tersebut sehingga bangunan penanggulangan banjir yang telah dibangun dapat terawat dan terjaga dan berfungsi secara maksimal.
3. Penanganan yang dilakukan tidak hanya secara struktural akan tetapi harus secara non-struktural seperti revitalisasi, reboisasi, serta relokasi.



DAFTAR PUSTAKA

- Army Corps of Engineers. 2010. *Hydrolic Reference Manual HEC-RAS 4.0*. California: U.S.
- Army Corps of Engineers.
- Asdak, Chay. 2004. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.
- Bowles, J.E. 1997. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Jakarta: Erlangga.
- Chow, Ven Te. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta: Erlangga.
- Dwiprayogo, Bayu. (2018). Studi Perencanaan Tanggul Banjir Di Sungai Bengawan Solo Pada Ruas Kota Surakarta Jawa Tengah. Skripsi. Tidak dipublikasikan. Malang: Universitas Brawijaya.
- Hardiyatmo, Hary Cristady. 2008. *Teknik Pondasi 2*. Yogyakarta: Beta Offset.
- Hardiyatmo, Hary Cristady. 2018. *Mekanika Tanah 2*. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.
- Ibrahim, Bachtiar. 2001. *Rencana dan Real Estimate Real Of Cost*. Jakarta: PT. Bumi Aksara.
- Limantara, L.M. 2010. *Hidrologi Praktis*. Bandung: Lubuk Agung.
- Loebis, Joesron. 1984. *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*. Jakarta: Badan Penerbit Pekerjaan Umum.
- Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor: 11/Prt/M/2013 Tentang Pedoman Analisis Harga Satuan Pekerjaan Bidang Pekerjaan Umum
- Soedarmo, Djatmiko & Purnomo, Edy. 1997. *Mekanika Tanah*. Kanisius: Yogyakarta.
- Soemarto, CD. 1986. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- Sosrodarsono, Suyono. 1994. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT Pradya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono. 2003. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: PT Pradya Paramita.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid I*. Bandung: Nova.
- Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi Offset.
- Triatmodjo, Bambang. 2010. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.

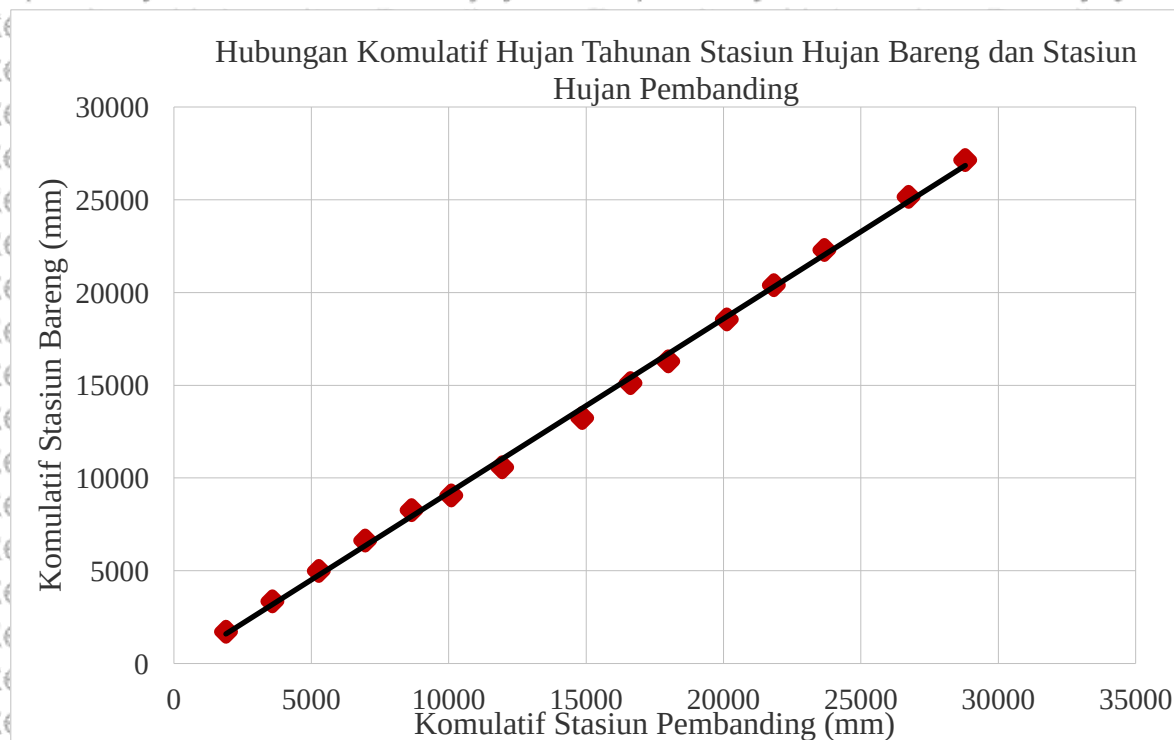


UJI KONSISTENSI DATA

Tabel 1. Uji Konsistensi Data di Stasiun Bareng Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Curah Hujan Stasiun Bareng (mm)	Kumulatif Stasiun Bareng (mm)	Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Stasiun Pembanding (mm)
2003	1716	1716	1892	1892
2004	1638	3354	1690	3582
2005	1638	4992	1690	5272
2006	1638	6630	1690	6962
2007	1638	8268	1690	8652
2008	803	9071	1439	10092
2009	1507	10578	1860	11951
2010	2657	13235	2908	14859
2011	1885	15120	1762	16621
2012	1175	16295	1366	17987
2013	2259	18554	2133	20120
2014	1845	20399	1713	21833
2015	1902	22301	1847	23680
2016	2862	25163	3057	26737
2017	1987	27150	2063	28800

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 1. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Bareng

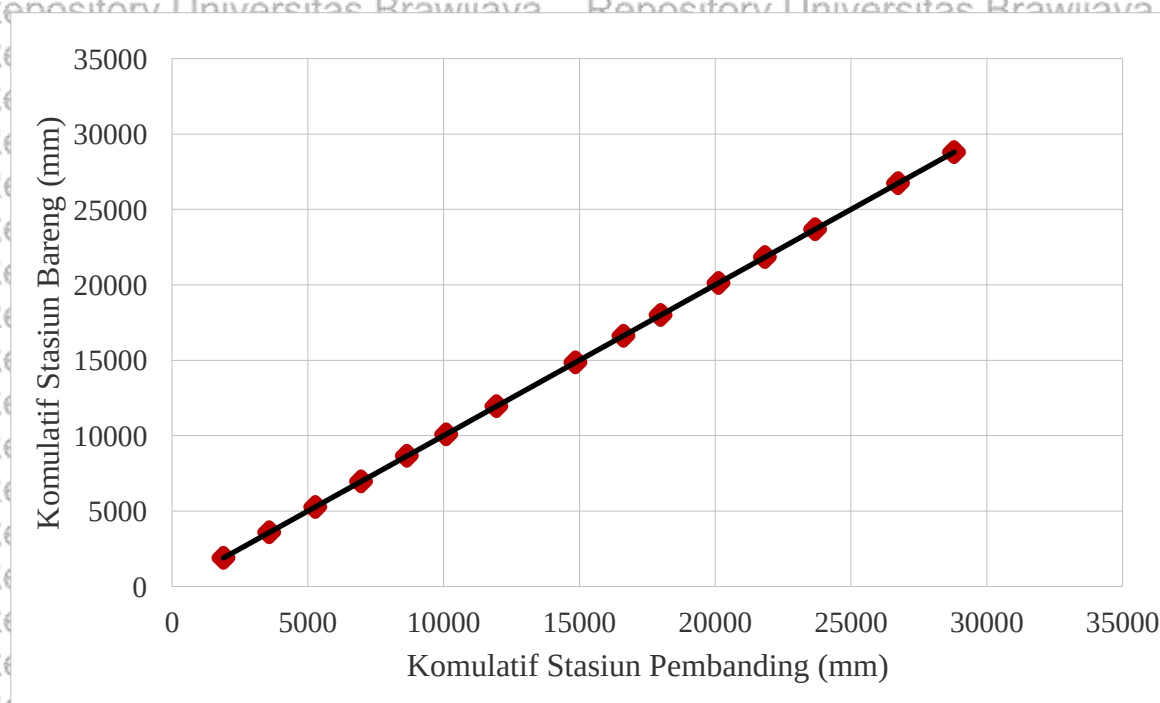
Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Tabel 2. Hasil Koreksi Stasiun Hujan Bareng Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Sta. Bareng					Sta. Pembanding	
	CH Tahunan Eksisting	α Eksisting	α Koreksi	Faktor Koreksi	Nilai Terkoreksi (mm)	CH Komulatif Nilai Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)
2003	1716	47,798	45	1,103	1892	1892	1892
2004	1638	45,895	45	1,032	1690	3582	1690
2005	1638	45,895	45	1,032	1690	5272	1690
2006	1638	45,895	45	1,032	1690	6962	1690
2007	1638	45,895	45	1,032	1690	8652	1690
2008	803	60,843	45	1,792	1439	10092	1439
2009	1507	50,980	45	1,234	1860	11951	1860
2010	2657	47,579	45	1,094	2908	14859	2908
2011	1885	43,068	45	0,935	1762	16621	1762
2012	1175	49,299	45	1,163	1366	17987	1366
2013	2259	43,361	45	0,944	2133	20120	2133
2014	1845	42,870	45	0,928	1713	21833	1713
2015	1902	44,153	45	0,971	1847	23680	1847
2016	2862	46,890	45	1,068	3057	26737	3057
2017	1987	46,080	45	1,038	2063	28800	2063

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 2. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Bareng

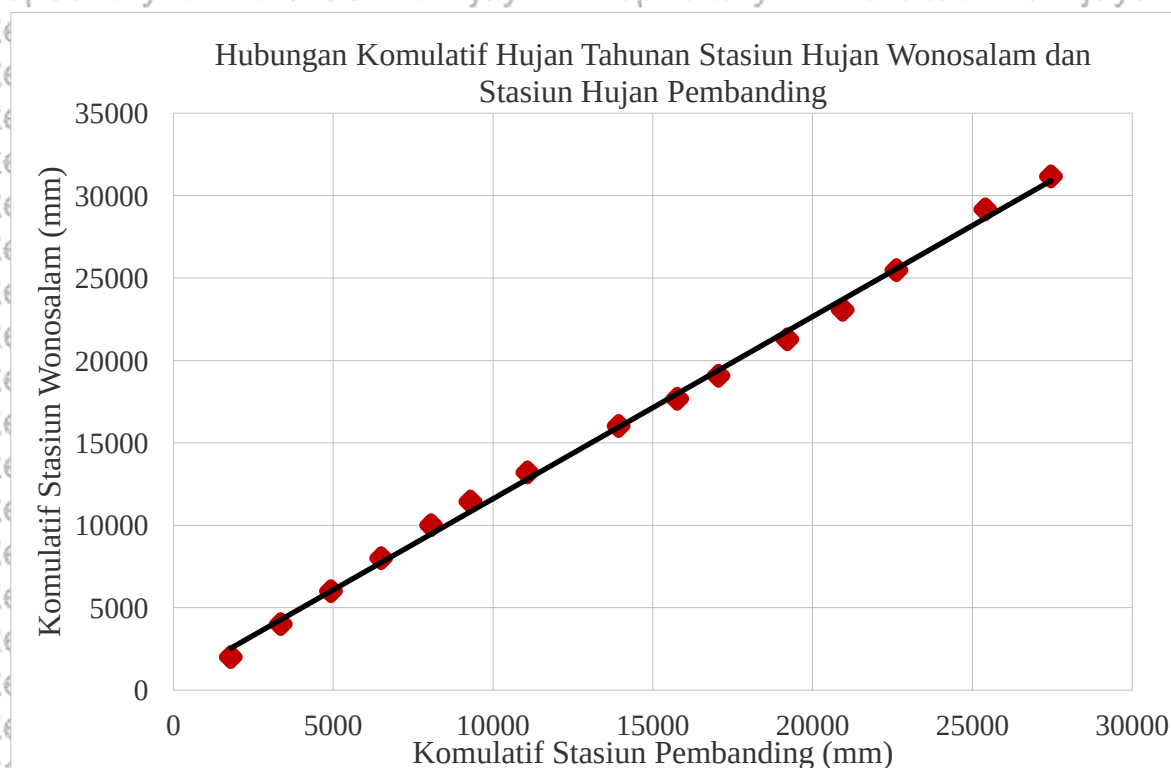
Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Tabel 3. Uji Konsistensi Data di Stasiun Wonosalam Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Curah Hujan Stasiun Wonosalam (mm)	Kumulatif Stasiun Wonosalam (mm)	Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Stasiun Pembanding (mm)
2003	2014	2014	1793	1793
2004	2000	4014	1569	3362
2005	2000	6014	1569	4932
2006	2000	8014	1569	6501
2007	2000	10014	1569	8070
2008	1429	11443	1231	9301
2009	1759	13202	1776	11077
2010	2816	16018	2855	13931
2011	1660	17678	1837	15768
2012	1393	19071	1293	17062
2013	2206	21277	2151	19213
2014	1787	23064	1732	20945
2015	2404	25468	1679	22624
2016	3696	29164	2779	25403
2017	2001	31165	2059	27462

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 3. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Wonosalam

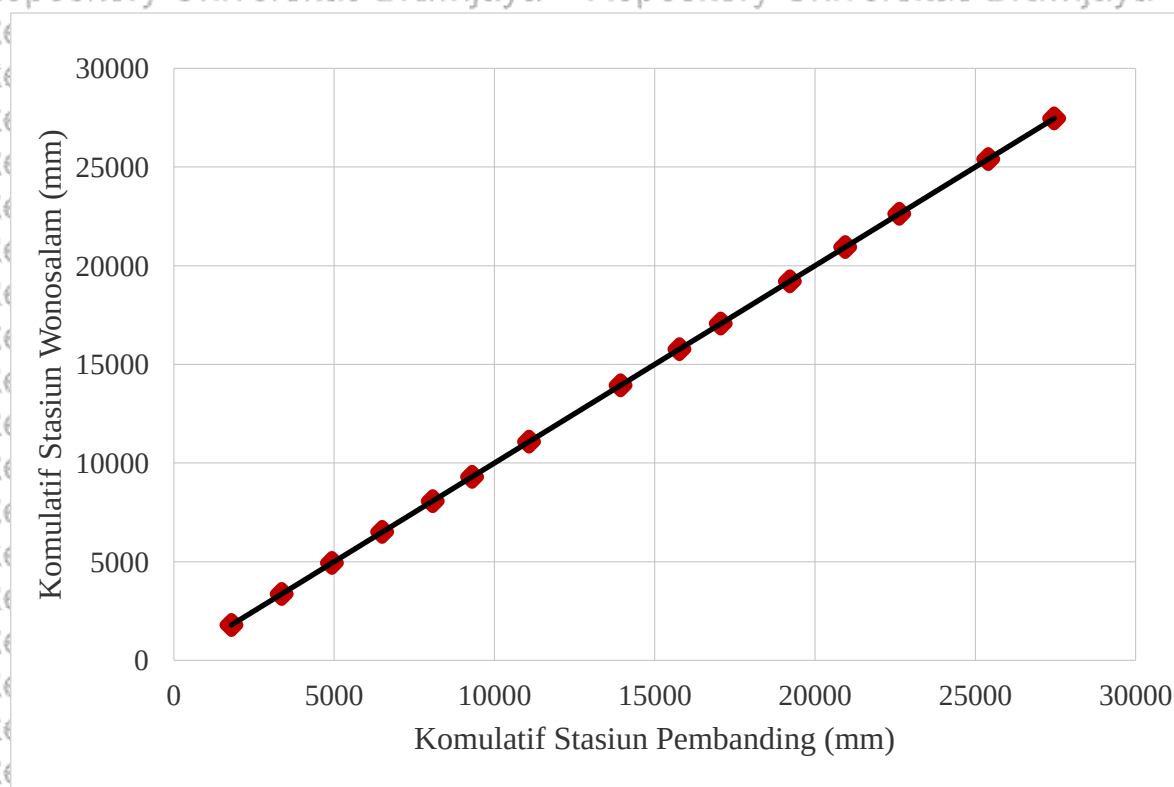
Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Tabel 4. Hasil Koreksi Stasiun Hujan Wonosalam Terhadap Stasiun Pembanding

Sta. Wonosalam						Sta. Pembanding		
Tahun	CH Tahunan Eksisting	α Eksisting	α Koreksi	Faktor Koreksi	Nilai Terkoreksin (mm)	Kumulatif Nilai Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Rerata(mm)	CH Kumulatif (mm)
2003	2014	41,678	45	0,890	1793	1793	1793	1793
2004	2000	38,120	45	0,785	1569	3362	1569	3362
2005	2000	38,120	45	0,785	1569	4932	1569	4932
2006	2000	38,120	45	0,785	1569	6501	1569	6501
2007	2000	38,120	45	0,785	1569	8070	1569	8070
2008	1429	40,735	45	0,861	1231	9301	1231	9301
2009	1759	45,270	45	1,009	1776	11077	1776	11077
2010	2816	45,391	45	1,014	2855	13931	2855	13931
2011	1660	47,898	45	1,107	1837	15768	1837	15768
2012	1393	42,875	45	0,928	1293	17062	1293	17062
2013	2206	44,277	45	0,975	2151	19213	2151	19213
2014	1787	44,105	45	0,969	1732	20945	1732	20945
2015	2404	34,935	45	0,699	1679	22624	1679	22624
2016	3696	36,943	45	0,752	2779	25403	2779	25403
2017	2001	45,814	45	1,029	2059	27462	2059	27462

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 4. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Wonosalam

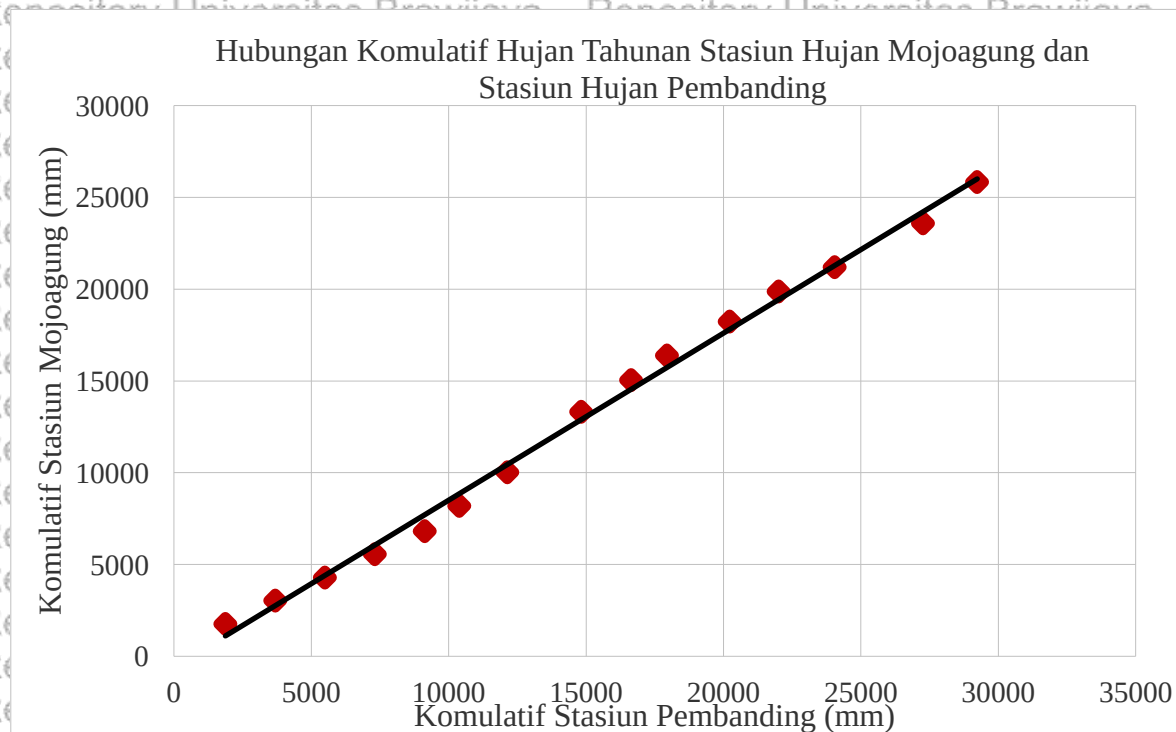
Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Tabel 5. Uji Konsistensi Data di Stasiun Mojoagung Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Curah Hujan Stasiun Mojoagung (mm)	Kumulatif Stasiun Mojoagung (mm)	Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Stasiun Pembanding (mm)
2003	1773	1773	1873	1873
2004	1265	3038	1814	3688
2005	1265	4303	1814	5502
2006	1265	5568	1814	7316
2007	1265	6833	1814	9131
2008	1363	8196	1253	10383
2009	1829	10025	1752	12136
2010	3298	13323	2694	14830
2011	1739	15062	1811	16640
2012	1340	16402	1311	17951
2013	1842	18244	2272	20224
2014	1634	19878	1783	22007
2015	1329	21207	2038	24044
2016	2381	23588	3218	27262
2017	2262	25850	1972	29234

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 5. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojoagung

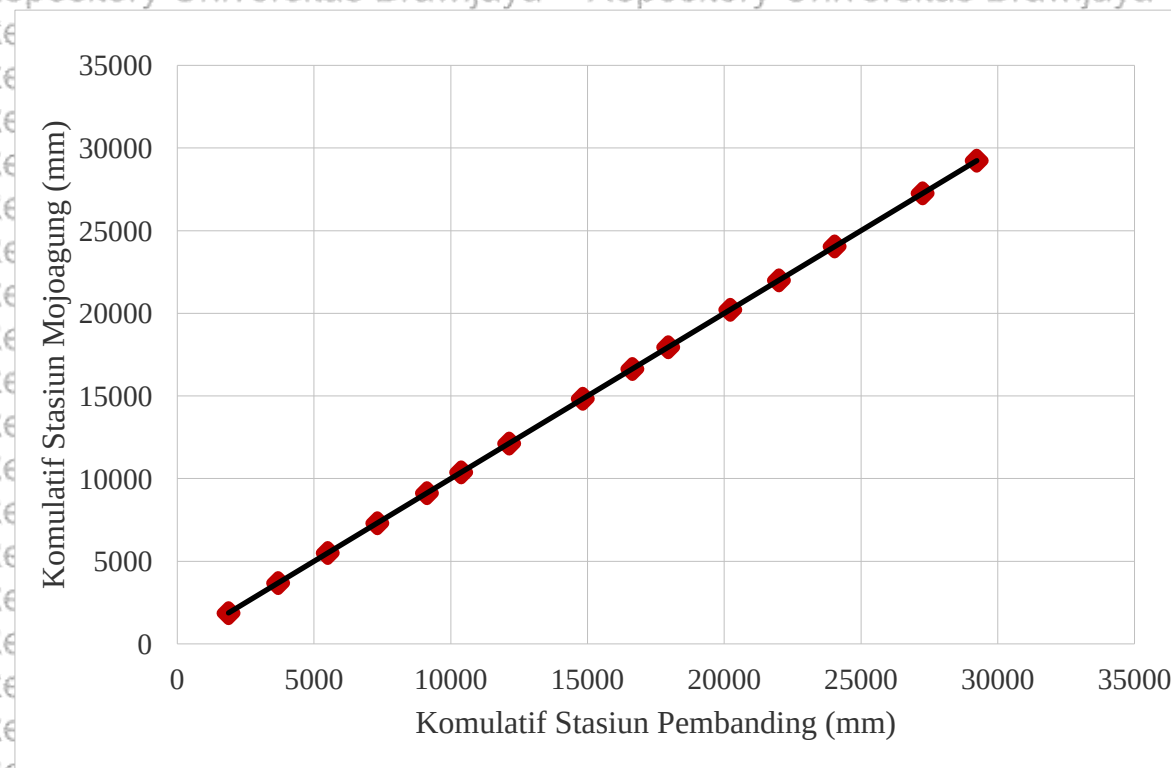
Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Tabel 6. Hasil Koreksi Stasiun Hujan Mojoagung Terhadap Stasiun Pembanding

Tahun	Sta. Mojoagung					Sta. Pembanding			
	CH Tahunan Eksisting	α Eksisting	α Koreksi	Faktor Koreksi	Nilai Terkoreksi (mm)	CH Komulatif Nilai Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Rerata(mm)	CH Komulatif (mm)	
2003	1773	46,576	45	1,057	1873	1873	1873	1873	
2004	1265	55,115	45	1,434	1814	3688	1814	3688	
2005	1265	55,115	45	1,434	1814	5502	1814	5502	
2006	1265	55,115	45	1,434	1814	7316	1814	7316	
2007	1265	55,115	45	1,434	1814	9131	1814	9131	
2008	1363	42,585	45	0,919	1253	10383	1253	10383	
2009	1829	43,774	45	0,958	1752	12136	1752	12136	
2010	3298	39,244	45	0,817	2694	14830	2694	14830	
2011	1739	46,157	45	1,041	1811	16640	1811	16640	
2012	1340	44,373	45	0,978	1311	17951	1311	17951	
2013	1842	50,971	45	1,234	2272	20224	2272	20224	
2014	1634	47,497	45	1,091	1783	22007	1783	22007	
2015	1329	56,886	45	1,533	2038	24044	2038	24044	
2016	2381	53,499	45	1,351	3218	27262	3218	27262	
2017	2262	41,077	45	0,872	1972	29234	1972	29234	

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



Gambar 6. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Mojoagung

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)



DATA DIRI PENULIS



Nur Faizaturrohmah, biasa dipanggil Izza. Saya lahir di Lamongan, 22 Juli 1997, merupakan anak pertama dari lima bersaudara dari pasangan Bapak Moch. Faizin dan Ibu Mar'atul Masluchah. Alamat tempat tinggal saya di Jalan Dr. Wahidin S.H. No. 75 Lamongan Jawa Timur.

Pendidikan formal yang dilalui penulis, antara lain:

- TK AL-Latifiah 1 Lamongan (2001-2003)
- SDN Kepatihan Lamongan (2003-2009)
- SMPN 1 Lamongan (2009-2012)
- SMAN 2 Lamongan (2012-2015)
- Mahasiswi Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya (2015-2019)

Selama menjadi mahasiswi Jurusan Teknik Pengairan saya juga turut berperan menjadi bagian dari Himpunan Mahasiswa Pengairan. Saya pernah menjadi staf Divisi Advokesma pada periode 2017/2018 serta Ketua Divisi Advokesma pada periode 2018/2019.

Saya juga sering mengikuti kegiatan – kegiatan yang diadakan oleh Jurusan maupun dari Himpunan Mahasiswa Pengairan sebagai panitia maupun menjadi peserta. Mengikuti berbagai pelatihan maupun seminar yang diadakan oleh universitas lain. Saya merasa bangga bisa menjadi bagian dari Teknik Pengairan yang mana saya mendapatkan banyak ilmu serta pengalaman yang luar biasa.

Dalam kesempatan kali ini saya mengucapkan terimakasih kepada Alm. Kung, Alm. Uti, Ayah, Ibu, Adik-adik, dan keluarga saya tercinta untuk doa dan motivasi yang selalu diberikan. Untuk Bapak Ibu Dosen terimakasih untuk ilmu dan pengalaman – pengalaman yang telah diberikan. Untuk teman teman Teknik Pengairan 2015 terimakasih untuk kebersamaannya selama ini. Semoga kita selalu diberikan kesehatan dan rezeki yang melimpah dan dapat berkumpul kembali dengan keadaan yang lebih baik.