30026/H/07

MILIK PERPUSTAKAAN ITS

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

R.SS
627.8
Hid
p-1
2007

TUGAS AKHIR- PS 1380

PERENCANAAN BENDALI (BENDUNGAN PENGENDALI BANJIR) DI SALURAN SEKUNDER PERHUBUNGAN DI SEPINGGAN KOTA BALIKPAPAN KALIMANTAN TIMUR

MIMMA NUR HIDAYAT
NRP. 3105 109 539

PERPUSTAKAAN ITS
Tgl. Terima 10-8-2007
Terima Dari H
No. Agenda Prp. 228587

Dosen Pembimbing:
Ir. SUDI WALUJO, MS
Ir. SUDJANARKO SUDIRHAM, MSc.

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
Surabaya 2007

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

FINAL PROJECT- PS 1380

DESIGN OF BENDALI (FLOODS CONTROL DAM) AT PEHUBUNGAN SECONDARY CHANNEL IN SEPINGGAN BALIKPAPAN CITY EAST KALIMANTAN

MIMMA NUR HIDAYAT
NRP. 3105 109 539

Counsellor Lectures:
Ir. SUDI WALUJO, MS
Ir. SUDJANARKO SUDIRHAM, Msc

Majoring of Civil Engineering
Faculty of Civil Engineering and Design
Institute of Technology of Sepuluh Nopember Surabaya
Surabaya 2007

PERENCANAAN BENDALI (BENDUNGAN PENGENDALI BANJIR) DI SALURAN SEKUNDER DI SEPINGGAN KOTA BALIKPAPAN KALIMANTAN TIMUR

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknologi Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
MIMMA NUR HIDAYAT
Nrp. 3105.109.539

Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. SUDIWALUJO, MS .....
2. Ir. SUDJANARKO SUDIRHAM, MSc .....

SURABAYA
JULI, 2007

PERENCANAAN BENDALI (BENDUNGAN PENGENDALI BANJIR) DI SALURAN SEKUNDER PERHUBUNGAN DI SEPINGGAN KOTA BALIKPAPAN KALIMANTAN TIMUR

Nama : **MIMMA NUR HIDAYAT**
NRP : **3105 109 539**
Jurusan : **Teknik Sipil Program Lintas Jalur FTSP-ITS**
Dosen Pembimbing : **1. Ir. Sudiwalujo, MS**
2. Ir.Sudjanarko Sudirham, Msc

ABSTRAK

Balikpapan merupakan salah satu kota di propinsi Kalimantan Timur yang terus berkembang, termasuk daerah hunian dan fasilitas – fasilitas pendukungnya. Namun sayangnya perkembangan daerah hunian dan fasilitas–fasilitas pendukungnya tersebut tidak diimbangi dengan penataan yang tepat. Banyak penduduk membangun pemukiman di daerah–daerah yang semestinya tidak boleh dibangun pemukiman, seperti halnya daerah bantaran sungai dan tempat–tempat yang sebelumnya dimanfaatkan sebagai daerah resapan air. Hal tersebut yang menjadi salah satu sebab terjadinya banjir.

Salah satu cara untuk menanggulangi banjir tersebut, maka dibangun suatu Bendungan Pengendali Banjir (Bendali). Salah satu komponen yang paling penting dalam suatu waduk adalah Spillway. Spillway merupakan suatu bangunan pelimpah yang berfungsi melimpahkan kelebihan air dari debit yang akan dibuang sehingga kapasitas waduk dapat dipertahankan sampai batas maksimal.

Dalam suatu perencanaan Spillway dan Main Dam diperlukan pertimbangan dan perhitungan–perhitungan sehingga didapatkan suatu desain yang efisien. Tipe Spillway pada Bendali Perhubungan ini direncanakan menggunakan tipe Spillway yang biasa dipakai pada bendungan tipe urugan yaitu pelimpah bebas mercu ogee.

Dari hasil perhitungan perencanaan dengan menggunakan debit rencana 50 tahun (Q_{50th}) didapatkan dimensi Spillway dengan lebar sebesar 10 meter, elevasi puncak Spillway terletak pada + 15,91 dengan dasar waduk terletak pada + 12,5, untuk lebar Tubuh Bendung sebesar 3,32 meter, elevasi puncak Tubuh Bendung terletak pada + 17,91. Untuk perencanaan kolam olak dipakai kolam olak USBR tipe I dengan panjang kolam olak sebesar 5 meter.

Dari perencanaan yang sudah menghasilkan dimensi Spillway dan Main Dam, kemudian dilakukan perhitungan stabilitas yang meliputi kestabilan terhadap guling dan geser. Perhitungan kestabilan dihitung pada saat kondisi paling kritis, yaitu pada saat kondisi muka air setinggi puncak Spillway dan pada saat kondisi muka air setinggi debit rencana. Dari hasil perhitungan kestabilan didapat kesimpulan bahwa kestabilan Spillway dan Main Dam memenuhi syarat sehingga tidak memerlukan perkuatan.

Kata kunci: *Perencanaan, Dimensi Pelimpah & Tubuh Bendung, Stabilitas.*

DESIGN OF BENDALI (FLOODS CONTROL DAM) AT PERHUBUNGAN SECONDARY CHANNEL IN SEPINGGAN BALIKPAPAN CITY EAST KALIMANTAN

Name : **MIMMA NUR HIDAYAT**
NRP : **3105 109 539**
Majoring : **Civil Engineering FTSP- ITS**
Counsellor Lectures : **1. Ir. Sudiwalujo, MS**
2. Ir.Sudjanarko Sudirham, Msc

ABSTRACT

Balikpapan is one of town in East Kalimantan province that in this time is expanding, include of dwelling and facilities area. But unfortunately that areas unbalance with the correct settlement. A lot of resident develop of buildings near of river and places in which is used to water diffusion before it. It is becoming one of floods cause.

One way of to control the floods, is build a Floods Control Dam (Bendali). One of the most important component in a basin is Spillway. Spillway is a building that having function to overflowing the water excess from debit to be thrown so that maximal defensible accumulating basin capacities to a point.

In the Spillway and the Main Dam design is needed consideration and calculation so that got an efficient design. The type of Spillway at The Perhubungan Bendali using Ogee type.

From calculation result of design with use plan debit 50 years (Q_{50Th}) have been got the dimension of the Spillway width equal to 10 metre, the Spillway culminate elevation lay in + 15,91 with based of basin lay in + 12,50, for the Main Dam width equal to 3,32 metre, the Main Dam culminate elevation lay in + 17,91. For the convection pool design use the convection pool of type 1 USBR with long is 5 metre.

From design that have been got the dimension of Spillway and Main Dam, then done a stability calculation that covering rolling and shift. Stability calculation is calculated at the time of condition most critical, that is when of water face condition as high as top Spillway and when of water face condition as high as debit plan. From result of stability calculation got by conclusion that stability of Spillway and Main Dam up to standard so that not need strength.

***Key Word**: Design, The Dimension of Spillway and Main Dam , Stability.*

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan karunia–NYA sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Perencanaan Bendali (Bendungan Pengendali Banjir) Di Saluran Sekunder Perhubungan Di Sepinggan Kota Balikpapan Kalimantan Timur". Tugas Akhir ini disusun sebagai persyaratan akademis di Jurusan Teknik Sipil ITS.

Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa bantuan, dukungan serta dorongan dari banyak pihak. Untuk itu perkenankanlah penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Sudiwalujo, MS dan Bapak Ir. Sudjanarko,Msc selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang tidak henti – hentinya memberikan arahan serta nasehat – nasehatnya.
2. Bapak Dr. Ir. Edijatno, Bapak Umboro L, ST.Msc, Bapak Ir. Soekibat R. S,Bapak Ir. Sofyan R, dan Ibu Ir. Fifi Sofia selaku dosen pengajar mata kuliah hidroteknik yang selalu memberikan dukungan, dorongan dan ilmu yang tidak ternilai harganya.
3. Staf ruang baca Jurusan Teknik Sipil ITS.
4. Semua pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu–persatu yang telah memberikan bantuan secara ikhlas.

Penulis menyadari bahwa masih ada kekurangan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari semua pihak.

Surabaya, Juli 2007

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak
Kata pengantar i
Daftar isi ii
Daftar tabel v
Daftar gambar viii
Daftar Lampiran xi

BAB I PENDAHULUAN

I.1 Umum 1
I.2 Latar belakang 1
I.3 Permasalahan 3
I.4 Tujuan 3
I.5 Manfaat 3
I.6 Batasan masalah 3
I.7 Metodologi 4
1.8 Flow chart 6

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

II.1 Umum 9
II.2 Data Topografi 9
II.3 Data Mekanika Tanah 10
II.4 Data Hidrologi 10
II.4.1 Analisa Hidrologi 11
II.4.1.1 Perhitungan hujan rencana 11
II.4.1.2 Uji distribusi analisa frekwensi 15
II.4.2 Perhitungan koefisien aliran 21
II.4.3 Perhitungan distribusi hujan jam-jaman 22
II.4.4 Perhitungan hidrograf inflow 23
II.4.4.1 Metode Nakayasu 23
II.4.4.2 Metode Metode Snyder – Alexejev 25
II.4.4.3 Metode SCS 26
II.4.5 Lengkung kapasitas waduk 28
II.4.6 Perhitungan reservoir routing 29
II.5 Analisa Tubuh bendungan 31
II.5.1 Standart tinggi ruang bebas bendungan 31
II.5.2 Lebar mercu bendungan 32

II.5.3 Kemiringan lereng bendungan 32
II.5.4 Perencanaan pintu air 33
II.5.5 Perencanaan dimensi bangunan pelimpah 34
II.5.6 Perhitungan tinggi air di atas pelimpah 37
II.5.7 Perencanaan kolam olakan 39
II.5.8 Stabilitas pelimpah 41
BAB III ANALISA HIDROLOGI
III.1 Umum 49
III.2 Hujan rencana 49
III.2.1 Metode Distribusi Gumbel 51
III.2.2 Metode Log -Pearson Type III 55
III.3 Uji Distribusi Data 57
III.3.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik 57
III.3.2 Uji Distribusi Analisa Frekwensi 60
III.3.2.1 Smirnov – Kolmogorov 60
III.3.2.2 Chi square 68
III.4 Perhitungan Unit Hidrograf 72
III.4.1 Unit hydrograph Nakayasu 72
III.4.2 Unit hydrograph Snyder – Alexejev 76
III.4.3 Unit hydrograph SCS (Soil Conservation Service) 80
III.5 Perhitungan koefisien pengaliran 83
III.6 Perhitungan Curah Hujan Efektif Periode Ulang 84
III.7 Lengkug kapasitas waduk 107
III.8 Perhitungan Reservoir Routing 111
III.8.1 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 5 meter 111
III.8.2 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 6 meter 114
III.8.3 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 7 meter 117
III.8.4 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 8 meter 120
III.8.5 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 9 meter 123

III.8.6Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 10 meter 126
III.9 Perhitungan Elevasi Puncak Bendungan 130
BAB IV ANALISA TUBUH BENDUNGAN
IV.1 Lebar mercu bendungan 131
IV.2 Kemiringan lereng bendungan 132
IV.3 Perhitungan volume urugan tanah untuk bendung 133
IV.4 Perencanaan dimensi spillway 136
IV.5 Perhitungan tinggi muka air di atas pelimpah 138
IV.5.1 Perhitungan tinggi muka di titik 1 138
IV.5.2 Perhitungan tinggi muka di titik 2 140
IV.5.3 Perhitungan tinggi muka di titik 3 142
IV.5.4 Perhitungan tinggi muka di titik 4 144
IV.5.5 Perhitungan tinggi muka di titik 5 145
IV.6 Perhitungan panjang kolam olakan 147
IV.7 Perhitungan stabilitas spillway 148
IV.7.1 Perhitungan stabilitas pada saat muka air setinggi puncak spillway 149
IV.8 Perhitungan stabilitas Main Dam 160
BAB V KESIMPULAN
V.1 Kesimpulan 167
V.2 Saran 169
DAFTAR PUSTAKA 171

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Data curah hujan Balikpapan	11
Tabel 2.2	Nilai k distribusi log pearson type III	13
Tabel 2.3	Karakteristik distribusi frekwensi	15
Tabel 2.4	Nilai kritis D_0 untuk uji Smirnov – Kolmogorov	17
Tabel 2.5	Wilayah luas di bawah kurva normal	27
Tabel 2.6	Nilai kritis untuk uji Chi kuadrat	20
Tabel 2.7	Koefisien Pengaliran berdasarkan jenis permukaan Tata Guna Tanah	21
Tabel 2.8	Koordinat unit hydrograph tak berdimensi SCS	27
Tabel 2.9	Standar tinggi ruang bebas menurut JANCOLD	32
Tabel 3.1	Data hujan harian tahun 1977 – 2005	50
Tabel 3.2	Reduced Mean (Yn)	52
Tabel 3.3	Reduced Standart Deviation (Sn)	52
Tabel 3.4	Perhitungan Deviasi Standart Dengan Metode Distribusi Gumbel	52
Tabel 3.5	Besar Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang T Tahun Menurut Gumbel	54
Tabel 3.6	Perhitungan Curah Hujan Dengan Metode Distribusi Log- Pearson Type III	55
Tabel 3.7	Hasil Perhitungan Distribusi Log Person Type III	57
Tabel 3.8	Perbandingan Probabilitas Tinggi Curah Hujan	57
Tabel 3.9	Karakteristi k Distribusi Frekwensi	58
Tabel 3.10	Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan Harian Maksimum	58
Tabel 3.11	Perhitungan uji distribusi dengan Distribusi Gumbel dengan metode Smirnov – Kolmogorov	62
Tabel 3.12	Perhitungan uji distribusi dengan Log – Pearson tipe III dengan metode Smirnov – Kolmogorov	65
Tabel 3.13	Peluang untuk Setiap Sub Bagian	70
Tabel 3.14	Perhitungan uji distribusi dengan Log–Pearson tipe III dengan metode Chi-Square	71

Tabel 3.15 Perhitungan uji distribusi Gumbel dengan metode Chi-Square 71
Tabel 3.16 Perhitungan distribusi curah hujan efektif periode ulang 25 tahun 84
Tabel 3.17 Perhitungan distribusi curah hujan efektif periode ulang 50 tahun 85
Tabel 3.18 Perhitungan hydrograph metode Nakayasu 86
Tabel 3.19 Perhitungan hydrograph metode Snyder – Alexejev 89
Tabel 3.20 Perhitungan hydrograph metode SCS 92
Tabel 3.21 Perhitungan hydrograph metode Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun 95
Tabel 3.22 Perhitungan hydrograph metode Snyder – Alexejev dengan periode ulang 50 tahun 98
Tabel 3.23 Perhitungan hydrograph metode SCS dengan periode ulang 50 tahun 101
Tabel 3.24 Perbandingan debit maksimum dengan Q_{25} 107
Tabel 3.25 Perbandingan debit maksimum dengan Q_{50} 107
Tabel 3.26 Perhitungan luas kontur masing – masing elevasi 108
Tabel 3.27 Perhitungan lengkung kapasitas waduk 109
Tabel 3.28 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 5 meter 111
Tabel 3.29 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 5 meter 112
Tabel 3.30 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 6 meter 114
Tabel 3.31 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 6 meter 115
Tabel 3.32 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 7 meter 117
Tabel 3.33 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 7 meter 118
Tabel 3.34 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 8 meter 120

Tabel 3.35 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 8 meter 121
Tabel 3.36 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 9 meter 123
Tabel 3.37 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 9 meter 124
Tabel 3.38 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 10 meter 126
Tabel 3.39 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 10 meter 127
Tabel 3.40 Hubungan lebar spillway dengan tinggi air di atas spillway 130
Tabel 3.41 Perhitungan tinggi bendungan berdasarkan lebar spillway 130
Tabel 4.1 Perhitungan lebar mercu bendung 131
Tabel 4.2 Perhitungan lengkung downstream untuk spillway tipe ogee 137
Tabel 4.3 Kondisi air setinggi puncak spillway 149
Tabel 4.4 Kondisi air setinggi debit rencana 150
Tabel 4.5 Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada spillway pada saat kondisi air setinggi mercu spillway 153
Tabel 4.6 Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada spillway pada saat kondisi air setinggi debit rencana 158

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir	7
Gambar 2.1	Unit hydrograph satuan sintetik tak berdimensi SCS	28
Gambar 2.2	Bentuk profil dari puncak spillway	35
Gambar 2.3	Gambar 2.3. Grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dan nilai k	36
Gambar 2.4	Grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dan nilai n	36
Gambar 2.5	Grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dengan nilai $\frac{R}{Ho}, \frac{Yc}{Ho}, \frac{Xc}{Ho}$	37
Gambar 2.6	Grafik hubungan antara bilangan Froude dengan nilai $\frac{L}{D_2}$	41
Gambar 2.7	Garis depresi pada bendungan	47
Gambar 3.1	Unit hydrograph Metode Nakayasu	76
Gambar 3.2	Unit hydrograph Metode Snyder – Alexejev	80
Gambar 3.3	Unit hydrograph Metode SCS	83
Gambar 3.4	Hydrograph hujan 25 tahun metode Nakayasu	104
Gambar 3.5	Hydrograph hujan 25 tahun metode Snyder – Alexejev	104
Gambar 3.6	Hydrograph hujan 25 tahun metode SCS	105
Gambar 3.7	Hydrograph hujan 50 tahun metode Nakayasu	105
Gambar 3.8	Hydrograph hujan 50 tahun metode Snyder – Alexejev	106
Gambar 3.9	Hydrograph hujan 50 tahun metode SCS	106
Gambar 3.10	Grafik hubungan elevasi, luas dan volume tampungan Bendali Perhubungan	110

MILIK PERPUSTAKAAN ITS

Gambar 3.11 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$ 112
Gambar 3.12 Rating curve pada lebar spillway 5 meter 113
Gambar 3.13 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 5 meter 114
Gambar 3.14 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$ 115
Gambar 3.15 Rating curve pada lebar spillway 30 meter 113
Gambar 3.16 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 30 meter 117
Gambar 3.17 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$ 118
Gambar 3.18 Rating curve pada lebar spillway 7 meter 119
Gambar 3.19 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 7 meter 120
Gambar 3.20 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$ 121
Gambar 3.21 Rating curve pada lebar spillway 8 meter 122
Gambar 3.22 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 8 meter 123
Gambar 3.23 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$ 124
Gambar 3.24 Rating curve pada lebar spillway 9 meter 125
Gambar 3.25 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 9 meter 126
Gambar 3.26 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$ 127
Gambar 3.27 Rating curve pada lebar spillway 10 meter 128
Gambar 3.28 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 10 meter 129
Gambar 3.29 Grafik hubungan lebar spillway dengan

tinggi air di atas spillway 129
Gambar 4.1 Gaya – gaya yang bekerja pada saat kondisi muka air setinggi puncak spillway 152
Gambar 4.2 Gaya – gaya yang bekerja pada saat kondisi muka air setinggi debit rencana 157
Gambar 4.3 Skema formasi garis depresi pada bendungan161

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Reservoir Routing (Q_{25th})	173
Lampiran 2	Gambar-gambar Desain Bendali Perhubungan	185
Lampiran 3	Gambar Jalur Rembesan Pada Spillway	194
Lampiran 4	Dimensi Rencana Saluran Sekunder Perhubungan (Apendix Hidrolika)	195
Lampiran 5	Data Tanah Kota Balikpapan Kalimantan Timur	196

BAB I
PENDAHULUAN

I.1 Umum

Di negara–negara beriklim tropis seperti Indonesia terdapat 2 musim, yaitu musim kemarau dan musim penghujan. Sudah lazim dirasakan oleh masyarakat apabila pada saat musim kemarau akan mengakibatkan kekeringan dan pada saat musim penghujan terjadi banjir dan musibah alam lainnya seperti tanah longsor.

Banjir terjadi akibat melimpahnya air sungai melewati tebing alur karena debit air yang mengalir melebihi kapasitas sungai yang ada. Bencana banjir tidak hanya merugikan kelompok masyarakat tertentu, melainkan seluruh lapisan masyarakat terutama yang masyarakat yang tinggal di daerah–daerah yang kondisi tanahnya mempunyai daya serap air yang buruk. Kerugian yang langsung dirasakan oleh manusia akibat bencana banjir adalah terganggunya aktivitas manusia di sekitar lokasi banjir. Bahkan apabila terjadi bencana banjir besar, tidak hanya menimbulkan kerugian berupa materi tetapi juga korban jiwa manusia.

I.2 Latar Belakang

Banjir merupakan masalah yang harus diperhatikan dalam kehidupan manusia terutama bagi masyarakat yang tinggal didaerah banjir. Banjir dapat merusakkan apa saja yang dilaluinya. Banyak kerugian yang diderita manusia akibat banjir. Bangunan-bangunan rusak atau hanyut, harta benda banyak yang hilang, bahkan tidak jarang terjadi korban manusia, maupun ternak.

Saluran sekunder Perhubungan mempunyai luas DAS (Daerah Aliran Sungai) sebesar ± 164 Ha, berada di sebelah barat dihilir saluran primer Sepinggan yang sering menimbulkan masalah banjir pada daerah alirannya. Hal ini disebabkan kemampuan saluran sekunder Perhubungan yang tidak memadai

di bandingkan dengan jumlah debit air yang mengalir, saluran sekunder Perhubungan merupakan saluran alam dan banyak endapan sedimen di saluran tersebut, sehingga mengakibatkan daya tampung penampang saluran sekunder Perhubungan menjadi semakin kecil dan tidak dapat menampung debit air yang ada.

Banjir yang terjadi akibat meluapnya air saluran sekunder Perhubungan beserta saluran-saluran tersier menyebabkan kerugian-kerugian baik kerugian fisik maupun non fisik. Kerugian fisik berupa kerugian-kerugian yang meliputi rusaknya jalan, jembatan, rumah, talud, kantor, hewan mati/hanyut, korban manusia. Kerugian non fisik berupa kerugian-kerugian yang meliputi tergenangnya rumah-rumah, kantor-kantor, tempat-tempat hiburan, perusahaan-perusahaan, macetnya lalu lintas dan lain sebagainya.

Banjir terjadi saat hujan deras, dengan kedalaman genangan 0,60–1,00 meter untuk hujan yang lamanya lebih dari 1 jam. Mengingat banjir yang terjadi telah banyak menimbulkan kerugian baik fisik maupun non fisik, yang menyebabkan pendapatan masyarakat didaerah banjir berkurang maka diambil alternatif, direncanakan membuat suatu tampungan air atau bendungan, yang oleh masyarakat setempat disebut Bendali (Bendungan Pengendali Banjir) di saluran sekunder Perhubungan. Dengan adanya Bendali tersebut diharapkan debit di saluran tersebut dapat dikendalikan. Pemilihan disesuaikan lokasi Bendali, karena sesuai dengan kondisi topografi dan geologi pada daerah pengaliran saluran sekunder Perhubungan.

I.3 Permasalahan

Permasalahan yang perlu diperhatikan dan dicarikan solusi terbaik terkait dengan perencanaan Bendungan Pengendali Banjir (Bendali) di saluran sekunder Perhubungan, yaitu :

1. Bagaimana cara mengatasi penggenangan disekitar saluran drainase (daerah hilir Sepinggan) akibat dari hujan yang tinggi, DAS luas, dan kemiringan medan yang besar sehingga menyebabkan debit puncak banjir besar ?
2. Apakah lokasi yang direncanakan sebagai Bendali memungkinkan untuk menampung air hujan ?
3. Berapa kemampuan/ kapasitas daya tampung Bendali dan elevasi pelimpah, supaya debit puncak itu bisa dikurangi, sehingga tidak melebihi kemampuan saluran drainase yang direncanakan?

I.4 Tujuan

Tujuan direncanakan Bendali di saluran sekunder Perhubungan adalah :

1. Menganalisa debit banjir dengan periode ulang 50th
2. Lokasi yang direncanakan untuk Bendali dapat menampung air hujan.
3. Menentukan dimensi dari Bendali dan pelimpah sehingga tubuh bendungan tidak terjadi pelimpahan (*over toping*) dan debit yang melimpah dari pelimpah (*spillway*) bisa terkontrol (dibawah kemampuan saluran di hilirnya) dan stabilitas Bendali memenuhi syarat yang ada.

I.5 Manfaat

- Guna mengontrol muka air saluran di hulu agar tidak terjadi banjir.
- Dapat menampung air sesuai dengan kapasitas yang ada.

I.6 Batasan Masalah

- Kawasan yang menjadi wilayah perencanaan adalah DAS Sistem Perhubungan.

- Tidak menghitung besarnya sedimentasi yang terjadi.
- Volume yang masuk ke waduk setelah ditampung dianggap tidak digunakan untuk keperluan lain (misalnya: air minum, PLTA, irigasi, dsb) jadi debit tampungan langsung dikeluarkan dengan debit tertentu berdasarkan hasil analisa routing Bendali.
- Hanya merencanakan dimensi Bendali dan menganalisa kestabilannya.

I.7 Metodologi

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini metodologi yang digunakan adalah :

1). Study Literatur
Yaitu mempelajari dan memahami teori–teori (hidrologi dan hidrolika) yang digunakan sebagai dasar dan acuan untuk digunakan dalam menganalisa setiap permasalahan yang ada pada pengerjaan Tugas Akhir ini.

2). Pengumpulan Data
Yaitu data–data yang menunjang dan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir. Adapun data–data tersebut meliputi:
a). Peta situasi kondisi eksisting kawasan study dan peta topografi kawasan study
b). Data curah hujan

3). Penyusunan Konsep dan Analisa Perencanaan
Yaitu menyusun langkah – langkah pengerjaan dan kriteria – kriteria yang dipakai dalam menganalisa permasalahan dan perencanaan bendali di kawasan study. Dalam hal ini meliputi :
Analisa hidrologi :
- Uji kecocokan distribusi hujan
- Analisa tinggi hujan rencana
- Membuat hidrograf inflow
- Perhitungan flood routing
- Membuat hidrograf outflow

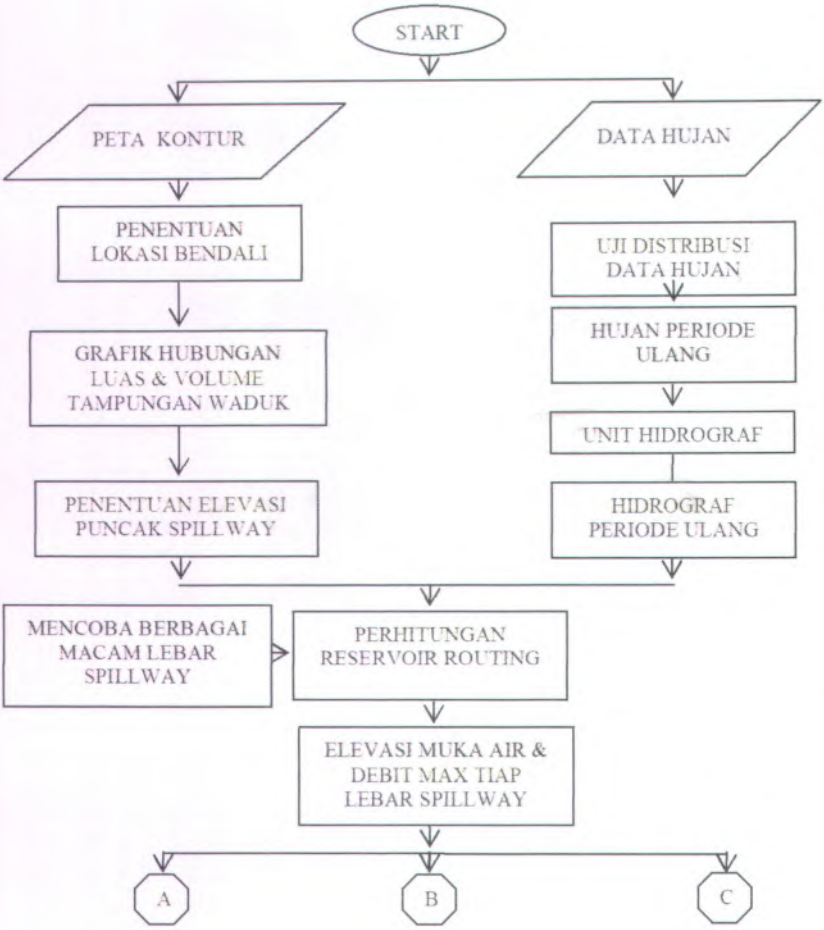
Analisa Hidrolika :

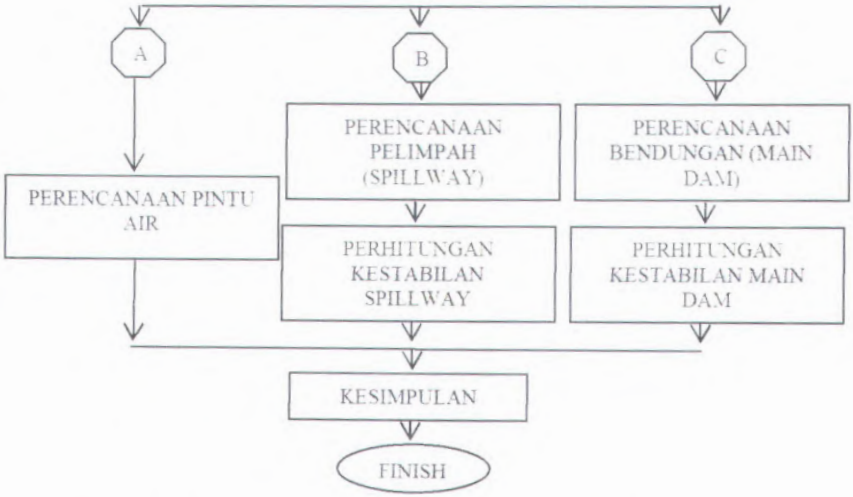
- Perencanaan volume tampungan
- Perencanaan tinggi bendung
- Perencanaan pintu air
- Perencanaan pelimpah
- Analisa stabilitas pelimpah
- Perencanaan tubuh bendungan
- Analisa stabilitas tubuh bendungan

4. Kesimpulan

   Merupakan hasil analisa yang berupa dimensi pintu, lebar spillway, panjang kolam olak, lebar dan panjang main dam beserta kestabilannya.

I.8 Flow chart





Gambar 1.1 Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir

"HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN"

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

II.1 Umum

Untuk tugas akhir Perencanaan Bendali di Saluran Sekunder Perhubungan di Sepinggan Kota Balikpapan Kalimantan Timur, terlebih dahulu diketahui aspek-aspek terpenting yang mendorong timbulnya gagasan perencanaan sebuah Bendali (Bendungan Pengendali Banjir) yang tertulis pada Bab I. Setelah latar belakang dari Perencanaan Bendali tersebut diketahui dengan pasti dan gagasan tersebut memang didasarkan pada dasar-dasar yang kuat, barulah kita dapat melakukan pengumpulan data yang sudah tersedia, yang ada hubungannya dengan perencanaan Bendali.

Pengumpulan data berdasarkan dari laporan-laporan yang sudah ada, dan juga dari Masterplan Balikpapan. Dari hasil analisa data dan informasi yang diperoleh, barulah dapat melangkah pada kegiatan perencanaan (yang nanti dibahas pada Bab III).

Adapun data-data yang tersedia dalam penyusunan laporan perencanaan Bendali Perhubungan ini adalah:

- Data Topografi
- Data Mekanika Tanah
- Data Hidrologi

II.2 Data Topografi

Topografi Daerah Aliran Sungai (DAS) Perhubungan umumnya berbukit-bukit, ada wilayah yang masih berupa hutan, namun sudah bermunculan banyak pemukiman disekitar saluran sekunder Perhubungan.

Perkembangan pemukiman dikota Balikpapan yang pesat terlihat dari banyaknya pengeprasan bukit. Tidak bisa dipungkiri hal ini menjadi salah satu penyebab terjadinya banjir akibat berkurangnya daerah peresapan serta meningkatnya hasil erosi

permukaan yang mengurangi kemampuan aliran sungai. Selain itu saluran sekunder Perhubungan merupakan saluran alami dan telah mengalami perubahan fungsi, yang sebelumnya sebagai saluran pembawa menjadi saluran pembuang. Kondisi tersebut menyebabkan limpasan yang besar. Seiring dengan perkembangan jaman dan perubahan tata guna lahan yang telah berkembang menjadi kawasan permukiman.

Tata guna lahan daerah aliran saluran sekunder Perhubungan terdiri dari lahan kering, dan permukiman.

II.3 Data Mekanika Tanah

II.1.3.1 Umum

Bahan bangunan yang akan dipergunakan untuk pelaksanaan pembangunan Bendali Perhubungan adalah bahan tanah timbunan pasir dan bahan batu.

II.1.3.2 Bahan Tanah

Bahan tanah tersedia dengan volume yang melimpah, terletak pada bukit-bukit disekitar rencana Bendali, serta material sediment yang mengendap. Deskripsi tanah/ batuan yang ada di daerah Perhubungan adalah lempung lanau berpasir halus coklat kemerahan.

II.4 Data Hidrologi

Data hidrologi yang tersedia untuk keperluan analisa hidrologi guna merencanakan dan mengetahui debit banjir rencana, debit andalan, kebutuhan air baku dan kapasitas tampungan waduk. Data hidrologi yang dibutuhkan untuk perencanaan Bendali Perhubungan adalah data curah hujan.

Pada tugas akhir ini data hujan hanya dari 1 Station hujan yaitu dari Badan Meteorologi Balikpapan. Data hujan tersebut dapat dilihat pada tabel 2.1 :

Tabel 2.1. Data Curah Hujan Balikpapan

No	Tahun	R24(mm)	No	Tahun	R24(mm)
1	1977	96	16	1992	112
2	1978	111	17	1993	137
3	1979	146	18	1994	95
4	1980	137	19	1995	155
5	1981	104	20	1996	94
6	1982	109	21	1997	67
7	1983	82	22	1998	102
8	1984	112	23	1999	72
9	1985	112	24	2000	106
10	1986	151	25	2001	196
11	1987	135	26	2002	223
12	1988	192	27	2003	181.6
13	1989	80	28	2004	100.4
14	1990	73	29	2005	107.5
15	1991	116			

(Data telah diolah oleh Badan Meteorologi Balikpapan)*

II.4.1. Analisa Hidrologi

Analisa Hidrologi merupakan suatu bagian dalam perencanaan bangunan-bangunan air, yang merupakan pengertian bahwa informasi dan nilai–nilai yang diperoleh dari analisa Hidrologi merupakan data awal yang sangat penting dan analisis selanjutnya.

II.4.1.1 Perhitungan Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Perhitungan hujan rencana dipakai : Metode Distribusi Gumbel, dan Metode Distribusi Log Pearson Type III.

1. Metode Distribusi Gumbel.

   Perhitungan distribusi Gumbel dapat dihitung dengan memakai rumus:

   $Xt = \overline{X} + K.Sd$ .....(2.1)

Dimana :

X_T = Curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun.

$\overline{X}$ = Nilai rata – rata dari data hujan.

$$\overline{X} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} Xi \quad \text{.....(2.2)}$$

Sd = Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \frac{(Xi - \overline{X})^2}{n-1}} \quad \text{.....(2.3)}$$

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi.

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \quad \text{.....(2.4)}$$

$$Y_T = -\ln.\ \ln\left(\frac{T}{T-1}\right) \quad \text{.....(2.5)}$$

Y_n = Reduced mean

S_n = Reduced Standart Deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data n

Y_T = Parameter Gumbel untuk periode T tahun

n = Jumlah pengamatan

2. Metode Distribusi Log Pearson Type III

Perhitungan distribusi log person dapat dihitung memakai rumus :

$$\log x = \overline{\log x} + s \log x.k \quad \text{.....(2.6)}$$

Log x = Nilai logaritmik variat yang diharapkan

$\overline{\log x}$ = Nilai rata – rata hitung logaritmik variat

s log x = Deviasi standart logaritmik nilai x

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi periode ulang dan type distribusinya

Tabel 2.2.Nilai k Distribusi Log Pearson tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data

Masing–masing jenis distribusi tersebut diatas memiliki sifat khas dan landasan teoritik yang berbeda didasarkan parameter statistik yang terdiri dari :

Nilai rata-rata (*Mean*)

$$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} X}{n} \quad \text{.....(2.7)}$$

Nilai Deviasi Standart (*Standar deviation*)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(Xi - \overline{X}\right)^2}{n-1}} \quad \text{.....(2.8)}$$

MILIK PERPUSTAKAAN ITS

Koefisien Variasi (*Coeffisient of Variation*)

$$CV = \frac{S}{\overline{X}} \quad \text{.....(2.9)}$$

Koefisien kemencengan (*Coeffisient of Skewness*)

$$CS = \frac{n.\sum_{i=1}^{n} \left(Xi - \overline{X}\right)^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad \text{.....(2.10)}$$

Koefisien ketajaman (*Coeffisient of Kurtosis*)

$$CK = \frac{n.\sum_{i=1}^{n} \left(Xi - \overline{X}\right)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad \text{.....(2.11)}$$

Keterangan :

X = Data sampel

$\overline{X}$ = Nilai rata – rata hitung

N = Jumlah data pengamatan

Dari jenis–jenis distribusi frekwensi tersebut dipilih setelah diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing–masing distribusi frekwensi. Pemilihan jenis distribusi yang "tidak benar" dapat menyebabkan terjadinya kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar, baik over estimate ataupun under estimate yang keduanya sangat tidak diharapkan dalam sebuah perhitungan. Dengan demikian, jelas bahwa pemilihan salah satu jenis distribusi secara sembarang untuk analisa tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan, meskipun dalam praktek harus diakui bahwa kemungkinan besar data hidrologi sesuai dengan jenis distribusi tertentu.

Tabel 2.3.Karakteristik Distribusi Frekwensi

Jenis Distribusi Frekwensi	Syarat Distribusi
1. Distribusi Gumbel 2. Distribusi Log- Pearson Type III	Cs = 1.139 dan Ck = 5.402 Cs antara 0 s/d 0.9

Urutan yang biasanya dipakai dalam analisa frekwensi adalah sebagai berikut :

1. Hitung besaran statistik data hidrologi yang bersangkutan*(mean,Standart Deviation,Coeffisien of Variation,Coeffisient of Skewness,Coeffisient of Kurtosis)*.
2. Berdasarkan besaran statistik tersebut, dapat diperkirakan jenis distribusi frekwensi apa yang sesuai dengan data yang telah ditetapkan.
3. Data diurutkan dari kecil ke besar atau sebaliknya.
4. Dilakukan dengan distribusi frekwensi menurut karakteristik data yang ada.
5. Dilakukan dengan uji distribusi (dengan *Smirnov kolmogorov* atau dengan *Chi–Square*).

II.4.1.2 Uji distribusi analisa frekwensi

Apabila kita ingin menentukan apakah fungsi distribusi probabilitas yang dipilih telah sesuai dan dapat mewakili distribusi frekwensi dari sampel data yang ada, maka diperlukan pengujian parameter, dalam masalah ini yang akan kita pakai adalah :

- Smirnov - Kolmogorov.
- Chi - Square.

Jika pada pengujian fungsi distribusi probabilitas yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut, maka distribusi yang dipilih dapat diterima.

1. **Smirnov Kolmogorov**

   Uji kecocokan Smirnov–Kolmogorov pada dasarnya sering juga disebut uji kecocokan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan distribusi tertentu.
   Prosedurnya adalah sebagai berikut :

   a. Urutkan data (dari besar ke kecil) atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut:
      X_1 P (X_1)
      X_2 P (X_2)
      X_m P (X_m)
      Xn P (Xn)
      Dengan : $X_1, X_2, \ldots\ldots, X_n$: Data Pengamatan
      $P(X_1), P(X_2), \ldots\ldots, P(X_n)$: Peluang masing-masing data

   b. Tentukan nilai masing–masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :
      X_1 P' (X_1)
      X_2 P' (X_2)
      X_m P' (X_m)
      Xn P' (Xn)
      Dengan : $X_1, X_2, \ldots\ldots, X_n$: Data Pengamatan
      $P'(X_1), P'(X_2), \ldots\ldots, P'(X_n)$: Peluang masing–masing data

   c. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan atau peluang teoritis.
      (D = maksimum [P (Xm) – P (Xm)])

   d. Berdasarkan tabel nilai kritis(*Smirnov Kolmogorov*) tentukan harga Do.

Tabel 2.4. Nilai kritis D_0 untuk uji Smirnov – Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Bonnier, 1980.

Catatan : α = derajat kepercayaan.

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data

Tabel 2.5. Wilayah luas di bawah kurva normal

z	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9696	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data

Apabila nilai D lebih kecil dari nilai Do, maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D lebih besar dari Do maka secara teoritis pula distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.

2. Chi – Square

Pada dasarnya uji chi–Square (Chi Kuadrat) dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan ini menggunakan parameter χ^2, oleh karena itu disebut uji chi kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi h^2 = \sum_{i=1}^{G} \frac{(Oi - Ei)^2}{Ei} \quad \text{.....(2.12)}$$

Keterangan :

χh^2 = Parameter chi kuadrat terhitung

G = Jumlah sub kelompok

Oi = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

Ei = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke I.

Parameter χh^2 merupakan variabel acak. Probabilitas untuk mencapai nilai χh^2 sama atau lebih besar daripada nilai chi kuadrat yang sebenarnya (χ^2)

Urutan dari perhitungan Chi Kuadrat ini adalah :

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah :

1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2) Kelompokkan data menjadi *G* sub–grup, tiap–tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.

Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3.322 \log(n) \quad \text{.....(2.13)}$$

dimana :

k : banyaknya kelas

n : banyaknya nilai observasi (data)

3) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap–tiap sub–grup
4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5) Tiap–tiap sub–grup hitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $\dfrac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6) Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\dfrac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi–Kuadrat hitung.
7) Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Tabel 2.6. Nilai kritis untuk uji Chi kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6..635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Bonnier, 1980

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data

Kesimpulan hasil yang dapat dilihat adalah :

- Apabila probabilitas lebih dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila probabilitas kurang dari 1%, maka persamaan distribusi teoritas yang digunakan tidak dapat diterima.

- Apabila probabilitas berada antara 1 – 5 %, perlu dikaji ulang perhitungannya, seperti penambahan data.

Pada penggunaan uji Smirnov Kolmogorov, meskipun menggunakan perhitungan matematis namun kesimpulan hanya berdasarkan bagian tertentu (sebuah varian) yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji Chi kuadrat menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

II.4.2 Perhitungan koefisien aliran

Koefisien aliran adalah perbandingan antara limpasan air hujan dengan total hujan penyebab limpasan. Pada perencanaan ini, koefisien aliran ditetapkan berdasarkan kondisi tata guna lahan dan kondisi fisik daerah aliran sungai yang ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 2.7 Koefisien Pengaliran berdasarkan jenis permukaan Tata Guna Tanah

Jenis Permukaan/ Tata Guna Tanah	*Kode*	*Koefisien Pengaliran (C)*
Wilayah pemukiman (dengan kepadatan penduduk)		
50 – 150 orang/ha (kawasan perum baru)	H_1	0,85
50 – 150 orang /ha (kawasan perum lama)	H_2	0,70
150 – 250 orang/ha	H_3	0,85
250 – 350 orang/ha	H_4	0,90
Lebih dari 350 orang/ha	H_5	0,95
Lahan terbuka		
Rerumputan (> 75%)	O_1	0
Campuran (Wilayah rerumputan 25-75%)	O_2	0
Lain – lain		
Industri, perdagangan dan bisnis	C	0,95
Fasilitas umum/ kampus	P	0,70
Jalan utama dan areal parker, dll	R	0,100

Sumber : Laporan Appendix Hidrologi Masterplan Balikpapan

Sehingga untuk menghitung besarnya koefisien aliran rata-rata digunakan rumus :

$$C = \frac{f1.A1 + f2.A2 + ... + fn.An}{A1 + A2 + ... + An} \quad \text{.....}$$

(2.14)

dimana:

C = Koefisien aliran rata-rata

f1,f2,fn = Koefisien aliran pada tata guna lahan yang berbeda

A = Luas daerah aliran sungai (km^2)

Untuk banjir rencana periode ulang 1,01 tahunan, yang dipakai perencanaan saluran pengelak digunakan koefisien aliran yang ditetapkan oleh ASCE (American Society of Civil Engineers) C=0,25 kejenuhan tanah hal ini terutama terjadi pada waktu musim kemarau.

II.4.3 Perhitungan distribusi hujan jam-jaman

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintesis diperlukan data hujan jam-jaman.

Distribusi curah hujan jam-jaman dapat dihitung dengan rumus:

$$Rt = Ro\left(\frac{T}{t}\right)^{2/3} \quad \text{..... (2.15)}$$

*) *Hidrologi, M.Sholeh, Hal 47*

Dimana:

Rt = Rata-rata hujan pada jam ke – 1

Ro = R24/T

T = Lama waktu hujan terpusat (jam)

t = Waktu hujan (jam)

Untuk menghitung rata-rata curah hujan pada jam t menggunakan rumus:

$Rt' = t \times Rt - (t - 1) \times Rt_{(t-1)}$ ..... (2.16)

Dimana:

Rt' = Tinggi hujan pada jam ke t (mm)

Rt = Rata-rata tinggi hujan sampai jam ke t (mm)
t = Waktu hujan (jam)
R (t – 1) = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam k (mm)

II.4.4 Perhitungan hidrograf inflow

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, spillway, konsolidasi dam, flood control maupun drainase perlu memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit rencana periode tertentu yang mungkin terjadi banjir rencana yang disebut banjir rencana.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan bendungan ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu hal ini dilakukan megingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

II.4.4.1 Metode Nakayasu

Pada unit hydrograph Nakayasu, perumusan debit dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3{,}6 \times \left(0{,}3 \times T_p + T_{0,3}\right)} \quad \text{.....(2.17)}$$

dimana :

Q_p : debit puncak banjir (m^3/dtk)
C : koefisien resapan
A : luas DAS (km^2)
T_p : tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$: waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_P dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris :

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad \text{.....(2.18)}$$

$$T_P = t_g + 0,8t_r \quad \text{.....(2.19)}$$

$$T_{0,3} = \alpha . t_g \quad \text{.....(2.20)}$$

dimana :

L : panjang alur sungai (km)
t_g : waktu konsentrasi (jam)
t_r : satuan waktu hujan / time duration (diambil 1 jam)
α : koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan :

$\alpha = 2,0 \rightarrow$ untuk daerah pengaliran biasa
$\alpha = 1,5 \rightarrow$ untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat
$\alpha = 3,0 \rightarrow$ untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_P$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_P}\right)^{2,4} \times Q_P \quad \text{.....(2.21)}$$

2. Pada kurva turun ($T_P < t << T_P + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_P}{T_{0,3}}\right)} \times Q_P \quad \text{.....(2.22)}$$

3. Pada kurva turun ($T_P + T_{0,3} < t << T_P + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_P+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)} \times Q_P \quad \text{.....(2.23)}$$

4. Pada kurva turun ($t > T_P + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_P+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)} \quad \text{.....(2.24)}$$

II.4.4.2 Metode Snyder – Alexejev

F. F. Snyder telah mengembangkan rumus dengan koefisien–koefisien empirik yang menghubungkan unsur-unsur hydrograph satuan dengan karakteristik daerah pengaliran.

Hydrograph satuan ditentukan pada tinggi d = 1 mm dan dengan unsur – unsur yang lain, yaitu : Q_p (m^3/dtk), T_p (jam), serta t_r (jam). Unsur–unsur hydrograph tersebut dihubungkan dengan :

A : luas daerah pengaliran (km2)

L : panjang aliran utama (km)

L_c : jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan outlet yang diukur sepanjang aliran utama (km)

Dengan unsur – unsur diatas Snyder membuat perumusan sebagai berikut :

$$t_p = C_t \times (L \times L_c)^{0,3} \quad \text{.....(2.25)}$$

$$t_c = \frac{t_p}{5,5} \quad \text{.....(2.26)}$$

Untuk mendapatkan T_p digunakan persamaan sebagai berikut :

$$t_e > t_r \rightarrow T_p = t'_p + 0,5 \quad \text{.....(2.27)}$$

dimana :

$$t'_p = t_p \times (t_e - t_r)$$

$$t_e < t_r \rightarrow T_p = t_p + 0,5 \quad \text{.....(2.28)}$$

$$q_p = 0,278 \times \frac{C_p}{T_p} \quad \text{.....(2.29)}$$

$$Q_p = q_p \times A \quad \text{.....(2.30)}$$

dimana:

C_t : nilainya antara 1,4 sampai 1,7

C_p : nilainya antara 0,15 sampai 0,19

T_p : waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

Q_p : debit puncak (m^3/dtk)

Snyder hanya membuat rumus empitir untuk menghitung debit puncak Q_p dan waktu yang diperlukan untuk mencapai debit puncak dari suatu hydrograph saja. Untuk mempercepat pekerjaan tersebut maka Alexejev memberikan hydrograph satuan dengan perumusan sebagai berikut:

a) $Q = f(t)$ ..... (2.31)

b) $Y = \dfrac{Q}{Q_p}$ dan $X = \dfrac{t}{T_p}$ ..... (2.32)

c) $Y = 10^{-a\frac{(1-X)^2}{X}}$ ..... (2.33)

dengan a diperoleh dari persamaan berikut :

$$a = 1{,}32\lambda^2 + 0{,}15\lambda + 0{,}045 \quad \text{.....(2.34)}$$

$$\lambda = \frac{Q_p \times T_p}{h \times A}$$

h = tinggi hujan 1 mm

II.4.4.3 Metode Soil Conservation Service (SCS)

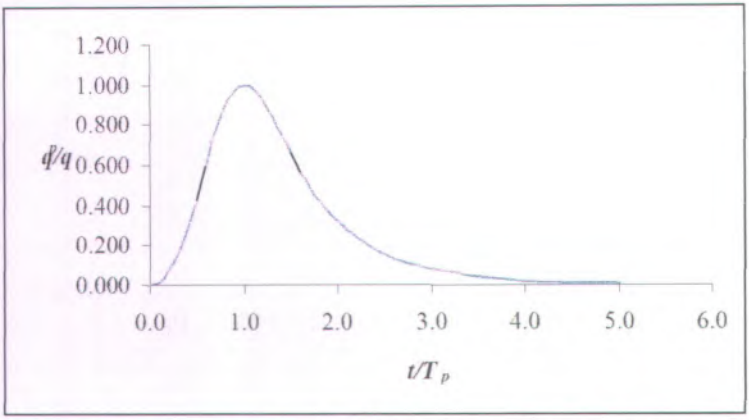
Hydrograph tak berdimensi SCS adalah hydrograph satuan sintetis, dimana debit dinyatakan sebagai nisbah debit q terhadap debit puncak q_p dan waktu dalam nisbah waktu t terhadap waktu puncak T_p.

Persamaan waktu puncak pada unit hydrograph SCS mengggunakan persamaan dari persamaan Snyder – Alexejev (persamaan 2.19 dan persamaan 2.22). Koordinat dari unit hydrograph SCS adalah sebagai berikut :

Tabel 2.8. Koordinat unit hydrograph tak berdimensi SCS

t/T_p	q/q_p	t/T_p	q/q_p
0.0	0.000	1.4	0.750
0.1	0.015	1.5	0.660
0.2	0.075	1.6	0.560
0.3	0.160	1.8	0.420
0.4	0.280	2.0	0.320
0.5	0.430	2.2	0.240
0.6	0.600	2.4	0.180
0.7	0.770	2.6	0.130
0.8	0.890	2.8	0.098
0.9	0.970	3.0	0.075
1.0	1.000	3.5	0.036
1.1	0.980	4.0	0.018
1.2	0.920	4.5	0.009
1.3	*0.840*	*5.0*	*0.004*

Sumber : Suripin. Dr. Ir. M.Eng. Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan



Sumber : Suripin, Dr. Ir. M.Eng, Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan

Gambar 2.1. Unit hydrograph satuan sintetik tak berdimensi SCS

Luas di bawah hydrograph yang tidak berdimensi (Gambar 2.1) adalah 1,33 q_p t_p, dan volume Q ini ekivalen dengan 1 cm limpasan di atas luas A (km^2).

II.4.5 Lengkung kapasitas waduk

Untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi yang ada. Untuk keperluan ini diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. Untuk perhitungan luas dibatasi oleh masing – masing kontur. Kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan.

Volume antara 2 kontur yang berurutan dapat dicari, yaitu :

$$V_{(i+1)} = \frac{1}{3} \times X \times \left(F_{(i)} + F_{(i+1)} + \sqrt{F_{(i)} \times F_{(i+1)}} \right) \ldots\ldots (2.35)$$

dimana :

$V_{(i+1)}$: Volume tampungan antara 2 kontur yang berurutan (m^3)

X : beda tinggi antara 2 kontur (m)

$F_{(i)}$: luas tampungan pada kontur ke – i (m^2)

$F_{(i+1)}$: luas tampungan pada kontur ke – (i+1) (m^2)

Sesudah semua luas dan volume masing–masing diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.

II.4.6 Perhitungan reservoir routing

Untuk mengetahui besarnya debit outflow yang keluar melalui spillway dilakukan perhitungan reservoir routing. Cara ini pertama kali dikembangkan oleh L.G. Plus dari US Army Corps of Engineering, Korps Zeni Angkatan Darat AS. Untuk menghitung reservoir routing, diperlukan data–data sebagai berikut :

1. Hubungan volume tampungan dengan elevasi waduk
2. Hubungan elevasi permukaan air dan outflow serta hubungan tampungan dan outflow
3. Hidrograf inflow
4. Nilai awal untuk S, I dan Q pada waktu $t = 0$.

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah sebagai berikut :

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \qquad \text{(2.36)}$$

dengan :

I : debit yang masuk ke dalam permulaan bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3/detik)

Q : debit yang keluar dari akhir bagian memanjang palungsungai yang ditinjau (m^3/detik)

dS : besarnya tampungan dalam bagian memanjang palung sungai yang ditinjau

dt : periode penelusuran (detik, jam atau hari)

kalau periode penelusurannya diubah dari dt menjadi Δt maka perumusan menjadi :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$dS = S_2 - S_1$$

Sehingga persamaan (2.36) dapat diubah menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2}\Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2}\Delta t = S_2 - S_1 \quad \text{.....(2.37)}$$

Dengan indeks 1 merupakan keadaan mula periode penelusuran, dan indeks 2 merupakan keadaan akhir periode penelusuran. Persamaan (2.37) dapat ditulis sedemikian rupa sehingga faktor – faktor yang diketahui ditempatkan di ruas kiri seperti berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2}\Delta t + \left(S_1 - \frac{Q_1}{2}\Delta t\right) = \left(S_2 + \frac{Q_2}{2}\Delta t\right)$$

jika : $\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} = \psi_1$, dan

$$\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} = \varphi_2$$

maka persamaan (2.37) dapat ditulis menjadi berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi_1 = \varphi_2 \quad \text{.....(2.38)}$$

I_1 dan I_2 diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk jika periode penelusuran (routing periode) Δt telah ditentukan.

S_1 merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (puncak bangunan perlimpah atau spillway, atau sumbu terowongan outlet).

Q_1 adalah debit keluar pada periode permulaan penelusuran. Kalau fasilitas pengeluarannya berupa bangunan pelimpah (spillway), maka digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = C \times B \times H^{3/2} \quad \text{.....(2.39)}$$

dimana :

C : koefisien limpahan

B : panjang ambang bangunan palimpah (m)

H : tinggi energi di atas ambang bangunan pelimpah

: $h + \frac{\alpha . v^2}{2g}$

h : tinggi air di atas ambang bangunan pelimpah (m)

α : koefisien pembagian kecepatan aliran (pakai 1,1)

v : kecepatan rata - rata aliran di depan ambang bangunan pelimpah (m/detik)

g : percepatan grafitasi (9,8 m/detik^2)

koefisien limpahan (C) dari type suatu bendung dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut :

$$C_d = 2{,}200 - 0{,}0416 \times \left(\frac{H_d}{W}\right)^{0{,}9900} \quad \text{..... (2.40)}$$

$$C = 1{,}60 \frac{1 + 2a(h/Hd)}{1 + a(h/Hd)} \quad \text{.....(2.41)}$$

dimana :

C : koefisien limpahan

C_d : koefisien limpahan pada saat $h = H_d$

h : tinggi air di atas mercu bendung

W : tinggi bendung (m)

H_d : tinggi tekanan rencana di atas mercu bendung

a : konstanta (diperoleh pada saat $h = H_d$ yang berarti $C = C_d$)]

II.5 Analisa tubuh bendungan

Analisa tubuh bendungan ini meliputi perencanaan lebar mercu bendungan, perencanaan spillway beserta panjang kolam olakan.

II.5.1 Standart tinggi ruang bebas bendungan

Tinggi bendungan adalah tinggi air bendungan tertinggi berdasarkan perhitungan flood routing ditambah

MILIK PERPUSTAKAAN ITS

tinggi jagaan (free board). The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLD) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti tabel 2.9 berikut :

Tabel 2.9. Standar tinggi ruang bebas menurut JANCOLD

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 - 100	2 meter	3 meter
3	> 100	2,5 meter	3,5 meter

Sumber : Soedibyo, Ir, Teknik Bendungan

II.5.2 Lebar mercu bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaanya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang–kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan (b) dapat dicari menggunakan persaman sebagai berikut :

$$b = 3{,}6 \times H^{1/3} - 3{,}0 \quad \text{.....(2.42)}$$

dimana :

b : lebar mercu bendungan (meter)

H : tinggi bendungan (meter)

II.5.3 Kemiringan lereng bendungan

Jebolnya suatu bendungan urugan, biasanya dimulai dengan terjadinya suatu gejala longsoran baik pada lereng bagian hulu maupun pada lereng bagian hilir bendungan

tersebut, yang disebabkan kurang memadainya stabilitas kedua lereng tersebut. Karenanya dalam pembangunan suatu bendungan urugan, stabilitas kemiringan kedua lereng merupakan kunci dari stabilitas tubuh bendungan secara keseluruhan.Dengan demikian dalam merencanakan suatu bendungan faktor–faktor yang diperkirakan akan berpengaruh terhadap stabilitas lereng bendungan dalam perhitungannya supaya diambil kombinasi pembebanan yang paling tidak menguntungkan.

Biasanya dalam perhitungan konstruksi tubuh bendungan urugan direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih.

Rumus yang dipakai dalam menghitung stabilitas lereng bendungan adalah sebagai berikut :

a) Bagian hulu :

$$FS = \frac{m - k \times \gamma' \times Tan\phi}{1 + k \times \gamma' \times m} \quad \text{.....(2.43)}$$

b) Bagian hilir :

$$FS = \frac{m - k \times Tan\phi}{1 + k \times m} \quad \text{.....(2.44)}$$

dimana :

FS : angka keamanan $(FS \geq 1{,}2)$
m : kemiringan lereng bendungan
k : intensitas seismis gempa
$\gamma_{sa\ t}$: berat volume jenuh bahan urugan
Φ : sudut geser tanah

Untuk menentukan besarnya intensitas seismis gempa ditetapkan berdasarkan peraturan gempa.

II.5.4 Perencanaan pintu air

Dalam perencanaan pintu air, dapat dihitung berdasarkan debit, lebar dan tinggi pintu serta tinggi muka air yang ada di dalam bendali, dengan perumusan sebagai berikut:

$$Q = Cd.A.\sqrt{2.g.H} \quad \text{..... (2.45)}$$

dimana :

Q : debit (m^3/dtk)

C_d : koefisien limpahan pada saat $h = H_d$

A = a.b (m^2)

a : tinggi bukaan pintu (m)

b : lebar pintu (m)

g : percepatan gravitasi (m/dt^2)

H : kedalaman air didepan pintu diatas ambang (m)

II.5.5 Perencanaan dimensi bangunan pelimpah

Bangunan pelimpah (spillway) adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk kedalam waduk agar tidak membahayakan keamanan bendung. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi olakan yang dapat mengganggu jalannya air sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk ke bangunan pelimpah. Maka kecepatan aliran air harus dibatasi, yaitu tidak melebihi kecepatan kritisnya. Ukuran bangunan npelimpah harus dihitung dengan sebaik–baiknya, karena kalau terlalu kecil ada resiko tidak mampu melimpahkan debit air banjir yang terjadi. Sebaliknya apabila ukurannya terlalu besar, bangunan akan menjadi semakin mahal yang dapat mempengaruhi biaya proyek secara keseluruhan.

Perumusan yang dipakai dalam perencanaan dimensi bangunan pelimpah (spillway) adalah sebagai berikut:

$$Q = C \times L \times Ho^{3/2} \quad \text{..... (2.46)}$$

$$q = C \times Ho^{3/2} \quad \text{.....(2.47)}$$

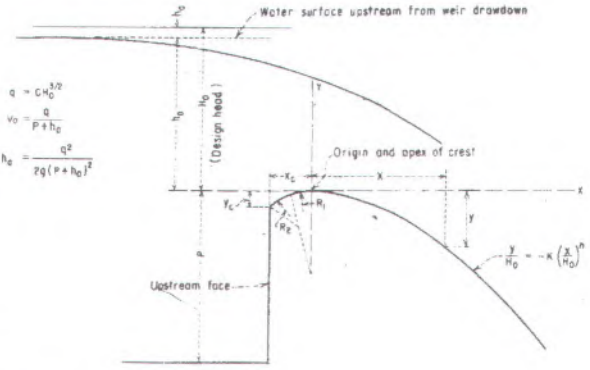
$$ha = \frac{q^2}{2g(P + ho)^2} \quad \text{..... (2.48)}$$

$$Ho = ha + ho \quad \text{..... (2.49)}$$

dimana :

Q : debit rencana yang melewati spillway (m^3/dtk)
q : debit rencana per satuan lebar (m^3/dtk/m)
Ho : tinggi total tekanan air di atas ambang (m)
ho : tinggi air yang sesungguhnya di atas mercu (m)
C : koefisien debit ($m^{1/2}$/dtk)
L : lebar efektif pelimpah (m)

Untuk perencanaan lebar spillway, direncanakan lebarnya tidak memakai pilar dan dinding sejajar dengan arah aliran sehingga lebar efektif dari pelimpah sama dengan lebar pelimpah itu sendiri.



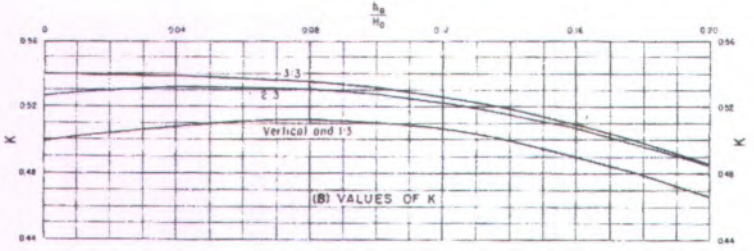
Sumber : Design of Small Dams

Gambar 2.2. Bentuk profil dari puncak spillway

Persamaan lengkung spillway bagian downstream bendungan adalah sebagai berikut :

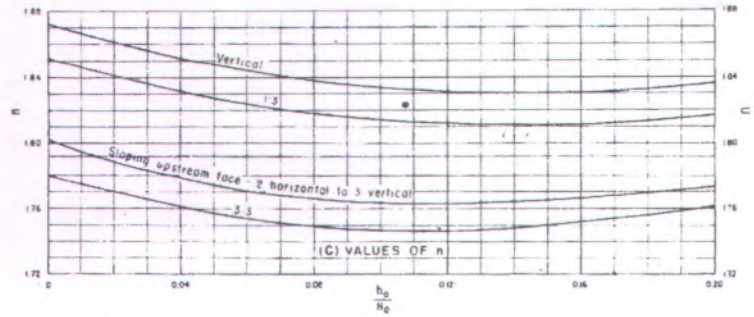
$$\frac{Y}{Ho} = -k\left(\frac{X}{Ho}\right)^n \quad \text{..... (2.50)}$$

Untuk mencari nilai k dan n, didapat dari grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$, nilai k, dan nilai n sebagai berikut :



Sumber : Design of Small Dams

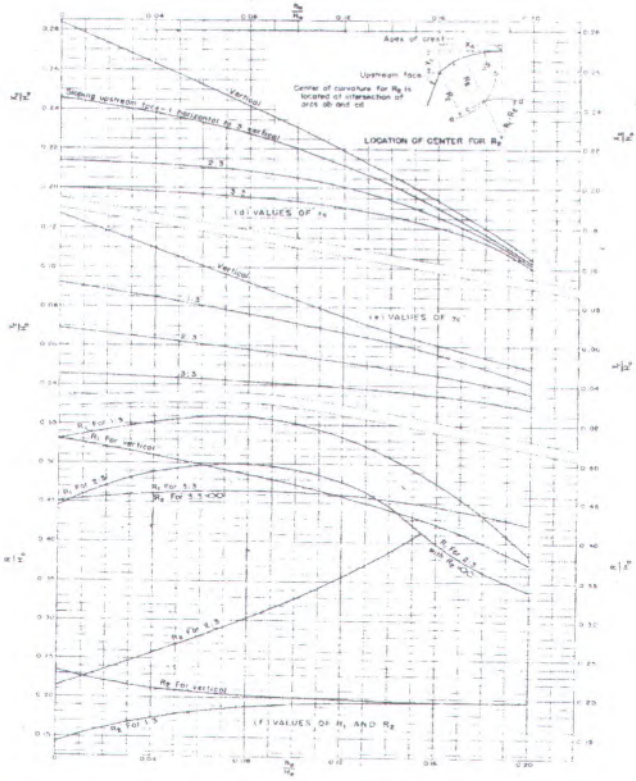
Gambar 2.3. Grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dan nilai k



Sumber : Design of Small Dams

Gambar 2.4. Grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dan nilai n

Untuk lengkung spillway bagian upstream bendungan dapat dicari dari grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dengan nilai $\frac{R}{Ho}, \frac{Yc}{Ho}, \frac{Xc}{Ho}$ dapat dilihat pada gambar 2.5.



Sumber : Design of Small Dams

Gambar 2.5. Grafik hubungan antara $\frac{ha}{Ho}$ dengan nilai $\frac{R}{Ho}, \frac{Yc}{Ho}, \frac{Xc}{Ho}$

II.5.6 Perhitungan tinggi air di atas pelimpah

Perumusan yang dipakai untuk mengetahui kondisi muka air di atas bangunan pelimpah (spillway) adalah persamaan Bernoulli sebagai berikut :

$$z_0 + d_0 Cos\theta + \alpha \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 Cos\theta + \alpha \frac{v_1^2}{2g} + H_f \quad (3.51)$$

dimana :

v_0 : kecepatan aliran pada saat keadaan awal (m/dtk)

v_1 : kecepatan aliran pada saat keadaan akhir (m/dtk)

$d_0 Cos\theta$: kedalaman air pada saat keadaan awal (m)

$d_1 Cos\theta$: kedalaman air pada saat keadan akhir (m)

g : percepatan gravitasi (9,8 m/dtk^2)

α : koefisien pembagian kecepatan rata – rata (dipakai nilai 1,1)

θ : sudut kemiringan

H_f : kehilangan tinggi tekanan (m)

$$: \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times I$$

n : koefisien kekasaran dinding

R : jari – jari hidrolis (m)

Pada saat keadaan awal, tinggi air di hulu (d_1) dan kecepatan awal aliran (v_0) diperhitungkan dalam keadaan kritis.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\alpha \frac{Q^2}{g \times L^2}} \quad \text{.....(2.51)}$$

$$v_{cr} = \frac{Q}{h_{cr} \times L} \quad \text{..... (2.52)}$$

dimana :

h_{cr} : kedalaman air kritis (m)

v_{cr} : kecepatan kritis (m/dtk)

Q : debit rencana (m^3/dtk)

L : lebar spillway (m)

II.5.7 Perencanaan kolam olakan

Suatu bangunan peredam energi yang berbentuk kolam, dimana prinsip peredaman energinya yang sebagian besar terjadi akibat proses pergesekan diantara molekul–molekul air, sehingga timbul olakan–olakan di dalam kolam tersebut dinamakan peredam energi type kolam olakan.

Kolam olakan mempunyai empat type, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kontruksinya :

a) Kolam olakan datar type I

Adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredam energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Type ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dan bilangan Froude < 1,7

b) Kolam olakan datar type II

Pada kolam olakan type II, terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran adalah akibat gesekan di antara molekul–molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan berupa gigi–gigi pemecah aliran di ujung dasar kolam dan di bagian hilir kolam.

Kolam olakan ini cocok untuk debit yang besar ($q > 45$ m^3/dtk) dan bilangan Froude antara 1,7 – 2,5.

c) Kolam olakan datar type III

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan type III ini sama dengan type II, akan tetapi lebih sesuai untuk debit yang agak kecil ($q < 18,5$ m^3/dtk) dan bilangan Froude > 4,5.

d) Kolam olakan datar type IV

Prinsip kerja kolam olakan type IV sama dengan type II dan type III, tetapi lebih sesuai untuk aliran dengan bilangan Froude antara 2,5 – 4,5.

Dalam penentuan jenis kolam olakan sebagai patokan digunakan bilangan Froude, dengan perumusan sebagai berikut :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}} \quad \text{.....(2.53)}$$

dimana :

F : bilangan Froude

v_1 : kecepatan aliran di bagian hulu kolam olakan (m/dtk)

D_1 : kedalaman air di bagian hulu kolam olakan (m)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

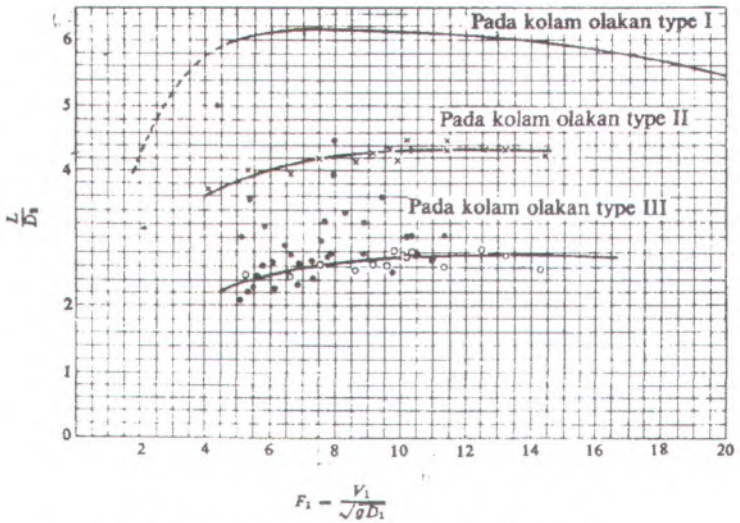
$$\frac{D_1}{D_2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F^2} - 1\right) \quad \text{.....(2.54)}$$

**) Sumber : Ir. Suyono Sosrodarsono, Bendungan Type Urugan, hal. 220*

dimana :

D_2 : kedalaman air di bagian hilir kolam olakan (m)

Sedangkan untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara bilangan Froude dengan $\frac{L}{D_2}$ (dimana L disini ialah panjang kolam olakan yang dicari) sebagai berikut :



Sumber : Suyono Sosrodarsono, Dr. Bendungan Type Urugan

Gambar 2.6. Grafik hubungan antara bilangan Froude dengan nilai $\frac{L}{D_2}$

II.5.8 Stabilitas pelimpah

Perhitungan stabilitas sangat diperlukan pada bangunan pelimpah, karena pelimpah itu sendiri menahan gaya–gaya aktif yang mana gaya–gaya tersebut akan menyebabkan mengguling atau menggesernya bangunan pelimpah, maka bangunan tersebut haruslah kokoh dan berkedudukan mantap, dalam arti mampu menahan gaya–gaya yang bekerja pada konstruksi bangunan.

Jadi konstruksi bangunan pelimpah diperhitungkan sedemikian rupa hingga perlawanan gaya–gaya terhadap gaya–gaya aktif lebih besar.

Dalam peninjauan stabilitas ini dibuat anggapan–anggapan dalam perhitungannya agar lebih sederhana. Anggapan–anggapan tersebut adalah sebagai berikut :

a) Dalam perhitungan kestabilan ini gaya – gaya yang bekerja pada konstruksi bangunan pelimpah ditinjau tiap 1 meter.
b) Titik guling pada kontrol stabilitas diambil pada tempat dimana dianggap akan terjadi penggulingan di tempat tersebut.
c) Dalam perhitungan ini ditinjau pada keadaan yang memungkinkan terjadinya keadan kritis, yaitu pada saat kondisi muka air setinggi mercu dan pada saat kondisi muka air setinggi debit rencana.

Gaya–gaya yang bekerja pada bangunan pelimpah antara lain :

1). Gaya yang diakibatkan oleh berat sendiri.
Untuk mengetahui gaya akibat berat pelimpah itu sendiri dipakai persamaan :

$$G = \gamma_m \times A \quad \text{..... (2.55)}$$

dimana :

G : gaya akibat berat sendiri (ton/m)
γ_m : berat volume material (ton/m^3)
A : luas penampang (m^2)

2). Gaya akibat adanya tekanan air
Untuk mengetahui gaya akibat adanya tekanan air dipakai persamaan :

$$P = \gamma_w \times h \quad \text{..... (2.56)}$$

dimana :

P : tekanan hidrostatis (ton/m^2)
γ_w : berat volume air (ton/m^3)
h : tinggi air (m)

3). Gaya akibat adanya tekanan tanah

Untuk mengetahui gaya akibat tekanan tanah dipakai persamaan :

$P = \gamma_{sat} \times h$ ..... (3.57)

dimana :

P : tekanan tanah (ton/m)

γ_{sat} : berat volume tanah jenuh air (ton/m^3)

h : tinggi tanah (m)

4). Gaya akibat adanya tekanan keatas (up lift)

Untuk mengetahui gaya akibat tekanan up lift dipakai persamaan :

$U = \gamma_w \times A$ ..... (3.58)

dimana :

U : tekanan up lift (ton/m)

γ_w : berat volume air (ton/m^3)

A : luas diagram tekanan ke atas (m^2)

II.5.8.1 Perhitungan angka rembesan dan tekanan air tanah

Untuk muka air di hulu sama dengan elevasi mercu bendung dan muka air di hilir dengan bak yang dipompa sampai kering, rembesan dibawah bendung di cek dengan teori Lane guna menyelidiki adanya bahaya erosi bawah tanah (hanyutnya bahan-bahan halus).

Untuk perhitungan rembesan, panjang jalur rembesan sebaiknya diambil dari pangkal hilir koperan (titik nol).

Angka rembesan menurut Lane adalah:

$$Cw = \frac{Lv + \sum 1/3 Hv}{Hw}$$

*) *Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.87*

dimana :

Cw : angka rembesan

Lv : panjang vertikal (m)

Hv : panjang horisontal

Hw : beda tinggi energi (m)

Tekanan air tanah (Px) harus dihitung dengan rumus :

$$P = H_X - \Delta H = Hx - Ix.Hw / L \quad \text{..... (2.59)}$$

$$\Delta H = \frac{Lx}{Cw}$$

*) *Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.87*

dimana :

Px : tekanan air pada titik X(ton/m^2)

H_X : tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (ton/m^2)

L_X : jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

L : panjang total jalur rembesan (meter)

Stabilitas bendung dibuat pada endapan sungai karakteristik tanah diperkirakan dari hasil tes d laboratorium.

Stabilitas bendung dapat di cek :

1. Selama debit rendah, pada waktu muka air di hulu hanya mencapai elevasi mercu dan pada waktu bak d keringkan.
2. Selama terjadi banjir rencana.

1). Kontrol stabilitas selama debit sungai rendah:

1. Keamanan terhadap bahaya guling :

   Untuk mengetahui pada bangunan pelimpah tersebut terjadi penggulingan atau tidak dipaka persamaan :

$$\sigma = \frac{Rv}{L} x(1 \pm \frac{6e}{L}) < \overline{\sigma} \quad \text{..... (2.60)}$$

   dimana :

   σ : Daya dukung tanah (t/m^2)

   e : eksentrisitas→ e = (L/2) - (M/Rv)

   M : momen vertikal dikurangi momen horisontal → ∑Mv - ∑MH (ton.m)

   L : panjang telapak pondasi (m)

Angka keamanan terhadap guling dengan adanya tekanan tanah pasif adalah :

$$S = fx\frac{Rv}{RH - \sum Ep} > FS \quad \text{..... (2.61)}$$

$$\sum Ep = 1/2x(0{,}5h.e_{p1}) \quad \text{..... (2.62)}$$

$$e_{p1} = 0{,}5(\rho s - \rho w)xgx0{,}5hxtg^2(45^0 + \varphi/2)$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.95*

dimana:

S : angka keamanan terhadap guling
f : koefisien tanah (0,50)
Rv : gaya resultante arah vertikal (ton)
RH : gaya resultante arah vertikal (ton)
e_{p1} : tekanan tanah pasif (t/m)

Tanpa tekanan tanah pasif, keamanan terhadap guling menjadi :

$$S = fx\frac{Rv}{Rh} > FS \quad \text{..... (2.63)}$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.96*

2. Keamanan terhadap erosi bawah tanah (piping)

Untuk mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2. Keamanan dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$S = \frac{s(1 + a/s)}{hs}$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.96*

dimana:

S : faktor tekanan (S=2)
s : kedalaman tanah (m)
a : tebal lapisan lindung (diandaikan 0,0 m)
hs : tekanan pada titik 0, m tekanan air

3. Keamanan terhadap gempa
   Dari peta daerah-daerah gempa, dapat dihitung koefisien gempa (lihat KP-06 Parameter Bangunan)
   ad = n(ac x z) m

$$E = \frac{ad}{g} \quad \text{..... (2.64)}$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.97*

   dimana :
   ad : percepatan gempa rencana, m/dt^2
   n,m : koefisien jenis tanah
   ac : percepatan gempa dasar, m/dt^2 / 1,6 m/dt^2
   E : koefisien gempa
   g : percepatan gravitasi, m/dt^2 ($\approx$ 9,8)
   z : faktor yang bergantung kepada letak geografis
4. Keamanan terhadap gelincir

$$S = fx\frac{Rv}{RH + He - \sum Ep} > FS(\approx 1{,}25) \text{ ....(2.65)}$$

   He = E x $\sum$G..... (2.66)

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.98*

   S : angka keamanan terhadap gelincir
   He : gaya horisontal tambahan ke arah hilir (ton)

2). Kontrol stabilitas selama terjadi banjir rencana:
   1. Keamanan untuk daya dukung

$$S = \frac{\sigma semua}{\sigma maks} > 1{,}25 \text{ ..... (2.68)}$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.102*

   2. Keamanan terhadap gelincir tanpa tekanan tanah pasif

$$S = fx\frac{Rv}{RH} > 1{,}0 \text{ ..... (2.69)}$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.103*

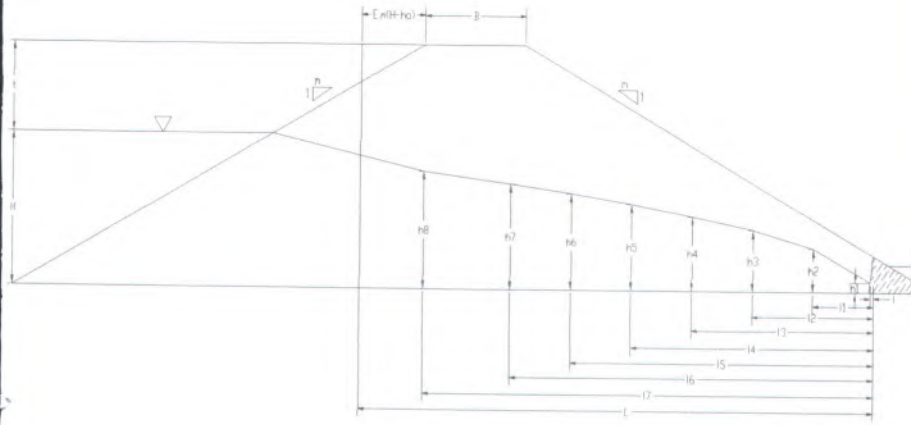
3. Keamanan terhadap gelincir dengan tekanan tanah pasif

$$S = fx\frac{Rv}{RH - \sum Ep} > 1{,}25 \quad \text{.....(2.70)}$$

**) Sumber : Standar perencanaan irigasi bagian penunjang,hal.103*

II.5.9 Stabilitas tubuh bendungan (main dam)

Perhitungan stabilitas pada main dam diperlukan untuk mengetahui apakah bendungan tersebut rawan longsor atau stabil. Perhitungan stabilitas ini menggunakan program bantu XSTABLE dan metode yang dipakai di program ini adalah metode Bishop. Sebelumnya dihitung terlebih dahulu garis depresi pada tubuh bendungan, perumusan yang digunakan dalam perhitungan garis depresi dan debit rembesan adalah :



Gambar 2.7. Garis Depresi Pada Bendungan

L = ...(m) (diukur dari gambar)

$L2 = \varepsilon.m.H + t.m$ ..... (2.71)

$h1 = L^2 + (H-ho)^2 - L$ .... (2.72)

$l = h1/2$ ..... (2.73)

**) Sumber : Buku diktat mata kuliah waduk*

Garis rembesan dapat dihitung dengan persamaan:

$Y^2 = 2.h1.X$..... (2.74)

**) Sumber : Buku diktat mata kuliah waduk*

Debit rembesan dihitung dengan persamaan :

$q = K \times h1$ ..... (2.75)

**) Sumber : Buku diktat mata kuliah waduk*

BAB III
ANALISA HIDROLOGI

III.1 Umum

Penentuan debit banjir rencana Bendali Perhubungan, sebenarnya yang paling baik adalah dengan menggunakan data pengamatan debit banjir maksimum tahunan jangka panjang selain dapat dihitung besarnya debit banjir rencana juga dapat diketahui karakteristik banjirnya.

Dikarenakan pada saluran sekunder Perhubungan dilokasi rencana Bendali tidak terdapat stasiun pengukuran debit, maka untuk perhitungan debit banjir rencana pada studi ini digunakan analisa hujan rencana yang ditransformasikan kedalam hidrograf sintesis "Nakayasu".

III.2 Hujan Rencana

Hujan rencana adalah besarnya curah hujan terbesar yang terjadi pada periode ulang tertentu dengan suatu peluang tertentu pula. Metode analisa hujan tersebut pemilihan analisanya tergantung dari kesesuaian dari data parameter data statistik yang bersangkutan atau dapat pula dipilih berdasarkan pertimbangan teknis lainnya.

Berhubung pada daerah aliran saluran sekunder Perhubungan tidak terdapat stasiun hujan, maka untuk perhitungan hujan rencana digunakan data hujan harian hujan maksimum stasiun Meteorologi Balikpapan.

Untuk perhitungan hujan rencana daera aliran saluran sekunder Perhubungan, digunakan data harian hujan maksimum 29 tahun dengan periode pencatatan mulai tahun 1977 sampai dengan tahun 2005.

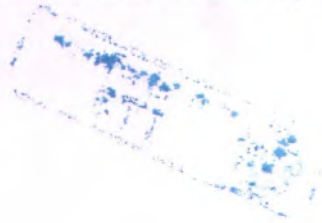
Adapun data curah hujan harian maksimum tersebut disajikan pada tabel 3.1.

Tabel 3.1 Curah hujan harian tahun 1977-2005

No	Tahun	R24(mm)	No	Tahun	R24(mm)
1	1977	96	16	1992	112
2	1978	111	17	1993	137
3	1979	146	18	1994	95
4	1980	137	19	1995	155
5	1981	104	20	1996	94
6	1982	109	21	1997	67
7	1983	82	22	1998	102
8	1984	112	23	1999	72
9	1985	112	24	2000	106
10	1986	151	25	2001	196
11	1987	135	26	2002	223
12	1988	192	27	2003	181.6
13	1989	80	28	2004	100.4
14	1990	73	29	2005	107.5
15	1991	116			

Perhitungan analisa Frekwensi yang merupakan pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Adapun distribusi yang dipakai dapat ditentukan setelah mengetahui terlebih dahulu karakteristik data yang ada, dimana hal ini data yang dimaksud adalah data curah hujan pada sistem saluran sekunder Perhubungan.

Metode yang dipakai dalam perhitungan curah hujan rencana yaitu metode Distribusi Gumbel, Distribusi Haspers, Distribusi Normal dan Log Pearson Type III.



III.2.1 Metode Distribusi Gumbel

Perhitungan distribusi gumbel dapat dihitung dengan memakai rumus :

$Xt = \overline{X} + K.Sd$

Dimana :

X_T = Curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun.

$\overline{X}$ = Nilai rata – rata dari data hujan.

$$\overline{X} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} Xi$$

Sd = Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \frac{(Xi - \overline{X})^2}{n-1}}$$

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi.

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

$$Y_T = -\ln.\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)$$

Y_n = Reduced mean

S_n = Reduced Standart Deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data n.

Y_T = Parameter Gumbel untuk periode T tahun.

n = Jumlah pengamatan.

Tabel 3.2.Reduced Mean (Yn)

N	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0.4592	15	0.5128	20	0.5236	25	0.5309
11	0.4996	16	0.5157	21	0.5252	26	0.5320
12	0.5035	17	0.5181	22	0.5268	27	0.5332
13	0.5070	18	0.5202	23	0.5283	28	0.5343
14	0.5100	19	0.5220	24	0.5296	29	0.5353

Tabel 3.3.Reduced Standart Deviation (Sn)

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0.9496	15	1.0206	20	1.0628	25	1.0915
11	0.9676	16	1.0316	21	1.0696	26	1.1961
12	0.9833	17	1.0411	22	1.0754	27	1.1004
13	0.9971	18	1.0493	23	1.0811	28	1.1047
14	1.0095	19	1.0565	24	1.0864	29	1.1086

Sumber : Ir. M. Sholeh, diktat hidrologi, hal 129

Tabel 3.4 Perhitungan Deviasi Standart Dengan Metode Distribusi Gumbel

No.	Xi	$\overline{X}$	$(Xi-\overline{X})$	$(Xi-\overline{X})^2$
1	223	120.84	102.16	10435.68
2	196	120.84	75.16	5648.30
3	192	120.84	71.16	5063.06
4	181.6	120.84	60.76	3691.19
5	155	120.84	34.16	1166.58
6	151	120.84	30.16	909.33
7	146	120.84	25.16	632.78
8	137	120.84	16.16	260.99
9	137	120.84	16.16	260.99
10	135	120.84	14.16	200.37
11	116	120.84	-4.84	23.47
12	112	120.84	-8.84	78.23
13	112	120.84	-8.84	78.23

14	112	120.84	-8.84	78.23
15	111	120.84	-9.84	96.92
16	109	120.84	-11.84	140.30
17	107.5	120.84	-13.34	178.08
18	106	120.84	-14.84	220.37
19	104	120.84	-16.84	283.75
20	102	120.84	-18.84	355.13
21	100.4	120.84	-20.44	417.99
22	96	120.84	-24.84	617.27
23	95	120.84	-25.84	667.96
24	94	120.84	-26.84	720.64
25	82	120.84	-38.84	1508.92
26	80	120.84	-40.84	1668.30
27	73	120.84	-47.84	2289.13
28	72	120.84	-48.84	2385.82
29	67	120.84	-53.84	2899.27
	3504.5			**42977.27**

Contoh Perhitungan :

$$\overline{X} = \frac{\sum Xi}{n} = \frac{3504\ .5}{29} = 120\ .84$$

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \overline{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{42977\ .27}{28}} = 39\ .18$$

Pada periode ulang 1,01 *tahun* :

$\overline{X} = 120.84$

$Sx = 39.18$

$Yn = 0.5353$ (*Tabel* 4.2)

$Sn = 1.1086$ (*Tabel* 4.3)

$$Y_{1.01} = -\ln.\ln\left(\frac{1.01}{1.01-1}\right) = -1.5293$$

$$R_{1.01} = \overline{X} + \frac{Sx}{Sn}(Y_T - Yn)$$

$$= 120.84 + \frac{39.18}{1.1086}(-1.5293 - 0.5353) = 48\ mm$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut :

Tabel 3.5 Besar Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang T Tahun Menurut Gumbel

T	$\overline{X}$	Sx	Yn	Sn	YT	RT(mm)
1.01	120.84	39.18	0.5353	1.1086	1.5293	48
2	120.84	39.18	0.5353	1.1086	0.3665	115
5	120.84	39.18	0.5353	1.1086	1.4999	155
10	120.84	39.18	0.5353	1.1086	2.2504	181
25	120.84	39.18	0.5353	1.1086	2.9702	207
50	120.84	39.18	0.5353	1.1086	3.9019	240
100	120.84	39.18	0.5353	1.1086	4.6001	264

III.2.2 Metode Log -Pearson Type III

Perhitungan distribusi log person dapat dihitung memakai rumus :

$$\log x = \overline{\log x} + s \log x.k$$

Dimana :

Log x = Nilai logaritmik variat yang diharapkan

$\overline{\log x}$ = Nilai rata – rata hitung logaritmik variat

s log x = Deviasi standart logaritmik nilai x

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi periode ulang dan type distribusinya

Tabel 3.6 Perhitungan Curah Hujan Dengan Metode Distribusi Log- Pearson Type III

No.	Xi	Log Xi	(Log Xi - Log X)	(log Xi - log X)^2	(log Xi - log X)^3
1	223	2.3483	0.2864	0.0820	0.023485
2	196	2.2923	0.2303	0.0530	0.012218
3	192	2.2833	0.2214	0.0490	0.010848
4	181.6	2.2591	0.1972	0.0389	0.007666
5	155	2.1903	0.1284	0.0165	0.002117
6	151	2.1790	0.1170	0.0137	0.001603
7	146	2.1644	0.1024	0.0105	0.001074
8	137	2.1367	0.0748	0.0056	0.000418
9	137	2.1367	0.0748	0.0056	0.000418
10	135	2.1303	0.0684	0.0047	0.000320
11	116	2.0645	0.0025	0.0000	0.000000
12	112	2.0492	-0.0127	0.0002	-0.000002
13	112	2.0492	-0.0127	0.0002	-0.000002
14	112	2.0492	-0.0127	0.0002	-0.000002
15	111	2.0453	-0.0166	0.0003	-0.000005
16	109	2.0374	-0.0245	0.0006	-0.000015
17	107.5	2.0314	-0.0305	0.0009	-0.000028

18	106	2.0253	-0.0366	0.0013	-0.000049
19	104	2.0170	-0.0449	0.0020	-0.000091
20	102	2.0086	-0.0533	0.0028	-0.000152
21	100.4	2.0017	-0.0602	0.0036	-0.000218
22	96	1.9823	-0.0797	0.0063	-0.000506
23	95	1.9777	-0.0842	0.0071	-0.000597
24	94	1.9731	-0.0888	0.0079	-0.000700
25	82	1.9138	-0.1481	0.0219	-0.003250
26	80	1.9031	-0.1588	0.0252	-0.004008
27	73	1.8633	-0.1986	0.0394	-0.007835
28	72	1.8573	-0.2046	0.0419	-0.008565
29	67	1.8261	-0.2359	0.0556	-0.013121
Total Xrata2		59.7961 2.0619	0.0129	0.4970	0.021023

Contoh perhitungan :

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \log xi}{n} = \frac{59,7961}{29} = 2,0619$$

$$s.\log x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (\log xi - \log x)^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{0,4970}{28}} = 0.133$$

$$Cs = \frac{n\sum (\log xi - \log x)^3}{(n-1)(n-2)(s.\log x)^3} = \frac{29x0,021023}{28x27x(0,133)^3} = 0.343$$

Perhitungan pada periode ulang 2 tahun :

$\overline{\log x} = 2{,}0619$

s.logx= 0,133

k = 0,05

log x = 2,0619 + (0,133 x 0,05) = 2,0685

X = 117 mm

Tabel 3.7 Hasil Perhitungan Distribusi Log Person Type III

T	$\overline{Logx}$	s.log x	K	Log x	X (mm)
1.01	2,0619	0,133	-2.104	1.9567	61
2	2,0619	0,133	0.05	2.0685	117
5	2,0619	0,133	0.824	2.1715	148
10	2,0619	0,133	1.301	2.2349	172
25	2,0619	0,133	1.849	2.3078	204
50	2,0619	0,133	2.211	2.3559	229
100	2,0619	0,133	2.544	2.4002	254

Tabel 3.8 Perbandingan Probabilitas Tinggi Curah Hujan

Metode	Curah Hujan Maksimum Rencana						
Distribusi	R 1.01	R 2	R 5	R 10	R 25	R 50	R 100
Gumbel	48	115	155	181	207	240	264
Log –Pearson	61	113	148	172	204	229	254

III.3 Uji Distribusi Data

Untuk mengetahui apakah data hujan yang tersedia betul–betul sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih, maka perlu dilakukan pengujian kecocokan baik pengujian parameter dasar statistik maupun non parameter.

III.3.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

Perhitungan parameter dasar statistik dapat dilakukan dengan menentukan nilai koefisien kemencengan / kemiringan (Cs) dan koefisien Kurtosis (Ck). Kemencengan

(*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan dari suatu bentuk distribusi. Pengukuran kemencengan/ kemiringan adalah mengukur seberapa besar distribusi tidak simetri atau miring. Kriteria–kriteria perhitungan dasar statistik dalam menghitung salah satu perhitungan distribusi dapat dilihat pada tabel 3.9.

Tabel 3.9. Karakteristi k Distribusi Frekwensi

Jenis Distribusi	Syarat Distribusi
1. Distribusi Gumbel	Cs = 1.139 dan Ck = 5.402
2. Distribusi Log – Pearson type III	Cs antara 0 s/d 0.9

Tabel 3.10. Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan Harian Maksimum

No.	Ri (mm)	$\overline{X}$	Ri – R (mm)	$(Ri - R)^2$ (mm)	$(Ri - R)^3$ (mm)	$(Ri - R)^4$ (mm)
1	223	120.84	102.16	10436	1066059	108903401
2	196	120.84	75.16	5648	424499	108903401
3	192	120.84	71.16	5063	360263	31903292
4	181.6	120.84	60.76	3691	224259	25634562
5	155	120.84	34.16	1167	39845	13624891
6	151	120.84	30.16	909	27421	1360899
7	146	120.84	25.16	633	15918	826889
8	137	120.84	16.16	261	4216	400414
9	137	120.84	16.16	261	4216	68116
10	135	120.84	14.16	200	2836	68116
11	116	120.84	-4.84	23	-114	40148
12	112	120.84	-8.84	78	-692	551
13	112	120.84	-8.84	78	-692	6120

14	112	120.84	-8.84	78	-692	6120
15	111	120.84	-9.84	97	-954	6120
16	109	120.84	-11.84	140	-1662	9394
17	107.5	120.84	-13.34	178	-2377	19684
18	106	120.84	-14.84	220	-3271	31714
19	104	120.84	-16.84	284	-4780	48562
20	102	120.84	-18.84	355	-6692	80513
21	100.4	120.84	-20.44	418	-8546	126116
22	96	120.84	-24.84	617	-15336	174716
23	95	120.84	-25.84	668	-17263	381017
24	94	120.84	-26.84	721	-19346	446164
25	82	120.84	-38.84	1509	-58614	519329
26	80	120.84	-40.84	1668	-68141	2276841
27	73	120.84	-47.84	2289	-109523	2783225
28	72	120.84	-48.84	2386	-116535	5240105
29	67	120.84	-53.84	2899	-156110	5692124
Jumlah	3504.5			42977	1578193	209084882

Dengan perumusan :

1. Nilai rata – rata (Mean)

$$\overline{R} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Ri}{n} = \frac{3504,5}{29} = 120,84$$

2. Nilai Deviasi Standar (*Standart Deviasi*)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(Ri - \overline{R}\right)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{42977}{29-1}} = 39,18$$

3. Koefisien Variasi (*Coeffisient of Variation*)

$$CV = \frac{Sd}{\overline{R}} = \frac{39,18}{120,84} = 0,324$$

4. Koeffisien Kemencengan (*Coeffisient of skewness)*

$$CS = \frac{n\sum_{i=1}^{n}\left(Ri - \overline{R}\right)^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} = \frac{29.(1578193)}{(29-1)(29-2)39{,}18^3} = 0.87$$

5. Koefisien Ketajaman (*Coeffisient of kurtosis)*

$$CK = \frac{n^2\sum_{i=1}^{n}\left(Ri - \overline{R}\right)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

$$= \frac{29^2(209084882\ )}{(29-1)(29-2)(29-3)39{,}18^4} = 3{,}11$$

Setelah nilai-nilai diatas didapat dan berdasarkan karakteristik data yang ada, distribusi yang layak untuk digunakan dengan syarat–syarat parameter statistik adalah d*istribusi Log–Pearson Tipe III.*

III.3.2 Uji Distribusi Analisa Frekwensi

Apabila kita ingin menentukan apakah fungsi distribusi probabilitas yang dipilih telah sesuai dan dapat mewakili distribusi frekwensi dari data sampel yang ada, maka diperlukan pengujian parameter, dalam masalah ini yang kita pakai adalah:

1. Smirnov – Kolmogorov
2. Chi – Square

Jika pada pengujian fungsi distribusi probabilitas yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut, maka distribusi yang dipilih dapat diterima.

III.3.2.1 Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov pada dasarnya sering juga disebut uji kecocokan non parametik, karena pengujiannya tidak menggunakan distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

a. Urutkan data (dari besar ke kecil) atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.
b. Tentukan niali masing – masing peluang teoritis.
c. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan atau peluang teoritis
($D = {}_{maksimum}[P(Rm) - P^{I}(Rm)]$).
d. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) ditentukan harga Do.

Apabila D lebih kecil dari Do maka secara teoritis distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D lebih besar dari Do maka secara teoritis pula distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.Tetapi ada yang sedikit membedakan uji Smirnov–Kolmogorov dengan distribusi Log–Pearson.

Maka persamaan distribusi Log Pearson

$$\log R = \overline{\log R} + K.Sd \log R$$

Persamaan $f(t) = \dfrac{\log R - \overline{\log R}}{Sd \log R}$ pada distribusi Log Pearson.

Perhitungan Uji Smirnov–Kolmogorov distribusi Gumbel dapat dilihat ditabel 3.11
Perhitungan Uji Smirnov–Kolmogorov distribusi Log Pearson tipe III dapat dilihat ditabel 3.12

Tabel 3.11 Perhitungan uji distribusi dengan Distribusi Gumbel dengan metode Smirnov – Kolmogorov.

Tahun	m	(Xi)	X	S	P (Xi)	P(Xi <)	f(t) = (Xi-X)/S	P' (X)	P' (Xi <)	D
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2002	1	223,00	120,84	39,18	0,0333	0,9667	2,61	0,0045	0,9955	0,0288
2001	2	196,00	120,84	39,18	0,0667	0,9333	1,92	0,0274	0,9726	0,0393
1988	3	192,00	120,84	39,18	0,1000	0,9000	1,82	0,0344	0,9656	0,0656
2003	4	181,60	120,84	39,18	0,1333	0,8667	1,55	0,0606	0,9394	0,0727
1995	5	155,00	120,84	39,18	0,1667	0,8333	0,87	0,1922	0,8078	0,0255
1986	6	151,00	120,84	39,18	0,2000	0,8000	0,77	0,2206	0,7794	0,0206
1979	7	146,00	120,84	39,18	0,2333	0,7667	0,64	0,2611	0,7389	0,0278
1993	8	137,00	120,84	39,18	0,2667	0,7333	0,41	0,3409	0,6591	0,0742
1980	9	137,00	120,84	39,18	0,3000	0,7000	0,41	0,3409	0,6591	0,0409
1987	10	135,00	120,84	39,18	0,3333	0,6667	0,36	0,3594	0,6406	0,0261

1991	11	116,00	120,84	39,18	0,3667	0,6333	-0,12	0,5478	0,4522	0,1811
1992	12	112,00	120,84	39,18	0,4000	0,6000	-0,23	0,591	0,409	0,1910
1985	13	112,00	120,84	39,18	0,4333	0,5667	-0,23	0,591	0,409	0,1577
1984	14	112,00	120,84	39,18	0,4667	0,5333	-0,23	0,591	0,409	0,1243
1978	15	111,00	120,84	39,18	0,5000	0,5000	-0,25	0,5987	0,4013	0,0987
1982	16	109,00	120,84	39,18	0,5333	0,4667	-0,30	0,6179	0,3821	0,0846
2005	17	107,50	120,84	39,18	0,5667	0,4333	-0,34	0,6331	0,3669	0,0664
2000	18	106,00	120,84	39,18	0,6000	0,4000	-0,38	0,648	0,3520	0,0480
1981	19	104,00	120,84	39,18	0,6333	0,3667	-0,43	0,6664	0,3336	0,0331
1998	20	102,00	120,84	39,18	0,6667	0,3333	-0,48	0,6844	0,3156	0,0177
2004	21	100,40	120,84	39,18	0,7000	0,3000	-0,52	0,6985	0,3015	0,0015
1977	22	96,00	120,84	39,18	0,7333	0,2667	-0,63	0,7357	0,2643	0,0024
1994	23	95,00	120,84	39,18	0,7667	0,2333	-0,66	0,7454	0,2546	0,0213
1996	24	94,00	120,84	39,18	0,8000	0,2000	-0,69	0,7549	0,2451	0,0451

1983	25	82,00	120,84	39,18	0,8333	0,1667	-0,99	0,8389	0,1611	0,0056
1989	26	80,00	120,84	39,18	0,8667	0,1333	-1,04	0,8508	0,1492	0,0159
1990	27	73,00	120,84	39,18	0,9000	0,1000	-1,22	0,8888	0,1112	0,0112
1999	28	72,00	120,84	39,18	0,9333	0,0667	-1,25	0,8944	0,1056	0,0389
1997	29	67,00	120,84	39,18	0,9667	0,0333	-1,37	0,9147	0,0853	0,0520
□	29	3504,50								0,1910

Tabel 3.12 Perhitungan uji distribusi dengan Log – Pearson tipe III dengan metode Smirnov – Kolmogorov.

Tahun	m	Xi	Log Xi	Log X	S	P (Log Xi)	P (Log Xi <)	f(t) = (Log Xi-Log X)/S	P' (Log Xi)	P' (Log Xi <)	D
1	2	3	4 =Log 3	5	6	7	8	9	10	11	12
2002	1	223	2.35	2.06	0.133	0.0333	0.9667	2.15	0.0158	0.9842	0.0175
2001	2	196	2.29	2.06	0.133	0.0667	0.9333	1.73	0.0418	0.9582	0.0249
1988	3	192	2.28	2.06	0.133	0.1000	0.9000	1.66	0.0485	0.9515	0.0515
2003	4	182	2.26	2.06	0.133	0.1333	0.8667	1.48	0.0694	0.9306	0.0639
1995	5	155	2.19	2.06	0.133	0.1667	0.8333	0.96	0.1685	0.8315	0.0018
1986	6	151	2.18	2.06	0.133	0.2000	0.8000	0.88	0.1894	0.8106	0.0106
1979	7	146	2.16	2.06	0.133	0.2333	0.7667	0.77	0.2206	0.7794	0.0127
1993	8	137	2.14	2.06	0.133	0.2667	0.7333	0.56	0.2877	0.7123	0.0210
1980	9	137	2.14	2.06	0.133	0.3000	0.7000	0.56	0.2877	0.7123	0.0123

1987	10	135	2.13	2.06	0.133	0.3333	0.6667	0.51	0.305	0.6950	0.0283
1991	11	116	2.06	2.06	0.133	0.3667	0.6333	0.02	0.492	0.5080	0.1253
1992	12	112	2.05	2.06	0.133	0.4000	0.6000	-0.10	0.5398	0.4602	0.1398
1985	13	112	2.05	2.06	0.133	0.4333	0.5667	-0.10	0.5398	0.4602	0.1065
1984	14	112	2.05	2.06	0.133	0.4667	0.5333	-0.10	0.5398	0.4602	0.0731
1978	15	111	2.05	2.06	0.133	0.5000	0.5000	-0.12	0.5478	0.4522	0.0478
1982	16	109	2.04	2.06	0.133	0.5333	0.4667	-0.18	0.5714	0.4286	0.0381
2005	17	108	2.03	2.06	0.133	0.5667	0.4333	-0.23	0.591	0.409	0.0243
2000	18	106	2.03	2.06	0.133	0.6000	0.4000	-0.27	0.6064	0.3936	0.0064
1981	19	104	2.02	2.06	0.133	0.6333	0.3667	-0.34	0.6331	0.3669	0.0002
1998	20	102	2.01	2.06	0.133	0.6667	0.3333	-0.40	0.6554	0.3446	0.0113
2004	21	100	2.00	2.06	0.133	0.7000	0.3000	-0.45	0.6736	0.3264	0.0264
1977	22	96	1.98	2.06	0.133	0.7333	0.2667	-0.60	0.7257	0.2743	0.0076
1994	23	95	1.98	2.06	0.133	0.7667	0.2333	-0.63	0.7357	0.2643	0.0310

1996	24	94	1.97	2.06	0.133	0.8000	0.2000	-0.67	0.7486	0.2514	0.0514
1983	25	82	1.91	2.06	0.133	0.8333	0.1667	-1.11	0.8665	0.1335	0.0332
1989	26	80	1.90	2.06	0.133	0.8667	0.1333	-1.19	0.883	0.117	0.0163
1990	27	73	1.86	2.06	0.133	0.9000	0.1000	-1.49	0.9319	0.0681	0.0319
1999	28	72	1.86	2.06	0.133	0.9333	0.0667	-1.54	0.9382	0.0618	0.0049
1997	29	67	1.83	2.06	0.133	0.9667	0.0333	-1.77	0.9616	0.0384	0.0051
□	29	3505	59.80								0.1398

PERPUSTAKAAN ITS

Dari perhitungan nilai D pada tabel diatas , menunjukkan nilai Dmaks pada distribusi Gumbel= 0,1910, data pada peringkat 12. Pada distribusi Log Pearson Type III Dmaks= 0,1398, data pada peringkat 12.

Dengan menggunakan tabel *Nilai kritis Do Uji Smirnov – Kolmogorov* jumlah data (N)= 29 dan derajat kepercayaan 0,05 (5 %) mendapatkan nilai Do = 0,182. Yang berarti nilai Dmax lebih kecil dari nilai Do (0,1398 < 0,182) maka persamaan distribusi Log Pearson tipe III dapat diterima.

III.3.2.2. Chi Square.

Pada dasarnya uji Chi Square (Chi Kuadrat) dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini mengunakan parameter χ^2, oleh karena itu disebut uji Chi Kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^{G} \frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$$

Dimana :

χ_h^2 = parameter chi kuadrat terhitung.
G = jumlah sub kelompok
Oi = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i
Ei = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i
Prosedur uji Chi Kuadrat adalah :

a. Urutkan data pengamatan (dari besar kekecil atau sebaliknya).
b. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap–tiap sub grup minimal 4 data pengamatan dengan G = 1 + 1.37 ln (n). n = jumlah data.
c. Jumlahkan data pengamatan sebesar O, tiap–tiap sub grup.

d. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E.
e. Tiap–tiap sub grup hitung nilai :

$$(Oi - Ei) dan \frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$$

f. Jumlah seluruh G sub grup nilai $\frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$ untuk menentukan nilai chi kuadrat hitung.
g. Tentukan derajat kebebasan dk = G – R – 1 (nilai R = 2 untuk distribusi normal dan binomial dan R = 1 untuk distribusi poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang lebih dari 5 % maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil 1 % maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1 – 5 % adalah tidak mungkin mengambil keputusan , misal perlu ditambah data.

Perhitungan uji Chi Kuadrat :

1. Sub kelompok (G).
   Banyaknya data (n) = 22
   G = 1 + 1.37 ln (n)
   = 1 + 1.37 ln 29 = 5.613 ≈ 5 sub kelompok
2. Derajat kebebasan (dk)
   Dk = G – R –1
   = 5 – 2 –1 = 2
3. Peluang (p) = 5 % (diambil 5 % artinya, kira –kira 5 dari tiap 100 kesimpulannya yang diperoleh itu ditolak atau 95 % yakin diterima).
4. Berdasarkan peluang data pengamatan dijadikan 5 sub kelompok dengan interval peluang (p) = 0,2 .

Tabel 3.13 Peluang untuk Setiap Sub Bagian

Sub grup		Interval Peluang Hujan		
Sub Grup	1	X	<	0.200
Sub Grup	2	0.200	-	0.400
Sub Grup	3	0.400	-	0.600
Sub Grup	4	0.600	-	0.800
Sub Grup	5	0.800	-	1.000

Kemudian berdasarkan distribusi Log-Pearson tipe III

$\log R = \overline{\log R} + K.Sd \log R$

harga k didapat dari tabel nilai variabel reduksi Gauss dan nilai peluang masing–masing group.

- Untuk P = 1 – 0.20 = 0.80
  log X = 2,0619 + 0.84 x 0.085 = 2,18
  X = 151
- Untuk P = 1 – 0.40 = 0.60
  log X = 2,0619 + (0.25) x 0.085 = 2,08
  X = 121
- Untuk P = 1 – 0.60 = 0.40
  log X = 2,0619 + (- 0.25) x 0.085 = 2,04
  X = 109
- Untuk P = 1 – 0.80 = 0.20
  log X = 2,0619 + (- 0,84) . 0,085 = 1,99
  X = 98

Perhitungan uji distribusi dengan Log–Pearson Type III dengan metode Chi–Square dapat dilihat pada tabel 3.14.

Tabel 3.14 Perhitungan uji distribusi dengan Log–Pearson tipe III dengan metode Chi-Square

No	Nilai batas sub kelompok	Jumlah data yang masuk	Ei	$Oi - Ei$	$\frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$
1	X < 98	8	5,8	2.2	0.834
2	98 < X < 109	6	5,8	0.2	0.007
3	109 < X < 121	5	5,8	-0.8	0.110
4	121 < X < 151	5	5,8	-0.8	0.110
5	X > 151	5	5,8	-0.8	0.110
Jumlah		29	29		1.171

Dari tabel Uji Chi Square untuk dk = 2 dan α = 5 % , χ^2 = 5.911

Karena $\chi h^2 = 1.171 < \chi^2 = 5.911$, maka persamaan distribusi Log Pearson tipe III dapat diterima.

Tabel 3.15 Perhitungan uji distribusi Gumbel dengan metode Chi-Square

Sub grup	Interval Peluang Hujan	Jumlah		$(Oi - Ei)^2$	$\chi h^2 = \frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$
		Oi	Ei		
Sub Grup 1	X < 0.200	5	5.800	0.640	0.1103
Sub Grup 2	0.200 - 0.400	6	5.800	0.400	0.069
Sub Grup 3	0.400 - 0.600	6	5.800	0.400	0.069
Sub Grup 4	0.600 - 0.800	6	5.800	0.400	0.069
Sub Grup 5	0.800 - 1.000	6	5.800	0.400	0.069
Jumlah		29	29		0.3863

Dari tabel Uji Chi Square untuk dk = 2 dan α = 5 % , χ^2 = 5.911

Karena $\chi h^2 = 0.3865 < \chi^2 = 5.911$, maka persamaan distribusi Gumbel dapat diterima.

III.4 Perhitungan Unit Hidrograf

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai–sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hydrograph banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf, lebar dasar saluran, luas, kemiringan saluran, panjang alur terpanjang, koefisien limpasan, dan sebagainya.

Dalam perhitungan unit hidrograf Bendali Perhubungan ini digunakan tiga metode hidrograf satuan sintetik, yaitu : unit hidrograf Nakayasu, unit hidrograf Snyder–Alexejev, dan unit hidrograf SCS (Soil Conservation Service).

III.4.1 Unit hydrograph Nakayasu

Parameter hidrograf :

$A = 0{,}786 \text{ km}^2$

$L = 1{,}041 \text{ km}$

$R_0 = 1 \text{ mm}$

$t_r = 1 \text{ jam}$

$t_g = 0{,}4 + (0{,}058 \times L)$

$= 0{,}4 \times 0{,}060$

$= 0{,}460 \text{ jam}$

$T_p = t_g + (0{,}8 \times t_r)$

$= 0{,}460 + (0{,}8 \times 1)$

$= 1{,}3 \text{ jam}$

$\alpha = 3$ (untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat).

$T_{0,3} = \alpha \times t_g$

$= 3 \times 0{,}460 = 1{,}38 \text{ jam}$

$$Q_p = \frac{A \times R_0}{3{,}6 \times (0{,}3 \times T_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{0,786 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,3 + 1,381)} = \frac{0,786}{6,334} = 0,124 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Ordinat hydrograph :

Naik ($0 < t < 1,3$)

t	$A = (t/T_p)^{\wedge}2.4$	$Q = Q_p$ x A
0,00	0,000	0,000
0,10	0,002	0,000
0,20	0,012	0,001
0,30	0,032	0,004
0,40	0,064	0,008
0,50	0,109	0,013
0,60	0,168	0,021
0,70	0,244	0,030
0,80	0,336	0,042
0,90	0,446	0,055
1,00	0,574	0,071
1,10	0,721	0,090
1,20	0,889	0,110
1,30	1,077	0,134

Turun ($1,3 < t < 2,6$)

t	$A = (t\text{-}T_p)/T_{0,3}$	0.3^A	$Q = Q_p$ x 0.3^A
1,40	0,101	0,885	0,110
1,50	0,173	0,812	0,101
1,60	0,246	0,744	0,092
1,70	0,318	0,682	0,085
1,80	0,391	0,625	0,078
1,90	0,463	0,573	0,071
2,00	0,535	0,525	0,065
2,10	0,608	0,481	0,060
2,20	0,680	0,441	0,055
2,30	0,753	0,404	0,050

2,40	0,825	0,370	0,046
2,50	0,897	0,339	0,042
2,60	0,970	0,311	0,039

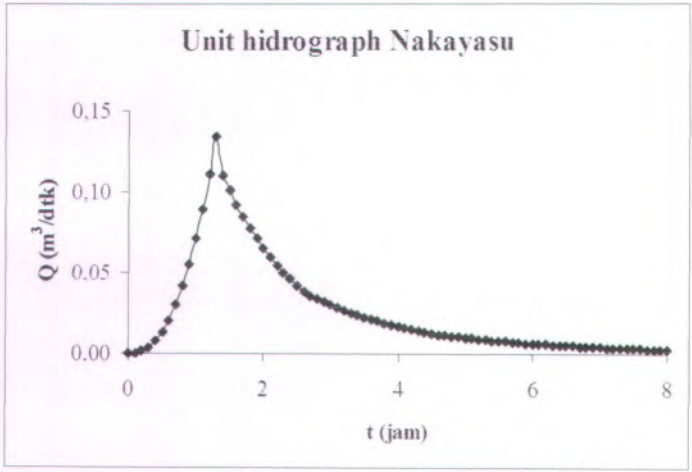
Turun ($2,6 < t < 4,7$)

t	$A = (t-T_p+0.5xT_{0.3})/1.5T_{0.3}$	0.3^A	$Q = Q_p \times 0.3^A$
2,70	1,028	0,290	0,036
2,80	1,076	0,274	0,034
2,90	1,125	0,258	0,032
3,00	1,173	0,244	0,030
3,10	1,221	0,230	0,029
3,20	1,270	0,217	0,027
3,30	1,318	0,205	0,025
3,40	1,366	0,193	0,024
3,50	1,414	0,182	0,023
3,60	1,463	0,172	0,021
3,70	1,511	0,162	0,020
3,80	1,559	0,153	0,019
3,90	1,607	0,144	0,018
4,00	1,656	0,136	0,017
4,10	1,704	0,129	0,016
4,20	1,752	0,121	0,015
4,30	1,800	0,114	0,014
4,40	1,849	0,108	0,013
4,50	1,897	0,102	0,013
4,60	1,945	0,096	0,012
4,70	1,994	0,091	0,011

Turun ($t > 4,7$)

t	$A = (t-T_p+1.5xT_{0.3})/2T_{0.3}$	0.3^A	$Q = Q_p \times 0.3^A$
4,80	2,031	0,087	0,011
4,90	2,068	0,083	0,010
5,00	2,104	0,079	0,010

5,10	2,140	0,076	0,009
5,20	2,176	0,073	0,009
5,30	2,212	0,070	0,009
5,40	2,249	0,067	0,008
5,50	2,285	0,064	0,008
5,60	2,321	0,061	0,008
5,70	2,357	0,059	0,007
5,80	2,393	0,056	0,007
5,90	2,430	0,054	0,007
6,00	2,466	0,051	0,006
6,10	2,502	0,049	0,006
6,20	2,538	0,047	0,006
6,30	2,574	0,045	0,006
6,40	2,611	0,043	0,005
6,50	2,647	0,041	0,005
6,60	2,683	0,040	0,005
6,70	2,719	0,038	0,005
6,80	2,755	0,036	0,005
6,90	2,792	0,035	0,004
7,00	2,828	0,033	0,004
7,10	2,864	0,032	0,004
7,20	2,900	0,030	0,004
7,30	2,936	0,029	0,004
7,40	2,973	0,028	0,003
7,50	3,009	0,027	0,003
7,60	3,045	0,026	0,003
7,70	3,081	0,024	0,003
7,80	3,117	0,023	0,003
7,90	3,154	0,022	0,003
8,00	3,190	0,021	0,003



Gambar 3.1. Unit hydrograph Metode Nakayasu

III.4.2 Unit hydrograph Snyder – Alexejev

Parameter hydrograph :

A = 786461 m^2

= 0,786 km^2

L = 1,041 km

L_c = 0,543 km

C_t = 1,4 sampai 1,7 → pakai 1,7

C_p = 0,15 sampai 0,19 → pakai 0,19

R_0 = 1 mm

= 0,001 m

n = 0,3

t_r = 1 jam

$$t_p = C_t \times (L \times L_c)^n$$

$$= 1{,}715 \times (1{,}303 \times 0{,}708)^{0{,}3}$$

$$= 1{,}43$$

$$t_e = \frac{t_p}{5{,}5} = \frac{1{,}433}{5{,}5}$$

= 0,26 jam

$t_e < t_r \quad \rightarrow T_p = t_p + 0{,}5 \times t_r$

$= 1{,}433 + 0{,}5 \times 1$

$= 1{,}933$ jam

$= 6957{,}71$ dtk

$$q_p = 0{,}278 \times \frac{C_p}{T_p}$$

$$= 0{,}278 \times \frac{0{,}19}{1{,}933}$$

$= 0{,}027$ m^3/dtk/km^2

$Q_p = q_p \times A$

$= 0{,}027 \times 0{,}786$

$= 0{,}021$ m^3/dtk

$$\lambda = \frac{Q_p \times T_p}{R_0 \times A}$$

$$= \frac{0{,}021 \times 6957{,}710}{0{,}001 \times 786461}$$

$= 0{,}190$

$a = 1{,}32\lambda^2 + 0{,}15\lambda + 0{,}045$

$= 1{,}32(0{,}19)^2 + 0{,}15(0{,}19) + 0{,}045$

$= 0{,}121$

Persamaan x :

$$x = \frac{t}{T_p}$$

Persamaan y :

$$y = 10^{-a\frac{(1-x)^2}{x}}$$

Persamaan Q :

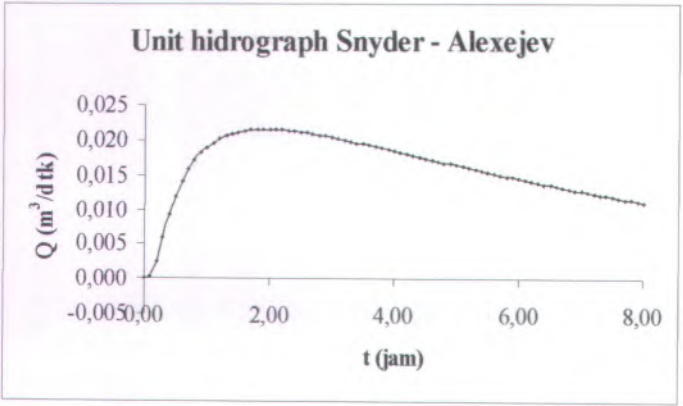
$Q = y \times Q_p$

Ordinat hydrograph :

t	X	Y	Q
0,00	0,000	0,000	0,00000
0,10	0,052	0,008	0,00017
0,20	0,103	0,114	0,00246
0,30	0,155	0,277	0,00595
0,40	0,207	0,428	0,00920
0,50	0,259	0,553	0,01188
0,60	0,310	0,652	0,01402
0,70	0,362	0,731	0,01571
0,80	0,414	0,793	0,01705
0,90	0,466	0,843	0,01811
1,00	0,517	0,882	0,01896
1,10	0,569	0,913	0,01962
1,20	0,621	0,937	0,02015
1,30	0,673	0,956	0,02056
1,40	0,724	0,971	0,02087
1,50	0,776	0,982	0,02111
1,60	0,828	0,990	0,02128
1,70	0,880	0,995	0,02140
1,80	0,931	0,999	0,02146
1,90	0,983	1,000	0,02149
2,00	1,035	1,000	0,02149
2,10	1,087	0,998	0,02145
2,20	1,138	0,995	0,02139
2,30	1,190	0,992	0,02131
2,40	1,242	0,987	0,02121
2,50	1,294	0,982	0,02110
2,60	1,345	0,976	0,02097
2,70	1,397	0,969	0,02083
2,80	1,449	0,962	0,02068
2,90	1,500	0,954	0,02051
3,00	1,552	0,947	0,02035
3,10	1,604	0,938	0,02017
3,20	1,656	0,930	0,01999
3,30	1,707	0,921	0,01980

3,40	1,759	0,913	0,01961
3,50	1,811	0,904	0,01942
3,60	1,863	0,894	0,01923
3,70	1,914	0,885	0,01903
3,80	1,966	0,876	0,01883
3,90	2,018	0,866	0,01862
4,00	2,070	0,857	0,01842
4,10	2,121	0,847	0,01822
4,20	2,173	0,838	0,01801
4,30	2,225	0,828	0,01781
4,40	2,277	0,819	0,01760
4,50	2,328	0,809	0,01739
4,60	2,380	0,800	0,01719
4,70	2,432	0,790	0,01699
4,80	2,484	0,781	0,01678
4,90	2,535	0,771	0,01658
5,00	2,587	0,762	0,01638
5,10	2,639	0,753	0,01618
5,20	2,691	0,743	0,01598
5,30	2,742	0,734	0,01578
5,40	2,794	0,725	0,01558
5,50	2,846	0,716	0,01539
5,60	2,898	0,707	0,01519
5,70	2,949	0,698	0,01500
5,80	3,001	0,689	0,01481
5,90	3,053	0,680	0,01462
6,00	3,104	0,671	0,01443
6,10	3,156	0,663	0,01425
6,20	3,208	0,654	0,01406
6,30	3,260	0,646	0,01388
6,40	3,311	0,637	0,01370
6,50	3,363	0,629	0,01352
6,60	3,415	0,621	0,01334
6,70	3,467	0,613	0,01317
6,80	3,518	0,605	0,01299
6,90	3,570	0,597	0,01282
7,00	3,622	0,589	0,01265

7,10	3,674	0,581	0,01248
7,20	3,725	0,573	0,01232
7,30	3,777	0,565	0,01215
7,40	3,829	0,558	0,01199
7,50	3,881	0,550	0,01183
7,60	3,932	0,543	0,01167
7,70	3,984	0,536	0,01152
7,80	4,036	0,529	0,01136
7,90	4,088	0,521	0,01121
8,00	4,139	0,514	0,01106



Gambar 3.2.Unit hydrograph Metode Snyder – Alexejev

III.4.3 Unit hydrograph SCS (Soil Conservation Service)

Parameter hydrograph :

A = 786461 m^2

= 0,786 km^2

L = 1,041 km

L_c = 0,543 km

C_t = 1,4 sampai 1,7 → pakai 1,7

R_0 = 1 cm

= 0,01 m

$Q = A \times R_0$

$= 786461 \times 0{,}01$

$= 7864{,}61 \text{ m}^3$

$n = 0{,}3$

$t_r = 1$ jam

$t_p = C_t \times (L \times L_c)^n$

$= 1{,}7 \times (1{,}041 \times 0{,}543)^{0{,}3}$

$= 1{,}433$ jam

$t_e = \dfrac{t_p}{5{,}5}$

$= \dfrac{1{,}433}{5{,}5}$

$= 0{,}26$ jam

$t_e < t_r \quad \rightarrow T_p = t_p + 0{,}5 \times t_r$

$= 1{,}433 + 0{,}5 \times 1$

$= 1{,}933$ jam

$= 6957{,}71$ dtk

$q_p = \dfrac{Q}{1{,}33 \times T_p}$

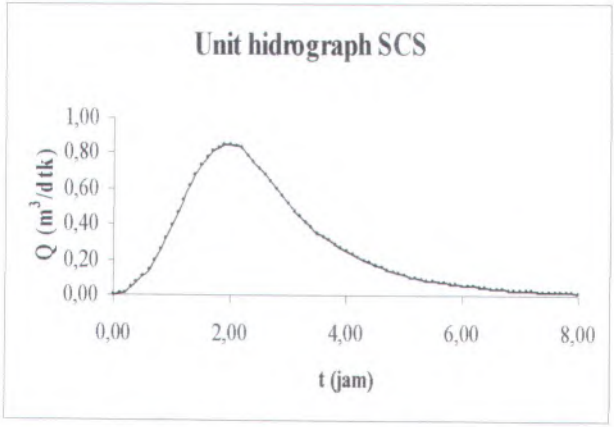
$= \dfrac{7864{,}61}{1{,}33 \times 6957{,}71}$

$= 0{,}887 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Ordinat hydrograph :

t/T_p	q/q_p	t	q
0,00	0,000	0,000	0,000
0,10	0,015	0,193	0,013
0,20	0,075	0,387	0,064
0,30	0,160	0,580	0,136
0,40	0,280	0,773	0,238

0,50	0,430	0,966	0,365
0,60	0,600	1,160	0,510
0,70	0,770	1,353	0,654
0,80	0,890	1,546	0,756
0,90	0,970	1,739	0,824
1,00	1,000	1,933	0,850
1,10	0,980	2,126	0,833
1,20	0,920	2,319	0,782
1,30	0,840	2,513	0,714
1,40	0,750	2,706	0,637
1,50	0,660	2,899	0,561
1,60	0,560	3,092	0,476
1,80	0,420	3,479	0,357
2,00	0,320	3,865	0,272
2,20	0,240	4,252	0,204
2,40	0,180	4,638	0,153
2,60	0,130	5,025	0,110
2,80	0,098	5,412	0,083
3,00	0,075	5,798	0,064
3,50	0,036	6,764	0,031
4,00	0,018	7,731	0,015
4,50	0,009	8,697	0,008
5,00	0,004	9,663	0,003



Gambar 3.3. Unit hydrograph Metode SCS

III.5 Perhitungan koefisien pengaliran

Untuk menghitung besarnya koefisien pengaliran rata-rata digunakan rumus :

$$C = \frac{f1.A1 + f2.A2 + ... + fn.An}{A1 + A2 + ... + An}$$

Pada peta tata guna lahan dapat ditetapkan kondisi koefisien ali daerah saluran sekunder Perhubungan sebagai berikut :

A1 = 53947 m^2 = 0,054 km^2 (Rumah H4) → f1 = 0,85
A2 = 621915 m^2 = 0,622 km^2 (Lahan Campuran)→f3 = 0,75
A3 = 16563 m^2 = 0,017 km^2 (Fasum) →f4 = 0,7
A4 = 73005 m^2 = 0,073 km^2 (Pasir) →f5 = 0,1
A5 = 5336 m^2 = 0,005 km^2 (Pabrik) →f6 = 0,7

Perhitungan C adalah :

$$C = \frac{0,85.0,054 + 0,75.0,622 + 0,7.0,017 + 0,1.0,073 + 0,7.0,005}{0,054 + 0,622 + 0,017 + 0,073 + 0,005}$$

C = 0,72

III.6 Perhitungan Curah Hujan Effektif Periode Ulang

Hasil perhitungan unit hydrograph Nakayasu, Snyder – Alexejev dan SCS dipakai untuk mencari hydrograph banjir periode ulang 25tahun dan 50 tahun melalui hasil perkalian antara masing–masing unit hydrograph dengan curah hujan efektif.

Sebelumnya perlu diketahui distribusi hujan yang terjadi dengan hujan terpusat 5 jam dan koefisien pengaliran sebesar 0,72.

$R_{25}' = R_{24} \times C$

$R_{25}' = 204 \times 0,72 = 147,6$ mm

$R_{50}' = R_{24} \times C$

$R_{50}' = 229 \times 0,72 = 165,7$ mm

Diasumsikan lama hujan yang terjadi selama 5 jam

Perhitungan rata – rata hujan sampai jam ke *t* adalah :

$$R_t = \frac{R_{24}}{5}\left(\frac{5}{t}\right)^{2/3}$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke *t* :

$$R'_t = t.R_t - (t-1).R_{(t-1)}$$

Perhitungan curah hujan efektif periode ulang 25 dan 50 tahun ditabelkan dalam tabel 3.16 dan tabel 3.17 sebagai berikut :

Tabel 3.16 Perhitungan distribusi curah hujan efektif periode ulang 25 tahun

Jam ke- (t)	R_{25} (mm)	R_{25}' 147,6 (mm)	R_{25}' 14,76 (cm)
0,5	137,02	68,5	6,9
1	86,32	17,8	1,8
1,5	65,87	12,5	1,2
2	54,38	9,9	1,0
2,5	46,86	8,4	0,8
3	41,50	7,3	0,7
3,5	37,45	6,6	0,7
4	34,26	6,0	0,6
4,5	31,67	5,5	0,5
5	29,52	5,1	0,5

Tabel 3.17 Perhitungan distribusi curah hujan efektif periode ulang 50 tahun

Jam ke-(t)	R_{50} (mm)	R_{50}' 165,7 (mm)	R_{50}' 16,57 (cm)
0,5	153,82	76,9	7,7
1	96,90	20,0	2,0
1,5	73,95	14,0	1,4
2	61,04	11,2	1,1
2,5	52,60	9,4	0,9
3	46,58	8,2	0,8
3,5	42,03	7,4	0,7
4	38,45	6,7	0,7
4,5	35,55	6,2	0,6
5	33,14	5,7	0,6

ITS

Perhitungan hydrograph curah hujan efektif periode ulang 25 tahun dengan metode Nakayasu, Snyder – Alexejev dan SCS ditabelkan dalam tabel berikut :

Tabel 3.18. Perhitungan hydrograph metode Nakayasu

t (jam)	Q (m^3/dtk)	Jam ke - 0.5 68,512	Jam ke - 1 17,808	Jam ke - 1.5 12,492	Jam ke - 2 9,945	Jam ke - 2.5 8,398	Jam ke - 3 7,341	Jam ke -3.5 6,564	Jam ke - 4 5,965	Jam ke - 4.5 5,487	Jam ke - 5 5,094	Q_{total} (m^3/dtk) 147,60
0,00	0,000	0,000										0,000
0,10	0,000	0,019										0,019
0,20	0,001	0,103										0,103
0,30	0,004	0,271										0,271
0,40	0,008	0,541										0,541
0,50	0,013	0,925	0,000									0,925
0,60	0,021	1,433	0,240									1,673
0,70	0,030	2,074	0,372									2,446
0,80	0,042	2,857	0,539									3,397
0,90	0,055	3,791	0,743									4,534
1,00	0,071	4,882	0,985	0,000								5,867
1,10	0,090	6,136	1,269	0,691								8,096
1,20	0,110	7,561	1,595	0,890								10,046
1,30	0,134	9,163	1,965	1,119								12,247
1,40	0,110	7,533	2,382	1,379								11,293
1,50	0,101	6,904	1,958	1,671	0,000							10,532
1,60	0,092	6,327	1,794	1,373	1,330							9,495
1,70	0,085	5,799	1,645	1,259	1,093							8,703
1,80	0,078	5,315	1,507	1,154	1,002							7,976
1,90	0,071	4,871	1,382	1,057	0,918							7,310
2,00	0,065	4,465	1,266	0,969	0,842	0,000						6,700
2,10	0,060	4,092	1,161	0,888	0,772	0,711						6,141
2,20	0,055	3,751	1,064	0,814	0,707	0,652						5,628
2,30	0,050	3,437	0,975	0,746	0,648	0,597						5,158

2,40	0,046	3,150	0,893	0,684	0,594	0,547						4,728
2,50	0,042	2,887	0,819	0,627	0,544	0,502	0,000					4,333
2,60	0,039	2,646	0,751	0,574	0,499	0,460	0,438					3,971
2,70	0,036	2,467	0,688	0,526	0,457	0,421	0,402					3,681
2,80	0,034	2,328	0,641	0,483	0,419	0,386	0,368					3,452
2,90	0,032	2,196	0,605	0,450	0,384	0,354	0,338					3,251
3,00	0,030	2,072	0,571	0,424	0,358	0,324	0,309	0,000				3,068
3,10	0,029	1,955	0,539	0,400	0,338	0,302	0,284	0,277				2,894
3,20	0,027	1,845	0,508	0,378	0,319	0,285	0,264	0,254				2,731
3,30	0,025	1,741	0,480	0,357	0,301	0,269	0,249	0,236				2,577
3,40	0,024	1,643	0,452	0,336	0,284	0,254	0,235	0,223				2,431
3,50	0,023	1,550	0,427	0,317	0,268	0,240	0,222	0,210	0,000			2,294
3,60	0,021	1,462	0,403	0,299	0,253	0,226	0,210	0,199	0,191			2,165
3,70	0,020	1,380	0,380	0,283	0,238	0,213	0,198	0,187	0,180			2,042
3,80	0,019	1,302	0,359	0,267	0,225	0,201	0,187	0,177	0,170			1,927
3,90	0,018	1,228	0,338	0,252	0,212	0,190	0,176	0,167	0,161			1,818
4,00	0,017	1,159	0,319	0,237	0,200	0,179	0,166	0,157	0,152	0,000		1,716
4,10	0,016	1,094	0,301	0,224	0,189	0,169	0,157	0,148	0,143	0,139		1,619
4,20	0,015	1,032	0,284	0,211	0,178	0,160	0,148	0,140	0,135	0,132		1,527
4,30	0,014	0,974	0,268	0,199	0,168	0,151	0,139	0,132	0,127	0,124		1,441
4,40	0,013	0,919	0,253	0,188	0,159	0,142	0,132	0,125	0,120	0,117		1,360
4,50	0,013	0,867	0,239	0,178	0,150	0,134	0,124	0,118	0,113	0,110	0,000	1,283
4,60	0,012	0,818	0,225	0,167	0,141	0,126	0,117	0,111	0,107	0,104	0,103	1,211
4,70	0,011	0,772	0,213	0,158	0,133	0,119	0,111	0,105	0,101	0,098	0,097	1,142
4,80	0,011	0,737	0,201	0,149	0,126	0,113	0,104	0,099	0,095	0,093	0,091	1,087
4,90	0,010	0,706	0,192	0,141	0,119	0,106	0,098	0,093	0,090	0,088	0,086	1,038
5,00	0,010	0,676	0,183	0,134	0,112	0,100	0,093	0,088	0,085	0,083	0,081	0,994
5,10	0,009	0,647	0,176	0,129	0,107	0,095	0,088	0,083	0,080	0,078	0,077	0,951
5,20	0,009	0,619	0,168	0,123	0,102	0,090	0,083	0,078	0,075	0,074	0,072	0,911
5,30	0,009	0,593	0,161	0,118	0,098	0,087	0,079	0,074	0,071	0,069	0,068	0,872
5,40	0,008	0,568	0,154	0,113	0,094	0,083	0,076	0,071	0,067	0,065	0,064	0,835
5,50	0,008	0,543	0,148	0,108	0,090	0,079	0,072	0,068	0,064	0,062	0,061	0,799

5,60	0,008	0,520	0,141	0,103	0,086	0,076	0,069	0,065	0,061	0,059	0,057	0,765
5,70	0,007	0,498	0,135	0,099	0,082	0,073	0,066	0,062	0,059	0,057	0,055	0,732
5,80	0,007	0,477	0,129	0,095	0,079	0,070	0,064	0,059	0,056	0,054	0,052	0,701
5,90	0,007	0,456	0,124	0,091	0,076	0,067	0,061	0,057	0,054	0,052	0,050	0,671
6,00	0,006	0,437	0,119	0,087	0,072	0,064	0,058	0,054	0,052	0,050	0,048	0,643
6,10	0,006	0,418	0,114	0,083	0,069	0,061	0,056	0,052	0,049	0,047	0,046	0,615
6,20	0,006	0,401	0,109	0,080	0,066	0,058	0,053	0,050	0,047	0,045	0,044	0,589
6,30	0,006	0,383	0,104	0,076	0,063	0,056	0,051	0,048	0,045	0,044	0,042	0,564
6,40	0,005	0,367	0,100	0,073	0,061	0,054	0,049	0,046	0,043	0,042	0,040	0,540
6,50	0,005	0,351	0,095	0,070	0,058	0,051	0,047	0,044	0,042	0,040	0,039	0,517
6,60	0,005	0,336	0,091	0,067	0,056	0,049	0,045	0,042	0,040	0,038	0,037	0,495
6,70	0,005	0,322	0,087	0,064	0,053	0,047	0,043	0,040	0,038	0,037	0,035	0,474
6,80	0,005	0,308	0,084	0,061	0,051	0,045	0,041	0,038	0,036	0,035	0,034	0,453
6,90	0,004	0,295	0,080	0,059	0,049	0,043	0,039	0,037	0,035	0,034	0,032	0,434
7,00	0,004	0,283	0,077	0,056	0,047	0,041	0,038	0,035	0,033	0,032	0,031	0,416
7,10	0,004	0,271	0,073	0,054	0,045	0,039	0,036	0,034	0,032	0,031	0,030	0,398
7,20	0,004	0,259	0,070	0,052	0,043	0,038	0,035	0,032	0,031	0,029	0,029	0,381
7,30	0,004	0,248	0,067	0,049	0,041	0,036	0,033	0,031	0,029	0,028	0,027	0,365
7,40	0,003	0,237	0,064	0,047	0,039	0,035	0,032	0,030	0,028	0,027	0,026	0,349
7,50	0,003	0,227	0,062	0,045	0,038	0,033	0,030	0,028	0,027	0,026	0,025	0,334
7,60	0,003	0,218	0,059	0,043	0,036	0,032	0,029	0,027	0,026	0,025	0,024	0,320
7,70	0,003	0,208	0,057	0,041	0,034	0,030	0,028	0,026	0,025	0,024	0,023	0,306
7,80	0,003	0,199	0,054	0,040	0,033	0,029	0,027	0,025	0,024	0,023	0,022	0,293
7,90	0,003	0,191	0,052	0,038	0,032	0,028	0,025	0,024	0,023	0,022	0,021	0,281
8,00	0,003	0,183	0,050	0,036	0,030	0,027	0,024	0,023	0,022	0,021	0,020	0,269

Tabel 3.19. Perhitungan hydrograph metode Snyder – Alexejev

t (jam)	Q (m^3/dtk)	Jam ke - 0.5 68,512	Jam ke - 1 17,808	Jam ke - 1.5 12,492	Jam ke - 2 9,945	Jam ke - 2.5 8,398	Jam ke - 3 7,341	Jam ke -3.5 6,564	Jam ke - 4 5,965	Jam ke - 4.5 5,487	Jam ke - 5 5,094	Q_{total} (m3 dtk) 147,60
0,00	0,000	0,000										0,000
0,10	0,000	0,012										0,012
0,20	0,002	0,168										0,168
0,30	0,006	0,408										0,408
0,40	0,009	0,630										0,630
0,50	0,012	0,814	0,000									0,814
0,60	0,014	0,960	0,212									1,172
0,70	0,016	1,076	0,250									1,326
0,80	0,017	1,168	0,280									1,448
0,90	0,018	1,241	0,304									1,544
1,00	0,019	1,299	0,323	0,000								1,621
1,10	0,020	1,344	0,338	0,226								1,908
1,20	0,020	1,380	0,349	0,237								1,967
1,30	0,021	1,409	0,359	0,245								2,012
1,40	0,021	1,430	0,366	0,252								2,048
1,50	0,021	1,446	0,372	0,257	0,000							2,075
1,60	0,021	1,458	0,376	0,261	0,204							2,299
1,70	0,021	1,466	0,379	0,264	0,208							2,316
1,80	0,021	1,470	0,381	0,266	0,210							2,327
1,90	0,021	1,472	0,382	0,267	0,212							2,334
2,00	0,021	1,472	0,383	0,268	0,213	0,000						2,336
2,10	0,021	1,470	0,383	0,268	0,213	0,180						2,334
2,20	0,021	1,466	0,382	0,268	0,214	0,180						2,330
2,30	0,021	1,460	0,381	0,268	0,214	0,180						2,323
2,40	0,021	1,453	0,380	0,267	0,213	0,180						2,313
2,50	0,021	1,445	0,378	0,266	0,213	0,180	0,000					2,302
2,60	0,021	1,437	0,376	0,265	0,212	0,180	0,157					2,289
2,70	0,021	1,427	0,373	0,264	0,211	0,179	0,157					2,275
2,80	0,021	1,417	0,371	0,262	0,210	0,178	0,156					2,259

2,90	0,021	1,406	0,368	0,260	0,209	0,177	0,156					2,242
3,00	0,020	1,394	0,365	0,258	0,207	0,176	0,155	0,000				2,225
3,10	0,020	1,382	0,362	0,256	0,206	0,175	0,154	0,138				2,206
3,20	0,020	1,370	0,359	0,254	0,204	0,174	0,153	0,138				2,187
3,30	0,020	1,357	0,356	0,252	0,202	0,172	0,152	0,137				2,167
3,40	0,020	1,344	0,353	0,250	0,201	0,171	0,151	0,136				2,147
3,50	0,019	1,331	0,349	0,247	0,199	0,169	0,149	0,135	0,000			2,126
3,60	0,019	1,317	0,346	0,245	0,197	0,168	0,148	0,134	0,122			2,105
3,70	0,019	1,304	0,342	0,243	0,195	0,166	0,147	0,132	0,121			2,084
3,80	0,019	1,290	0,339	0,240	0,193	0,165	0,145	0,131	0,120			2,062
3,90	0,019	1,276	0,335	0,238	0,191	0,163	0,144	0,130	0,119			2,040
4,00	0,018	1,262	0,332	0,235	0,189	0,161	0,143	0,129	0,118	0,000		2,018
4,10	0,018	1,248	0,328	0,233	0,187	0,160	0,141	0,127	0,117	0,109		1,996
4,20	0,018	1,234	0,324	0,230	0,185	0,158	0,140	0,126	0,116	0,108		1,974
4,30	0,018	1,220	0,321	0,228	0,183	0,156	0,138	0,125	0,115	0,107		1,951
4,40	0,018	1,206	0,317	0,225	0,181	0,155	0,137	0,124	0,113	0,105		1,929
4,50	0,017	1,192	0,313	0,222	0,179	0,153	0,135	0,122	0,112	0,104	0,000	1,907
4,60	0,017	1,178	0,310	0,220	0,177	0,151	0,134	0,121	0,111	0,103	0,097	1,884
4,70	0,017	1,164	0,306	0,217	0,175	0,150	0,132	0,120	0,110	0,102	0,096	1,862
4,80	0,017	1,150	0,302	0,215	0,173	0,148	0,131	0,118	0,109	0,101	0,095	1,840
4,90	0,017	1,136	0,299	0,212	0,171	0,146	0,129	0,117	0,107	0,100	0,094	1,818
5,00	0,016	1,122	0,295	0,210	0,169	0,144	0,128	0,116	0,106	0,099	0,093	1,796
5,10	0,016	1,108	0,292	0,207	0,167	0,143	0,126	0,114	0,105	0,098	0,092	1,774
5,20	0,016	1,095	0,288	0,205	0,165	0,141	0,125	0,113	0,104	0,097	0,091	1,752
5,30	0,016	1,081	0,285	0,202	0,163	0,139	0,123	0,111	0,103	0,095	0,090	1,731
5,40	0,016	1,068	0,281	0,200	0,161	0,138	0,122	0,110	0,101	0,094	0,089	1,709
5,50	0,015	1,054	0,277	0,197	0,159	0,136	0,120	0,109	0,100	0,093	0,088	1,688
5,60	0,015	1,041	0,274	0,195	0,157	0,134	0,119	0,108	0,099	0,092	0,087	1,666
5,70	0,015	1,028	0,271	0,192	0,155	0,133	0,117	0,106	0,098	0,091	0,085	1,645
5,80	0,015	1,015	0,267	0,190	0,153	0,131	0,116	0,105	0,097	0,090	0,084	1,625
5,90	0,015	1,002	0,264	0,187	0,151	0,129	0,114	0,104	0,095	0,089	0,083	1,604
6,00	0,014	0,989	0,260	0,185	0,149	0,128	0,113	0,102	0,094	0,088	0,082	1,583

6,10	0,014	0,976	0,257	0,183	0,147	0,126	0,112	0,101	0,093	0,087	0,081	1,563
6,20	0,014	0,963	0,254	0,180	0,145	0,124	0,110	0,100	0,092	0,085	0,080	1,543
6,30	0,014	0,951	0,250	0,178	0,144	0,123	0,109	0,098	0,091	0,084	0,079	1,523
6,40	0,014	0,939	0,247	0,176	0,142	0,121	0,107	0,097	0,089	0,083	0,078	1,503
6,50	0,014	0,926	0,244	0,173	0,140	0,120	0,106	0,096	0,088	0,082	0,077	1,483
6,60	0,013	0,914	0,241	0,171	0,138	0,118	0,105	0,095	0,087	0,081	0,076	1,464
6,70	0,013	0,902	0,238	0,169	0,136	0,117	0,103	0,094	0,086	0,080	0,075	1,445
6,80	0,013	0,890	0,234	0,167	0,134	0,115	0,102	0,092	0,085	0,079	0,074	1,426
6,90	0,013	0,878	0,231	0,164	0,133	0,114	0,101	0,091	0,084	0,078	0,074	1,407
7,00	0,013	0,867	0,228	0,162	0,131	0,112	0,099	0,090	0,083	0,077	0,073	1,388
7,10	0,012	0,855	0,225	0,160	0,129	0,111	0,098	0,089	0,082	0,076	0,072	1,370
7,20	0,012	0,844	0,222	0,158	0,128	0,109	0,097	0,088	0,081	0,075	0,071	1,352
7,30	0,012	0,833	0,219	0,156	0,126	0,108	0,095	0,086	0,080	0,074	0,070	1,334
7,40	0,012	0,822	0,216	0,154	0,124	0,106	0,094	0,085	0,079	0,073	0,069	1,316
7,50	0,012	0,811	0,214	0,152	0,123	0,105	0,093	0,084	0,078	0,072	0,068	1,298
7,60	0,012	0,800	0,211	0,150	0,121	0,103	0,092	0,083	0,076	0,071	0,067	1,281
7,70	0,012	0,789	0,208	0,148	0,119	0,102	0,090	0,082	0,075	0,070	0,066	1,264
7,80	0,011	0,778	0,205	0,146	0,118	0,101	0,089	0,081	0,074	0,069	0,065	1,247
7,90	0,011	0,768	0,202	0,144	0,116	0,099	0,088	0,080	0,073	0,068	0,064	1,230
8,00	0,011	0,758	0,200	0,142	0,115	0,098	0,087	0,079	0,073	0,068	0,064	1,214

Tabel 3.20. Perhitungan hydrograph metode SCS

t	Q	Jam ke - 0.5	Jam ke - 1	Jam ke - 1.5	Jam ke - 2	Jam ke - 2.5	Jam ke - 3	Jam ke -3.5	Jam ke - 4	Jam ke - 4.5	Jam ke - 5	Q_{total} (m³/dtk)
(jam)	(m³/dtk)	6,851	1,781	1,249	0,994	0,840	0,734	0,656	0,597	0,549	0,509	14,76
0,00	0,000	0,000										0,000
0,10	0,007	0,045										0,045
0,20	0,013	0,090										0,090
0,30	0,041	0,280										0,280
0,40	0,067	0,461										0,461
0,50	0,106	0,727	0,000									0,727
0,60	0,147	1,005	0,189									1,194
0,70	0,199	1,366	0,261									1,627
0,80	0,256	1,752	0,355									2,107
0,90	0,322	2,204	0,455									2,659
1,00	0,391	2,676	0,573	0,000								3,249
1,10	0,465	3,188	0,696	0,402								4,286
1,20	0,540	3,700	0,829	0,488								5,017
1,30	0,615	4,213	0,962	0,581								5,756
1,40	0,679	4,654	1,095	0,675								6,423
1,50	0,732	5,015	1,210	0,768	0,000							6,993
1,60	0,775	5,312	1,304	0,849	0,611							8,076
1,70	0,811	5,553	1,381	0,914	0,676							8,524
1,80	0,832	5,703	1,443	0,969	0,728							8,843
1,90	0,846	5,793	1,482	1,012	0,771							9,059
2,00	0,844	5,782	1,506	1,040	0,806	0,000						9,134
2,10	0,835	5,722	1,503	1,056	0,828	0,681						9,109
2,20	0,826	5,662	1,487	1,054	0,841	0,699						9,044
2,30	0,787	5,392	1,472	1,043	0,839	0,710						8,746
2,40	0,753	5,162	1,401	1,032	0,831	0,709						8,426
2,50	0,718	4,921	1,342	0,983	0,822	0,701	0,000					8,068
2,60	0,679	4,654	1,279	0,941	0,783	0,694	0,613					7,657

2,70	0,640	4,383	1,210	0,897	0,749	0,661	0,607					7,239
2,80	0,600	4,112	1,139	0,849	0,714	0,633	0,578					6,814
2,90	0,561	3,840	1,069	0,799	0,676	0,603	0,553					6,384
3,00	0,517	3,539	0,998	0,750	0,636	0,570	0,527	0,000				5,923
3,10	0,473	3,238	0,920	0,700	0,597	0,537	0,499	0,472				5,454
3,20	0,443	3,034	0,842	0,645	0,557	0,504	0,470	0,446				5,078
3,30	0,412	2,823	0,788	0,590	0,514	0,471	0,441	0,420				4,715
3,40	0,381	2,612	0,734	0,553	0,470	0,434	0,411	0,394				4,369
3,50	0,350	2,401	0,679	0,515	0,440	0,397	0,379	0,368	0,000			4,035
3,60	0,330	2,263	0,624	0,476	0,410	0,372	0,347	0,339	0,334			3,773
3,70	0,308	2,112	0,588	0,438	0,379	0,346	0,325	0,310	0,308			3,517
3,80	0,286	1,962	0,549	0,413	0,348	0,320	0,302	0,291	0,282			3,272
3,90	0,264	1,811	0,510	0,385	0,328	0,294	0,280	0,270	0,264			3,035
4,00	0,248	1,701	0,471	0,358	0,307	0,277	0,257	0,250	0,246	0,000		2,836
4,10	0,231	1,581	0,442	0,330	0,285	0,259	0,242	0,230	0,227	0,226		2,638
4,20	0,213	1,460	0,411	0,310	0,263	0,240	0,226	0,217	0,209	0,209		2,444
4,30	0,196	1,340	0,379	0,288	0,247	0,222	0,210	0,202	0,197	0,192		2,254
4,40	0,184	1,264	0,348	0,266	0,229	0,209	0,194	0,188	0,184	0,181		2,107
4,50	0,171	1,173	0,328	0,244	0,212	0,194	0,182	0,174	0,171	0,169	0,000	1,958
4,60	0,158	1,083	0,305	0,230	0,194	0,179	0,169	0,163	0,158	0,157	0,157	1,813
4,70	0,145	0,992	0,281	0,214	0,183	0,164	0,156	0,151	0,148	0,145	0,146	1,671
4,80	0,135	0,926	0,258	0,197	0,170	0,155	0,144	0,140	0,138	0,136	0,135	1,552
4,90	0,124	0,851	0,241	0,181	0,157	0,144	0,135	0,128	0,127	0,127	0,126	1,430
5,00	0,113	0,776	0,221	0,169	0,144	0,133	0,126	0,121	0,117	0,117	0,118	1,310
5,10	0,102	0,700	0,202	0,155	0,134	0,122	0,116	0,112	0,110	0,107	0,109	1,192
5,20	0,098	0,673	0,182	0,141	0,124	0,114	0,106	0,104	0,102	0,101	0,100	1,120
5,30	0,091	0,624	0,175	0,128	0,113	0,104	0,099	0,095	0,094	0,094	0,094	1,040
5,40	0,084	0,576	0,162	0,123	0,102	0,095	0,091	0,089	0,086	0,087	0,087	0,963
5,50	0,079	0,540	0,150	0,114	0,098	0,086	0,083	0,082	0,081	0,079	0,081	0,901
5,60	0,074	0,505	0,140	0,105	0,091	0,082	0,075	0,074	0,074	0,074	0,074	0,841
5,70	0,069	0,471	0,131	0,098	0,084	0,077	0,072	0,067	0,068	0,068	0,069	0,784

5,80	0,064	0,436	0,122	0,092	0,078	0,071	0,067	0,064	0,061	0,062	0,063	0,729
5,90	0,060	0,413	0,113	0,086	0,073	0,066	0,062	0,060	0,059	0,056	0,058	0,685
6,00	0,057	0,389	0,107	0,080	0,068	0,062	0,058	0,055	0,054	0,054	0,052	0,644
6,10	0,053	0,366	0,101	0,075	0,063	0,058	0,054	0,052	0,050	0,050	0,050	0,605
6,20	0,050	0,342	0,095	0,071	0,060	0,053	0,050	0,048	0,047	0,046	0,046	0,568
6,30	0,047	0,319	0,089	0,067	0,057	0,051	0,047	0,045	0,044	0,043	0,043	0,531
6,40	0,043	0,295	0,083	0,062	0,053	0,048	0,044	0,042	0,041	0,040	0,040	0,494
6,50	0,040	0,272	0,077	0,058	0,050	0,045	0,042	0,040	0,038	0,038	0,038	0,456
6,60	0,036	0,248	0,071	0,054	0,046	0,042	0,039	0,037	0,036	0,035	0,035	0,419
6,70	0,033	0,225	0,065	0,050	0,043	0,039	0,037	0,035	0,034	0,033	0,032	0,382
6,80	0,029	0,201	0,058	0,045	0,039	0,036	0,034	0,033	0,032	0,031	0,031	0,344
6,90	0,028	0,195	0,052	0,041	0,036	0,033	0,032	0,031	0,030	0,029	0,029	0,324
7,00	0,027	0,184	0,051	0,037	0,033	0,030	0,029	0,028	0,028	0,027	0,027	0,304
7,10	0,025	0,173	0,048	0,036	0,029	0,028	0,027	0,026	0,026	0,026	0,025	0,286
7,20	0,024	0,162	0,045	0,034	0,028	0,025	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,269
7,30	0,022	0,152	0,042	0,032	0,027	0,024	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,252
7,40	0,021	0,141	0,039	0,030	0,025	0,023	0,021	0,019	0,020	0,020	0,020	0,235
7,50	0,019	0,130	0,037	0,028	0,024	0,021	0,020	0,019	0,018	0,018	0,018	0,218
7,60	0,017	0,119	0,034	0,026	0,022	0,020	0,019	0,018	0,017	0,016	0,017	0,200
7,70	0,016	0,108	0,031	0,024	0,020	0,019	0,017	0,017	0,016	0,016	0,015	0,183
7,80	0,014	0,097	0,028	0,022	0,019	0,017	0,016	0,016	0,015	0,015	0,014	0,166
7,90	0,014	0,096	0,025	0,020	0,017	0,016	0,015	0,015	0,014	0,014	0,014	0,158
8,00	0,013	0,090	0,025	0,018	0,016	0,015	0,014	0,013	0,013	0,013	0,013	0,149

Perhitungan hydrograph curah hujan efektif periode ulang 50 tahun dengan metode Nakayasu, Snyder – Alexejev dan SCS ditabelkan dalam tabel berikut :

Tabel 3.21. Perhitungan hydrograph metode Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun

t (jam)	Q (m^3 dtk)	Jam ke - 0.5 76,908	Jam ke - 1 19,990	Jam ke - 1.5 14,022	Jam ke - 2 11,163	Jam ke - 2.5 9,427	Jam ke - 3 8,240	Jam ke -3.5 7,369	Jam ke - 4 6,696	Jam ke - 4.5 6,159	Jam ke - 5 5,718	Q_{total} m^3/dtk 165,69
0,00	0,000	0,000										0,000
0,10	0,000	0,022										0,022
0,20	0,001	0,115										0,115
0,30	0,004	0,305										0,305
0,40	0,008	0,608										0,608
0,50	0,013	1,038	0,000									1,038
0,60	0,021	1,608	0,270									1,878
0,70	0,030	2,328	0,418									2,746
0,80	0,042	3,208	0,605									3,813
0,90	0,055	4,256	0,834									5,089
1,00	0,071	5,480	1,106	0,000								6,586
1,10	0,090	6,888	1,424	0,776								9,089
1,20	0,110	8,488	1,790	0,999								11,278
1,30	0,134	10,286	2,206	1,256								13,748
1,40	0,110	8,456	2,673	1,548								12,677
1,50	0,101	7,750	2,198	1,875	0,000							11,823
1,60	0,092	7,103	2,014	1,542	1,493							10,659
1,70	0,085	6,510	1,846	1,413	1,227							9,769
1,80	0,078	5,967	1,692	1,295	1,125							8,954
1,90	0,071	5,468	1,551	1,187	1,031							8,206
2,00	0,065	5,012	1,421	1,088	0,945	0,000						7,521
2,10	0,060	4,594	1,303	0,997	0,866	0,798						6,893
2,20	0,055	4,210	1,194	0,914	0,794	0,731						6,318
2,30	0,050	3,859	1,094	0,838	0,727	0,670						5,791

2,40	0,046	3,537	1,003	0,768	0,667	0,614						5,307
2,50	0,042	3,241	0,919	0,704	0,611	0,563	0,000					4,864
2,60	0,039	2,971	0,842	0,645	0,560	0,516	0,492					4,458
2,70	0,036	2,769	0,772	0,591	0,513	0,473	0,451					4,133
2,80	0,034	2,613	0,720	0,542	0,470	0,433	0,413					3,875
2,90	0,032	2,466	0,679	0,505	0,431	0,397	0,379					3,650
3,00	0,030	2,326	0,641	0,476	0,402	0,364	0,347	0,000				3,444
3,10	0,029	2,195	0,605	0,450	0,379	0,339	0,318	0,311				3,249
3,20	0,027	2,071	0,571	0,424	0,358	0,320	0,297	0,285				3,066
3,30	0,025	1,954	0,538	0,400	0,338	0,302	0,280	0,265				2,893
3,40	0,024	1,844	0,508	0,378	0,319	0,285	0,264	0,250				2,729
3,50	0,023	1,740	0,479	0,356	0,301	0,269	0,249	0,236	0,000			2,575
3,60	0,021	1,642	0,452	0,336	0,284	0,254	0,235	0,223	0,215			2,430
3,70	0,020	1,549	0,427	0,317	0,268	0,240	0,222	0,210	0,203			2,293
3,80	0,019	1,461	0,403	0,299	0,253	0,226	0,209	0,198	0,191			2,163
3,90	0,018	1,379	0,380	0,282	0,238	0,213	0,198	0,187	0,180			2,041
4,00	0,017	1,301	0,358	0,266	0,225	0,201	0,186	0,177	0,170	0,000		1,926
4,10	0,016	1,228	0,338	0,251	0,212	0,190	0,176	0,167	0,161	0,156		1,817
4,20	0,015	1,158	0,319	0,237	0,200	0,179	0,166	0,157	0,151	0,148		1,715
4,30	0,014	1,093	0,301	0,224	0,189	0,169	0,157	0,148	0,143	0,139		1,618
4,40	0,013	1,031	0,284	0,211	0,178	0,159	0,148	0,140	0,135	0,131		1,526
4,50	0,013	0,973	0,268	0,199	0,168	0,150	0,139	0,132	0,127	0,124	0,000	1,440
4,60	0,012	0,918	0,253	0,188	0,159	0,142	0,132	0,125	0,120	0,117	0,115	1,359
4,70	0,011	0,866	0,239	0,177	0,150	0,134	0,124	0,118	0,113	0,110	0,109	1,282
4,80	0,011	0,828	0,225	0,167	0,141	0,126	0,117	0,111	0,107	0,104	0,103	1,220
4,90	0,010	0,792	0,215	0,158	0,133	0,119	0,110	0,105	0,101	0,098	0,097	1,165
5,00	0,010	0,759	0,206	0,151	0,126	0,113	0,104	0,099	0,095	0,093	0,091	1,115
5,10	0,009	0,726	0,197	0,144	0,120	0,106	0,098	0,093	0,090	0,088	0,086	1,068
5,20	0,009	0,695	0,189	0,138	0,115	0,101	0,093	0,088	0,085	0,083	0,081	1,022
5,30	0,009	0,666	0,181	0,132	0,110	0,097	0,089	0,083	0,080	0,078	0,077	0,979
5,40	0,008	0,637	0,173	0,127	0,105	0,093	0,085	0,079	0,075	0,074	0,072	0,937
5,50	0,008	0,610	0,166	0,121	0,101	0,089	0,081	0,076	0,072	0,069	0,068	0,897

5,60	0,008	0,584	0,159	0,116	0,097	0,085	0,078	0,073	0,069	0,066	0,064	0,859
5,70	0,007	0,559	0,152	0,111	0,092	0,082	0,074	0,070	0,066	0,063	0,062	0,822
5,80	0,007	0,535	0,145	0,106	0,089	0,078	0,071	0,067	0,063	0,061	0,059	0,787
5,90	0,007	0,512	0,139	0,102	0,085	0,075	0,068	0,064	0,061	0,058	0,056	0,754
6,00	0,006	0,491	0,133	0,098	0,081	0,072	0,065	0,061	0,058	0,056	0,054	0,721
6,10	0,006	0,470	0,128	0,093	0,078	0,069	0,063	0,058	0,055	0,053	0,052	0,691
6,20	0,006	0,450	0,122	0,089	0,074	0,066	0,060	0,056	0,053	0,051	0,049	0,661
6,30	0,006	0,430	0,117	0,086	0,071	0,063	0,057	0,054	0,051	0,049	0,047	0,633
6,40	0,005	0,412	0,112	0,082	0,068	0,060	0,055	0,051	0,049	0,047	0,045	0,606
6,50	0,005	0,395	0,107	0,078	0,065	0,058	0,053	0,049	0,047	0,045	0,043	0,580
6,60	0,005	0,378	0,103	0,075	0,062	0,055	0,050	0,047	0,045	0,043	0,042	0,555
6,70	0,005	0,362	0,098	0,072	0,060	0,053	0,048	0,045	0,043	0,041	0,040	0,532
6,80	0,005	0,346	0,094	0,069	0,057	0,051	0,046	0,043	0,041	0,039	0,038	0,509
6,90	0,004	0,331	0,090	0,066	0,055	0,048	0,044	0,041	0,039	0,038	0,036	0,487
7,00	0,004	0,317	0,086	0,063	0,052	0,046	0,042	0,039	0,037	0,036	0,035	0,467
7,10	0,004	0,304	0,082	0,060	0,050	0,044	0,040	0,038	0,036	0,034	0,033	0,447
7,20	0,004	0,291	0,079	0,058	0,048	0,042	0,039	0,036	0,034	0,033	0,032	0,428
7,30	0,004	0,278	0,076	0,055	0,046	0,041	0,037	0,035	0,033	0,032	0,031	0,409
7,40	0,003	0,267	0,072	0,053	0,044	0,039	0,036	0,033	0,031	0,030	0,029	0,392
7,50	0,003	0,255	0,069	0,051	0,042	0,037	0,034	0,032	0,030	0,029	0,028	0,375
7,60	0,003	0,244	0,066	0,049	0,040	0,036	0,033	0,030	0,029	0,028	0,027	0,359
7,70	0,003	0,234	0,063	0,047	0,039	0,034	0,031	0,029	0,028	0,027	0,026	0,344
7,80	0,003	0,224	0,061	0,045	0,037	0,033	0,030	0,028	0,026	0,025	0,025	0,329
7,90	0,003	0,214	0,058	0,043	0,035	0,031	0,029	0,027	0,025	0,024	0,024	0,315
8,00	0,003	0,205	0,056	0,041	0,034	0,030	0,027	0,026	0,024	0,023	0,023	0,302

Tabel 3.22. Perhitungan hydrograph metode Snyder – Alexejev dengan periode ulang 50 tahun

t	Q	Jam ke - 0.5	Jam ke - 1	Jam ke - 1.5	Jam ke - 2	Jam ke - 2.5	Jam ke - 3	Jam ke - 3.5	Jam ke - 4	Jam ke - 4.5	Jam ke - 5	Q_{total} (m3/dtk)
(jam)	(m^3/dtk)	76,908	19,990	14,022	11,163	9,427	8,240	7,369	6,696	6,159	5,718	165,69
0,00	0,000	0,000										0,000
0,10	0,000	0,013										0,013
0,20	0,002	0,189										0,189
0,30	0,006	0,458										0,458
0,40	0,009	0,708										0,708
0,50	0,012	0,914	0,000									0,914
0,60	0,014	1,078	0,237									1,315
0,70	0,016	1,208	0,280									1,488
0,80	0,017	1,311	0,314									1,625
0,90	0,018	1,393	0,341									1,734
1,00	0,019	1,458	0,362	0,000								1,820
1,10	0,020	1,509	0,379	0,254								2,142
1,20	0,020	1,550	0,392	0,266								2,208
1,30	0,021	1,581	0,403	0,275								2,259
1,40	0,021	1,605	0,411	0,283								2,299
1,50	0,021	1,623	0,417	0,288	0,000							2,329
1,60	0,021	1,637	0,422	0,293	0,230							2,581
1,70	0,021	1,645	0,425	0,296	0,233							2,600
1,80	0,021	1,651	0,428	0,298	0,236							2,612
1,90	0,021	1,653	0,429	0,300	0,238							2,620
2,00	0,021	1,652	0,430	0,301	0,239	0,000						2,622
2,10	0,021	1,650	0,430	0,301	0,240	0,202						2,620
2,20	0,021	1,645	0,429	0,301	0,240	0,202						2,615
2,30	0,021	1,639	0,428	0,301	0,240	0,203						2,607
2,40	0,021	1,631	0,426	0,300	0,239	0,203						2,597
2,50	0,021	1,623	0,424	0,299	0,239	0,202	0,000					2,584
2,60	0,021	1,613	0,422	0,297	0,238	0,202	0,177					2,570

2,70	0,021	1,602	0,419	0,296	0,237	0,201	0,176					2,554
2,80	0,021	1,590	0,416	0,294	0,236	0,200	0,176					2,536
2,90	0,021	1,578	0,413	0,292	0,234	0,199	0,175					2,517
3,00	0,020	1,565	0,410	0,290	0,232	0,198	0,174	0,000				2,497
3,10	0,020	1,551	0,407	0,288	0,231	0,196	0,173	0,155				2,477
3,20	0,020	1,537	0,403	0,285	0,229	0,195	0,172	0,155				2,455
3,30	0,020	1,523	0,400	0,283	0,227	0,193	0,170	0,153				2,433
3,40	0,020	1,509	0,396	0,280	0,225	0,192	0,169	0,152				2,410
3,50	0,019	1,494	0,392	0,278	0,223	0,190	0,168	0,151	0,000			2,387
3,60	0,019	1,479	0,388	0,275	0,221	0,188	0,166	0,150	0,137			2,363
3,70	0,019	1,463	0,384	0,272	0,219	0,187	0,165	0,149	0,136			2,339
3,80	0,019	1,448	0,380	0,270	0,217	0,185	0,163	0,147	0,135			2,315
3,90	0,019	1,432	0,376	0,267	0,215	0,183	0,162	0,146	0,134			2,290
4,00	0,018	1,417	0,372	0,264	0,212	0,181	0,160	0,145	0,133	0,000		2,265
4,10	0,018	1,401	0,368	0,261	0,210	0,179	0,158	0,143	0,131	0,122		2,240
4,20	0,018	1,385	0,364	0,258	0,208	0,177	0,157	0,142	0,130	0,121		2,215
4,30	0,018	1,369	0,360	0,255	0,206	0,176	0,155	0,140	0,129	0,120		2,190
4,40	0,018	1,354	0,356	0,253	0,203	0,174	0,153	0,139	0,127	0,118		2,165
4,50	0,017	1,338	0,352	0,250	0,201	0,172	0,152	0,137	0,126	0,117	0,000	2,140
4,60	0,017	1,322	0,348	0,247	0,199	0,170	0,150	0,136	0,125	0,116	0,109	2,115
4,70	0,017	1,306	0,344	0,244	0,196	0,168	0,148	0,134	0,123	0,115	0,108	2,090
4,80	0,017	1,291	0,340	0,241	0,194	0,166	0,147	0,133	0,122	0,113	0,106	2,065
4,90	0,017	1,275	0,335	0,238	0,192	0,164	0,145	0,131	0,121	0,112	0,105	2,041
5,00	0,016	1,260	0,331	0,235	0,190	0,162	0,143	0,130	0,119	0,111	0,104	2,016
5,10	0,016	1,244	0,327	0,232	0,187	0,160	0,142	0,128	0,118	0,110	0,103	1,991
5,20	0,016	1,229	0,323	0,230	0,185	0,158	0,140	0,127	0,116	0,108	0,102	1,967
5,30	0,016	1,214	0,319	0,227	0,183	0,156	0,138	0,125	0,115	0,107	0,101	1,943
5,40	0,016	1,198	0,315	0,224	0,181	0,154	0,137	0,124	0,114	0,106	0,099	1,918
5,50	0,015	1,183	0,311	0,221	0,178	0,153	0,135	0,122	0,112	0,105	0,098	1,895
5,60	0,015	1,168	0,308	0,219	0,176	0,151	0,133	0,121	0,111	0,103	0,097	1,871
5,70	0,015	1,154	0,304	0,216	0,174	0,149	0,132	0,119	0,110	0,102	0,096	1,847

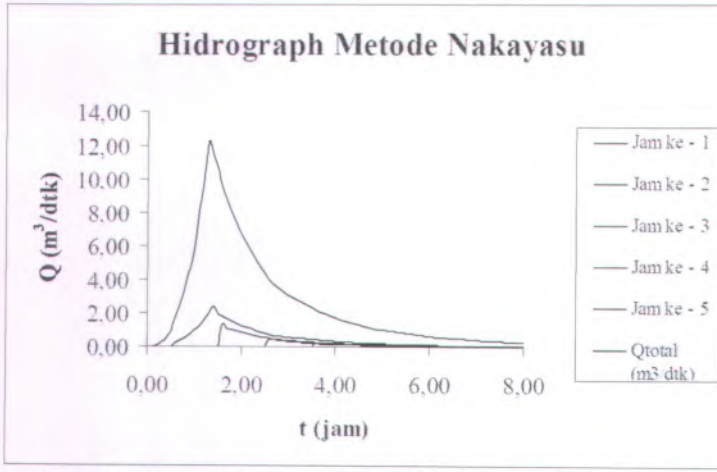
5,80	0,015	1,139	0,300	0,213	0,172	0,147	0,130	0,118	0,108	0,101	0,095	1,824
5,90	0,015	1,124	0,296	0,210	0,170	0,145	0,128	0,116	0,107	0,100	0,094	1,800
6,00	0,014	1,110	0,292	0,208	0,167	0,143	0,127	0,115	0,106	0,098	0,093	1,777
6,10	0,014	1,096	0,289	0,205	0,165	0,141	0,125	0,113	0,104	0,097	0,091	1,754
6,20	0,014	1,081	0,285	0,202	0,163	0,140	0,124	0,112	0,103	0,096	0,090	1,732
6,30	0,014	1,067	0,281	0,200	0,161	0,138	0,122	0,111	0,102	0,095	0,089	1,709
6,40	0,014	1,054	0,277	0,197	0,159	0,136	0,120	0,109	0,100	0,094	0,088	1,687
6,50	0,014	1,040	0,274	0,195	0,157	0,134	0,119	0,108	0,099	0,092	0,087	1,665
6,60	0,013	1,026	0,270	0,192	0,155	0,133	0,117	0,106	0,098	0,091	0,086	1,643
6,70	0,013	1,013	0,267	0,190	0,153	0,131	0,116	0,105	0,097	0,090	0,085	1,622
6,80	0,013	0,999	0,263	0,187	0,151	0,129	0,114	0,104	0,095	0,089	0,084	1,601
6,90	0,013	0,986	0,260	0,185	0,149	0,127	0,113	0,102	0,094	0,088	0,083	1,579
7,00	0,013	0,973	0,256	0,182	0,147	0,126	0,111	0,101	0,093	0,087	0,081	1,559
7,10	0,012	0,960	0,253	0,180	0,145	0,124	0,110	0,100	0,092	0,085	0,080	1,538
7,20	0,012	0,947	0,250	0,177	0,143	0,122	0,109	0,098	0,091	0,084	0,079	1,518
7,30	0,012	0,935	0,246	0,175	0,141	0,121	0,107	0,097	0,089	0,083	0,078	1,497
7,40	0,012	0,922	0,243	0,173	0,139	0,119	0,106	0,096	0,088	0,082	0,077	1,477
7,50	0,012	0,910	0,240	0,170	0,138	0,118	0,104	0,094	0,087	0,081	0,076	1,458
7,60	0,012	0,898	0,237	0,168	0,136	0,116	0,103	0,093	0,086	0,080	0,075	1,438
7,70	0,012	0,886	0,233	0,166	0,134	0,115	0,102	0,092	0,085	0,079	0,074	1,419
7,80	0,011	0,874	0,230	0,164	0,132	0,113	0,100	0,091	0,084	0,078	0,073	1,400
7,90	0,011	0,862	0,227	0,161	0,130	0,112	0,099	0,090	0,082	0,077	0,072	1,381
8,00	0,011	0,850	0,224	0,159	0,129	0,110	0,097	0,088	0,081	0,076	0,071	1,362

Tabel 3.23. Perhitungan hydrograph metode SCS dengan periode ulang 50 tahun

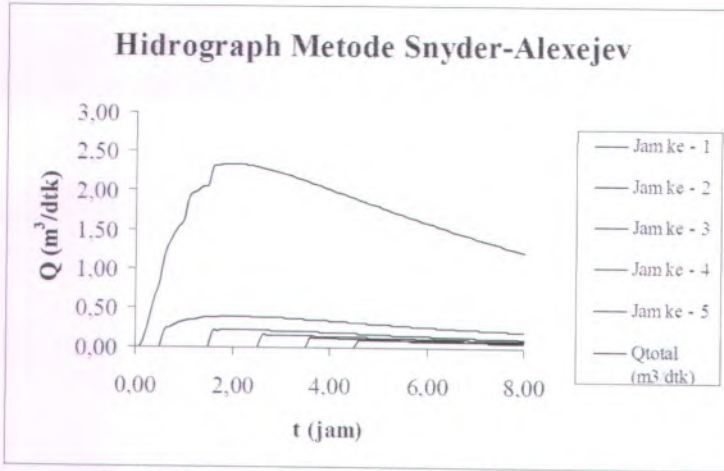
t	Q	Jam ke - 0.5	Jam ke - 1	Jam ke - 1.5	Jam ke - 2	Jam ke - 2.5	Jam ke - 3	Jam ke -3.5	Jam ke - 4	Jam ke - 4.5	Jam ke - 5	Q_{total} (m^3/dtk)
(jam)	(m^3/dtk)	7.691	1.999	1.402	1.116	0.943	0.824	0.737	0.670	0.616	0.572	16.57
0.00	0.000	0.000										0.000
0.10	0.007	0.051										0.051
0.20	0.013	0.101										0.101
0.30	0.041	0.315										0.315
0.40	0.067	0.518										0.518
0.50	0.106	0.816	0.000									0.816
0.60	0.147	1.128	0.212									1.340
0.70	0.199	1.534	0.293									1.827
0.80	0.256	1.967	0.399									2.365
0.90	0.322	2.474	0.511									2.985
1.00	0.391	3.004	0.643	0.000								3.647
1.10	0.465	3.579	0.781	0.451								4.811
1.20	0.540	4.154	0.930	0.548								5.632
1.30	0.615	4.729	1.080	0.653								6.461
1.40	0.679	5.224	1.229	0.757								7.211
1.50	0.732	5.630	1.358	0.862	0.000							7.850
1.60	0.775	5.963	1.463	0.953	0.686							9.065
1.70	0.811	6.233	1.550	1.026	0.758							9.568
1.80	0.832	6.402	1.620	1.087	0.817							9.926
1.90	0.846	6.503	1.664	1.137	0.866							10.169
2.00	0.844	6.491	1.690	1.167	0.905	0.000						10.253
2.10	0.835	6.423	1.687	1.186	0.929	0.764						10.225
2.20	0.826	6.355	1.669	1.183	0.944	0.785						10.152
2.30	0.787	6.052	1.652	1.171	0.942	0.797						9.818
2.40	0.753	5.795	1.573	1.159	0.932	0.796						9.459
2.50	0.718	5.524	1.506	1.104	0.923	0.787	0.000					9.057
2.60	0.679	5.224	1.436	1.057	0.879	0.779	0.688					8.595

2,70	0,640	4,920	1,358	1,007	0,841	0,742	0,681					8,126
2,80	0,600	4,615	1,279	0,953	0,802	0,710	0,648					7,649
2,90	0,561	4,311	1,200	0,897	0,758	0,677	0,621					7,166
3,00	0,517	3,973	1,121	0,842	0,714	0,640	0,592	0,000				6,649
3,10	0,473	3,634	1,033	0,786	0,670	0,603	0,560	0,529				6,123
3,20	0,443	3,405	0,945	0,724	0,626	0,566	0,527	0,501				5,700
3,30	0,412	3,169	0,885	0,663	0,577	0,528	0,495	0,471				5,293
3,40	0,381	2,932	0,824	0,621	0,528	0,487	0,462	0,442				4,904
3,50	0,350	2,695	0,762	0,578	0,494	0,445	0,426	0,413	0,000			4,529
3,60	0,330	2,540	0,701	0,535	0,460	0,417	0,389	0,381	0,375			4,235
3,70	0,308	2,371	0,660	0,491	0,426	0,388	0,365	0,348	0,346			3,949
3,80	0,286	2,202	0,616	0,463	0,391	0,359	0,340	0,326	0,316			3,673
3,90	0,264	2,033	0,572	0,432	0,369	0,330	0,314	0,304	0,297			3,407
4,00	0,248	1,910	0,528	0,402	0,344	0,311	0,289	0,281	0,276	0,000		3,184
4,10	0,231	1,774	0,496	0,371	0,320	0,291	0,272	0,258	0,255	0,254		2,961
4,20	0,213	1,639	0,461	0,348	0,295	0,270	0,254	0,243	0,235	0,235		2,743
4,30	0,196	1,504	0,426	0,323	0,277	0,249	0,236	0,227	0,221	0,216		2,530
4,40	0,184	1,418	0,391	0,299	0,258	0,234	0,218	0,211	0,206	0,203		2,366
4,50	0,171	1,317	0,369	0,274	0,238	0,217	0,205	0,195	0,192	0,190	0,000	2,198
4,60	0,158	1,216	0,342	0,259	0,218	0,201	0,190	0,183	0,177	0,176	0,176	2,035
4,70	0,145	1,114	0,316	0,240	0,206	0,184	0,176	0,170	0,166	0,163	0,164	1,876
4,80	0,135	1,040	0,290	0,222	0,191	0,174	0,161	0,157	0,154	0,153	0,151	1,742
4,90	0,124	0,955	0,270	0,203	0,176	0,161	0,152	0,144	0,143	0,142	0,142	1,605
5,00	0,113	0,871	0,248	0,190	0,162	0,149	0,141	0,136	0,131	0,131	0,132	1,471
5,10	0,102	0,786	0,226	0,174	0,151	0,137	0,130	0,126	0,124	0,120	0,122	1,338
5,20	0,098	0,755	0,204	0,159	0,139	0,127	0,119	0,116	0,115	0,114	0,112	1,257
5,30	0,091	0,701	0,196	0,143	0,126	0,117	0,111	0,107	0,106	0,105	0,105	1,167
5,40	0,084	0,647	0,182	0,138	0,114	0,107	0,102	0,100	0,097	0,097	0,098	1,081
5,50	0,079	0,606	0,168	0,128	0,110	0,096	0,093	0,092	0,091	0,089	0,090	1,012
5,60	0,074	0,567	0,158	0,118	0,102	0,093	0,084	0,083	0,083	0,083	0,083	0,944
5,70	0,069	0,528	0,147	0,111	0,094	0,086	0,081	0,075	0,076	0,077	0,077	0,880

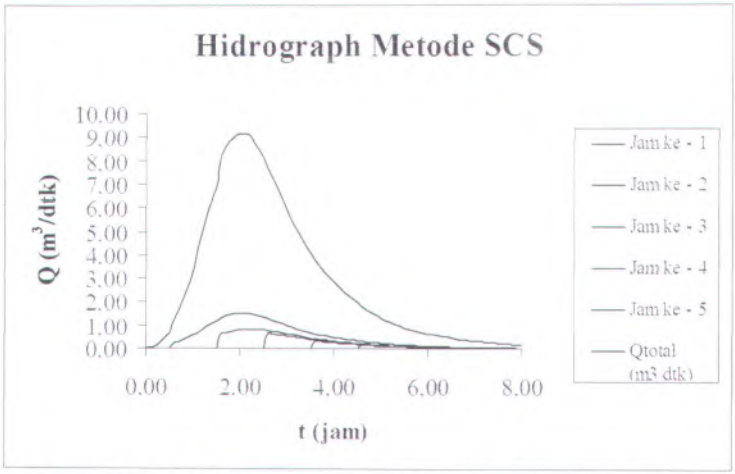
5,80	0,064	0,489	0,137	0,103	0,088	0,079	0,075	0,072	0,068	0,070	0,071	0,818
5,90	0,060	0,463	0,127	0,096	0,082	0,074	0,069	0,067	0,066	0,063	0,065	0,769
6,00	0,057	0,437	0,120	0,089	0,077	0,070	0,065	0,062	0,061	0,060	0,058	0,723
6,10	0,053	0,411	0,114	0,084	0,071	0,065	0,061	0,058	0,056	0,056	0,056	0,680
6,20	0,050	0,384	0,107	0,080	0,067	0,060	0,057	0,054	0,053	0,052	0,052	0,638
6,30	0,047	0,358	0,100	0,075	0,063	0,057	0,052	0,051	0,049	0,049	0,048	0,596
6,40	0,043	0,331	0,093	0,070	0,060	0,054	0,050	0,047	0,046	0,045	0,045	0,554
6,50	0,040	0,305	0,086	0,065	0,056	0,050	0,047	0,044	0,043	0,042	0,042	0,512
6,60	0,036	0,279	0,079	0,060	0,052	0,047	0,044	0,042	0,040	0,039	0,039	0,470
6,70	0,033	0,252	0,072	0,056	0,048	0,044	0,041	0,039	0,038	0,037	0,036	0,428
6,80	0,029	0,226	0,066	0,051	0,044	0,041	0,038	0,037	0,036	0,035	0,034	0,387
6,90	0,028	0,219	0,059	0,046	0,040	0,037	0,036	0,034	0,033	0,033	0,032	0,364
7,00	0,027	0,207	0,057	0,041	0,037	0,034	0,033	0,032	0,031	0,031	0,031	0,341
7,10	0,025	0,194	0,054	0,040	0,033	0,031	0,030	0,029	0,029	0,029	0,029	0,321
7,20	0,024	0,182	0,051	0,038	0,032	0,028	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027	0,302
7,30	0,022	0,170	0,047	0,035	0,030	0,027	0,024	0,024	0,024	0,024	0,025	0,283
7,40	0,021	0,158	0,044	0,033	0,028	0,025	0,023	0,022	0,022	0,022	0,023	0,264
7,50	0,019	0,146	0,041	0,031	0,026	0,024	0,022	0,021	0,020	0,020	0,021	0,244
7,60	0,017	0,134	0,038	0,029	0,025	0,022	0,021	0,020	0,019	0,018	0,019	0,225
7,70	0,016	0,121	0,035	0,027	0,023	0,021	0,020	0,019	0,018	0,018	0,017	0,206
7,80	0,014	0,109	0,032	0,024	0,021	0,019	0,018	0,017	0,017	0,017	0,016	0,186
7,90	0,014	0,107	0,028	0,022	0,019	0,018	0,017	0,016	0,016	0,016	0,015	0,177
8,00	0,013	0,101	0,028	0,020	0,018	0,016	0,016	0,015	0,015	0,015	0,014	0,167



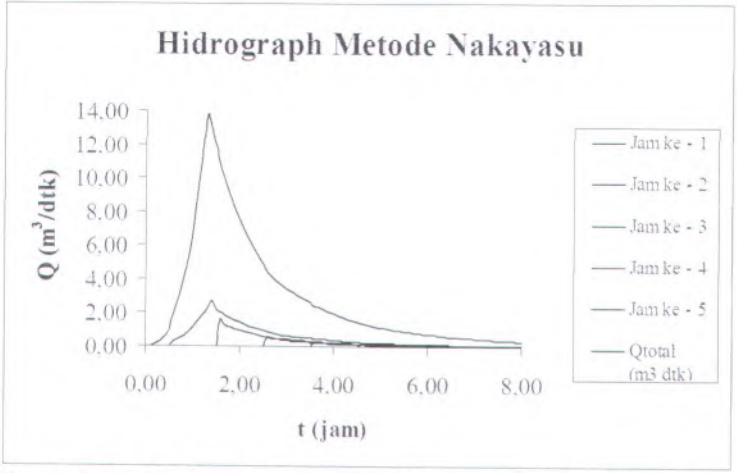
Gambar 3.4.Hydrograph hujan 25 tahun metode Nakayasu



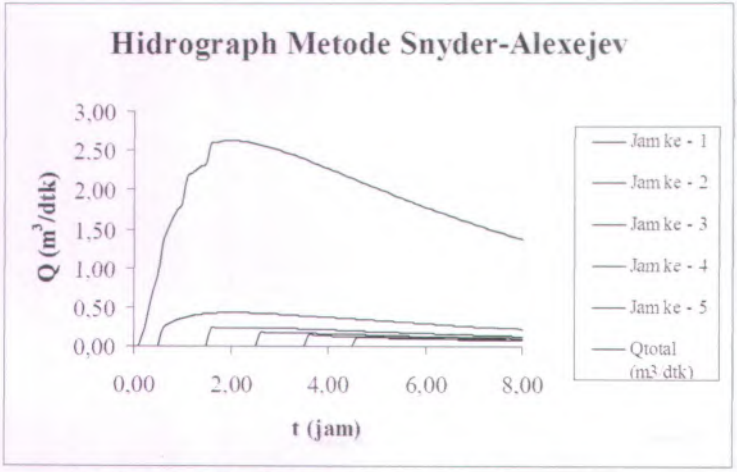
Gambar 3.5. Hydrograph hujan 25 tahun metode Snyder – Alexejev



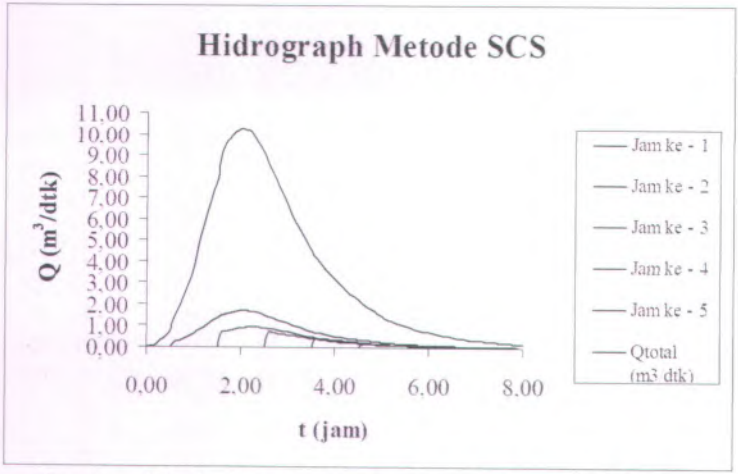
Gambar 3.6. Hydrograph hujan 25 tahun metode SCS



Gambar 3.7.Hydrograph hujan 50 tahun metode Nakayasu



Gambar 3.8. Hydrograph hujan 50 tahun metode Snyder – Alexejev



Gambar 3.9. Hydrograph hujan 50 tahun metode SCS

Hasil perhitungan debit maksimum hydrograph dengan metode Nakayasu, Snyder – Alexejev dan SCS diatas untuk curah hujan periode ulang 25 tahunan sebesar 147,60 mm dapat disimpulkan dalam tabel 3.24 dan untuk curah hujan

periode ulang 50 tahunan sebesar 165,70 mm dapat disimpulkan pada tabel 3.24.

Tabel 3.24 Perbandingan debit maksimum dengan Q_{25}

Metode	Waktu puncak (Jam)	Debit maksimum (m^3/dtk)
Nakayasu	1.30	12,247
Snyder - Alexejev	2.00	2,336
SCS	2.00	9,134

Tabel 3.25 Perbandingan debit maksimum dengan Q_{50}

Metode	Waktu puncak (Jam)	Debit maksimum (m^3/dtk)
Nakayasu	1.30	13,748
Snyder - Alexejev	2.00	2,662
SCS	2.00	10,253

Dari tabel 3.24 dan tabel 3.25 diatas dapat dilihat bahwa debit maksimum terbesar adalah 13,748 m^3/dtk, sehingga untuk perhitungan selanjutnya digunakan hydrograph dengan Metode Nakayasu.

III.7 Lengkung kapasitas waduk

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elavasi dengan luas dan volume suatu waduk. Untuk menghitung luas waduk dihitung berdasarkan luasan tiap elevasi atau kontur, kumulatif dari lengkung luas dan elevasi tersebut merupakan lengkung kapasitas waduk. Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata–rata pada elevasi tersebut dengan perbedaan antara dua elevasi tersebut. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk tersebut. Perhitungan luasan tiap elevasi pada DAS Bendali

Perhubungan ini dihitung menggunakan program AutoCAD dengan beda elevasi masing – masing kontur sebesar 1,25 m. Hasil perhitungan luas waduk pada masing–masing elevasi ditabelkan dalam tabel 3.26 sebagai berikut :

Tabel 3.26 Perhitungan luas kontur masing – masing elevasi

No. kontur	Elevasi (m)	Selisih elevasi (m)	Luas kontur (m^2)
1	12,50		25.465,1430
2	13,75	1,25	54.632,9745
3	15,00	1,25	98.344,6021
4	16,25	1,25	128.427,8874
5	17,50	1,25	170.403,5786
6	18,75	1,25	199.932,8003
7	20,00	1,25	232.111,1321
8	21,25	1,25	258.495,8236
9	22,50	1,25	287.292,6963
10	23,75	1,25	313.605,7561
11	25,00	1,25	340.124,6102
12	26,25	1,25	365.578,2282
13	27,50	1,25	389.971,6530

Contoh perhitungan volume antara kontur +12.5 dan + 13.75 sebagai berikut :

Dari tabel 3.25 di atas didapat :

$F_{12.50}$ = 25465,143 m^2

$F_{13.75}$ = 54632,9745 m^2

Volume antara kontur + 12.50 dan + 13,75 dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_{13,75} = \frac{1}{3} \times 1{,}25 \times \left(F_{12.50} + F_{13.75} + \sqrt{F_{12.50} \times F_{13.75}}\right)$$

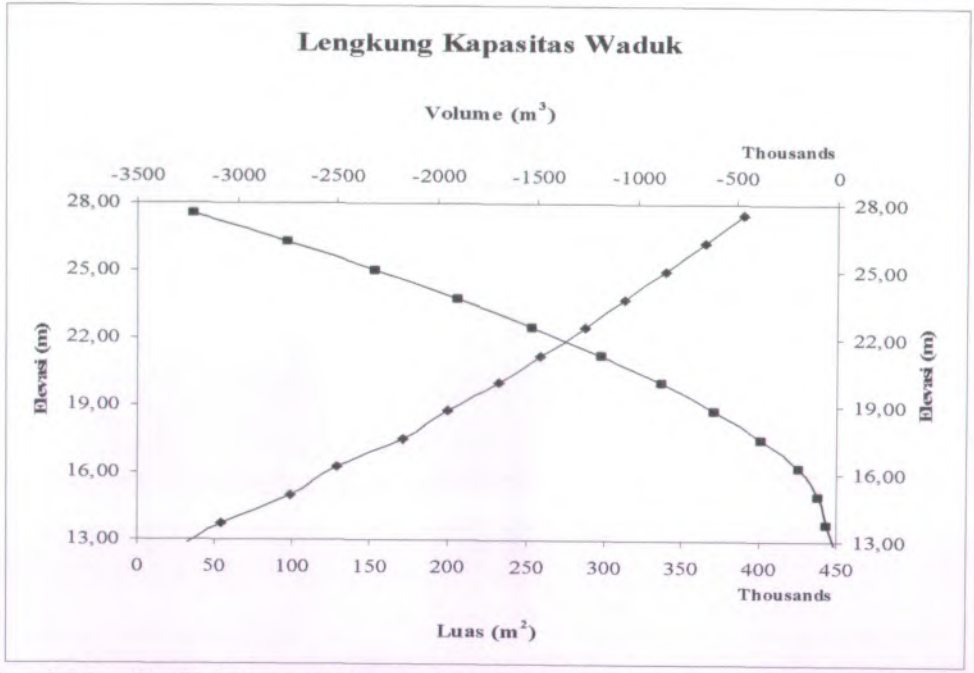
$$= \frac{1}{3} \times 1{,}25 \times \left(25465{,}14 + 54632{,}97 + \sqrt{25465{,}14 \times 54632{,}97}\right)$$

$$= 48915{,}58 \text{ m}^3$$

Untuk perhitungan volume antara 2 kontur yang lain ditabelkan dalam tabel 3.27 sebagai berikut :

Tabel 3.27 Perhitungan lengkung kapasitas waduk

No. ntur	Elevasi (m)	Selisih elevasi (m)	Luas kontur (m^2)	Volume (m^3)	Volume kumulatif (m^3)
1	12,50		25.465,1430	0,000	0,000
2	13,75	1,25	54.632,9745	48915,584	48915,584
3	15,00	1,25	98.344,6021	94282,233	94282,233
4	16,25	1,25	128.427,8874	141315,252	190230,836
5	17,50	1,25	170.403,5786	186152,423	376383,259
6	18,75	1,25	199.932,8003	231214,580	607597,839
7	20,00	1,25	232.111,1321	269777,463	877375,302
8	21,25	1,25	258.495,8236	306481,432	1183856,733
9	22,50	1,25	287.292,6963	340959,446	1524816,179
10	23,75	1,25	313.605,7561	375441,451	1900257,630
11	25,00	1,25	340.124,6102	408469,376	2308727,006
12	26,25	1,25	365.578,2282	440968,610	2749695,616
13	27,50	1,25	389.971,6530	472136,617	3221832,233



Gambar 3.10. Grafik hubungan elevasi, luas dan volume tampungan Bendali Perhubungan

III.8 Perhitungan Reservoir Routing

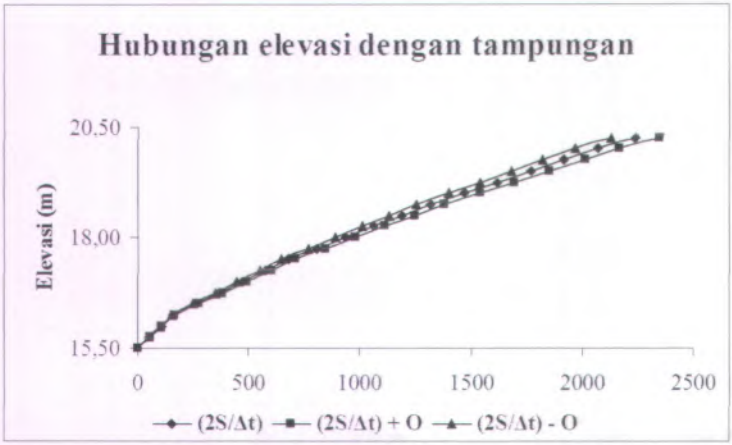
Pada perhitungan desain flood routing, digunakan hydrograph inflow metode Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun. Elevasi puncak spillway direncanakan pada elevasi + 15.50 meter, dan elevasi dasar spillway direncanakan + 12,50.

III.8.1 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 5 meter

Δt = 720 dtk b = 5 meter

Tabel 3.28. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 5 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) -$ (m^3/dtk
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	1,373	54,678	51,932
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	3,877	110,486	102,73
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	7,110	167,025	152,80
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	10,930	274,262	252,40
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	15,251	382,001	351,50
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	20,016	490,184	450,15
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	25,183	598,769	548,40
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	30,719	707,723	646,28
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	36,597	842,054	768,86
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	42,795	976,704	891,11
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	49,294	1111,656	1013,06
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	56,077	1246,891	1134,73
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	63,130	1382,397	1256,13
19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	70,440	1539,584	1398,70
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	77,996	1697,016	1541,02
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	85,788	1854,684	1683,10
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	93,805	2012,577	1824,96
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	102,039	2170,688	1966,61
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	110,482	2349,399	2128,43

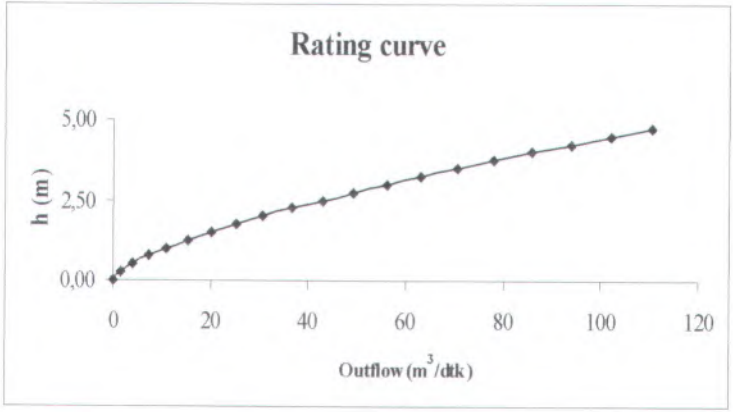


Gambar 3.11 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

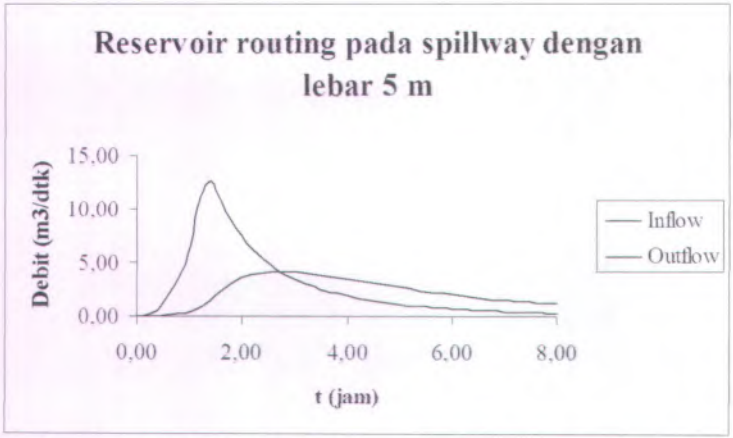
Tabel 3.29 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 5 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,115	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,115	0,723	0,109	0,115	0,003	0,001
0,40	0,608	2,486	0,790	0,832	0,021	0,004
0,60	1,878	5,691	3,112	3,276	0,082	0,015
0,80	3,813	10,399	8,361	8,803	0,221	0,040
1,00	6,586	17,864	17,817	18,759	0,471	0,086
1,20	11,278	23,954	33,889	35,681	0,896	0,163
1,40	12,677	23,336	54,814	57,844	1,515	0,264
1,60	10,659	19,613	73,298	78,150	2,426	0,355
1,80	8,954	16,475	86,735	92,911	3,088	0,421
2,00	7,521	13,839	96,109	103,210	3,550	0,467
2,20	6,318	11,625	102,244	109,949	3,852	0,498
2,40	5,307	9,765	105,729	113,869	4,070	0,515
2,60	4,458	8,333	107,168	115,494	4,163	0,522
2,80	3,875	7,318	107,174	115,500	4,163	0,522
3,00	3,444	6,509	106,280	114,492	4,106	0,518
3,20	3,066	5,795	104,773	112,790	4,008	0,510
3,40	2,729	5,159	102,805	110,568	3,881	0,500
3,60	2,430	4,593	100,438	107,965	3,763	0,489

3,80	2,163	4,089	97,767	105,031	3,632	0,476
4,00	1,926	3,640	94,877	101,856	3,489	0,461
4,20	1,715	3,241	91,839	98,518	3,340	0,446
4,40	1,526	2,885	88,709	95,080	3,185	0,431
4,60	1,359	2,579	85,536	91,594	3,029	0,415
4,80	1,220	2,336	82,369	88,115	2,873	0,400
5,00	1,115	2,138	79,265	84,705	2,720	0,385
5,20	1,022	1,959	76,259	81,403	2,572	0,370
5,40	0,937	1,796	73,361	78,219	2,429	0,355
5,60	0,859	1,646	70,573	75,156	2,292	0,342
5,80	0,787	1,508	67,900	72,219	2,160	0,329
6,00	0,721	1,383	65,341	69,408	2,034	0,316
6,20	0,661	1,267	62,897	66,723	1,913	0,304
6,40	0,606	1,161	60,567	64,164	1,798	0,292
6,60	0,555	1,064	58,350	61,729	1,689	0,282
6,80	0,509	0,976	56,244	59,415	1,585	0,271
7,00	0,467	0,894	54,246	57,220	1,487	0,261
7,20	0,428	0,819	52,353	55,140	1,394	0,252
7,40	0,392	0,751	50,502	53,172	1,335	0,243
7,60	0,359	0,688	48,680	51,254	1,287	0,234
7,80	0,329	0,631	46,889	49,368	1,239	0,226
8,00	0,302	0,302	45,134	47,520	1,193	0,217



Gambar 3.12 Rating curve pada lebar spillway 5 meter



Gambar 3.13 Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 5 meter

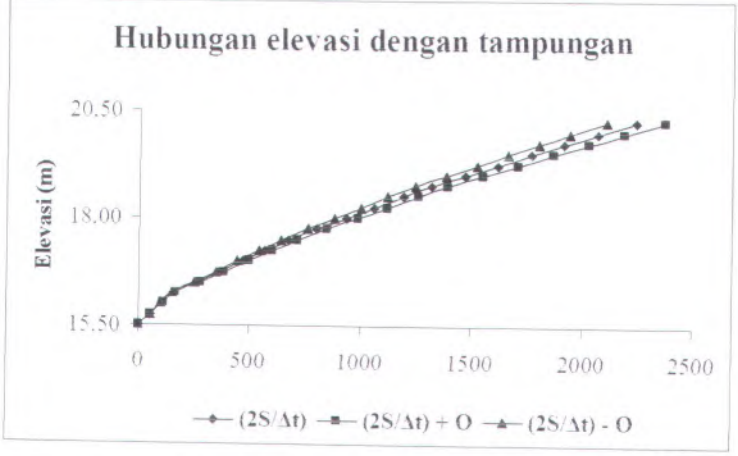
III.8.2 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 6 meter

$\Delta t = 720$ dtk b = 6 meter

Tabel 3.30 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 6 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	1,647	54,952	51,657
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	4,652	111,261	101,958
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	8,533	168,447	151,382
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	13,116	276,448	250,216
16,75	1,25	264691,805	132030,13	366,750	18,301	385,051	348,449
17,00	1,50	301922,289	169260,61	470,168	24,019	494,187	446,149
17,25	1,75	339152,774	206491,10	573,586	30,220	603,806	543,367
17,50	2,00	376383,259	243721,58	677,004	36,863	713,867	640,142
17,75	2,25	422626,175	289964,50	805,457	43,916	849,373	761,541
18,00	2,50	468869,091	336207,41	933,909	51,354	985,263	882,556
18,25	2,75	515112,007	382450,33	1062,36	59,152	1121,514	1003,210

18,50	3,00	561354,923	428693,24	1190,81	67,292	1258,107	1123,522
18,75	3,25	607597,839	474936,16	1319,26	75,756	1395,023	1243,511
19,00	3,50	661553,331	528891,65	1469,14	84,528	1553,672	1384,615
19,25	3,75	715508,824	582847,15	1619,02	93,596	1712,616	1525,424
19,50	4,00	769464,317	636802,64	1768,89	102,945	1871,841	1665,951
19,75	4,25	823419,809	690758,13	1918,77	112,566	2031,338	1806,207
20,00	4,50	877375,302	744713,62	2068,64	122,447	2191,096	1946,202
20,25	4,75	938671,588	806009,91	2238,91	132,579	2371,495	2106,337

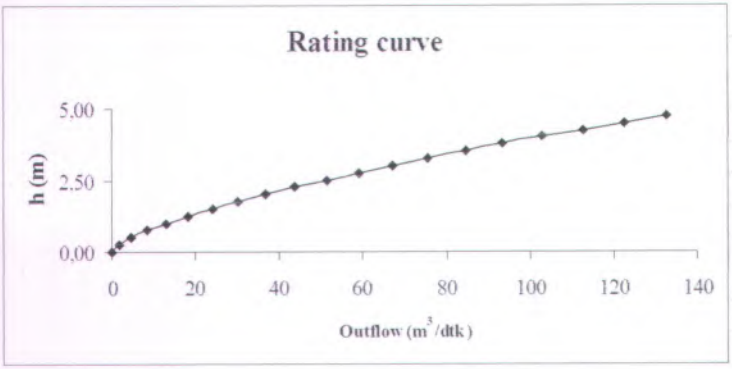


Gambar 3.14 Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

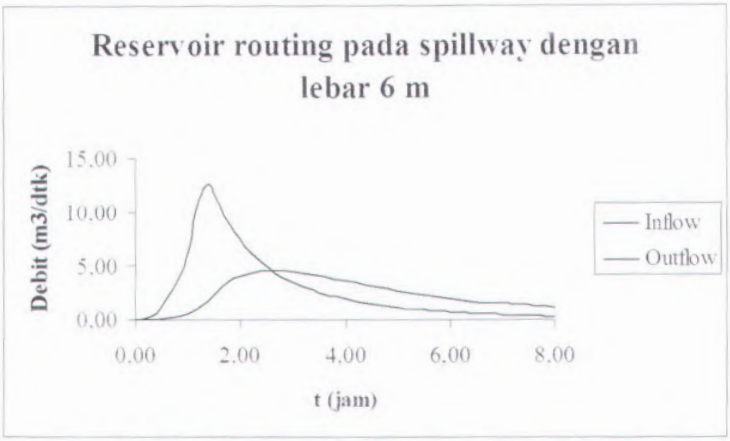
Tabel 3.31. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 6 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0.00	0,000	0,115	0,000	0,000	0,000	0,000
0.20	0,115	0,723	0,108	0,115	0,003	0,001
0.40	0,608	2,486	0,781	0,831	0,025	0,004
0.60	1,878	5,691	3,071	3,267	0,098	0,015
0.80	3,813	10,399	8,237	8,762	0,263	0,040
1.00	6,586	17,864	17,518	18,636	0,559	0,085
1.20	11,278	23,954	33,261	35,382	1,061	0,161
1.40	12,677	23,336	53,679	57,215	1,768	0,260
1.60	10,659	19,613	71,366	77,015	2,825	0,348
1.80	8,954	16,475	83,839	90,978	3,570	0,410
2.00	7,521	13,839	92,178	100,314	4,068	0,451
2.20	6,318	11,625	97,273	106,018	4,372	0,477
2.40	5,307	9,765	99,847	108,898	4,526	0,490

2,60	4,458	8,333	100,484	109,612	4,564	0,493
2,80	3,875	7,318	99,774	108,817	4,521	0,489
3,00	3,444	6,509	98,233	107,092	4,429	0,481
3,20	3,066	5,795	96,134	104,742	4,304	0,471
3,40	2,729	5,159	93,621	101,929	4,154	0,459
3,60	2,430	4,593	90,809	98,781	3,986	0,445
3,80	2,163	4,089	87,790	95,402	3,806	0,430
4,00	1,926	3,640	84,644	91,880	3,618	0,414
4,20	1,715	3,241	81,433	88,285	3,426	0,398
4,40	1,526	2,885	78,207	84,674	3,233	0,382
4,60	1,359	2,579	75,008	81,093	3,042	0,366
4,80	1,220	2,336	71,877	77,588	2,855	0,350
5,00	1,115	2,138	68,863	74,213	2,675	0,336
5,20	1,022	1,959	65,993	71,000	2,504	0,321
5,40	0,937	1,796	63,270	67,952	2,341	0,308
5,60	0,859	1,646	60,692	65,066	2,187	0,295
5,80	0,787	1,508	58,255	62,338	2,041	0,283
6,00	0,721	1,383	55,955	59,764	1,904	0,271
6,20	0,661	1,267	53,789	57,338	1,775	0,261
6,40	0,606	1,161	51,750	55,056	1,653	0,250
6,60	0,555	1,064	49,739	52,911	1,586	0,241
6,80	0,509	0,976	47,758	50,803	1,523	0,231
7,00	0,467	0,894	45,811	48,733	1,461	0,222
7,20	0,428	0,819	43,905	46,705	1,400	0,212
7,40	0,392	0,751	42,043	44,725	1,341	0,203
7,60	0,359	0,688	40,228	42,794	1,283	0,195
7,80	0,329	0,631	38,464	40,917	1,227	0,186
8,00	0,302	0,302	36,751	39,095	1,172	0,178



Gambar 3.15. Rating curve pada lebar spillway 6 meter



Gambar 3.16. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 6 meter

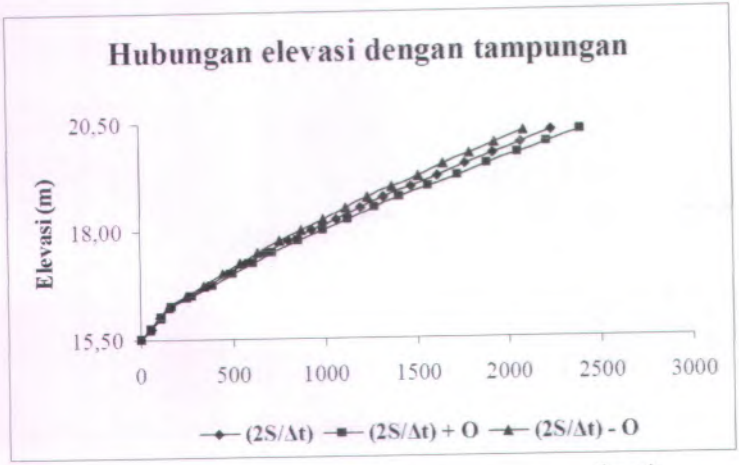
III.8.3 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 7 meter

$\Delta t = 720$ dtk b = 7 meter

Tabel 3.32. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 7 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	1,922	55,227	51,383
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	5,427	112,037	101,182
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	9,955	169,869	149,960
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	15,302	278,634	248,030
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	21,351	388,101	345,399
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	28,022	498,191	442,146
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	35,256	608,843	538,330
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	43,006	720,011	633,998
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	51,236	856,693	754,221
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	59,913	993,822	873,997
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	69,011	1131,373	993,351
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	78,508	1269,322	1112,307
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	88,382	1407,649	1230,885

19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	98,617	1567,760	1370,5
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	109,195	1728,215	1509,8
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	120,103	1888,999	1648,7
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	131,327	2050,099	1787,4
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	142,855	2211,504	1925,7
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	154,675	2393,592	2084,2

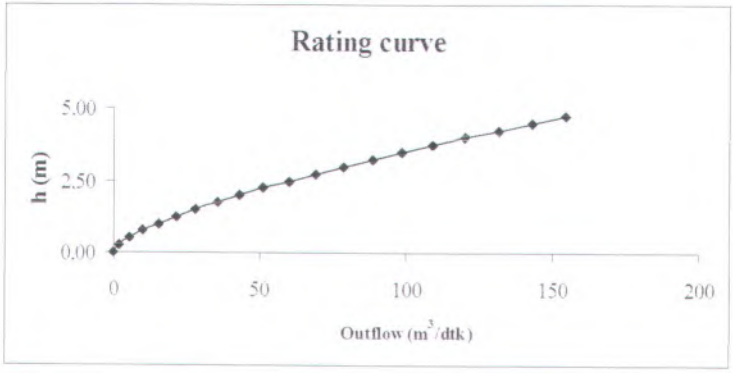


Gambar 3.17. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

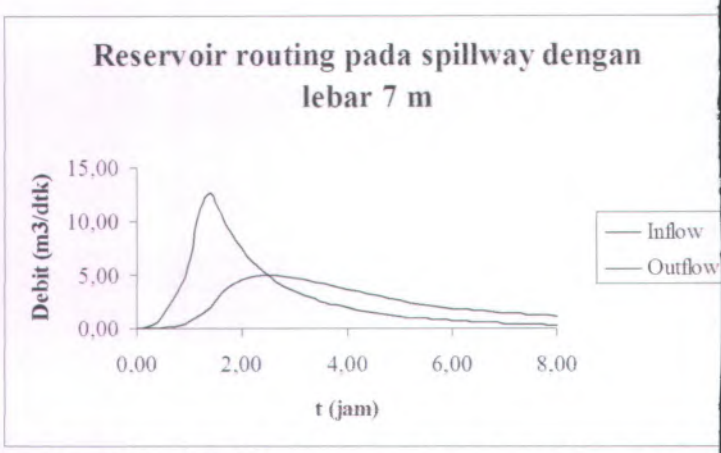
Tabel 3.33 Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 7 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	
0,00	0,000	0,115	0,000	0,000	0,000	0,0
0,20	0,115	0,723	0,107	0,115	0,004	0,0
0,40	0,608	2,486	0,772	0,830	0,029	0,0
0,60	1,878	5,691	3,031	3,258	0,113	0,1
0,80	3,813	10,399	8,115	8,722	0,304	0,0
1,00	6,586	17,864	17,225	18,514	0,644	0,0
1,20	11,278	23,954	32,647	35,089	1,221	0,1
1,40	12,677	23,336	52,588	56,601	2,007	0,2
1,60	10,659	19,613	69,526	75,924	3,199	0,3
1,80	8,954	16,475	81,110	89,138	4,014	0,3
2,00	7,521	13,839	88,514	97,585	4,536	0,4
2,20	6,318	11,625	92,693	102,353	4,830	0,4
2,40	5,307	9,765	94,417	104,319	4,951	0,4
2,60	4,458	8,333	94,297	104,182	4,943	0,4
2,80	3,875	7,318	92,936	102,629	4,847	0,4
3,00	3,444	6,509	90,853	100,254	4,700	0,4

3,20	3,066	5,795	88,319	97,363	4,522	0,435
3,40	2,729	5,159	85,471	94,114	4,321	0,421
3,60	2,430	4,593	82,418	90,631	4,106	0,406
3,80	2,163	4,089	79,245	87,011	3,883	0,390
4,00	1,926	3,640	76,022	83,334	3,656	0,374
4,20	1,715	3,241	72,803	79,662	3,430	0,358
4,40	1,526	2,885	69,631	76,044	3,206	0,342
4,60	1,359	2,579	66,539	72,516	2,989	0,326
4,80	1,220	2,336	63,560	69,118	2,779	0,311
5,00	1,115	2,138	60,735	65,896	2,580	0,297
5,20	1,022	1,959	58,086	62,873	2,394	0,284
5,40	0,937	1,796	55,607	60,045	2,219	0,271
5,60	0,859	1,646	53,290	57,402	2,056	0,260
5,80	0,787	1,508	51,112	54,936	1,912	0,249
6,00	0,721	1,383	48,958	52,621	1,831	0,238
6,20	0,661	1,267	46,837	50,341	1,752	0,228
6,40	0,606	1,161	44,756	48,104	1,674	0,218
6,60	0,555	1,064	42,722	45,918	1,598	0,208
6,80	0,509	0,976	40,739	43,786	1,524	0,198
7,00	0,467	0,894	38,811	41,714	1,452	0,189
7,20	0,428	0,819	36,941	39,705	1,382	0,180
7,40	0,392	0,751	35,133	37,761	1,314	0,171
7,60	0,359	0,688	33,386	35,884	1,249	0,162
7,80	0,329	0,631	31,703	34,075	1,186	0,154
8,00	0,302	0,302	30,084	32,334	1,125	0,146



Gambar 3.18 Rating curve pada lebar spillway 7 meter



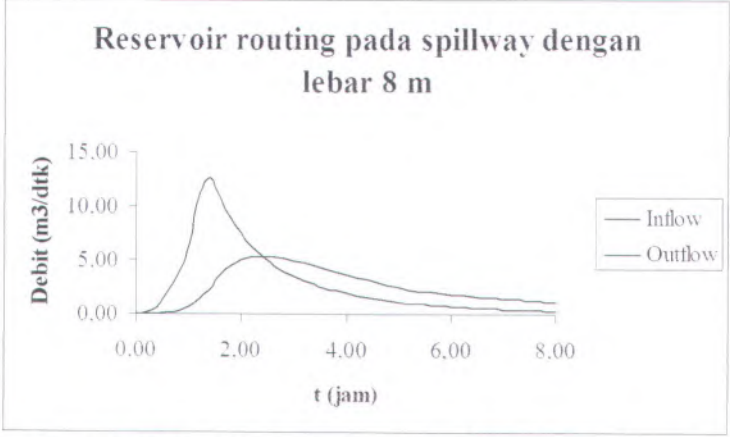
Gambar 3.19. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 7 meter

III.8.4 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 8 meter

Δt = 720 dtk b = 8 meter

Tabel 3.34. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 8 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^2)	S (m^2)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^2/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) -$ (m^3/dtk
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	2,196	55,501	51,108
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	6,203	112,812	100,40
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	11,377	171,291	148,53
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	17,488	280,820	245,84
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	24,401	391,152	342,34
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	32,025	502,194	438,14
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	40,293	613,879	533,29
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	49,150	726,155	627,85
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	58,555	864,012	746,90
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	68,472	1002,381	865,43
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	78,870	1141,232	983,49
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	89,723	1280,538	1101,09
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	101,008	1420,275	1218,2
19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	112,705	1581,848	1356,43



Gambar 3.22. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 8 meter

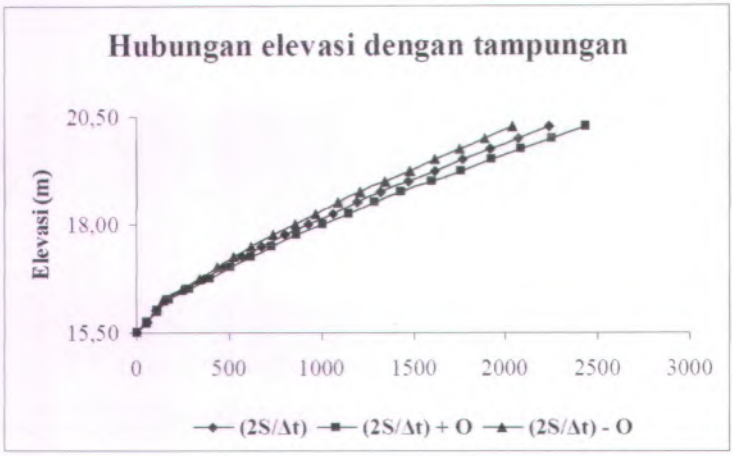
III.8.5 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 9 meter

$\Delta t = 720$ dtk b = 9 meter

Tabel 3.36. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 9 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^2)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	2,471	55,776	50,834
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	6,978	113,587	99,632
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	12,799	172,713	147,116
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	19,674	283,006	243,659
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	27,451	394,202	339,299
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	36,029	506,197	434,140
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	45,329	618,916	528,257
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	55,294	732,298	621,710
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	65,875	871,332	739,582
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	77,031	1010,940	856,879
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	88,729	1151,091	973,633
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	100,938	1291,753	1089,876
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	113,634	1432,901	1205,633

19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	126,793	1595,936	134
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	140,394	1759,413	147
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	154,418	1923,314	161
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	168,849	2087,621	174
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	183,670	2252,319	188
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	198,868	2437,785	204

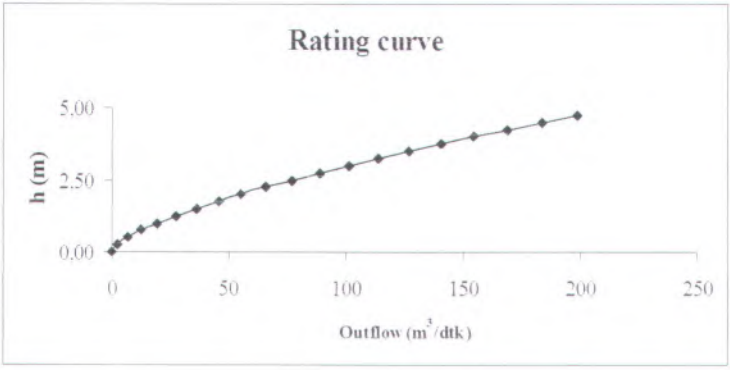


Gambar 3.23. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

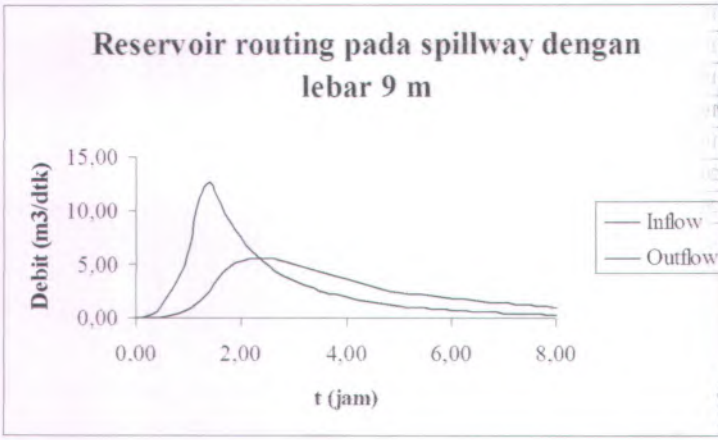
Tabel 3.37. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 9 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m
0,00	0,000	0,115	0,000	0,000	0,000	0,0
0,20	0,115	0,723	0,105	0,115	0,005	0,0
0,40	0,608	2,486	0,754	0,828	0,037	0,0
0,60	1,878	5,691	2,953	3,240	0,144	0,0
0,80	3,813	10,399	7,878	8,644	0,383	0,0
1,00	6,586	17,864	16,658	18,277	0,810	0,0
1,20	11,278	23,954	31,462	34,521	1,529	0,1
1,40	12,677	23,336	50,507	55,417	2,455	0,2
1,60	10,659	19,613	66,084	73,843	3,879	0,3
1,80	8,954	16,475	76,089	85,696	4,804	0,3
2,00	7,521	13,839	81,886	92,564	5,339	0,4
2,20	6,318	11,625	84,555	95,725	5,585	0,4
2,40	5,307	9,765	84,938	96,180	5,621	0,4
2,60	4,458	8,333	83,692	94,703	5,506	0,4
2,80	3,875	7,318	81,431	92,025	5,297	0,4

3,00	3,444	6,509	78,666	88,749	5,042	0,393
3,20	3,066	5,795	75,649	85,175	4,763	0,377
3,40	2,729	5,159	72,500	81,444	4,472	0,361
3,60	2,430	4,593	69,305	77,659	4,177	0,345
3,80	2,163	4,089	66,131	73,899	3,884	0,328
4,00	1,926	3,640	63,026	70,220	3,597	0,312
4,20	1,715	3,241	60,026	66,666	3,320	0,297
4,40	1,526	2,885	57,157	63,267	3,055	0,282
4,60	1,359	2,579	54,435	60,043	2,804	0,268
4,80	1,220	2,336	51,879	57,015	2,568	0,255
5,00	1,115	2,138	49,411	54,215	2,402	0,243
5,20	1,022	1,959	46,982	51,549	2,284	0,231
5,40	0,937	1,796	44,604	48,941	2,168	0,219
5,60	0,859	1,646	42,289	46,400	2,056	0,208
5,80	0,787	1,508	40,042	43,935	1,946	0,197
6,00	0,721	1,383	37,869	41,550	1,841	0,186
6,20	0,661	1,267	35,773	39,251	1,739	0,176
6,40	0,606	1,161	33,759	37,041	1,641	0,166
6,60	0,555	1,064	31,826	34,920	1,547	0,157
6,80	0,509	0,976	29,976	32,890	1,457	0,147
7,00	0,467	0,894	28,209	30,952	1,371	0,139
7,20	0,428	0,819	26,525	29,103	1,289	0,130
7,40	0,392	0,751	24,921	27,344	1,211	0,123
7,60	0,359	0,688	23,398	25,672	1,137	0,115
7,80	0,329	0,631	21,952	24,086	1,067	0,108
8,00	0,302	0,302	20,582	22,583	1,000	0,101



Gambar 3.24. Rating curve pada lebar spillway 9 meter



Gambar 3.25. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 9 meter

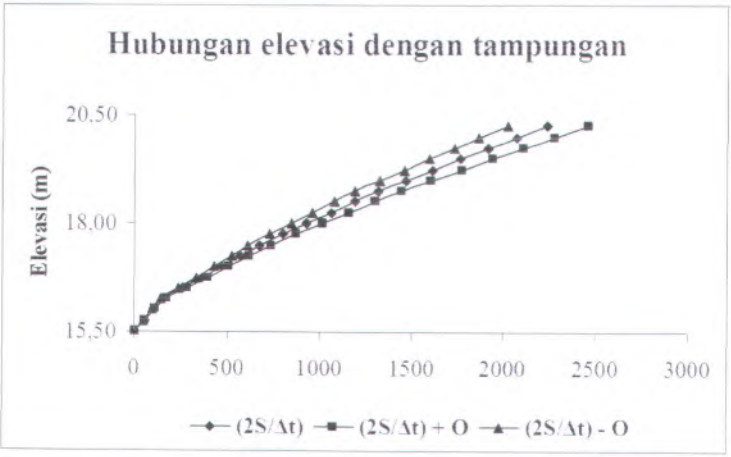
III.8.6 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 10 meter

Δt = 720 dtk b = 10 meter

Tabel 3.38. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 10 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^2)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dt
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	2,746	56,050	50,55
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	7,753	114,363	98,85
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	14,221	174,135	145,69
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	21,860	285,192	241,4
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	30,502	397,252	336,24
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	40,032	510,200	430,13
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	50,366	623,952	523,22
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	61,438	738,442	615,56
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	73,194	878,651	732,26
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	85,590	1019,499	848,32
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	98,587	1160,949	963,7
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	112,154	1302,968	1078,6

18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	126,260	1445,527	1193,007
19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	140,881	1610,024	1328,263
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	155,993	1775,013	1463,027
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	171,575	1940,472	1597,321
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	187,610	2106,382	1731,163
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	204,078	2272,727	1864,571
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	220,965	2459,881	2017,951

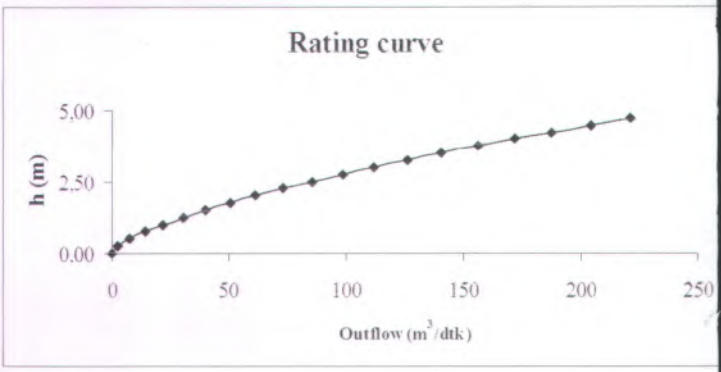


Gambar 3.26. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

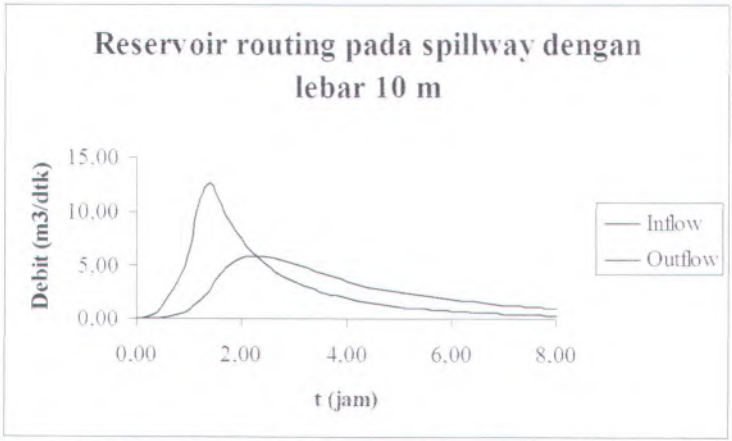
Tabel 3.39. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 10 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,115	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,115	0,723	0,104	0,115	0,006	0,001
0,40	0,608	2,486	0,746	0,827	0,040	0,004
0,60	1,878	5,691	2,915	3,232	0,158	0,014
0,80	3,813	10,399	7,763	8,606	0,422	0,038
1,00	6,586	17,864	16,382	18,162	0,890	0,081
1,20	11,278	23,954	30,891	34,246	1,677	0,153
1,40	12,677	23,336	49,472	54,846	2,687	0,245
1,60	10,659	19,613	64,439	72,808	4,185	0,322
1,80	8,954	16,475	73,751	84,052	5,150	0,370
2,00	7,521	13,839	78,865	90,226	5,680	0,397
2,20	6,318	11,625	80,918	92,704	5,893	0,407
2,40	5,307	9,765	80,784	92,543	5,879	0,406
2,60	4,458	8,333	79,133	90,549	5,708	0,398

2,80	3,875	7,318	76,579	87,466	5,443	0,3
3,00	3,444	6,509	73,623	83,897	5,137	0,3
3,20	3,066	5,795	70,505	80,132	4,814	0,3
3,40	2,729	5,159	67,331	76,300	4,485	0,3
3,60	2,430	4,593	64,176	72,490	4,157	0,3
3,80	2,163	4,089	61,093	68,769	3,838	0,3
4,00	1,926	3,640	58,123	65,182	3,530	0,2
4,20	1,715	3,241	55,291	61,763	3,236	0,2
4,40	1,526	2,885	52,615	58,532	2,959	0,2
4,60	1,359	2,579	50,063	55,500	2,719	0,2
4,80	1,220	2,336	47,485	52,642	2,579	0,2
5,00	1,115	2,138	44,940	49,820	2,440	0,2
5,20	1,022	1,959	42,465	47,077	2,306	0,2
5,40	0,937	1,796	40,072	44,425	2,176	0,1
5,60	0,859	1,646	37,766	41,868	2,051	0,1
5,80	0,787	1,508	35,551	39,412	1,931	0,1
6,00	0,721	1,383	33,429	37,060	1,815	0,1
6,20	0,661	1,267	31,401	34,811	1,705	0,1
6,40	0,606	1,161	29,468	32,668	1,600	0,1
6,60	0,555	1,064	27,628	30,629	1,500	0,1
6,80	0,509	0,976	25,882	28,693	1,405	0,1
7,00	0,467	0,894	24,226	26,857	1,316	0,1
7,20	0,428	0,819	22,659	25,120	1,230	0,1
7,40	0,392	0,751	21,179	23,479	1,150	0,1
7,60	0,359	0,688	19,781	21,930	1,074	0,0
7,80	0,329	0,631	18,464	20,470	1,003	0,0
8,00	0,302	0,302	17,225	19,095	0,935	0,0

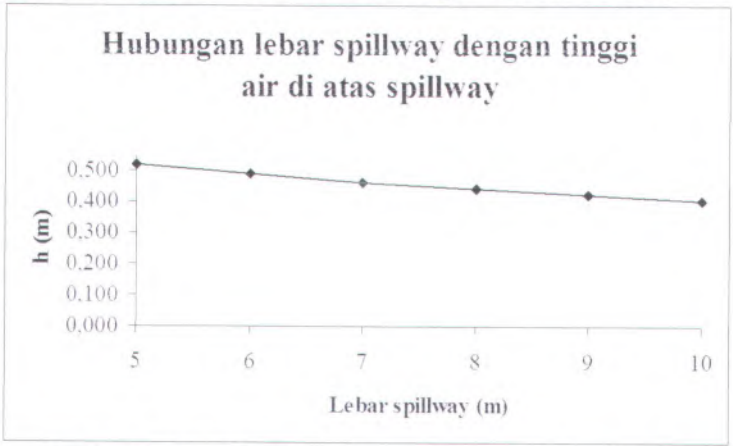


Gambar 3.27. Rating curve pada lebar spillway 10 meter



Gambar 3.28. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 10 meter

Setelah mencoba berbagai ukuran lebar spillway, kesimpulan yang diperoleh dari perhitungan reservoir routing adalah semakin besar lebar spillway semakin rendah ketinggian air yang melalui spillway tersebut. Hasil dari perhitungan di atas ditabelkan dalam gambar 3.29 berikut :



Gambar 3.29. Grafik hubungan lebar spillway dengan tinggi air di atas spillway

Tabel 3.40 Hubungan lebar spillway dengan tinggi air di atas spillway

Lebar spillway (m)	Outflow max. (m^3/dtk)	Tinggi air max. (m)
5	4,163	0,522
6	4,564	0,493
7	4,951	0,466
8	5,314	0,445
9	5,621	0,425
10	5,893	0,407

Untuk perhitungan desain flood routing dengan periode ulang 25 tahun, dengan elevasi puncak spillway direncanakan pada elevasi + 15.50 meter, dan elevasi dasar spillway direncanakan + 12,50. Dapat dilihat pada lampiran 1.

III.9 Perhitungan Elevasi Puncak Bendungan

Elevasi puncak waduk diperoleh dari penjumlahan tinggi air maksimum di atas spillway dengan tinggi jagaan. Menurut JANCOLD (The Japanese National Committee On Large Dams) tinggi jagaan untuk bendungan urugan kurang dari 50 meter dipakai tinggi jagaan sebesar 2 meter.

Tabel 3.41 Perhitungan tinggi bendungan berdasarkan lebar spillway

Lebar spillway (m)	Outflow max. (m^3/dtk)	Tinggi air max. (m)	Elv. puncak bendungan (m)	Tinggi bendungan (m)
5	4,163	0,522	18,02	5,52
6	4,564	0,493	17,99	5,49
7	4,951	0,466	17,97	5,47
8	5,314	0,445	17,94	5,44
9	5,621	0,425	17,92	5,42
10	5,893	0,407	17,91	5,41

BAB IV
ANALISA TUBUH BENDUNGAN

.1 Lebar mercu bendungan

Penentuan lebar mercu bendungan didasarkan pada ketinggian waduk maksimum yang didapat dari hasil perhitungan flood routing pada masing–masing lebar spillway. Perhitungan lebar mercu bendungan pada masing–masing lebar spillway ditabelkan dalam tabel berikut :

Tabel 4.1 Perhitungan lebar mercu bendungan

Lebar spillway (m)	Tinggi Bendungan (m)	Elv. Puncak Bendungan (m)	Lebar mercu (m)
5	5,52	18,02	3,36
6	5,49	17,99	3,35
7	5,47	17,97	3,34
8	5,44	17,94	3,33
9	5,42	17,92	3,33
10	5,41	17,91	3,32

Contoh perhitungan lebar mercu bendungan pada lebar spillway 10 meter :

Elevasi puncak bendungan = + 17,91
Elevasi dasar bendungan = + 12,50
H = Elv. Puncak bendungan – Elv. dasar bendungan
= 17,91 – 12,50
= 5,41 meter

$$b = 3{,}6 \times H^{1/3} - 3{,}0$$
$$= 3{,}6 \times (5{,}41)^{1/3} - 3{,}0$$
$$= 3{,}32 \text{ meter}$$

MILIK PERPUSTAKAAN ITS

Jadi untuk lebar mercu bendungan pada lebar spillway sebesar 10 meter adalah 3,32 meter dengan ketinggian bendungan sebesar 5,41 meter.

IV.2 Kemiringan lereng bendungan

Penentuan kemiringan lereng bendungan didasarkan pada data –data tanah yang akan digunakan sebagai bahan urugan, yaitu dari bahan sirtu dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Berat volume jenuh (γ_{sat}) = 1,625 ton / m^3
- Kohesi tanah (C) = 0 ton / m^3
- Sudut geser dalam (Φ) = 35^0

Untuk angka keamanan dalam perencanaan stabilitas lereng bendung dipakai SF = 1,5. Intensitas seismis kota Balikpapan dalam peta zona gempa termasuk zone 2 dengan angka intensitas seismis gempa sebesar 0,10 g.

Perhitungan kemiringan lereng bendungan untuk bagian hulu dan hilir adalah sebagai berikut :

a). Kemiringan lereng bagian hulu :

$$SF = \frac{m - (k \times \gamma' \times Tan\phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)}$$

$$1{,}5 = \frac{m - (0{,}1 \times 1{,}625 \times Tan(35))}{1 + (0{,}1 \times 1{,}625 \times m)}$$

$$1{,}5 = \frac{m - 0{,}104}{1 + (0{,}180 \times m)}$$

m = 2,3 → pakai 2,5

b). Kemiringan lereng bagian hilir :

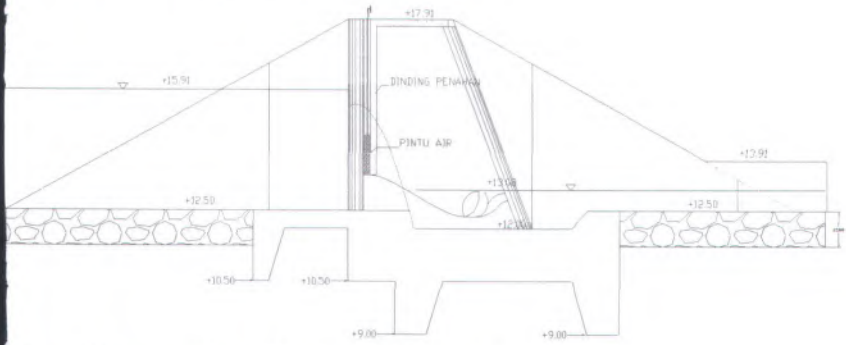
$$SF = \frac{n - (k \times Tan\phi)}{1 + (k \times n)}$$

$$1{,}5 = \frac{n - (0{,}1 \times Tan(35))}{1 + (0{,}1 \times n)}$$

n = 1,9 → pakai 2,5

Jadi untuk kemiringan lereng pada bagian hulu maupun hilir dipakai kemiringan dengan perbandingan 1 : 2,5.

7.3 Perencanaan dimensi pintu air



Direncanakan 1 buah pintu dengan

- Lebar (b) = 1,00 m
- Tinggi pintu (Hp) = 1,00 m

Diketahui:

$Q_{routing}$ = 5,893 m^3/dt

Cd = 0,8

g = 9,81 m/dt^2

Penyelesaian:

Menghitung debit pintu pada saat pintu pelimpah semua terbuka dan paras air permukaan pada ketinggian +13,5 m (H= 1,00 m)

$$Q_p = Cd.A.\sqrt{2.g.H}$$

$$Q_p = 0,8.1.\sqrt{2.9,81.1} = 3,543\, m^3/dt$$

$Q = Q_{routing} + Q_p$

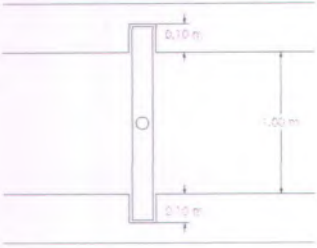
$= 5,893 + 3,543$

$= 9,436\ m^3/dt < Q_{saluran} = 10,92\ m^3/dt$ (Ok)

1. **Perhitungan Lebar Pintu Efektif ($b_{efektif}$)**

   be = lp = bp + 2 (0,10)

   = 1,00 + 0,20 m = 1,20 m



2. **Perhitungan Tebal Pintu (t)**

$$\sigma a = \frac{\frac{1}{8} q L^2}{\frac{1}{6} Hp\, t^2}$$

dimana :

σa = tegangan ijin pada pintu yang terbuat dari ($18000 t/m^2$)

q = tekanan yang terjadi pada pintu setinggi h saluran

$q = 0{,}5 \times \gamma \times Hp^2 \times 1$

$= 0{,}5 \times 1 \times 1{,}0^2 \times 1 = 0{,}50$ T

$$\sigma a = \frac{\frac{1}{8} qL^2}{\frac{1}{6} Hp\, t^2} = 18000 = \frac{\frac{1}{8} \times 0{,}50 \times 1{,}20^2}{\frac{1}{6} \times 1{,}00 \times t^2}$$

$144000\ t^2 = 43{,}2$

$t = 0{,}017$ m $= 17 \approx 18$ mm

Jadi digunakan plat baja untuk pintu setebal 18 (berdasarkan ukuran plat di pasaran).

3. **Perhitungan Diameter Stang**

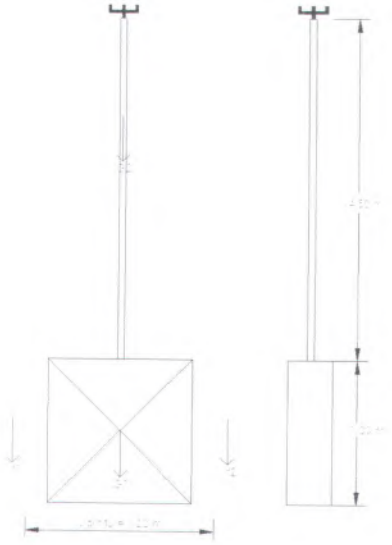
Pintu diangkat / ditarik ke atas

1. Berat daun pintu G1 = Vol x Mutu baja

   Digunakan Mutu baja BJ 37 dengan tegangan 24000 t

G1 = (1,20 x 1,00 x 0,018) x 24000 = 518,40 ton

2. Berat drag stang
   Direncanakan ϕ 1" (2,54 cm)
   G2 = (0,25 x π x $0,0254^2$) x 4,50x 24000 = 54,72 ton
3. Berat sambungan (G3) 20% x G1 = 103,68ton
4. Akibat gesekan Fk = f x q = 0,30 x 0,50 = 0,15ton +
   G_{total} = 676,95ton



Cek diameter stang :

$$\sigma a = \frac{G_{total}}{F} = 18000 = \frac{676,95}{0,25 \times \pi \times D^2}$$

D = 0,10 m = 10 cm > 2,54 cm maka digunakan 10,2 cm atau ϕ 4

4. Cek Terhadap Tekuk

Jepit elastis L = Lk

Lk = h = 4,5 m

Fk = f x q = 0,15 ton

$$Fk = \frac{\pi^2 \times E \times I}{Lk^2} = 0{,}15 = \frac{\pi^2 \times 2{,}1 \times 10^6 \times I}{4{,}5^2}$$

$I = 3{,}2 \,.\, 10^{-8}\ m^4$

$$I_{batang} = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 = \frac{1}{64} \times \pi \times (0{,}102)^4 = 5{,}3 \,.\, 10^{-6}\ m^4$$

Syarat : $I < I_{batang}$

$3{,}2 \,.\, 10^{-8}\ m^4 < 5{,}3 \,.\, 10^{-6}\ m^4$ .....ok !

IV.4 Perencanaan Dimensi Spillway

Bangunan pelimpah merupakan suatu bangunan yang har mampu melimpahkan kelebihan air dari debit banjir yang ak dibuang sehingga kapasitas bendungan dapat dipertahank sampai batas maksimum.

Kelebihan air akibat debit banjir yang tidak terbuang ak mengakibatkan melimpahnya air banjir melalui mercu bendun Hal ini sangat tidak diharapkan terutama pada bendungan ti urugan.

Tipe bangunan pelimpah/ spillway pada bendung direncanakan memakai tipe spillway yang biasa digunakan pa bendungan tipe urugan yaitu pelimpah bebas mercu oge Perhitungan bentuk pelimpah bebas mercu ogee adalah sebag berikut :

Dari perhitungan sebelumnya didapat :

$Q = 5{,}893\ m^3/dtk$
$h_0 = 0{,}407$ mater
$L = 10{,}00$ meter
$P = 3{,}00$ meter

Perhitungan puncak pelimpah :

$$q = \frac{Q}{L}$$

$$= \frac{5{,}893}{10} = 0{,}589\ m^3/dtk/m$$

$$h_a = \frac{q^2}{2 \times g \times (P + h_0)^2}$$

$$= \frac{(0{,}589)^2}{2 \times 9{,}81 \times (3 + 0{,}407)^2}$$

$$= \frac{0{,}347}{227{,}761} = 0{,}0015 \text{ m}$$

$$H_0 = h_0 + h_a$$

$$= 0{,}407 + 0{,}0015 = 0{,}409 \text{ m}$$

$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{0{,}0015}{0{,}409} = 0{,}004$$

Dari grafik hubungan antara $\frac{h_a}{H_0}$ dengan nilai k (gambar 2.4) dan nilai n (gambar 2.5), didapat :

$k = 0{,}506$

$n = 1{,}858$

Persamaan lengkung bagian downsteam spillway bendungan tipe ogee adalah :

$$\frac{Y}{H_0} = -k\left(\frac{X}{H_0}\right)^n$$

$$\frac{Y}{0{,}409} = -0{,}506 \times \left(\frac{X}{0{,}409}\right)^{1{,}858}$$

$$Y = 1{,}09\, X^{1{,}858}$$

Tabel 4.2 Perhitungan lengkung downstream untuk spillway tipe Ogee

Titik	X (m)	Y (m)
1	0,00	0,00
2	0,45	0,25
3	0,66	0,50
4	0,82	0,75

5	0,95	1,00
6	1,08	1,25
7	1,19	1,50
8	1,29	1,75
9	1,39	2,00
10	1,48	2,25
11	1,56	2,50
12	1,65	2,75
13	1,72	3,00

Untuk lengkung bagian upstream spillway bendungan tipe og
dicari dari grafik hubungan antara $\frac{h_a}{H_0}$ dengan nilai $\frac{X_c}{H_0}$, ni
$\frac{Y_c}{H_0}$ dan nilai $\frac{R}{H_0}$ (gambar 2.10) :

$R_1 = 0{,}518 \times H_0 = 0{,}212$ meter
$R_2 = 0{,}218 \times H_0 = 0{,}089$ meter
$X_c = 0{,}268 \times H_0 = 0{,}110$ meter
$Y_c = 0{,}115 \times H_0 = 0{,}047$ meter

IV.5 Perhitungan tinggi muka air di atas bangunan pelimp (spillway)

Untuk mengetahui tinggi muka air dalam bangunan pelimp digunakan perumusan Bernoulli. Perhitungan tinggi muka a pada bangunan pelimpah dengan panjang pelimpah sebesar meter adalah sebagai berikut :

IV.5.1 Perhitungan tinggi muka air di titik 1.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui untuk kondisi hulu spillway dengan lebar 10 meter adalah :

$Q = 5{,}893$ m^3/dtk
$h_0 = 0{,}407$ m
$L = 10$ m
$g = 9{,}81$ m/dtk^2

n = 0,02 (koefisien manning untuk beton diplester, sumber: Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)

θ = 0^0

z_0 = 0,0 m

l = 0 m

Perhitungan kedalaman kritis (h_{cr}) dan kecepatan kritis (v_{cr}) pada bagian hulu spillway adalah :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times L}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{5{,}893^2}{9{,}81 \times 10}} = 0{,}339 \text{ meter}$$

$$v_{cr} = \frac{Q}{h_{cr} \times L}$$

$$= \frac{5{,}893}{0{,}339 \times 10} = 1{,}739 \text{ m/dtk}$$

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 Cos\theta + \frac{v_0^{\,2}}{2g} = z_1 + d_1 Cos\theta + \frac{v_1^{\,2}}{2g} + H_f$$

$$0{,}0 + 0{,}339 \times Cos(0) + \left(\frac{1{,}739^2}{2 \times 9{,}81}\right) =$$

$$0 + d_1 Cos(0) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81}\right) + H_f$$

$$0{,}51 = d_1 Cos(0) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81}\right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga d_1 = 0,351 meter, sehingga didapat :

$A = d_1 \times L$

$$= 0{,}351 \times 10 = 3{,}51 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L$$
$$= 2 \times 0{,}351 + 10 = 10{,}702 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P}$$
$$= \frac{3{,}51}{10{,}702} = 0{,}328 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A}$$
$$= \frac{5{,}893}{3{,}51} = 1{,}679 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^{\,2}}{R^{4/3}} \times l$$
$$= \frac{0{,}02^2 \times 1{,}679^2}{0{,}328^{4/3}} \times 0 = 0{,}0 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persama
Bernoulli, sehingga :

$$0{,}51 = d_1 Cos(0) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81} \right) + H_f$$

$$0{,}51 = 0{,}351 \times Cos(0) + \left(\frac{1{,}679^2}{2 \times 9{,}81} \right) + 0$$

$$0{,}51 = 0{,}51 \rightarrow \text{OK}$$

IV.5.2 Perhitungan tinggi muka air di titik 2.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$Q = 5{,}893 \text{ m}^3/\text{dtk}$
$h_0 = 0{,}351 \text{ m}$
$L = 10 \text{ m}$
$g = 9{,}81 \text{ m/dtk}^2$

n = 0,02 (koefisien manning untuk beton diplester, sumber: Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)

θ = 63^0

z_0 = 1,00 m

l = 1,2 m

v_0 = 1,679 m/dtk

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 Cos\theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 Cos\theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f$$

$$1{,}00 + 0{,}351 \times Cos(63) + \left(\frac{1{,}679^2}{2 \times 9{,}81}\right) =$$

$$0 + d_1 Cos(63) + \left(\frac{v_1^2}{2 \times 9{,}81}\right) + H_f$$

$$1{,}32 = d_1 Cos(63) + \left(\frac{v_1^2}{2 \times 9{,}81}\right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga d_1 = 0,132meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L$$
$$= 0{,}132 \times 10 = 1{,}32 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L$$
$$= 2 \times 0{,}132 + 10 = 10{,}264 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P}$$
$$= \frac{1{,}32}{10{,}264} = 0{,}129 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{5,893}{1,32} = 4,465 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^{\,2}}{R^{4/3}} \times l$$

$$= \frac{0,02^2 \times 4,465^2}{0,129^{4/3}} \times 1,2 = 0,147 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persama Bernoulli, sehingga :

$$1,32 = d_1 Cos(63) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$1,32 = 0,132 \times Cos(63) + \left(\frac{4,465^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,147$$

$$1,32 = 1,32 \rightarrow \text{OK}$$

IV.5.3 Perhitungan tinggi muka air di titik 3.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

Q = 5,893 m^3/dtk
h_0 = 0,132 m
L = 10 m
g = 9,81 m/dtk^2
n = 0,02 (koefisien manning untuk beton diplest sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika salur terbuka)
θ = 32 ^{0}
z_0 = 1,00 m
l = 1,62 m
v_0 = 4,465 m/dtk

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 Cos\theta + \frac{v_0^{\,2}}{2g} = z_1 + d_1 Cos\theta + \frac{v_1^{\,2}}{2g} + H_f$$

$$1{,}00 + 0{,}132 \times Cos(32) + \left(\frac{4{,}465^2}{2 \times 9{,}81} \right) =$$

$$0 + d_1 Cos32 + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81} \right) + H_f$$

$$2{,}23 = d_1 Cos(32) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81} \right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga $d_1 = 0{,}106$ meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L$$
$$= 0{,}106 \times 10 = 1{,}06 \text{ m}^2$$
$$P = 2d_1 + L$$
$$= 2 \times 0{,}106 + 10 = 10{,}212 \text{ m}$$
$$R = \frac{A}{P}$$
$$= \frac{1{,}06}{10{,}212} = 0{,}104 \text{ m}$$
$$v_1 = \frac{Q}{A}$$
$$= \frac{5{,}893}{1{,}06} = 5{,}560 \text{ m/dtk}$$
$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^{\,2}}{R^{4/3}} \times I$$
$$= \frac{0{,}02^2 \times 5{,}560^2}{0{,}104^{4/3}} \times 1{,}62 = 0{,}410 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$2,23 = d_1 Cos(32) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$2,23 = 0,106 \times Cos(32) + \left(\frac{5,560^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,410$$

$$2,23 = 2.23 \rightarrow \text{OK}$$

IV.5.4 Perhitungan tinggi muka air di titik 4.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

Q = 5,893 m^3/dtk
h_0 = 0,106 m
L = 10 m
g = 9,81 m/dtk^2
n = 0,02 (koefisien manning untuk beton diple
sumber\: Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika sal
terbuka)
θ = 27 ^{0}
z_0 = 1,00 m
l = 1,95 m
v_0 = 5,560 m/dtk

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 Cos\theta + \frac{v_0^{\,2}}{2g} = z_1 + d_1 Cos\theta + \frac{v_1^{\,2}}{2g} + H_f$$

$$1,00 + 0,106 \times Cos(27) + \left(\frac{5,560^2}{2 \times 9,81} \right) =$$

$$0 + d_1 Cos(27) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$2,83 = d_1 Cos(27) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga $d_1 = 0{,}097$ meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L$$
$$= 0{,}097 \times 10 = 0{,}97 \text{m}^2$$
$$P = 2d_1 + L$$
$$= 2 \times 0{,}097 + 10 = 10{,}194 \text{ m}$$
$$R = \frac{A}{P}$$
$$= \frac{0{,}97}{10{,}194} = 0{,}094 \text{ m}$$
$$v_1 = \frac{Q}{A}$$
$$= \frac{5{,}893}{0{,}97} = 6{,}076 \text{ m/dtk}$$
$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^{\,2}}{R^{4/3}} \times l$$
$$= \frac{0{,}02^2 \times 6{,}076^2}{0{,}095^{4/3}} \times 1{,}95 = 0{,}662 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$2{,}83 = d_1 Cos(27) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81} \right) + H_f$$
$$2{,}83 = 0{,}097 \times Cos(27) + \left(\frac{6{,}076^2}{2 \times 9{,}81} \right) + 0{,}662$$
$$2{,}83 = 2{,}82 \rightarrow \text{OK}$$

IV.5.5 Perhitungan tinggi muka air di titik 5.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

Q = 5,893 m^3/dtk
h_0 = 0,097 m
L = 10 m
g = 9,81 m/dtk^2
n = 0,02 (koefisien manning untuk beton dipl
sumber: Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terb
θ = 13 ^{0}
z_0 = 0,50 m
l = 2,09 m
v_0 = 6,076 m/dtk

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 Cos\theta + \frac{v_0^{\,2}}{2g} = z_1 + d_1 Cos\theta + \frac{v_1^{\,2}}{2g} + H_f$$

$$0{,}50 + 0{,}097 \times Cos(13) + \left(\frac{6{,}076^2}{2 \times 9{,}81}\right) =$$

$$0 + d_1 Cos(13) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81}\right) + H_f$$

$$2{,}66 = d_1 Cos(13) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81}\right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga d_1 = 0,096 m
sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L$$
$$= 0{,}100 \times 10 = 1{,}00 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L$$
$$= 2 \times 0{,}100 + 10 = 10{,}20 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P}$$
$$= \frac{1}{10{,}20} = 0{,}098 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{5{,}893}{1{,}00} = 5{,}893 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^{\,2}}{R^{4/3}} \times l$$

$$= \frac{0{,}02^2 \times 5{,}893^2}{0{,}098^{4/3}} \times 2{,}09 = 0{,}642 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$2{,}66 = d_1 Cos(13) + \left(\frac{v_1^{\,2}}{2 \times 9{,}81} \right) + H_f$$

$$2{,}66 = 1{,}00 \times Cos(13) + \left(\frac{5{,}893^2}{2 \times 9{,}81} \right) + 0{,}642$$

$$2{,}66 = 2{,}69 \rightarrow \text{OK}$$

.6 Perhitungan panjang kolam olakan

Didalam menentukan jenis kolam olakan terlebih dahulu harus menghitung bilangan Froude. Perhitungan panjang kolam olakan adalah :

1. Dari perhitungan sebelumnya didapat harga :

   $v_1 = 5{,}893$ m/dtk

   $D_1 = 0{,}100$ m

   Nilai bilangan Froude adalah :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}}$$

$$= \frac{5{,}893}{\sqrt{9{,}81 \times 0{,}100}} = 5{,}950$$

2. Menentukan tinggi air pada kolam :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \times \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times \left(\sqrt{1 + \left(8 \times (5{,}950)^2 \right)} - 1 \right) = 7{,}93$$

$$D_2 = 7{,}930 \times D_1$$

$$= 7{,}930 \times 0{,}100 = 0{,}793 \text{ meter}$$

3. Menentukan panjang kolam olakan :

Untuk menentukan panjang kolam olakan dipakai gra hubungan antara bilangan Froude dan $\frac{L}{D_2}$. Dalam gra gambar 2.6, untuk bilangan Froude sebesar 5,950 deng jenis kolam olakan tipe I didapat nilai $\frac{L}{D_2}$ sebesar 6,2 sehingga nilai panjang kolam olakan (L) adalah :

$$\frac{L}{D_2} = 6{,}200$$

$$L = 6{,}200 \times D_2$$

$$= 6{,}200 \times 0{,}793 = 4{,}9 \text{ meter}$$

Jadi didapatkan panjang kolam olakan tipe I sebesar 4 meter. Untuk mempermudah dalam pelaksanaan ma dipakai panjang kolam olakan sebesar 5 meter.

IV.7 Perhitungan stabilitas Spillway

Dalam perhitungan stabilitas spillway ditinjau pada d kondisi paling kritis, yaitu : pada saat konsdisi muka airseting puncak spillway (mercu) dan pada saat kondisi air setinggi del rencana.

IV.7.1 Perhitungan stabilitas pada saat muka air setinggi puncak spillway.

Angka rembesan menurut Lane adalah:

$$Cw = \frac{Lv + \sum 1/3 Hv}{Hw} = \frac{9{,}50 + 3{,}4}{3} = 4{,}29$$

Harga aman untuk Cw adalah 6 untuk campuran pasir, kerikil dan batu.

Untuk menentukan tekanan air, panjang jalur rembesan harus diambil sampai elevasi ambang hilir kolam olak (titik I). Panjang jalur rembesan sampai ke titik ini adalah 16,37 m. Angka rembesan Cw sekarang menjadi:

$$Cw = \frac{Lw}{Hw} = \frac{16{,}37}{3} = 5{,}46$$

Tekanan air tanah (P) harus dihitung dengan rumus :

$P = Hx - \Delta H$

Jalur rembesan dan tekanan air (Lane) pada saat kondisi muka air setinggi puncak Spillway ditabelkan dalam tabel 4.3 berikut:

Tabel 4.3. Kondisi Air setinggi puncak Spillway

Titik	Garis	L_V (m)	L_H (m)	$1/3\ L_H$ (m)	L_X (m)	L (m)	Hx ton/m^2	ΔH ton/m^2	P (ton/m^2)
A_0					0,00	16,37	3,00	0	3,00
	$A_0 - A_1$	2,00							
A1					2,00	16,37	5,00	0,37	4,96
	$A_1 - A_2$		1,50	0,50					
A2					2,50	16,37	5,00	0,46	4,93
	$A_2 - A_3$	1,50							
A3					4,00	16,37	3,50	0,73	3,32
	$A_3 - A$		1,00	0,33					
A					4,33	16,37	3,50	0,79	3,29
	A - B	1,50							
B					5,83	16,37	4,50	1,07	4,12
	B - C		1,50	0,50					
C					6,33	16,37	4,50	1,16	4,05
	C - D	1,50							
D					7,83	16,37	6,50	1,44	5,81

	D - E		1,00	0,33				
E					8,17	16,37	6,50	1,50
	E - F	1,50						
F					9,67	16,37	5,00	1,77
	F - G		4,10	1,37				
G					11,03	16,37	5,00	2,02
	G - H	1,50						
H					12,53	16,37	6,50	2,30
	H - I		1,00	0,33				
I					12,87	16,37	6,50	2,36
	I - J	3,50						
J					16,37	16,37	3,00	3

Selama terjadi banjir rencana (Q50 = 5, 893 m^3/dt), mu
air di hulu spillway adalah + 15,91 di hilir spillway + 13,
(dengan asumsi h1=H1
Tekanan air pada tubuh spillway dihitung seperti sela
debit rendah, tetapi dalam hal ini Hw = 15,91 – 13,08
2,83 m, maka

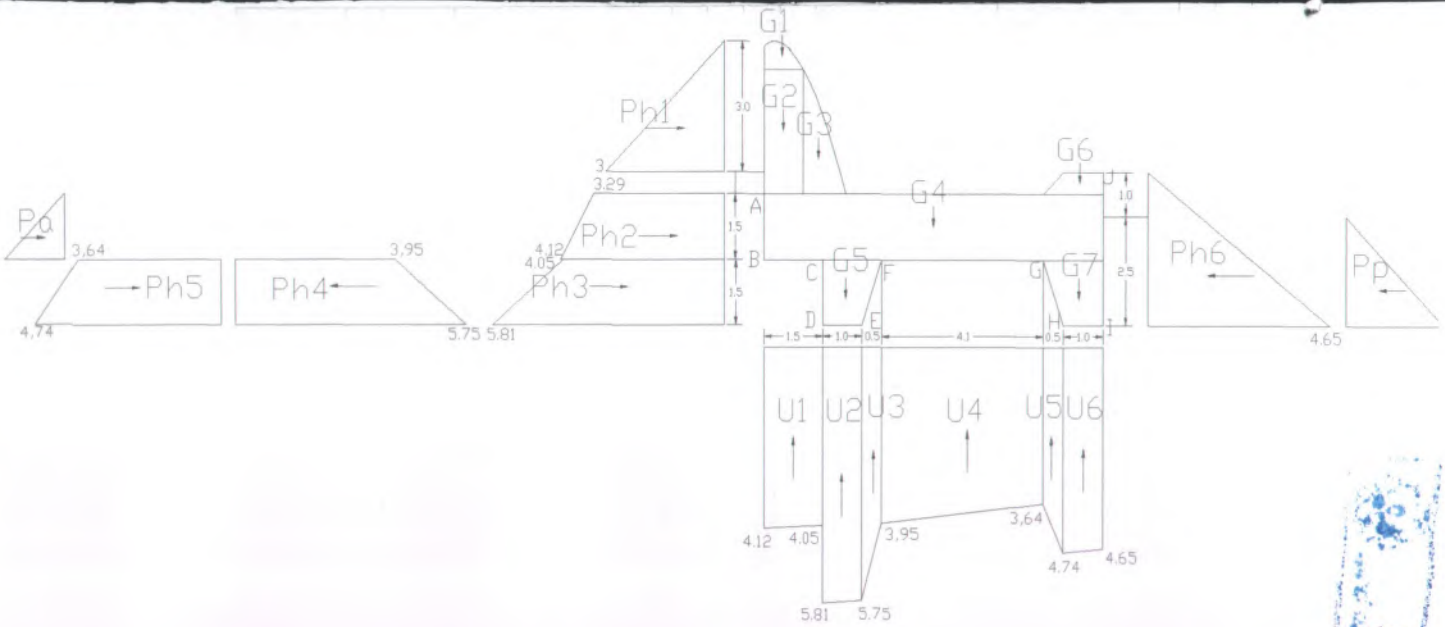
$$Cw = \frac{Lw}{Hw} = \frac{16,93}{2,83} = 5,98$$

Jalur rembesan dan tekanan air (Lane) pada saat kond
muka air setinggi debit rencana ditabelkan dalam tabel
berikut:

Tabel 4.4 Kondisi Air setinggi debit rencana

Titik	Ix (m)	Hx ton/m^2	ΔH ton/m^2	P (ton/m^2)
A	4,33	3,91	0,79	3,12
B	5,83	5,41	1,07	4,34
C	6,33	5,41	1,16	4,25
D	7,83	6,91	1,44	5,47
E	8,17	6,91	1,50	5,41
F	9,67	5,41	1,77	3,64
G	11,03	5,41	2,02	3,39
H	12,53	6,91	2,30	4,61
I	12,87	6,91	2,36	4,55
J	16,37	3,41	3,00	0,41

Sedangkan gambar dan perhitungan gaya–gaya yang bekerja pada spillway pada saat kondisi air setinggi mercu spillway dilihat pada gambar 4.1 dan ditabelkan dalam tabel 4.5 berikut :



Gambar 4.2 Gaya–gaya yang bekerja pada saat kondisi muka air setinggi puncak spillway

Tabel 4.5. Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada spillway pada saat kondisi air setinggi mercu spillway

Gaya yang bekerja	Notasi	Luas x Tekanan	Gaya (Ton)	Sekitar Titik I	
				Lengan (m)	Momen Ton.m
HORISONTAL					
Tekanan tanah	Pa	0.5*1,5*1,5*1,625	1,828	2,000	3,656
	Pp	0.5*2,5*2,5*1,625	-5,078	0,830	-4,215
Tekanan air	Ph1	0.5*3*3*1	4,500	4,500	20,250
	Ph2	((3,29+4,12)/2)*1,5*1	5,580	2,250	12,555
	Ph3	((4,05+5,81)/2)*1.5*1	7,455	0,750	5,591
	Ph4	((3,95+5,75)/2)*1,5*1	-7,365	0,750	-5,524
	Ph5	((3,64+4,74)/2)*1,5*1	6,218	0,750	4,663
	Ph6	0.5*4,65*3,50*1	-8,068	1,170	-9,439
		∑H =	5,070	∑MH =	27,54
VERTIKAL					
Berat sendiri	G1	0.5*1,00*0,64*2.4	-1,122	8,124	-9,117
	G2	2,85*1,00*2.4	-6,855	8,092	-55,472
	G3	0.5*2,85*1,09*2.4	-4,207	7,174	-30,182
	G4	1.5*8,6*2.4	-30,96	4,295	-132,784
	G5	((1.5+1)/2)*1.5*2.4	-4,500	6,437	-28,967
	G6	((1.5+1)/2)*0,5*2,4	-1,500	0,592	-0,888
	G7	((1.5+1)/2)*1.5*2.4	-4,500	0,592	-2,664
Up Lift	U1	((4.12+ 4,05)/2)*1.5*1	6,165	7,838	48,321
	U2	((5,81+5,75)/2)*1*1	5,830	6,588	38,408
	U3	((5,75+3,95)/2)*0.5*1	2,455	5,838	14,332
	U4	((3,95+ 3,64)/2)*4,1*1	15,554	3,544	55,122
	U5	((3,64+ 4.74)/2)*0,5*1	2,073	1,250	2,591
	U6	((4.74+ 4,65)/2)*1*1	4,695	0,500	2,348
		ΣV=	-16,83	∑Mv=	-98,95

MILIK PERPUSTAKAAN ITS

Gaya-gaya resultante adalah (tidak termasuk tekanan ta
vertikal dan gesekan):
Rv = -16,83 Ton
Rh = 5,07 Ton
Mo= -71,41 Ton.m

Garis tangkap (line of action) gaya resultante sekar
dapat ditentukan sehubungan dengan titik I
h = Mh / Rh =5,43 m
v = Mv / Rv =5,88 m
Tekanan tanah di bawah bendung dapat dihitung seba
berikut:
Panjang telapak pondasi L= 7,100 m
Eksentrisitas : e = (L/2) - (M/Rv)
e = (7,1/2) - (71,41/16,83)
e = 0,69m < 1/6 x L = 1,18 Ok
Bangunan aman terhadap bahaya guling selama ter
debit rendah.
Tekanan tanah :
σ = Rv/ L x (1 ± 6e/L)=
σ =16,83/7,1 x (1 ± 6x0,69/7,1)
σ_{maks} =3,75 t/m^2 pada titik B
σ_{min} =0,99 t/m^2 pada titik I
Daya dukung yang diijinkan untuk pasir dan kerikil ada
20 - 60 T/m^2, sehingga tanah Ok

Tekanan tanah pasif :
e_{p1} =0,5 (ρs - ρw)x g x 0,5h x tg^2 (45^0 + φ/2)
e_{p1} = 0,5 (1,625 - 1,00)x 9,81 x 0,5.3,5 x tg^2 (45^0 + 35/2)
e_{p1} =16,08 t/m

Tekanan tanah pasif : Ep1 = 1/2 x (0,5h x ep1)
Ep1 =1/2 x (0,5 x3,5x 16,08)
Ep1 =14,07 ton

Tanpa Tekanan Tanah Pasif:
S = f x Rv/(Rh-ΣEP)
S = 0,5 x 16,869 /(7,455-14,07)
S = 2 ⟶ Ok

Tanpa Tekanan Tanah Pasif:
S = f x Rv/Rh
S = 0,5 x16,83 /5,07
S = 1,7 ⟶ Ok

Keamanan terhadap erosi bawah tanah :
S = s (1 + a/s)/hs
dimana :
S = faktor tekanan (S = 2)
s = kedalaman tanah = 3,5 m
a = tebal lapisan lindung (andaikan 0,0 m)
hs = tekanan air pada titik I, m tekanan air
S =3,5/(4,61 - 3,5) = 3,2 > 2 Ok

Keamanan terhadap gempa :
ad = n (ac x z)m ; E = ad / g
ad = 1,56 $(1,6 \times 0,56)^{0,89}$
ad = 5,4
E = 0,56

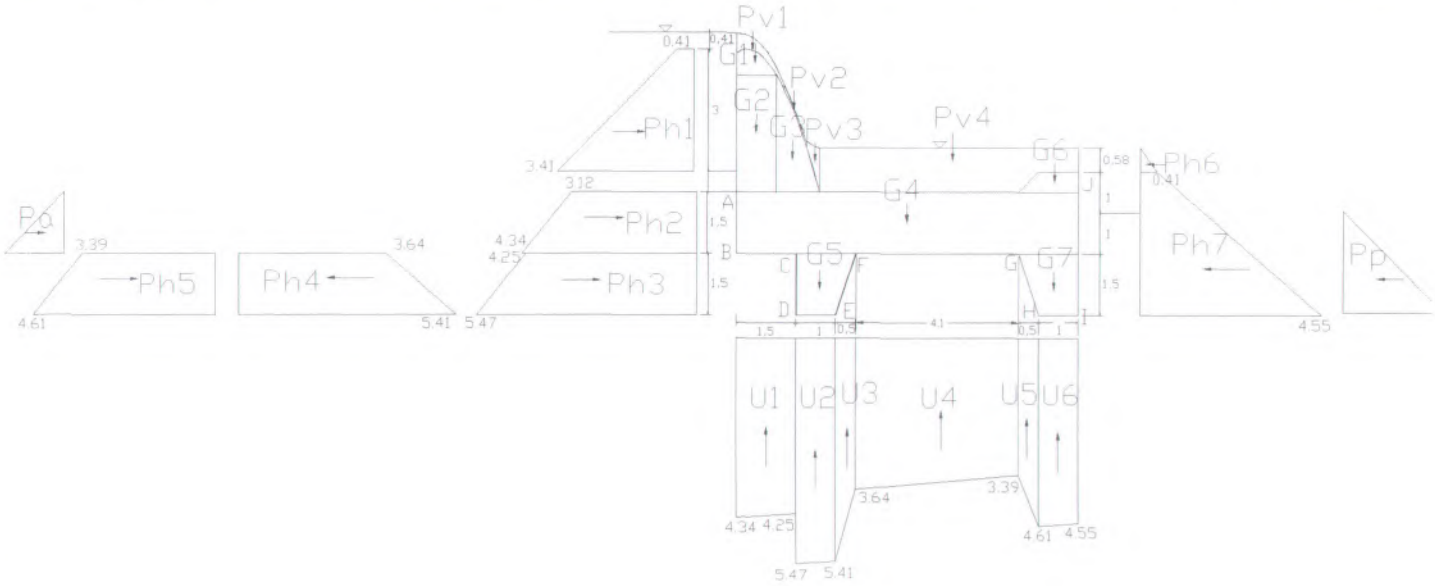
Gaya horisontal tambahan kearah hilir adalah :
He = E x Σ G = 0,56 x 59,720
He = 30,02 ton.m

Momen tambahan yang dipakai :
He x h = 30,02 x 5,43 =163,04
Jumlah Momen sekarang menjadi :
M = -71,41 + 163,04
M = 91,62 ton.m

Stabilitas Spilway sekarang :
Eksentrisitas :
$e = (L/2) - (M/Rv)$
$e = (7,1/2) - (91,62/16,83)$
$e = 0,89\ m < 1/6 \times L = 1,18 \longrightarrow$ Ok

Tekanan tanah : $\sigma max = Rv/L\ (1+6e/L)$
$\sigma max = 2,3\ t/m^2 < 20\ t/m^2 \longrightarrow$ Ok
Gelincir :
$S = f \times Rv/\ (Rh + He - \Sigma Ep)$
$S = 0,5 \times 16,83/\ (5,07 + 30,02 - 14,07)$
$S = 1,33 > 1,25$ Ok

Untuk gambar dan perhitungan gaya–gaya yang bek
pada spillway pada saat kondisi air setinggi debit ren
dilihat pada gambar 4.2 dan ditabelkan dalam tabel
berikut :



Gambar 4.2 Gaya–gaya yang bekerja pada saat kondisi muka air setinggi debit rencana

Tabel 4.6 Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada spillway pada saat kondisi air setinggi debit rencana

Gaya yang bekerja	Notasi	Luas x Tekanan	Gaya (Ton)	Sekitar Titik Lengan (m)	Mon Tor
HORISONTAL					
Tekanan tanah	Pa	0.5*1,5*1,5*1,625	1,828	2,000	3,65
	Pp	0.5*2,5*2,5*1,625	-5,078	0,830	-4,21
Tekanan air	Ph1	((0.41+3,41)/2)*3*1	5,730	4,500	25,7
	Ph2	((3,12+4,34)/2)*1,5*1	5,640	2,250	12,69
	Ph3	((4,25+5,47)/2)*1.5*1	7,358	0,750	5,51
	Ph4	((3,64+5,41)/2)*1,5*1	-6,870	0,750	-5,15
	Ph5	((3,39+4,61)/2)*1,5*1	5,550	0,750	4,16
	Ph6	(0,58*0,41)/2*1	-0,119	0,750	-0,08
	Ph7	(0,41+4,55)/2*3,5*1	-8,645	1,170	-10,1
		∑H =	5,40	∑MH =	32,
VERTIKAL					
Berat sendiri	G1	0.5*1,00*0,64*2.4	-1,122	8,124	-9,11
	G2	2,85*1,00*2.4	-6,855	8,092	-55,4
	G3	0.5*2,85*1,09*2.4	-4,207	7,174	-30,1
	G4	1.5*8,6*2.4	-30,96	4,295	-132
	G5	((1.5+1)/2)*1.5*2.4	-4,500	6,437	-28,9
	G6	((1.5+1)/2)*0,5*2,4	-1,500	0,592	-0,88
	G7	((1.5+1)/2)*1.5*2.4	-4,500	0,592	-2,66
Berat Air	Pv1	((1,83+1,68)/2)*0,41*1	-0,330	8,192	-2,70
	Pv2	1,49*0,26*1	-0,058	7,160	-0,41
	Pv3	((1,13+1,08)/2)*0,34*1	-0,192	6,616	-1,26
	Pv4	((4.99*1,08)+1,03)*1	-8,265	3,181	-26,2
Up Lift	U1	((4.34+4,25)/2)*1.5*1	6,503	7,838	50,96
	U2	((5,47+5,41)/2)*1*1	5,490	6,588	36,16
	U3	((5,41+3,64)/2)*0.5*1	2,290	5,838	13,36
	U4	((3,64+3,39)/2)*4,1*1	14,409	3,544	51,06
	U5	((3,39+4.61)/2)*0,5*1	2,073	1,250	2,591
	U6	((4.61+4,55)/2)*1*1	4,655	0,500	2,328
		ΣV=	-27,03	∑Mv=	-134

Gaya-gaya resultante adalah (tidak termasuk tekanan tanah vertikal dan gesekan):

Rv = -27,03Ton

Rh = 5,40 Ton

Mo= -102,02 Ton.m

Garis tangkap (line of action) gaya resultante sekarang dapat ditentukan sehubungan dengan titik I

h = Mh / Rh =5,98 m

v = Mv / Rv = 4,97m

Tekanan tanah di bawah bendung dapat dihitung sebagai berikut:

Panjang telapak pondasi L= 7,100 m

Eksentrisitas : e = (L/2) - (M/Rv)

e = (7,1/2) - (102,02/27,03)

e = 0,22m < 1/6 x L = 1,18 Ok

Bangunan aman terhadap bahaya guling selama terjadi debit rendah.

Tekanan tanah :

σ = Rv/ L x (1 ± 6e/L)=

σ =27,03/7,1 x (1 ± 6*0,22/7,1)

σ_{maks} = 4,53 t/m^2 pada titik B

σ_{min} = 3,08 t/m^2 pada titik I

Daya dukung yang diijinkan untuk pasir dan kerikil adalah 20 - 60 T/m^2, sehingga tanah Ok

Keamanan S untuk daya dukung adalah :

S = σ_{semua} / σ_{maks} = 20 / 4,53 = 4,4 > 1,25 Ok

Keamanan terhadap gelincir tanpa tekanan tanah pasif:

S = f x Rv/Rh

S = 0,5 x 27,03 /5,40

S = 2,5 > 1,00 Ok

Keamanan terhadap gelincir dengan tekanan tanah pasif:

S = f x Rv/ (Rh + He - Σ Ep)

S =0,5 x 27,03/ (5,40 + 30,02 - 14,07)

S =2,39 > 1,25 Ok

IV.8 Perhitungan stabilitas Main Dam

Dalam perhitungan stabilitas main dam mengguna program bantu XSTABLE. Sebelumnya dicari terlebih dal garis depresi dan debit rembesan (q) dengan tipe bendungan y homogin diatas tanah dasar kedap air dengan drain, dan ada a sebelah hilir bendungan.

Direncanakan :

- Tinggi muka air (H) = 3,41 m
- Koefisien (ε) = 0,3
- Lebar main dam (B) = 3,32 m
- Miring talud bendungan = 2,5
- Tinggi jagaan (t) = 2,00 m
- ho = 0,60 m
- Koef. permeabilitas = 0,4 mm/hari

Penyelesaian:

ε.m.(H-ho) = 0,3 x 2,5 x (3,41- 0,60) = 2,11 m

L = 16,98 (diukur dari gambar)

L2 = ε.m.H + t.m = 0,3 x 2,5 x 3,41 + 2 x 2,5 = 7,56 m

$h1 = L^2 + (H-ho)^2 - L = 16,98^2 + (3,14-0,6)^2 - 16,98 = 0,22$ m

l = h1/2 = 0,23/2 = 0,12 m

Garis rembesan dapat dihitung dengan persamaan:

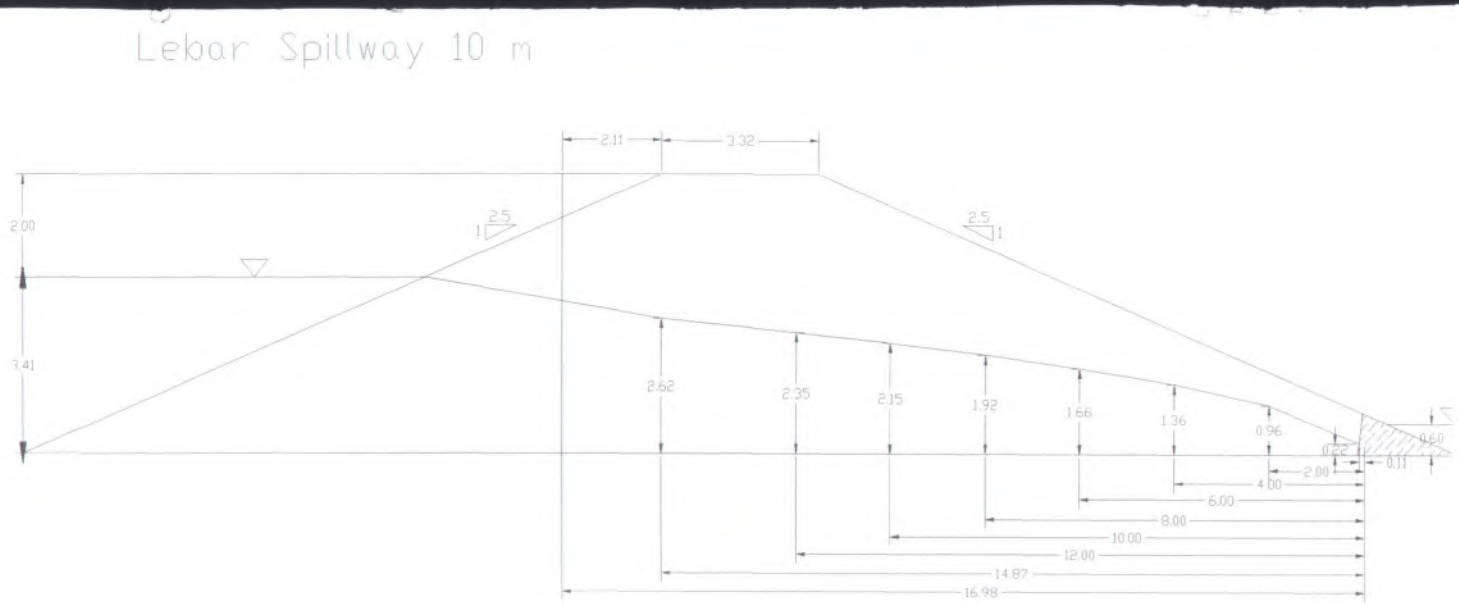
$Y^2 = 2.h1.X$

X	2,00	4	6	8	10	12,00	14,87
Y	0,96	1,36	1,66	1,92	2,15	2,35	2,62

X = 14,87 m adalah titik tepat dibawah ujung mercu bendu bagian hulu.

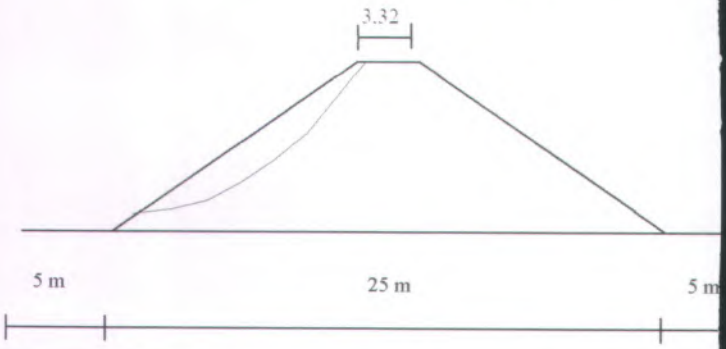
Debit rembesan dihitung dengan persamaan :

$q=Kxh1=0,4x0,22=0,09 m^3/hari/m'$



Gambar 4.3 Skema formasi garis depresi pada bendungan

Dari program tersebut didapatkan angka keamanan (FS)
1,647 (Ok). Hasil dari XSTABLE dapat dilihat pada gambar 4.



Gambar 4.4 Stabilitas lereng bendungan terhadap bidang longso

XSTABL File: NONTA1 6-29-** 8:29

```
*****************************************
*            XSTABL                     *
*                                       *
*   Slope Stability Analysis using      *
*  Simplified BISHOP or JANBU methods   *
*                                       *
*        Copyright (C) 1990             *
*  Interactive Software Designs, Inc.   *
*        All Rights Reserved            *
*                                       *
*      Prof. Dick Campanella            *
*     Civil Eng., Univ. of B.C.         *
*       Vancouver, CANADA               *
*                                       *
* Ver. 3.23 (m)            1008         *
*****************************************
```

Problem Description : nonta1

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	10.00	10.00	15.00	10.00	1
2	15.00	10.00	28.55	15.42	2
3	28.55	15.42	31.87	15.42	2
4	31.87	15.42	45.42	10.00	1
5	45.42	10.00	50.42	10.00	1

4 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	15.00	10.00	45.42	10.00	1
2	45.40	10.00	43.38	10.82	2
3	43.38	10.82	43.28	10.00	1
4	10.00	1.00	50.42	1.00	2

ISOTROPIC Soil Parameters
2 type(s) of soil

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (pcf)	Sat. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Constant (psf)	Wate Surfa No.
1	1.6	1.6	.0	35.0	.000	.0	1
2	1.5	1.6	1.0	.0	.000	.0	1

2 Water surface(s) have been specified
Unit weight of water = 1.00 pcf
Water Surface No. 1 specified by 9 coordinate points

****
PHREATIC SURFACE,
****

Point No.	x-water (ft)	y-water (ft)
1	10.00	13.42
2	23.55	13.42
3	28.55	12.62
4	31.42	12.15
5	33.42	12.15
6	35.42	11.92
7	37.42	11.66
8	41.42	10.96
9	43.31	10.22

Water Surface No. 2 specified by 2 coordinate points

****

PHREATIC SURFACE.

****

Point No.	x-water (ft)	y-water (ft)
1	43.52	10.60
2	50.42	10.60

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (ft)	x-right (ft)	Intensity (psf)	Direction (deg)
1	10.00	15.00	.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.
100 trial surfaces have been generated.
10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 15.00 ft. and x = 16.60 ft.
Each surface terminates between x = 28.50 ft. and x = 30.10 ft.
Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = 3.00 ft.

* DEFAULT SEGMENT LENGTH SELECTED BY XSTABL *

2.00 ft. line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees

Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :
* * * * * MODIFIED BISHOP METHOD * * * * *
The most critical circular failure surface
is specified by 10 coordinate points

Point No.	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	15.18	10.07
2	17.15	9.72
3	19.15	9.65
4	21.13	9.87
5	23.07	10.36
6	24.92	11.12
7	26.65	12.14
8	28.21	13.38
9	29.58	14.84
10	29.99	15.42

**** Modified BISHOP FOS = 1.647 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces
Problem Description : nonta1

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord	Circle Center y-coord	Radius	Initial x-coord	Terminal x-coord	Driving Moment
1.	1.647	18.63	23.79	14.14	15.18	29.99	8.980E+0(
2.	1.673	18.84	23.61	13.91	15.36	30.05	8.979E+0(
3.	1.703	20.30	20.01	10.76	15.71	29.98	1.026E+01
4.	1.721	20.37	19.91	10.55	15.89	29.88	9.871E+0(
5.	1.743	20.64	19.44	10.25	15.89	30.01	1.043E+01
6.	1.753	19.28	20.44	11.15	15.18	29.20	8.876E+0(
7.	1.760	18.42	22.25	12.72	15.00	29.13	7.929E+0(
8.	1.766	19.95	22.01	12.10	16.24	30.08	8.744E+0(
9.	1.768	19.82	21.40	11.60	16.07	29.74	8.557E+0(
10.	1.780	18.10	24.51	14.73	15.18	29.67	7.974E+0

* * * END OF FILE * * *

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

V.1 Kesimpulan

Dari uraian secara umum dan perhitungan secara teknis pada bab–bab sebelumnya maka dapat disimpulkan bahwa :

1). Dari hasil analisa reservoir routing, untuk debit rencana 25 tahun (Q_{25Th}) dengan perencanaan lebar Spillway (P):
- P = 5 meter, maka $Q_{outflow}$ = 3,544 m^3/dt pada el.+17,97
- P = 6 meter, maka $Q_{outflow}$ = 3,994 m^3/dt pada el.+17,95
- P = 7 meter, maka $Q_{outflow}$ = 4,321 m^3/dt pada el.+17,92
- P = 8 meter, maka $Q_{outflow}$ = 4,634 m^3/dt pada el.+17,90
- P = 9 meter, maka $Q_{outflow}$ = 4,903 m^3/dt pada el.+17,88
- P = 10 meter, maka $Q_{outflow}$ = 5,131 m^3/dt pada el.+17,87

2). Dari hasil analisa reservoir routing, untuk debit rencana 50 tahun (Q_{50Th}) dengan perencanaan lebar Spillway (P):
- P = 5 meter, maka $Q_{outflow}$ = 4,163 m^3/dt pada el.+18,02
- P = 6 meter, maka $Q_{outflow}$ = 4,564 m^3/dt pada el.+17,99
- P = 7 meter, maka $Q_{outflow}$ = 4,951 m^3/dt pada el.+17,97
- P = 8 meter, maka $Q_{outflow}$ = 5,314 m^3/dt pada el.+17,94
- P = 9 meter, maka $Q_{outflow}$ = 5,621 m^3/dt pada el.+17,92
- P = 10 meter, maka $Q_{outflow}$ = 5,893 m^3/dt pada el.+17,91

Dari analisa reservoir routing diatas dapat disimpulkan bahwa tubuh bendungan tidak terjadi pelimpahan (*over toping*), sehingga semakin panjang lebar Spillway maka kondisi muka air di atas puncak Spillway akan semakin turun. Dalam perencanaan lebar ekonomis Spillway dipakai kondisi muka air pada saat panjang lebar Spillway paling kecil, sehingga didapatkan tinggi muka air di atas puncak Spillway yang maksimal.

3). Lokasi Bendali jauh dari rumah penduduk yang berada pada elevasi +25,00. Elevasi tertinggi bendungan berada pada elevasi + 17,91dan elevasi terendah bendungan berada pada

elevasi + 12,50, sehingga didapatkan luasan dan volu tampungan air. Dari hasil perhitungan reservoir routi dapat disimpulkan bahwa air hujan dapat tertampu semua.

4). Pintu yang direncanakan 1 buah, dimensi Pintu Air adalah
   a). Lebar pintu : 1,00 m
   b). Tinggi pintu : 1,00 meter
   c). Tebal pintu : 18 mm
   d). Diameter draf stang : ϕ = 4 *inchi*

   Pada saat pengoperasian pintu air, apabila pintu te dibuka pada waktu hujan kondisi akan tetap aman kare debit pintu ditambahkan debit hasil routing masih leb kecil dari debit saluran sekunder Perhubungan.

5). Dimensi bangunan pelimpah (*Spillway*) adalah :
   a). Type pelimpah : ogee
   b). Lebar pelimpah : 10 meter
   c). Tinggi pelimpah : 3 meter
   d). Elevasi puncak spillway : + 15,50
   e). Elevasi terendah spillway : + 12,50

   Dimensi kolam olakan :
   a). Type kolam olakan : kolam olakan datar type I
   b). Panjang kolam olakan : 5,0 meter

6). Dimensi bangunan bendung (*main dam*) adalah :
   a). Lebar main dam : 3,32 m
   b). Panjang main dam : 155 meter
   b). Tinggi main dam : 5,41 meter
   d). Elevasi puncak main dam : + 17,91
   e). Elevasi terendah main dam : + 12,50

7). Dalam analisa stabilitas, pelimpah (*Spillway*) dan tub bendungan (*Main Dam*) stabil terhadap gaya-gaya ya bekerja.

V.2 Saran

Agar banjir dan genangan yang sering terjadi di saluran sekunder Perhubungan dapat berkurang maka disarankan :

1). Semua lahan pemukiman yang baru seharusnya dilengkapi dengan sistem drainase yang memadai.

2). Sistem drainase yang sudah cukup melayani debit aliran dari air hujan harus dipertahankan jangan sampai saluran drainase yang berupa saluran alam menjadi hilang, yang malah akan menghambat jalannya air. Maka dari itu seharusnya saluran sekunder Perhubungan diberi plengsengan/ pasangan agar tidak terjadi erosi dan supaya erosi dapat sedikit mungkin ditekan.

3). Normalisasi secara berkala dan rutin akan mengembalikan kapasitas saluran sesuai dengan kapasitas rencana.

4). Harus diupayakan adanya penyuluhan kepada masyarakat mengenai akibat buruk membuang sampah disembarang tempat atau di saluran air. Hal tersebut dipastikan akan menghambat aliran air dan terjadinya banjir.

" HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN"

DAFTAR PUSTAKA

Ray K. Linsley JR, Max A.Kohler, Joseph L. Paulhus, Yandhi Hermawan, (1996), **"Hidrologi untuk Insinyur"** , Erlangga, Jakarta.

Soemarto, CD, (1999), **"Hidrologi Teknik"** , Erlangga, Jakarta.

Takeda, Kensaku dan Sosrodarsono, Suyono, (2002), **"Bendungan Type Urugan"** , Pradnya Paramita, Jakarta.

Sudibyo, Ir, (2003), **"Teknik Bendungan"** , Pradnya Paramita, Jakarta.

Primlani, Mohan, (1974), **"Design of Small Dams"** , Jay Print Pack, New Delhi.

Soewarno, **"Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data"** , Nova.

Suripin, Dr, Ir, M. Eng, 2004, **" Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan"** , Andi, Yogyakarta.

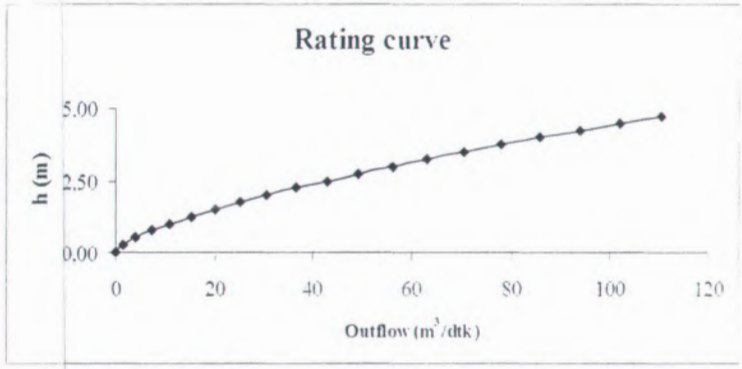
Direktorat Jenderal Pengairan, 1986, **" Standar Perencanaan Irigasi Bagian Penunjang "** , Galang Persada, Bandung.

"HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN"

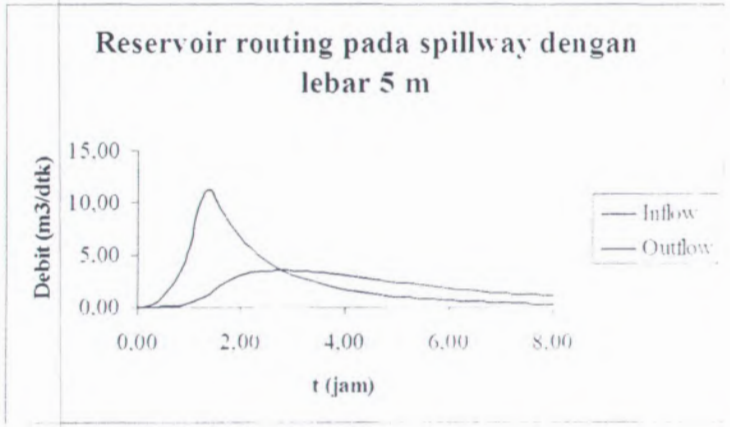
LAMPIRAN 1
RESERVOIR ROUTING Q_{25TH}

Tabel 2. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 5 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,103	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,103	0,644	0,097	0,103	0,003	0,000
0,40	0,541	2,214	0,704	0,741	0,019	0,003
0,60	1,673	5,070	2,772	2,919	0,073	0,013
0,80	3,397	9,264	7,448	7,842	0,197	0,036
1,00	5,867	15,914	15,872	16,711	0,420	0,076
1,20	10,046	21,339	30,190	31,786	0,798	0,145
1,40	11,293	20,788	49,066	51,529	1,232	0,236
1,60	9,495	17,472	65,747	69,854	2,054	0,318
1,80	7,976	14,676	77,912	83,219	2,653	0,378
2,00	6,700	12,328	86,441	92,588	3,074	0,420
2,20	5,628	10,356	92,068	98,769	3,351	0,448
2,40	4,728	8,699	95,593	102,424	3,415	0,464
2,60	3,971	7,423	97,247	104,292	3,522	0,473
2,80	3,452	6,519	97,582	104,670	3,544	0,474
3,00	3,068	5,799	97,079	104,101	3,511	0,472
3,20	2,731	5,162	95,994	102,877	3,441	0,466
3,40	2,431	4,596	94,471	101,157	3,343	0,459
3,60	2,165	4,092	92,338	99,067	3,364	0,449
3,80	1,927	3,643	89,938	96,430	3,246	0,437
4,00	1,716	3,243	87,344	93,581	3,118	0,424
4,20	1,527	2,887	84,620	90,588	2,984	0,411
4,40	1,360	2,570	81,816	87,507	2,846	0,397
4,60	1,211	2,298	78,975	84,386	2,706	0,383
4,80	1,087	2,081	76,141	81,272	2,566	0,369
5,00	0,994	1,904	73,363	78,221	2,429	0,355
5,20	0,911	1,745	70,674	75,267	2,297	0,342
5,40	0,835	1,600	68,082	72,420	2,169	0,329
5,60	0,765	1,466	65,590	69,682	2,046	0,317
5,80	0,701	1,344	63,200	67,056	1,928	0,305
6,00	0,643	1,232	60,913	64,544	1,815	0,294
6,20	0,589	1,129	58,729	62,144	1,708	0,283
6,40	0,540	1,035	56,647	59,858	1,605	0,273
6,60	0,495	0,948	54,667	57,682	1,508	0,263
6,80	0,453	0,869	52,785	55,615	1,415	0,254
7,00	0,416	0,796	51,001	53,654	1,327	0,245
7,20	0,381	0,730	49,310	51,797	1,244	0,237
7,40	0,349	0,669	47,527	50,040	1,256	0,229
7,60	0,320	0,613	45,776	48,196	1,210	0,220
7,80	0,293	0,562	44,060	46,389	1,165	0,212
8,00	0,269	0,269	42,381	44,622	1,120	0,204



Gambar 2. Rating curve pada lebar spillway 5 meter



Gambar 3. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 5 meter

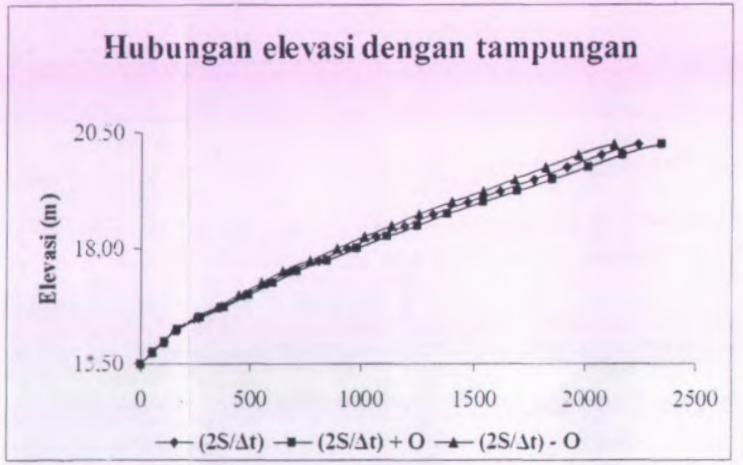
LAMPIRAN 1

1. Reservoir routing dengan lebar spillway 5 meter (Q_{25th})

   Δt = 720 dtk b = 5 meter

Tabel 1. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 5 meter

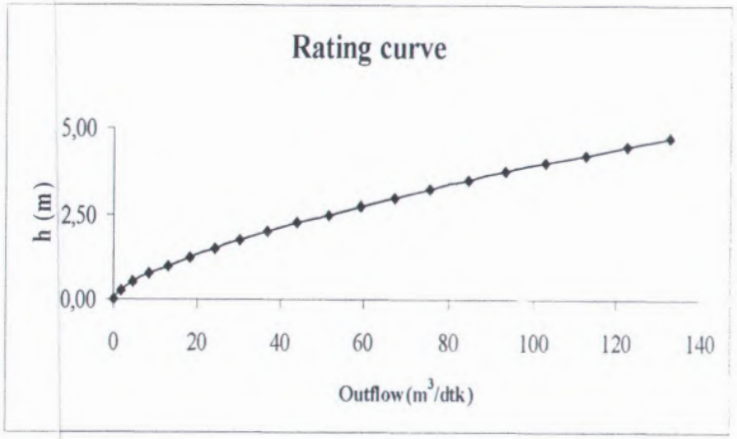
Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^2)	S (m^3)	(2S/Δt) (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	(2S/Δt) − O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	1,373	54,678	51,932
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	3,877	110,486	102,733
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	7,110	167,025	152,804
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	10,930	274,262	252,402
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	15,251	382,001	351,500
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	20,016	490,184	450,152
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	25,183	598,769	548,403
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	30,719	707,723	646,286
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	36,597	842,054	768,860
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	42,795	976,704	891,115
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	49,294	1111,656	1013,068
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	56,077	1246,891	1134,738
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	63,130	1382,397	1256,137
19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	70,440	1539,584	1398,703
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	77,996	1697,016	1541,023
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	85,788	1854,684	1683,109
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	93,805	2012,577	1824,968
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	102,039	2170,688	1966,610
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	110,482	2349,399	2128,434



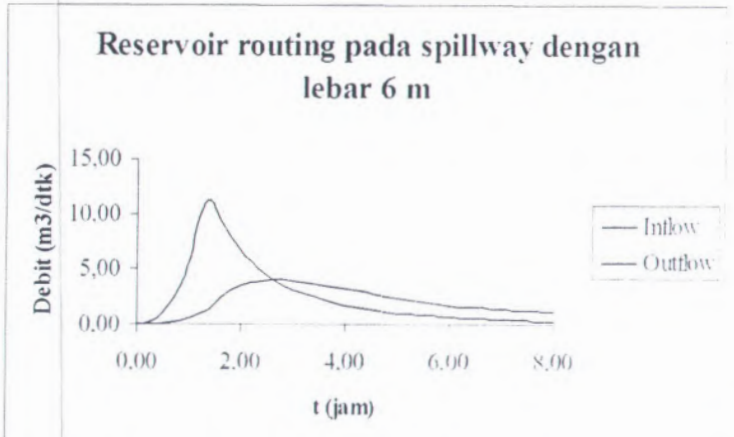
Gambar 1. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

Tabel 4. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 6 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,103	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,103	0,644	0,096	0,103	0,003	0,000
0,40	0,541	2,214	0,696	0,740	0,022	0,003
0,60	1,673	5,070	2,736	2,910	0,087	0,013
0,80	3,397	9,264	7,338	7,806	0,234	0,036
1,00	5,867	15,914	15,606	16,601	0,498	0,076
1,20	10,046	21,339	29,630	31,519	0,945	0,143
1,40	11,293	20,788	48,099	50,969	1,435	0,232
1,60	9,495	17,472	64,106	68,888	2,391	0,312
1,80	7,976	14,676	75,441	81,577	3,068	0,368
2,00	6,700	12,328	83,070	90,118	3,524	0,406
2,20	5,628	10,356	87,788	95,399	3,806	0,430
2,40	4,728	8,699	90,240	98,144	3,952	0,442
2,60	3,971	7,423	90,950	98,939	3,994	0,445
2,80	3,452	6,519	90,444	98,373	3,964	0,443
3,00	3,068	5,799	89,186	96,964	3,889	0,437
3,20	2,731	5,162	87,418	94,984	3,783	0,428
3,40	2,431	4,596	85,270	92,580	3,655	0,417
3,60	2,165	4,092	82,845	89,866	3,510	0,405
3,80	1,927	3,643	80,229	86,937	3,354	0,392
4,00	1,716	3,243	77,491	83,872	3,190	0,378
4,20	1,527	2,887	74,688	80,734	3,023	0,364
4,40	1,360	2,570	71,866	77,575	2,854	0,350
4,60	1,211	2,298	69,062	74,436	2,687	0,337
4,80	1,087	2,081	66,314	71,360	2,523	0,323
5,00	0,994	1,904	63,666	68,395	2,365	0,310
5,20	0,911	1,745	61,142	65,570	2,214	0,297
5,40	0,835	1,600	58,746	62,888	2,071	0,285
5,60	0,765	1,466	56,476	60,346	1,935	0,274
5,80	0,701	1,344	54,328	57,942	1,807	0,263
6,00	0,643	1,232	52,300	55,672	1,686	0,253
6,20	0,589	1,129	50,389	53,532	1,572	0,244
6,40	0,540	1,035	48,589	51,518	1,464	0,235
6,60	0,495	0,948	46,649	49,624	1,488	0,226
6,80	0,453	0,869	44,743	47,597	1,427	0,217
7,00	0,416	0,796	42,878	45,612	1,367	0,208
7,20	0,381	0,730	41,056	43,674	1,309	0,199
7,40	0,349	0,669	39,280	41,786	1,253	0,190
7,60	0,320	0,613	37,554	39,949	1,198	0,182
7,80	0,293	0,562	35,879	38,167	1,144	0,174
8,00	0,269	0,269	34,256	36,441	1,092	0,166



Gambar 5. Rating curve pada lebar spillway 6 meter



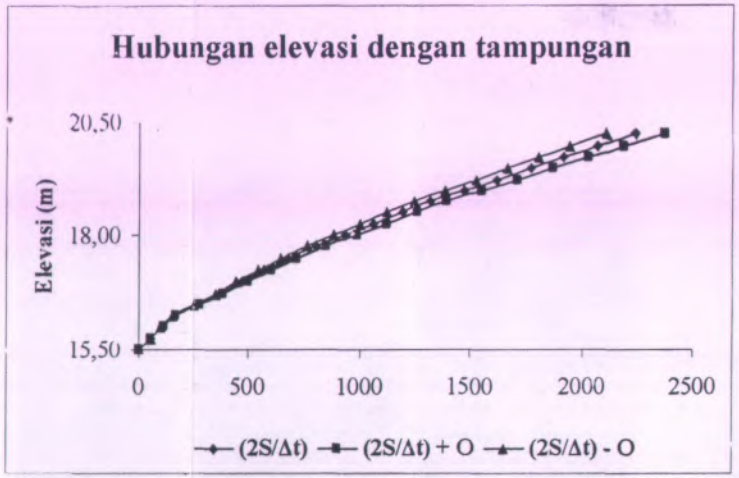
Gambar 6. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 6 meter

2. Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 6 meter (Q_{25th})

Δt = 720 dtk b = 6 meter

Tabel 3. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 6 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	$(2S/\Delta t)$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	1,647	54,952	51,657
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	4,652	111,261	101,958
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	8,533	168,447	151,382
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	13,116	276,448	250,216
16,75	1,25	264691,805	132030,13	366,750	18,301	385,051	348,449
17,00	1,50	301922,289	169260,61	470,168	24,019	494,187	446,149
17,25	1,75	339152,774	206491,10	573,586	30,220	603,806	543,367
17,50	2,00	376383,259	243721,58	677,004	36,863	713,867	640,142
17,75	2,25	422626,175	289964,50	805,457	43,916	849,373	761,541
18,00	2,50	468869,091	336207,41	933,909	51,354	985,263	882,556
18,25	2,75	515112,007	382450,33	1062,36	59,152	1121,514	1003,210
18,50	3,00	561354,923	428693,24	1190,81	67,292	1258,107	1123,522
18,75	3,25	607597,839	474936,16	1319,26	75,756	1395,023	1243,511
19,00	3,50	661553,331	528891,65	1469,14	84,528	1553,672	1384,615
19,25	3,75	715508,824	582847,15	1619,02	93,596	1712,616	1525,424
19,50	4,00	769464,317	636802,64	1768,89	102,945	1871,841	1665,951
19,75	4,25	823419,809	690758,13	1918,77	112,566	2031,338	1806,207
20,00	4,50	877375,302	744713,62	2068,64	122,447	2191,096	1946,202
20,25	4,75	938671,588	806009,91	2238,91	132,579	2371,495	2106,337



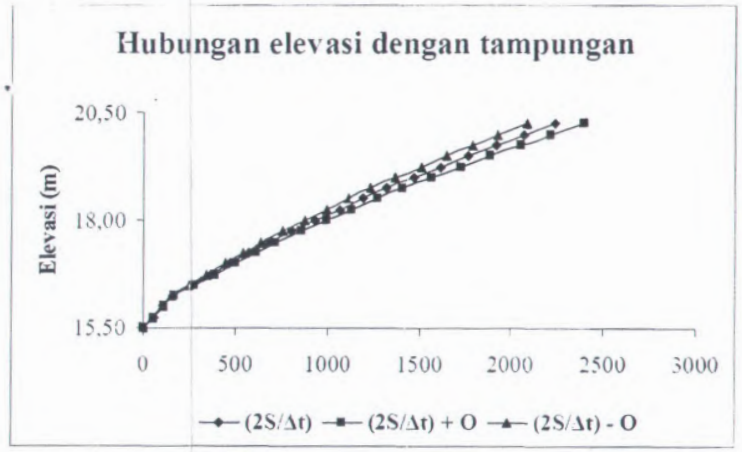
Gambar 4. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

3. Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 7 meter (Q_{25th})

Δt = 720 dtk b = 7 meter

Tabel 5. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 7 meter

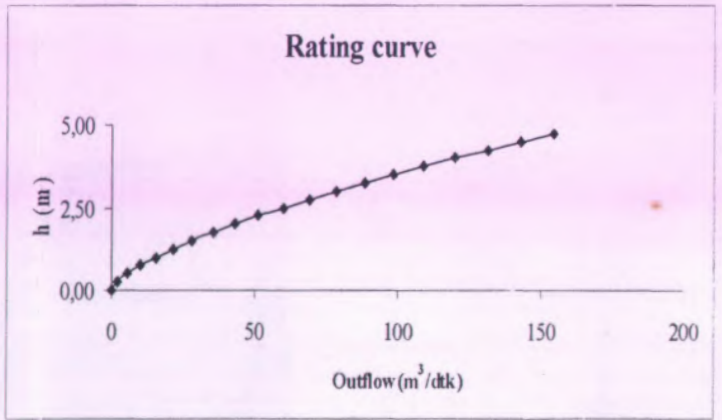
Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	(2S/Δt) (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	1,922	55,227	51,383
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	5,427	112,037	101,182
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	9,955	169,869	149,960
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	15,302	278,634	248,030
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	21,351	388,101	345,399
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	28,022	498,191	442,146
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	35,256	608,843	538,330
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	43,006	720,011	633,998
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	51,236	856,693	754,221
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	59,913	993,822	873,997
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	69,011	1131,373	993,351
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	78,508	1269,322	1112,307
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	88,382	1407,649	1230,885
19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	98,617	1567,760	1370,527
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	109,195	1728,215	1509,825
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	120,103	1888,999	1648,793
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	131,327	2050,099	1787,446
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	142,855	2211,504	1925,794
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	154,675	2393,592	2084,241



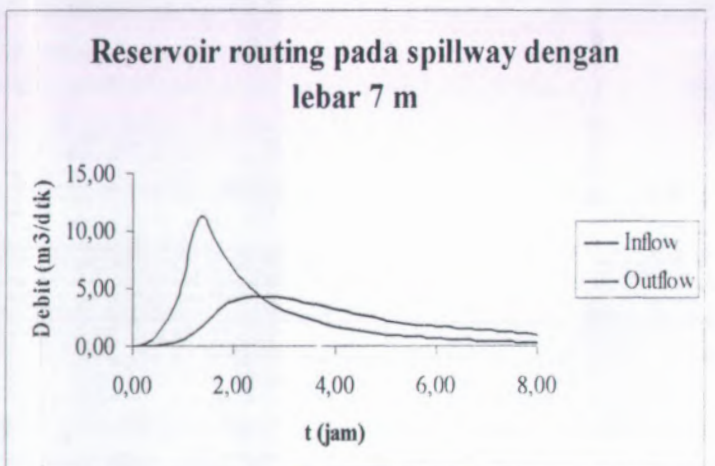
Gambar 7. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

Tabel 6. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 7 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,103	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,103	0,644	0,095	0,103	0,004	0,000
0,40	0,541	2,214	0,688	0,739	0,026	0,003
0,60	1,673	5,070	2,700	2,902	0,101	0,013
0,80	3,397	9,264	7,229	7,770	0,270	0,035
1,00	5,867	15,914	15,345	16,493	0,574	0,075
1,20	10,046	21,339	29,083	31,258	1,088	0,142
1,40	11,293	20,788	46,913	50,422	1,755	0,228
1,60	9,495	17,472	62,318	67,701	2,692	0,305
1,80	7,976	14,676	72,914	79,789	3,437	0,358
2,00	6,700	12,328	79,753	87,591	3,919	0,392
2,20	5,628	10,356	83,690	92,081	4,196	0,412
2,40	4,728	8,699	85,411	94,046	4,317	0,421
2,60	3,971	7,423	85,468	94,110	4,321	0,421
2,80	3,452	6,519	84,399	92,891	4,246	0,416
3,00	3,068	5,799	82,670	90,918	4,124	0,407
3,20	2,731	5,162	80,523	88,469	3,973	0,396
3,40	2,431	4,596	78,083	85,685	3,801	0,384
3,60	2,165	4,092	75,447	82,679	3,616	0,371
3,80	1,927	3,643	72,695	79,539	3,422	0,357
4,00	1,716	3,243	69,889	76,337	3,224	0,343
4,20	1,527	2,887	67,078	73,132	3,027	0,329
4,40	1,360	2,570	64,303	69,965	2,831	0,315
4,60	1,211	2,298	61,592	66,873	2,641	0,301
4,80	1,087	2,081	58,977	63,890	2,456	0,288
5,00	0,994	1,904	56,494	61,058	2,282	0,276
5,20	0,911	1,745	54,163	58,399	2,118	0,264
5,40	0,835	1,600	51,981	55,909	1,964	0,253
5,60	0,765	1,466	49,851	53,580	1,865	0,243
5,80	0,701	1,344	47,746	51,317	1,786	0,232
6,00	0,643	1,232	45,673	49,089	1,708	0,222
6,20	0,589	1,129	43,640	46,904	1,632	0,212
6,40	0,540	1,035	41,653	44,769	1,558	0,203
6,60	0,495	0,948	39,716	42,687	1,486	0,193
6,80	0,453	0,869	37,834	40,664	1,415	0,184
7,00	0,416	0,796	36,010	38,703	1,347	0,175
7,20	0,381	0,730	34,244	36,806	1,281	0,167
7,40	0,349	0,669	32,540	34,974	1,217	0,158
7,60	0,320	0,613	30,898	33,209	1,156	0,150
7,80	0,293	0,562	29,318	31,511	1,097	0,143
8,00	0,269	0,269	27,800	29,880	1,040	0,135



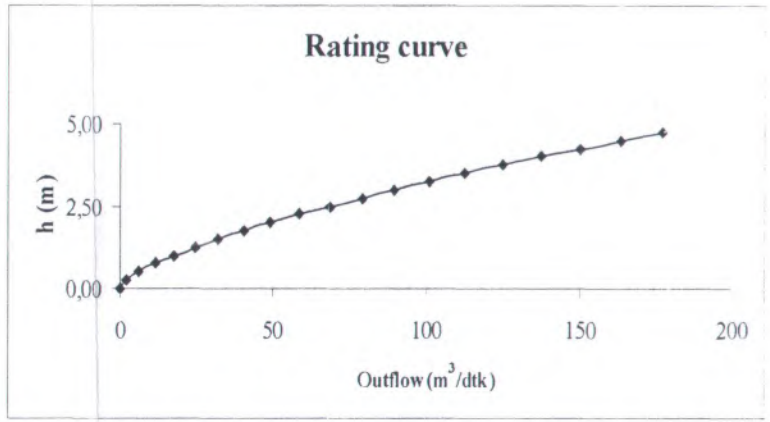
Gambar 8. Rating curve pada lebar spillway 7 meter



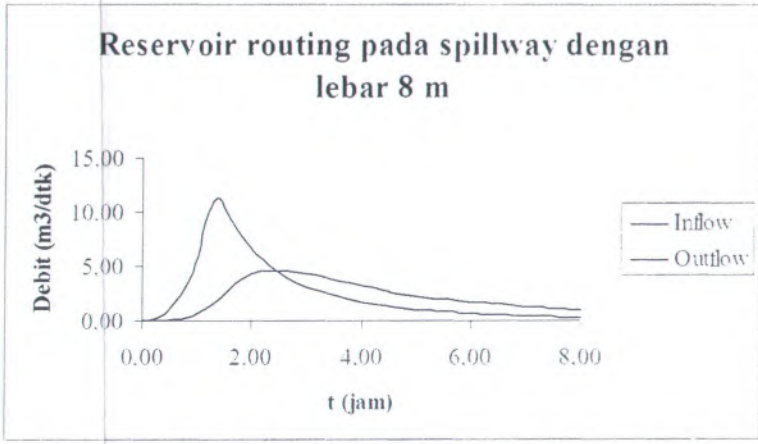
Gambar 9. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 7 meter

Tabel 8. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 8 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,103	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,103	0,644	0,094	0,103	0,004	0,000
0,40	0,541	2,214	0,680	0,738	0,029	0,003
0,60	1,673	5,070	2,665	2,894	0,115	0,013
0,80	3,397	9,264	7,123	7,735	0,306	0,035
1,00	5,867	15,914	15,089	16,386	0,648	0,074
1,20	10,046	21,339	28,549	31,003	1,227	0,140
1,40	11,293	20,788	45,940	49,888	1,974	0,225
1,60	9,495	17,472	60,766	66,728	2,981	0,299
1,80	7,976	14,676	70,666	78,237	3,786	0,349
2,00	6,700	12,328	76,777	85,342	4,282	0,380
2,20	5,628	10,356	80,015	89,106	4,545	0,397
2,40	4,728	8,699	81,103	90,371	4,634	0,402
2,60	3,971	7,423	80,614	89,802	4,594	0,400
2,80	3,452	6,519	79,095	88,037	4,471	0,392
3,00	3,068	5,799	77,012	85,615	4,301	0,381
3,20	2,731	5,162	74,600	82,810	4,105	0,369
3,40	2,431	4,596	71,977	79,762	3,892	0,356
3,60	2,165	4,092	69,235	76,573	3,669	0,342
3,80	1,927	3,643	66,441	73,326	3,442	0,328
4,00	1,716	3,243	63,652	70,084	3,216	0,314
4,20	1,527	2,887	60,910	66,896	2,993	0,300
4,40	1,360	2,570	58,244	63,797	2,776	0,286
4,60	1,211	2,298	55,679	60,815	2,568	0,273
4,80	1,087	2,081	53,238	57,976	2,369	0,261
5,00	0,994	1,904	50,951	55,318	2,184	0,249
5,20	0,911	1,745	48,672	52,855	2,092	0,238
5,40	0,835	1,600	46,427	50,417	1,995	0,227
5,60	0,765	1,466	44,225	48,026	1,901	0,216
5,80	0,701	1,344	42,075	45,691	1,808	0,206
6,00	0,643	1,232	39,982	43,419	1,718	0,196
6,20	0,589	1,129	37,952	41,214	1,631	0,186
6,40	0,540	1,035	35,987	39,080	1,547	0,176
6,60	0,495	0,948	34,091	37,022	1,465	0,167
6,80	0,453	0,869	32,266	35,040	1,387	0,158
7,00	0,416	0,796	30,513	33,135	1,311	0,149
7,20	0,381	0,730	28,831	31,309	1,239	0,141
7,40	0,349	0,669	27,221	29,561	1,170	0,133
7,60	0,320	0,613	25,683	27,890	1,104	0,126
7,80	0,293	0,562	24,215	26,296	1,041	0,118
8,00	0,269	0,269	22,816	24,777	0,981	0,112



Gambar 11. Rating curve pada lebar spillway 8 meter



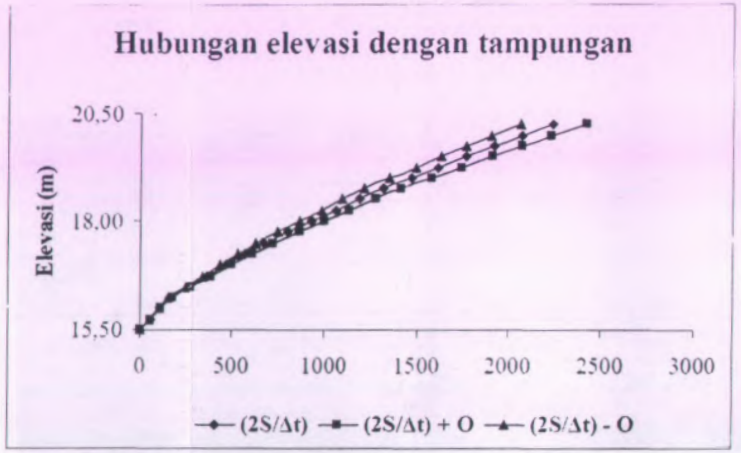
Gambar 12. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 8 meter

4. Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 8 meter (Q_{25th})

Δt = 720 dtk b = 8 meter

Tabel 7. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 8 meter

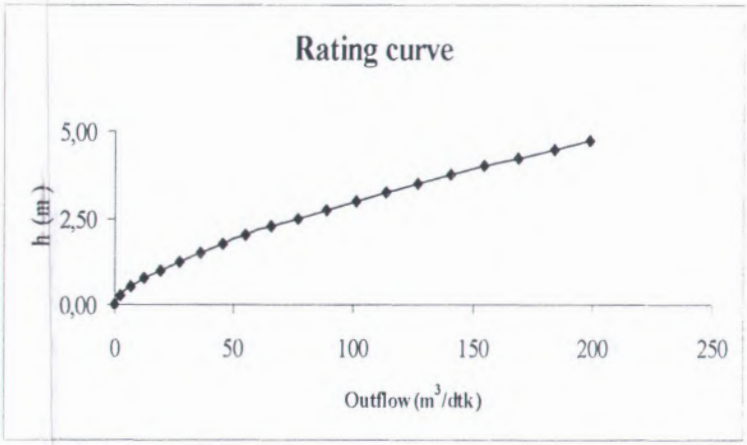
Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	(2S/Δt) (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	2,196	55,501	51,108
16,00	0,50	171041,115	38379,441	106,610	6,203	112,812	100,407
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	11,377	171,291	148,538
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	17,488	280,820	245,845
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	24,401	391,152	342,349
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	32,025	502,194	438,143
17,25	1,75	339152,774	206491,100	573,586	40,293	613,879	533,294
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	49,150	726,155	627,854
17,75	2,25	422626,175	289964,501	805,457	58,555	864,012	746,902
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	68,472	1002,381	865,438
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	78,870	1141,232	983,492
18,50	3,00	561354,923	428693,249	1190,815	89,723	1280,538	1101,092
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	101,008	1420,275	1218,259
19,00	3,50	661553,331	528891,657	1469,143	112,705	1581,848	1356,439
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	124,794	1743,814	1494,226
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	137,260	1906,157	1631,636
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	150,088	2068,860	1768,685
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	163,263	2231,911	1905,386
20,25	4,75	938671,588	806009,914	2238,916	176,772	2415,688	2062,144



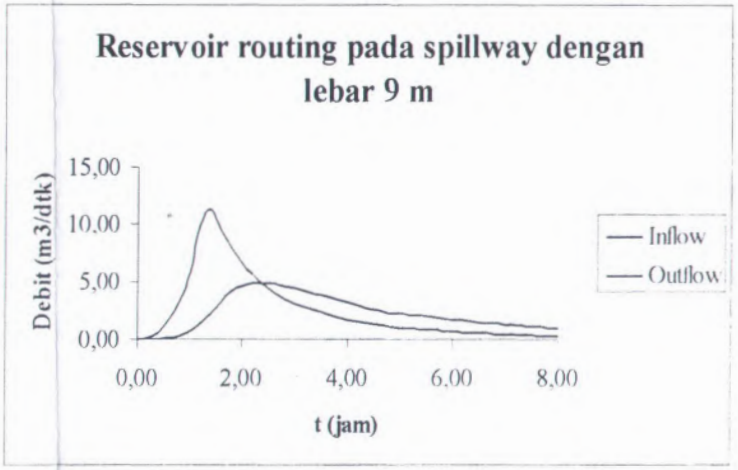
Gambar 10. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

Tabel 10. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 9 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,103	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,103	0,644	0,093	0,103	0,005	0,000
0,40	0,541	2,214	0,672	0,737	0,033	0,003
0,60	1,673	5,070	2,631	2,887	0,128	0,013
0,80	3,397	9,264	7,018	7,700	0,341	0,035
1,00	5,867	15,914	14,839	16,282	0,721	0,073
1,20	10,046	21,339	28,028	30,753	1,362	0,138
1,40	11,293	20,788	44,993	49,367	2,187	0,221
1,60	9,495	17,472	59,279	65,781	3,251	0,293
1,80	7,976	14,676	68,538	76,751	4,106	0,341
2,00	6,700	12,328	73,995	83,215	4,610	0,369
2,20	5,628	10,356	76,618	86,323	4,852	0,382
2,40	4,728	8,699	77,168	86,974	4,903	0,385
2,60	3,971	7,423	76,233	85,867	4,817	0,380
2,80	3,452	6,519	74,367	83,656	4,645	0,371
3,00	3,068	5,799	72,029	80,886	4,429	0,359
3,20	2,731	5,162	69,448	77,828	4,190	0,345
3,40	2,431	4,596	66,731	74,610	3,939	0,331
3,60	2,165	4,092	63,961	71,327	3,683	0,317
3,80	1,927	3,643	61,196	68,052	3,428	0,303
4,00	1,716	3,243	58,484	64,839	3,178	0,289
4,20	1,527	2,887	55,857	61,727	2,935	0,276
4,40	1,360	2,570	53,339	58,744	2,702	0,263
4,60	1,211	2,298	50,947	55,910	2,481	0,251
4,80	1,087	2,081	48,697	53,245	2,274	0,239
5,00	0,994	1,904	46,279	50,778	2,250	0,228
5,20	0,911	1,745	43,914	48,183	2,135	0,216
5,40	0,835	1,600	41,614	45,659	2,023	0,205
5,60	0,765	1,466	39,384	43,213	1,914	0,194
5,80	0,701	1,344	37,231	40,850	1,810	0,183
6,00	0,643	1,232	35,157	38,575	1,709	0,173
6,20	0,589	1,129	33,164	36,388	1,612	0,163
6,40	0,540	1,035	31,254	34,293	1,519	0,154
6,60	0,495	0,948	29,428	32,289	1,430	0,145
6,80	0,453	0,869	27,685	30,376	1,346	0,136
7,00	0,416	0,796	26,024	28,554	1,265	0,128
7,20	0,381	0,730	24,444	26,820	1,188	0,120
7,40	0,349	0,669	22,943	25,174	1,115	0,113
7,60	0,320	0,613	21,520	23,612	1,046	0,106
7,80	0,293	0,562	20,172	22,133	0,981	0,099
8,00	0,269	0,269	18,897	20,734	0,919	0,093



Gambar 14. Rating curve pada lebar spillway 9 meter



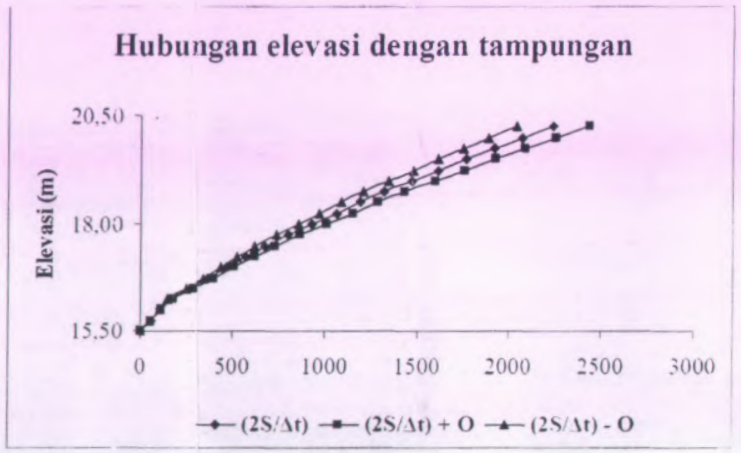
Gambar 15. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 9 meter

5. Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 9 meter (Q_{25th})

Δt = 720 dtk b = 9 meter

Tabel 9. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 9 meter

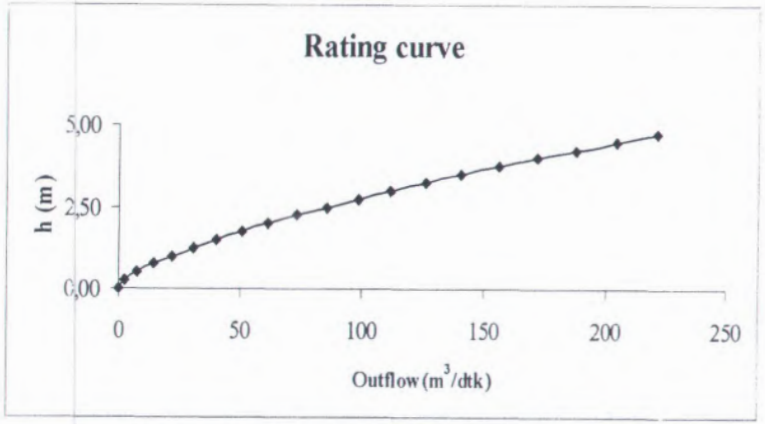
Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	(2S/Δt) (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)
15,50	0,00	132661,674	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15,75	0.25	151851.395	19189,721	53.305	2.471	55.776	50.834
16,00	0.50	171041.115	38379.441	106.610	6.978	113.587	99.632
16,25	0,75	190230,836	57569,162	159,914	12,799	172,713	147,116
16.50	1.00	227461.320	94799.646	263.332	19.674	283.006	243.659
16,75	1,25	264691,805	132030,131	366,750	27,451	394,202	339,299
17.00	1.50	301922.289	169260.615	470.168	36.029	506.197	434.140
17.25	1.75	339152.774	206491.100	573.586	45.329	618.916	528.257
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	55,294	732,298	621,710
17.75	2.25	422626.175	289964.501	805.457	65.875	871.332	739.582
18,00	2,50	468869,091	336207,417	933,909	77,031	1010,940	856,879
18.25	2.75	515112.007	382450.333	1062.362	88.729	1151.091	973.633
18.50	3.00	561354.923	428693.249	1190.815	100.938	1291.753	1089.876
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	113,634	1432,901	1205,633
19.00	3.50	661553.331	528891.657	1469.143	126.793	1595.936	1342.351
19,25	3,75	715508,824	582847,150	1619,020	140,394	1759,413	1478,626
19.50	4.00	769464.317	636802.642	1768.896	154.418	1923.314	1614.478
19,75	4,25	823419,809	690758,135	1918,773	168,849	2087,621	1749,924
20.00	4.50	877375.302	744713.627	2068.649	183.670	2252.319	1884.979
20.25	4.75	938671.588	806009.914	2238.916	198.868	2437.785	2040.048



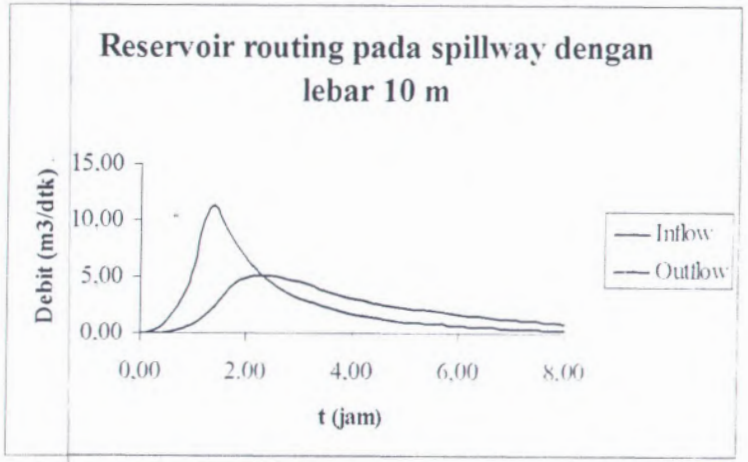
Gambar 13. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

Tabel 12. Perhitungan reservoir routing pada lebar spillway 10 meter

t (jam)	I (m^3/dtk)	$I_1 + I_2$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) - O$ (m^3/dtk)	$(2S/\Delta t) + O$ (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	H (m)
0,00	0,000	0,103	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,103	0,644	0,093	0,103	0,005	0,000
0,40	0,541	2,214	0,664	0,736	0,036	0,003
0,60	1,673	5,070	2,597	2,879	0,141	0,013
0,80	3,397	9,264	6,915	7,666	0,376	0,034
1,00	5,867	15,914	14,594	16,179	0,793	0,072
1,20	10,046	21,339	27,519	30,507	1,494	0,136
1,40	11,293	20,788	44,072	48,858	2,393	0,218
1,60	9,495	17,472	57,856	64,860	3,502	0,288
1,80	7,976	14,676	66,525	75,327	4,401	0,333
2,00	6,700	12,328	71,391	81,202	4,905	0,358
2,20	5,628	10,356	73,476	83,719	5,122	0,369
2,40	4,728	8,699	73,569	83,832	5,131	0,369
2,60	3,971	7,423	72,274	82,268	4,997	0,362
2,80	3,452	6,519	70,145	79,697	4,776	0,351
3,00	3,068	5,799	67,632	76,664	4,516	0,338
3,20	2,731	5,162	64,955	73,431	4,238	0,325
3,40	2,431	4,596	62,210	70,117	3,954	0,310
3,60	2,165	4,092	59,468	66,806	3,669	0,296
3,80	1,927	3,643	56,778	63,559	3,390	0,282
4,00	1,716	3,243	54,179	60,421	3,121	0,269
4,20	1,527	2,887	51,696	57,422	2,863	0,256
4,40	1,360	2,570	49,344	54,583	2,620	0,244
4,60	1,211	2,298	46,828	51,914	2,543	0,232
4,80	1,087	2,081	44,313	49,126	2,406	0,219
5,00	0,994	1,904	41,849	46,394	2,273	0,207
5,20	0,911	1,745	39,467	43,753	2,143	0,195
5,40	0,835	1,600	37,175	41,212	2,019	0,184
5,60	0,765	1,466	34,976	38,774	1,899	0,173
5,80	0,701	1,344	32,872	36,442	1,785	0,163
6,00	0,643	1,232	30,863	34,215	1,676	0,153
6,20	0,589	1,129	28,951	32,095	1,572	0,143
6,40	0,540	1,035	27,133	30,080	1,473	0,134
6,60	0,495	0,948	25,408	28,167	1,380	0,126
6,80	0,453	0,869	23,774	26,356	1,291	0,118
7,00	0,416	0,796	22,229	24,643	1,207	0,110
7,20	0,381	0,730	20,770	23,025	1,128	0,103
7,40	0,349	0,669	19,393	21,500	1,053	0,096
7,60	0,320	0,613	18,097	20,062	0,983	0,089
7,80	0,293	0,562	16,877	18,710	0,916	0,083
8,00	0,269	0,269	15,731	17,439	0,854	0,078



Gambar 17. Rating curve pada lebar spillway 10 meter



Gambar 18. Grafik hubungan inflow dan outflow pada lebar spillway 10 meter

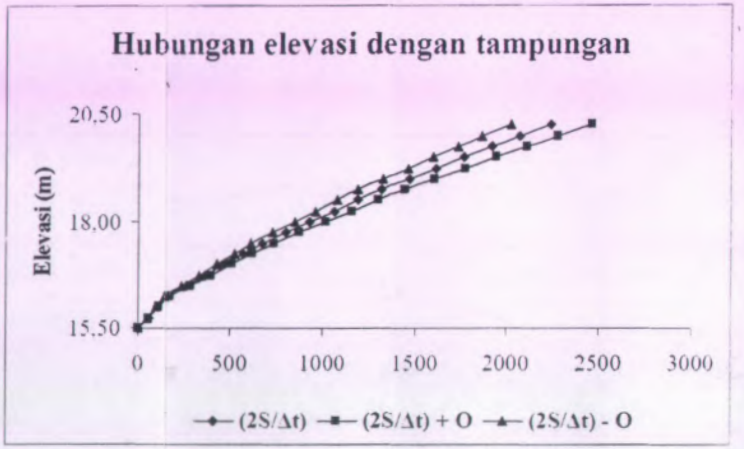
6. Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway10 meter (Q_{25th})

III.8.6 Perhitungan reservoir routing dengan lebar spillway 10 meter

Δt = 720 dtk b = 10 meter

Tabel 11. Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar spillway 10 meter

Elevasi (m)	H (m)	S_0 (m^3)	S (m^3)	(2S/Δt) (m^3/dtk)	O (m^3/dtk)	(2S/Δt) + O (m^3/dtk)	(2S/Δt) - O (m^3/dtk)
15,50	0.00	132661.674	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15,75	0,25	151851,395	19189,721	53,305	2,746	56,050	50,559
16,00	0.50	171041.115	38379,441	106.610	7.753	114.363	98.856
16,25	0.75	190230.836	57569.162	159.914	14.221	174.135	145.693
16,50	1,00	227461,320	94799,646	263,332	21,860	285,192	241,473
16.75	1.25	264691.805	132030.131	366.750	30.502	397.252	336.249
17,00	1,50	301922,289	169260,615	470,168	40,032	510,200	430,137
17.25	1.75	339152.774	206491.100	573.586	50.366	623.952	523.220
17,50	2,00	376383,259	243721,585	677,004	61,438	738,442	615,567
17.75	2.25	422626.175	289964.501	805.457	73.194	878.651	732.263
18.00	2.50	468869.091	336207.417	933.909	85.590	1019.499	848.320
18,25	2,75	515112,007	382450,333	1062,362	98,587	1160,949	963,775
18.50	3.00	561354.923	428693,249	1190.815	112.154	1302.968	1078.661
18,75	3,25	607597,839	474936,165	1319,267	126,260	1445,527	1193,007
19.00	3.50	661553.331	528891.657	1469.143	140.881	1610.024	1328.263
19.25	3.75	715508.824	582847.150	1619.020	155.993	1775.013	1463.027
19,50	4,00	769464,317	636802,642	1768,896	171,575	1940,472	1597,321
19.75	4.25	823419.809	690758.135	1918.773	187.610	2106.382	1731.163
20,00	4,50	877375,302	744713,627	2068,649	204,078	2272,727	1864,571
20.25	4.75	938671.588	806009.914	2238.916	220.965	2459.881	2017.951

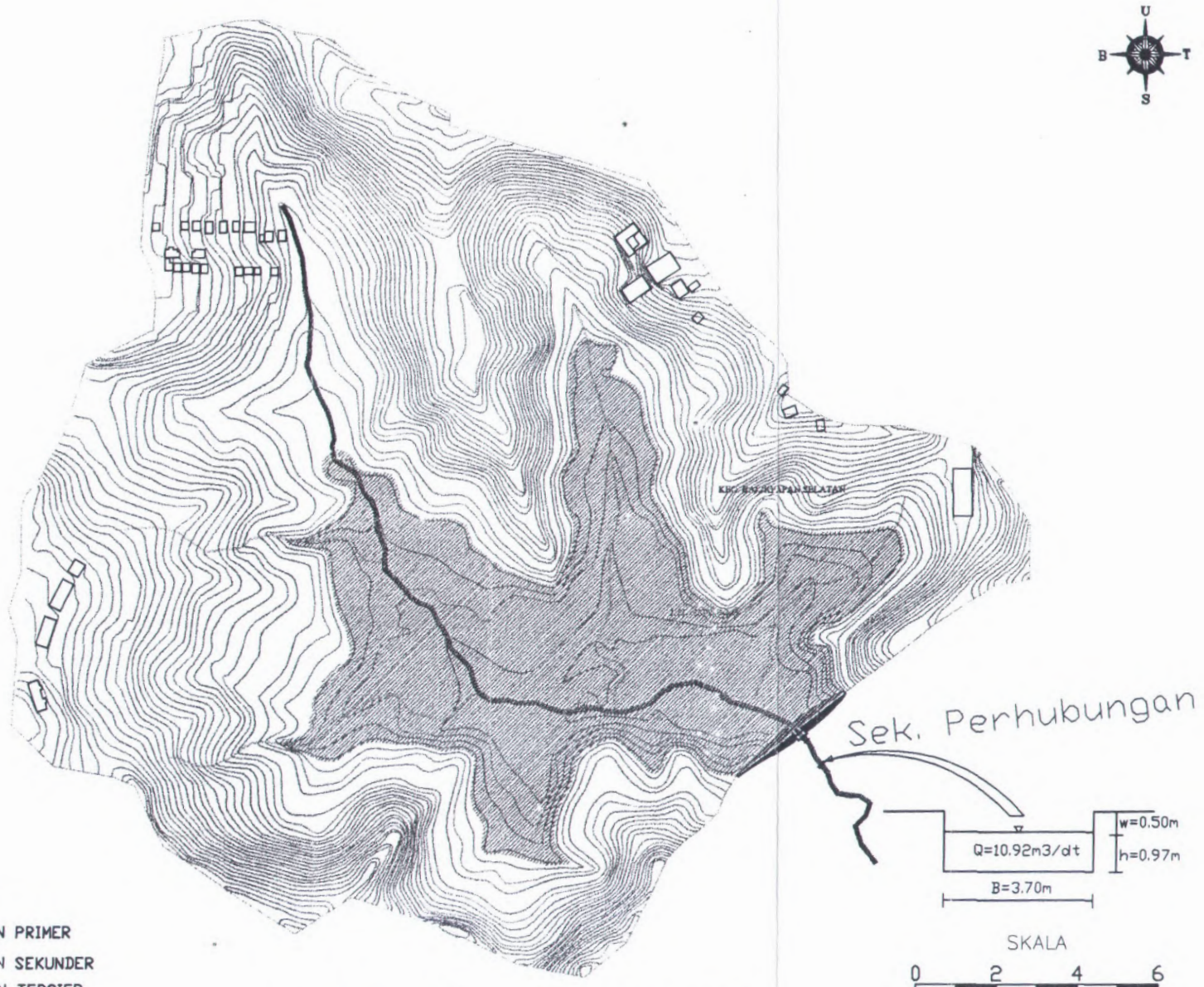


Gambar 16. Grafik hubungan outflow dan $\left(\frac{2S}{\Delta t}\right)$

LAMPIRAN 2
GAMBAR-GAMBAR
DESAIN BENDALI PERHUBUNGAN

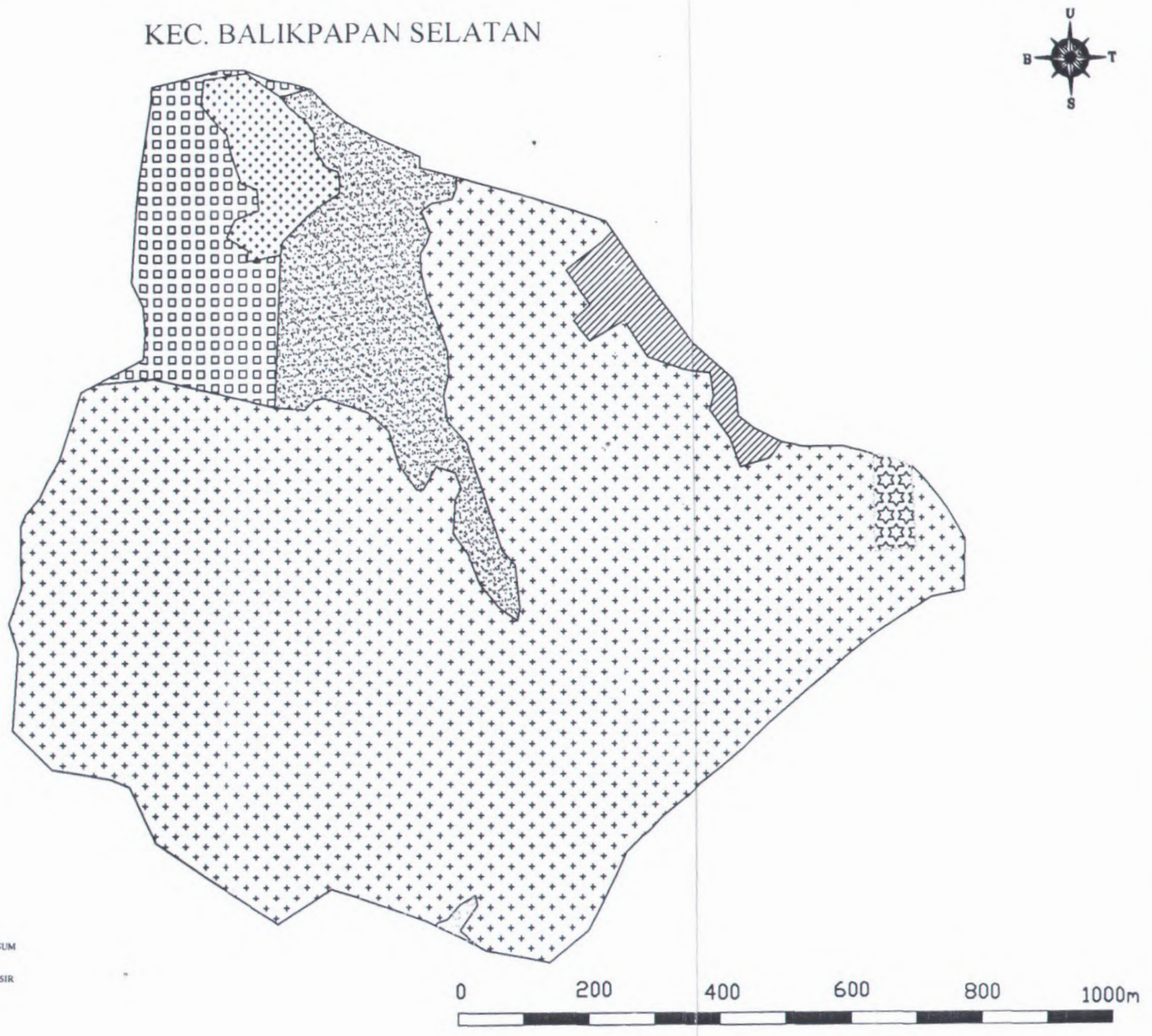
GAMBAR 19: DAS PERHUBUNGAN

(: Peta Topografi diambil dari laporan Masterplan Balikpapan)

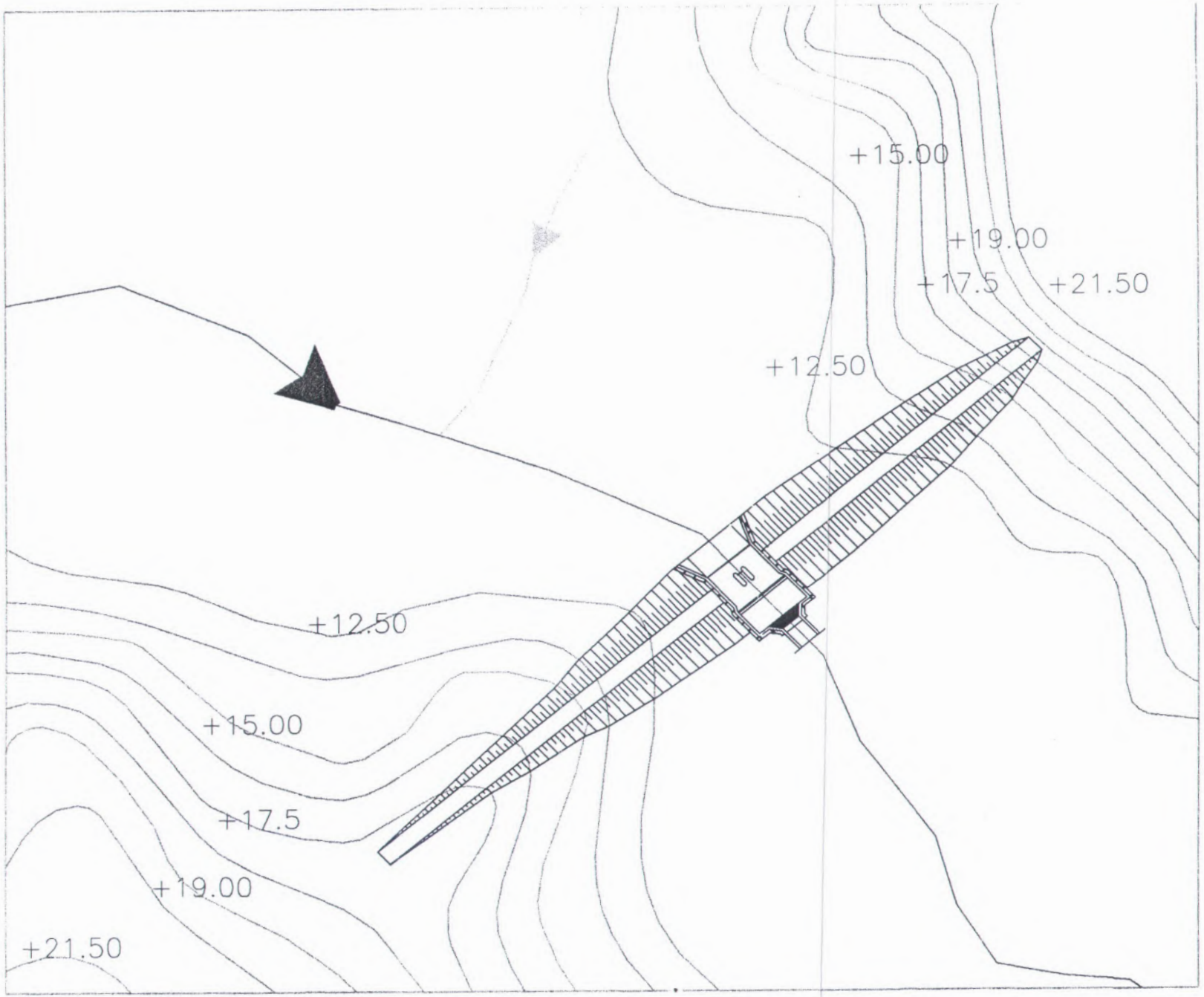


GAMBAR 20: DAS BENDALI PERHUBUNGAN

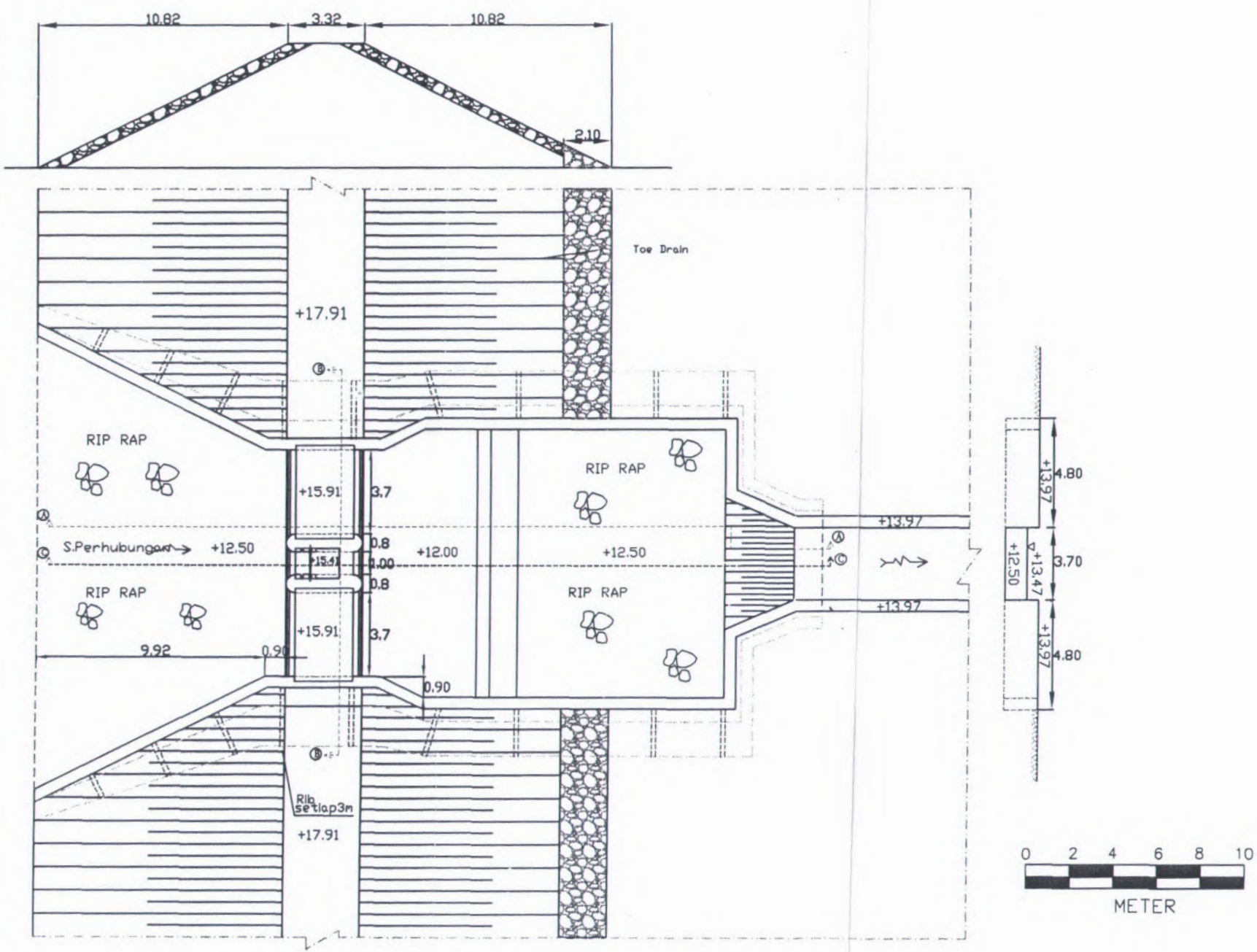
(Sumber: Peta Topografi diambil dari laporan Masterplan Balikpapan)



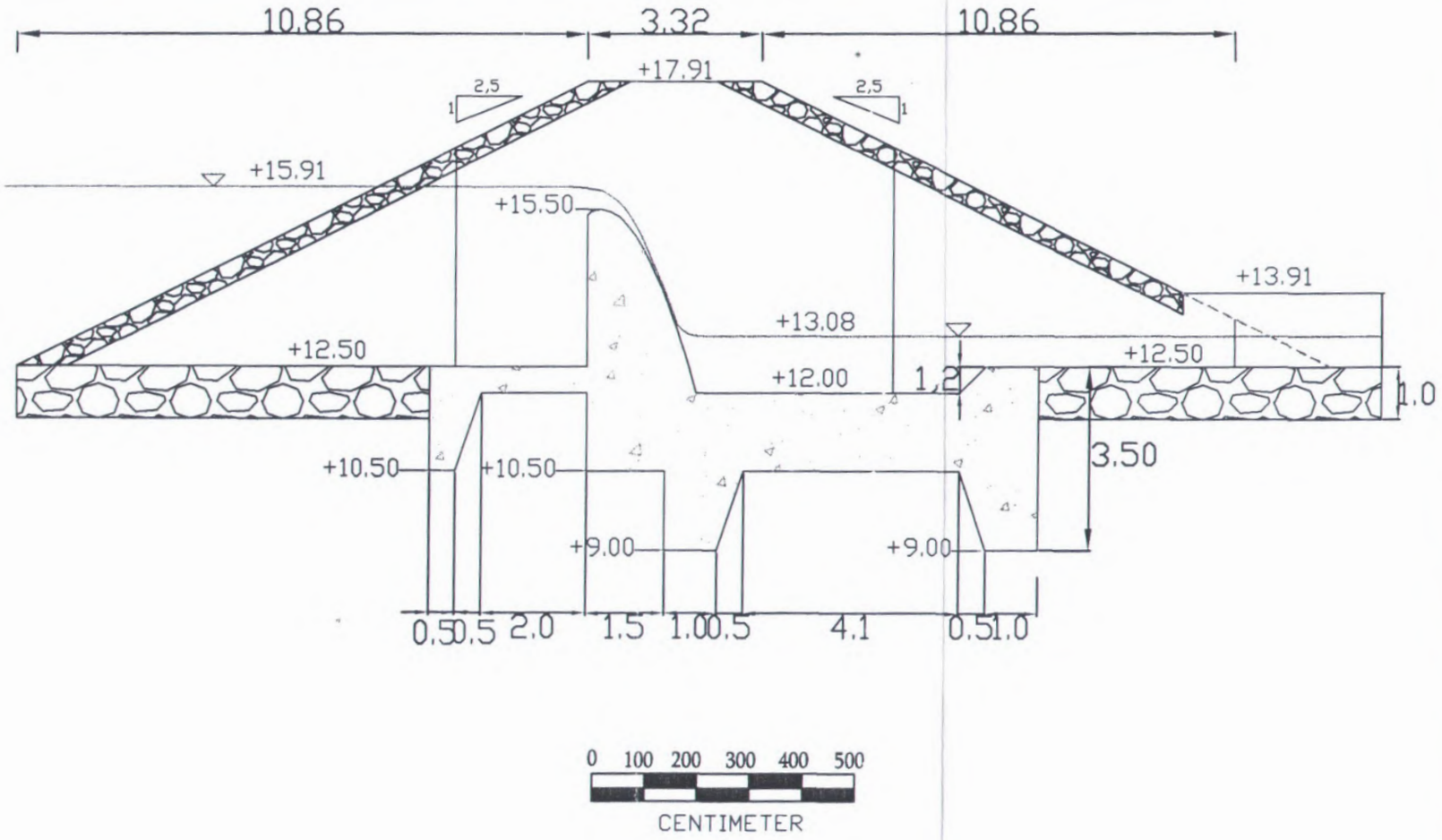
GAMBAR 21: TATA GUNA LAHAN BENDALI PERHUBUNGAN



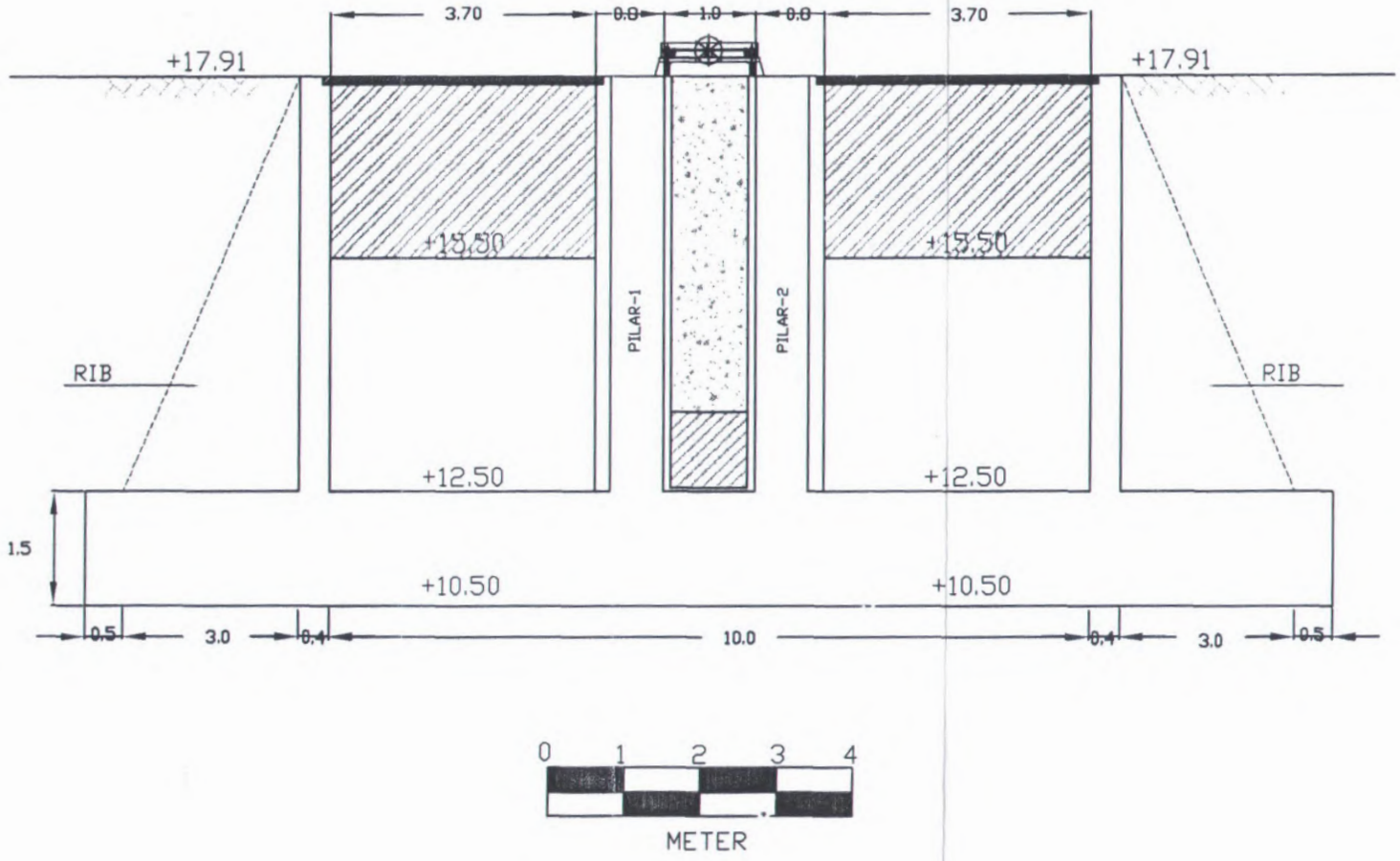
GAMBAR 22: SITE PLAN BENDALI PERHUBUNGAN



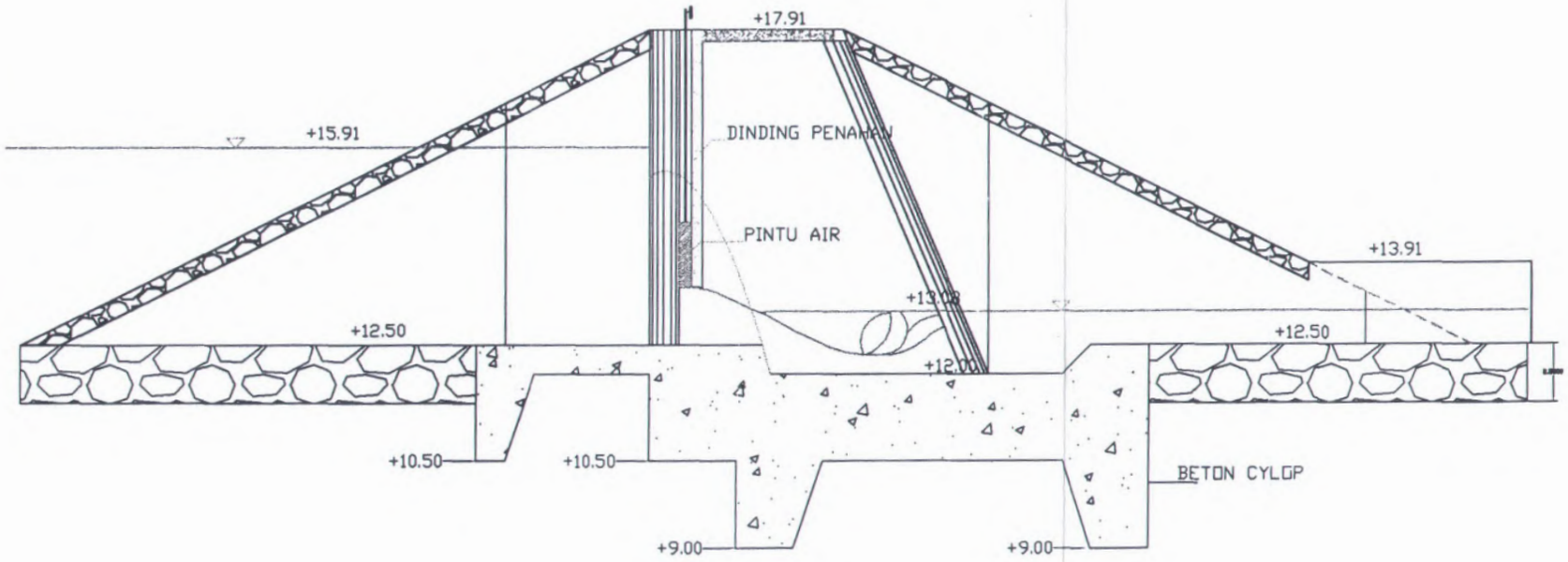
GAMBAR 23: DENAH SPILLWAY



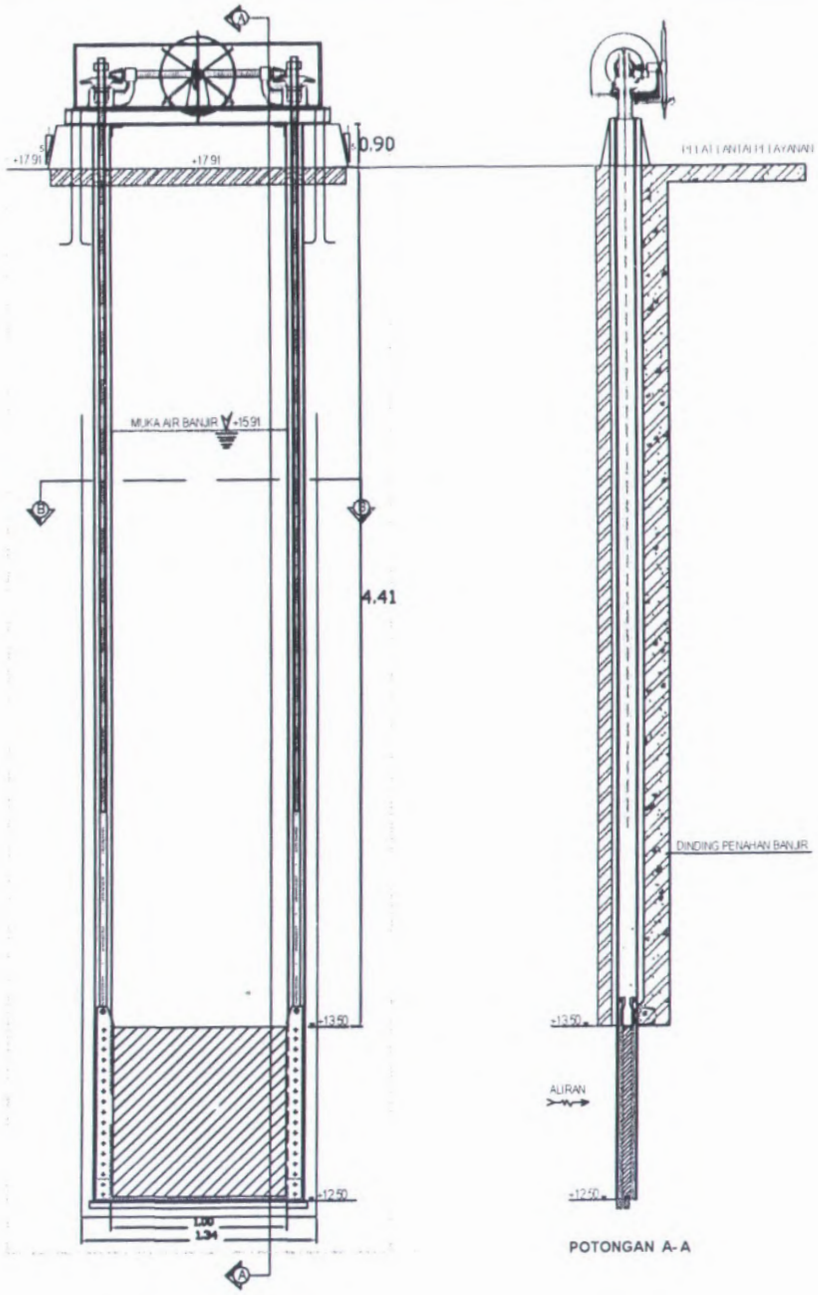
GAMBAR 24: POTONGAN A-A



GAMBAR 25: POTONGAN B-B

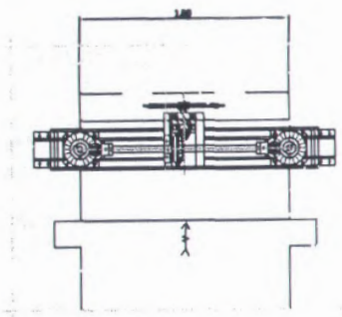


GAMBAR 26: POTONGAN C-C

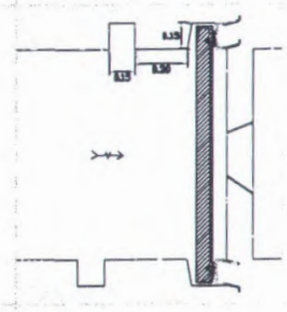


TAMPAK DEPAN PINTU AIR

POTONGAN A-A



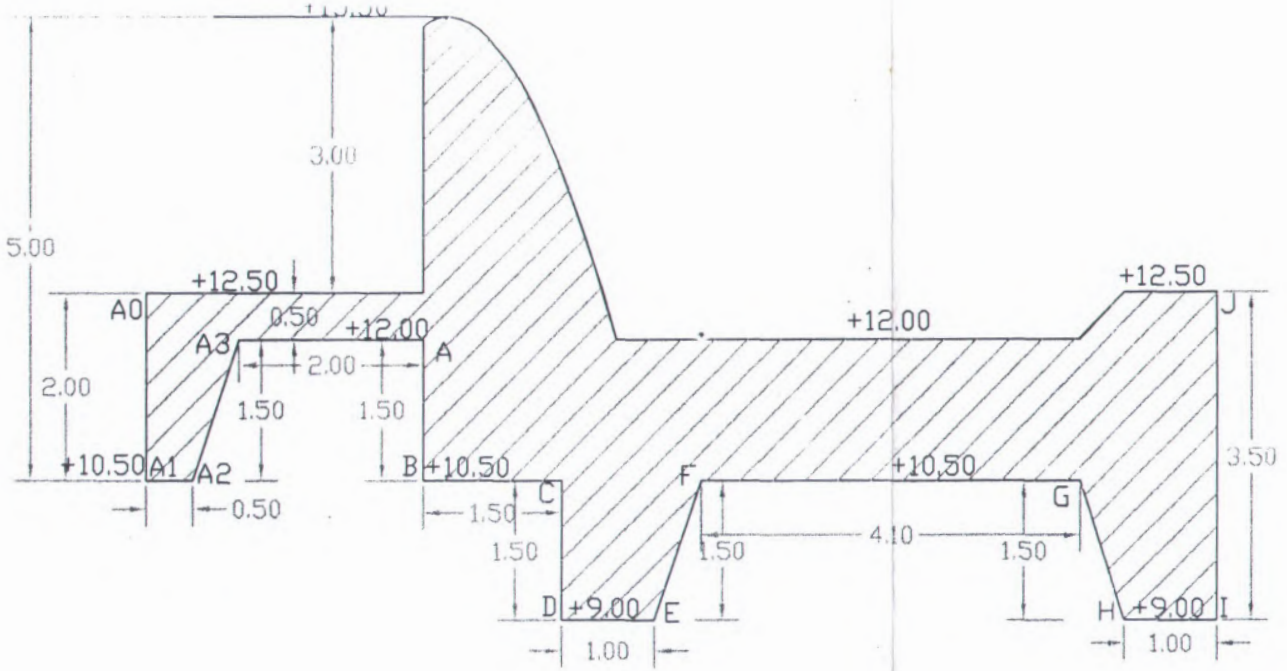
TAMPAK ATAS PINTU AIR

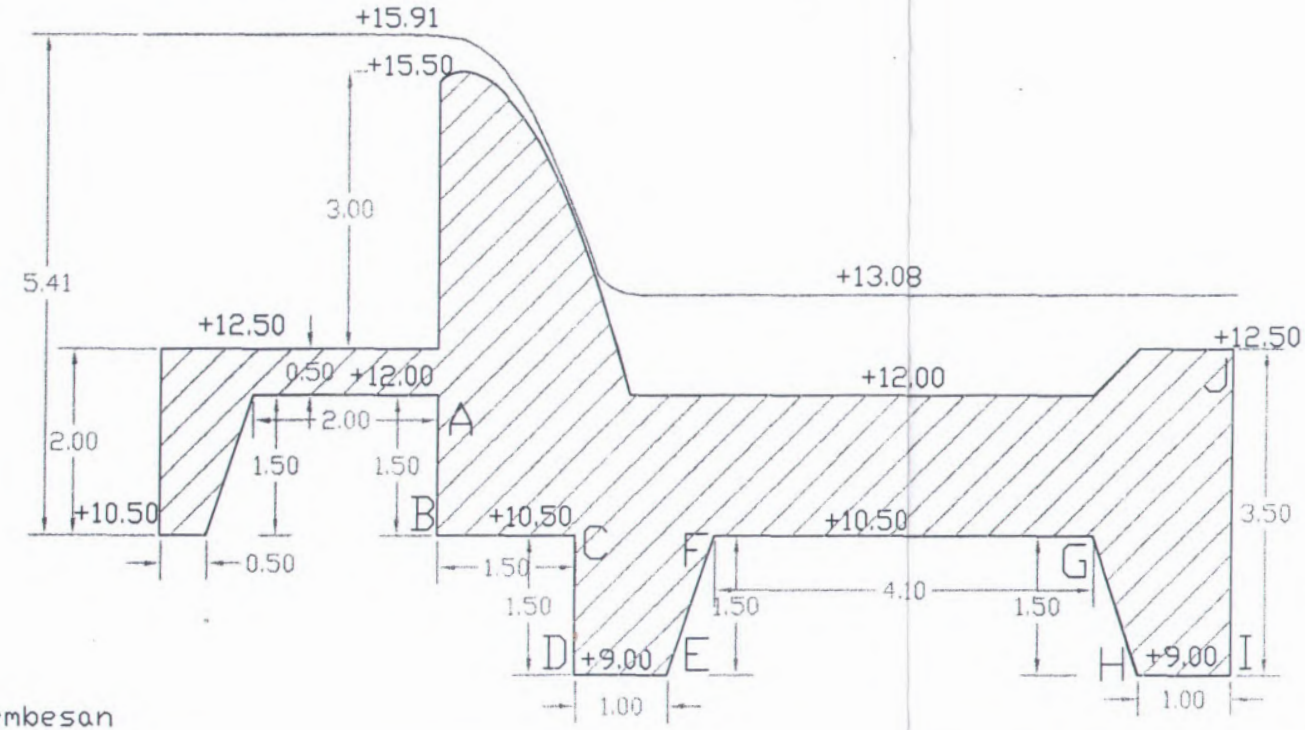


POTONGAN B - B

GAMBAR 27: PINTU AIR DAN POTONGAN

LAMPIRAN 3
GAMBAR JALUR REMBESAN PADA SPILLWAY





Gambar Jalur Rembesan

LAMPIRAN 4
DIMENSI RENCANA SALURAN SEKUNDER PERHUBUNGAN (APENDIX HIDROLIKA)

Tabel 4.6 Dimensi Rencana Saluran Sekunder Perhubungan

No.	Reach	River Sta	Patok	Q Total	b	h	w	I	Elevasi			
									Dasar	Muka air	Tanggul ka	Tanggul ki
				(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.	Sekunder Perhubungan	201.13	PA.16	10.92	3.70	0.97	0.50	0.0065	7.95	8.92	9.42	9.42
2.	Sekunder Perhubungan	201.12	PA.15	10.92	3.70	1.04	0.50	0.0065	7.41	8.45	8.95	8.95
3.	Sekunder Perhubungan	201.11	PA.11	10.92	3.70	1.15	0.50	0.0065	6.93	8.08	8.58	8.58
4.	Sekunder Perhubungan	201.10	PA.9	10.92	3.80	1.24	0.50	0.0048	6.17	7.41	7.91	7.91
5.	Sekunder Perhubungan	201.09	PA.8	10.92	3.80	1.44	0.50	0.0048	5.79	7.23	7.73	7.73
6.	Sekunder Perhubungan	201.08	PA.6	10.92	4.00	1.52	0.50	0.0009	5.62	7.14	7.64	7.64
7.	Sekunder Perhubungan	201.07	PA.4	10.92	4.00	0.90	0.50	0.0009	5.69	6.59	7.09	7.09
8.	Sekunder Perhubungan	201.06	PA.1	10.92	4.95	1.02	0.50	0.0074	4.78	5.80	6.30	6.30
9.	Sekunder Perhubungan	201.05	P.99	10.92	4.90	1.29	0.50	0.0074	4.41	5.70	6.20	6.20
10.	Sekunder Perhubungan	201.04	P.101	13.12	5.00	1.74	0.50	0.0320	3.92	5.66	6.16	6.16
11.	Sekunder Perhubungan	201.03	P.104	20.80	5.00	1.83	0.50	0.0102	3.52	5.35	5.85	5.85
12.	Sekunder Perhubungan	201.02	P.105	20.80	5.00	1.59	0.50	0.0102	3.53	5.12	5.62	5.62
13.	Sekunder Perhubungan	201.01	P.106.1	20.80	5.00	3.04	0.50	0.0102	2.19	5.23	5.73	5.73

4.1.2 Primer Bandara Sepinggan

Tabel 4.7 Dimensi Rencana Saluran Primer Bandara Sepinggan

No.	Reach	River Sta	Patok	Q Total	b	h	w	I	Elevasi			
									Dasar	Muka air	Tanggul ka	Tanggul ki
				(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.	Primer Bandara Sepinggan	102.18	PJ.9	2.84	1.45	0.35	0.50	0.0066	12.54	12.89	13.39	13.39
2.	Primer Bandara Sepinggan	102.17	PJ.6	4.86	1.50	1.12	0.50	0.0054	11.93	13.05	13.55	13.55
3.	Primer Bandara Sepinggan	102.16	PJ.5	4.86	1.50	1.12	0.50	0.0054	11.75	12.87	13.37	13.37
4.	Primer Bandara Sepinggan	102.15	PJ.4	4.86	1.50	0.95	0.50	0.0054	11.59	12.54	13.04	13.04
5.	Primer Bandara Sepinggan	102.14	PJ.2	4.86	1.50	0.78	0.50	0.0176	11.09	11.87	12.37	12.37
6.	Primer Bandara Sepinggan	102.13	PJ.1	4.86	1.50	2.02	0.50	0.0176	10.03	12.05	12.55	12.55
7.	Primer Bandara Sepinggan	102.12	P.91	4.86	1.50	0.96	0.50	0.0176	10.57	11.53	12.03	12.03
8.	Primer Bandara Sepinggan	102.11	P.93	4.86	1.50	0.47	0.50	0.0176	8.11	8.58	9.08	9.08
9.	Primer Bandara Sepinggan	102.10	BD.16	6.38	1.60	0.95	0.50	0.0049	6.89	7.84	8.34	8.34
10.	Primer Bandara Sepinggan	102.09	BD.15	6.38	1.60	0.81	0.50	0.0049	6.33	7.14	7.64	7.64
11.	Primer Bandara Sepinggan	102.08	BD.14	6.38	1.60	1.29	0.50	0.0049	5.62	6.91	7.41	7.41
12.	Primer Bandara Sepinggan	102.07	BD.13	6.38	1.60	1.11	0.50	0.0038	5.21	6.32	6.82	6.82
13.	Primer Bandara Sepinggan	102.06	BD.12	6.38	1.60	2.00	0.50	0.0038	4.27	6.27	6.77	6.77
14.	Primer Bandara Sepinggan	102.05	BD.11	6.38	1.60	2.30	0.50	0.0038	3.97	6.27	6.77	6.77
15.	Primer Bandara Sepinggan	102.04	BD.9	16.83	2.65	2.37	0.50	0.0015	3.64	6.01	6.51	6.51
16.	Primer Bandara Sepinggan	102.03	BD.7	16.83	2.65	1.49	0.50	0.0015	3.52	5.01	5.51	5.51
17.	Primer Bandara Sepinggan	102.02	BD.6	16.83	2.65	1.95	0.50	0.0015	3.02	4.97	5.47	5.47
18.	Primer Bandara Sepinggan	102.01	BD.42	29.35	4.30	2.09	0.50	0.0189	2.93	5.02	5.52	5.52
19.	Primer Bandara Sepinggan	101.02	BD.4	29.35	4.30	2.32	0.50	0.0180	2.52	4.84	5.34	5.34
20.	Primer Bandara Sepinggan	101.01	AP.1	29.61	4.30	2.76	0.50	0.0005	1.97	4.73	5.23	5.23

Tabel 4.8 Dimensi Rencana Saluran Sekunder SLPN 10

No.	Reach	River Sta	Patok	Q Total	b	h	w	I	Elevasi			
									Dasar	Muka air	Tanggul ka	Tanggul ki
				(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.	Sekunder SLPN 10	201.11	KA.1	5.49	1.55	1.08	0.50	0.0064	8.41	9.49	9.99	9.99
2.	Sekunder SLPN 10	201.10	P.81	9.83	2.10	0.53	0.50	0.0081	7.80	8.33	8.83	8.83
3.	Sekunder SLPN 10	201.09	P.81.2	9.83	2.10	1.00	0.50	0.0081	7.28	8.28	8.78	8.78
4.	Sekunder SLPN 10	201.08	KA.7	9.83	2.10	1.88	0.50	0.0081	6.04	7.92	8.42	8.42
5.	Sekunder SLPN 10	201.07	KA.8	9.83	2.10	2.03	0.50	0.0081	5.69	7.72	8.22	8.22
6.	Sekunder SLPN 10	201.06	KA.9.1	9.83	2.10	1.59	0.50	0.0081	5.55	7.14	7.64	7.64
7.	Sekunder SLPN 10	201.05	KA.10	9.83	2.30	1.28	0.50	0.0068	6.07	7.35	7.85	7.85
8.	Sekunder SLPN 10	201.04	KA.12	9.83	2.30	1.19	0.50	0.0068	5.78	6.97	7.47	7.47
9.	Sekunder SLPN 10	201.03	KA.15	9.83	2.30	1.12	0.50	0.0068	5.35	6.47	6.97	6.97
10.	Sekunder SLPN 10	201.02	KA.17	9.83	2.30	1.49	0.50	0.0068	4.67	6.16	6.66	6.66
11.	Sekunder SLPN 10	201.01	BD.4.1	9.83	2.30	2.23	0.50	0.0068	2.75	4.98	5.48	5.48

LAMPIRAN 5
DATA TANAH KOTA BALIKPAPAN
KALIMANTAN TIMUR

LABORATORIUM UJI MATERIAL

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
KAMPUS ITS MANYAR JL MENUR 127 TELP 5947637 SURABAYA 60111

GAMBAR BOR LOG, SIFAT GEOTEKNIS TANAH

KLIEN : PT Cipta Surya Wahana
PROYEK : Studi Bendali Sub Kawasan Kampung Timur Balikpapan

EGENDA : LEMPUNG | LANAU | PASIR | KERIKIL | KULIT KERANG | BATU KAPUR | MUKA AIR TANAH

BOR HOLE NO : B.1 Sta. LOKASI : Balikpapan Kaltim MASTER BOR : Yoyok TANGGAL PENGEBORAN : Desember 2003

(m)	GWL (m)	BOR LOG	DESKRIPSI TANAH/BATUAN	UNDISTURBED SAMPLE	ATTERBERG LIMIT			PERMEBILITY	BERAT VOLUME DAN SPECIFIC GRAVITY								UJI KUAT TEKAN / GESER				UJI KONSOLIDASI			
					LL (%)	PL (%)	IP (%)	K(cm/det)	e	Gs	Sr	n	Wc	γ_t	γ_{sat}	γ_d	ϕ	C	Cu	Qu	Po	Pp	Cc	Cv
			Lempung lanau berpasir halus coklat kemerahan																					
1.0					63.80	30.40	33.40		1.576	2.610	84.63	61.18	51.10	1.531	1.625	1.013	5	0.10						
2.0																								
3.0			Lempung lanau berpasir halus coklat kemerahan		64.50	32.70	31.80		1.736	2.591	90.60	63.45	60.70	1.522	1.582	0.947	4	0.10						
4.0																								
5.0			Lempung lanau berpasir halus coklat kemerahan		62.10	29.80	32.30		1.789	2.609	92.02	64.14	63.10	1.501	1.577	0.920	4	0.15						

TERANGAI :
= Kerikil
= Pasir
C = Lempung +lanau

LL = Batas cair
PL = Batas plastis
PI = Indeks plastisitas
NP = Non plastis

e = Angka Pori
n = Porositas (%)
Gs = Gravitasi spesifik
Sr = Kejenuhan (%)
Wc = Kadar air (%)

γ_t = Berat volum tanah (gr/cc)
γ_d = Berat volum tanah kering (gr/cc)
γ_{sat} = Berat volum tanah jenuh (gr/cc)
γ' = Berat volume efektif tanah (gr/cc)
* = Tidak di test

C = Kohesi (kg/cm2)
ϕ = Sudut geser dalam(dersjat)
Cu = Kohesi (undrained) (kg/cm2)
Qu = Kekuatan tanah /batuan (kg/cm2) (unconfined)

Po = Tekanan Overburden (kg/cm2)
Pp = Tekanan Prakonsolidasi (kg/cm2)
Cc = Indek Pemampatan
Cv = Koefisien konsolidasi (cm2/s)

Penulis dilahirkan di Sidoarjo pada tanggal 13 Mei 1982, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu SDN Ketabang 4 Surabaya, SMPN 8 Surabaya dan SMUN 2 Surabaya.

Setelah lulus dari SMUN 2 Surabaya tahun 2000, penulis melanjutkan kuliah ke D3 Teknik Sipil Bangunan Air FTSP ITS dan melanjutkan studinya melalui program lintas jalur S1 Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2005 dan terdaftar dengan NRP. 3105.109.539.

Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil Tugas akhir pada bidang studi Keairan dengan judul:

" Perencanaan Bendali (Bendungan Pengendali Banjir) Di Saluran Sekunder Perhubungan Di Sepinggan Kota Balikpapan Kalimantan Timur"