

KARAKTERISTIK POLA ALIRAN PADA PELIMPAH
DENGAN PERUBAHAN DEBIT RANCANGAN

DI WADUK JEHEM BANGLI

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



Disusun oleh :

BAKHTIAR CAHYANDI RIDLA

NIM. 0410610014

DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

FAKULTAS TEKNIK

MALANG

2009

KARAKTERISTIK POLA ALIRAN PADA PELIMPAH
DENGAN PERUBAHAN DEBIT RANCANGAN

DI WADUK JEHEM BANGLI

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



BAKHTIAR CAHYANDI RIDLA

NIM : 0410610014

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suroso, Dipl. HE, M.Eng
NIP : 130 531 859

Ir IGN Adipa
NIP : 130 518 939

KARAKTERISTIK POLA ALIRAN PADA PELIMPAH

DENGAN PERUBAHAN DEBIT RANCANGAN

DI WADUK JEHEM BANGLI

Disusun oleh :

BAKHTIAR CAHYANDI RIDLA

NIM : 0410610014

Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada

Tanggal 16 Februari 2009

DOSEN PENGUJI

Ir. Pudyono, MT

NIP : 131 098 405

Ir. Suroso, Dipl. HE, M.Eng

NIP : 130 531 859

Ir IGN Adipa

NIP : 130 518 939

Mengetahui,

Ketua Jurusan Teknik Sipil

Ir. As'ad Munawir

NIP : 131 574 850

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas limpahan rahmat, karunia, serta hidayahnya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Laporan Akhir dengan judul “ Karakteristik Pola Aliran Pada Pelimpah Dengan Perubahan Debit Rancangan di Waduk Jehem Bangli ”.

Skripsi ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademik yang wajib ditempuh oleh setiap mahasiswa Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Brawijaya guna menyelesaikan studinya serta memperoleh gelar Sarjana teknik.

Penulis mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam menyusun skripsi ini, antara lain :

1. Ir. Suroso, Dipl. HE, M.Eng selaku Dosen Pembimbing Skripsi
2. Ir. IGN Adipa selaku Dosen Pembimbing Skripsi
3. Ir. M. Ruslin A, Msi selaku Dosen Pengaji Skripsi
4. Ir. As'ad Munawir, MT selaku Ketua Jurusan Sipil
5. Hendi Bowoptro, ST, MT selaku Sekretaris Jurusan Sipil
6. Ir. Abdul Kadir Shaleh selaku Dosen Pembimbing Akademik
7. Progam Hibah Penelitian PHK A2, selaku pemberi dana penelitian.
8. Mbak Tutik, Pak Rupiadi dan Pak Lan yang memberikan pengarahan dalam penelitian di Laboratorium Hidrolik.
9. Bapak/Ibu dan seluruh keluarga serta semua pihak yang telah membantu saya demi terselesaiannya skripsi ini.
10. Semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu persatu yang telah memberikan bantuan dan dorongan dalam menyusun skripsi ini.

Dengan segala keterbatasan penulis, tentunya dalam penyusunan skripsi ini masih terdapat kekurangan. Oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang sifatnya membangun demi perbaikan skripsi ini. Akhir kata, semoga skripsi ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis tetapi juga bagi para pembaca.

Malang, 16 Februari 2009

Penulis





DAFTAR ISI

	halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR SIMBOL	xi
DAFTAR LAMPIRAN GAMBAR DAN TABEL.....	xii
RINGKASAN.....	xiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Maksud dan Tujuan	4
1.6 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Data Teknis	5
2.1.1 Hidrologi Perencanaan	5
2.1.2 Data Teknis Konstruksi	6
2.2 Klasifikasi Aliran	8
2.3 Sifat – Sifat Aliran	9
2.4 Analisa Hidrolikा	10
2.4.1 Kapasitas Pengaliran Pelimpah	10
2.4.2 Koefisien Debit Pelimpah	12
2.4.3 Tinggi Muka Air di atas Pelimpah	13
2.4.4 Kecepatan Aliran di atas Pelimpah	14
2.4.5 Tinggi Kritis Muka Air di atas Pelimpah.....	15
2.5 Analisa Hidrolikा untuk Pelimpah Samping	15
2.6 Saluran Transisi (<i>channel Transitions</i>)	18
2.7 Bangunan Ukur Debit Tipe Rechbox	19
2.8 Alat Pengukur Tekanan Pizometer	20
2.9 Pengukuran Kecepatan Aliran Tabung Pitot	20
2.10 Koefisien Kekasarahan Manning	21

2.11	Klasifikasi Skala Model	22
2.12	Skala Model	23
2.12.1	Model Froude	23
BAB III METODOLOGI PENELITIAN		25
3.1	Tempat dan Waktu Penelitian	25
3.2	Sarana Penelitian	25
3.3	Variabel Penelitian	26
3.4	Rancangan Penelitian	26
3.5	Langkah – Langkah Penelitian	26
3.6	Analisis Hasil Penelitian	27
3.6.1	Lebar Efektif	27
3.6.2	Kapasitas Pengaliran Pelimpah	27
3.6.3	Angka Froude	28
3.7	Diagram Alir Penelitian	29
BAB IV PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN		30
4.1	Analisis Data Pengukuran Tinggi Muka Air Model Test Jehem Bangli	30
4.2	Analisis Data Kecepatan Prototype dan angka Froude (Fr)	33
4.3	Perencanaan Tinggi Muka Air secara Teoritis	45
4.3.1	Tinggi Muka air di atas Mercu Pelimpah	45
4.3.2	Tinggi Muka Air di atas Ambang Pelimpah	47
4.3.3	Tinggi Muka Air pada Saluran Samping	51
4.3.3.1	Menentukan Kombinasi Koefisien a dan j	51
4.3.3.2	Bentuk Dasar Saluran Samping	69
4.3.3.3	Penyesuaian Kemiringan Dasar Saluran Samping	74
4.3.3.4	Tinggi Muka Air pada Saluran Samping	74
4.3.4	Tinggi Muka Air pada Saluran Transisi	80
4.3.4.1	Muka Air pada Saluaran Transisi	80
4.3.5	Perencanaan Saluran Peluncur	85

4.3.6	Perencanaan Peredam energi	91
4.4	Karakteristik Pola Aliran Akibat Debit Rancangan	
	Q_{100} th, Q_{1000} th, dan Q_{PMF}	97
4.5	Pembagian Distribusi Kecepatan Saluran pada	
	Model Test Waduk Jehem Bangli	107
BAB V PENUTUP		109
5.1	Kesimpulan	109
5.2	Saran	110

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR TABEL

No	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Harga Koefisien Konstraksi (Kp)	11
Tabel 2.2	Harga Koefisien Konstraksi (Ka)	11
Tabel 2.3	Nilai Kehilangan Tinggi untuk Berbagai Pelimpah	13
Tabel 3.1	Rancangan Penelitian	26
Tabel 3.2	Langkah – Langkah Penelitian	27
Tabel 4.1	Tinggi Muka Air USBR 1 Q ₁₀₀ th	30
Tabel 4.2	Tinggi Muka Air USBR 1 Q ₁₀₀₀ th	31
Tabel 4.3	Tinggi Muka Air USBR 1 Q _{PMF}	32
Tabel 4.4	Analisis Kecepatan dan angka Froude USBR 1 Q ₁₀₀ th	33
Tabel 4.5	Analisis Kecepatan Prototype Tiap Sisi USBR 1 Q ₁₀₀ th	35
Tabel 4.6	Analisis Kecepatan dan angka Froude USBR 1 Q ₁₀₀₀ th	37
Tabel 4.7	Analisis Kecepatan Prototype Tiap Sisi USBR 1 Q ₁₀₀₀ th	39
Tabel 4.8	Analisis Kecepatan dan angka Froude USBR 1 Q _{PMF}	41
Tabel 4.9	Analisis Kecepatan Prototype Tiap Sisi USBR 1 Q _{PMF}	43
Tabel 4.10	Perhitungan Profil Muka Air di atas ambang Pelimpah Debit Q ₁₀₀ th	48
Tabel 4.11	Perhitungan Profil Muka Air di atas ambang Pelimpah Debit Q ₁₀₀₀ th	49
Tabel 4.12	Perhitungan Profil Muka Air di atas ambang Pelimpah Debit Q _{PMF}	50
Tabel 4.13	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q ₁₀₀ th untuk x ₁	54
Tabel 4.14	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q ₁₀₀ th untuk x ₂	55
Tabel 4.15	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q ₁₀₀ th untuk x ₃	56
Tabel 4.16	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q ₁₀₀ th untuk x ₄	57
Tabel 4.17	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q ₁₀₀₀ th untuk x ₁	59
Tabel 4.18	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q ₁₀₀₀ th untuk x ₂	60

Tabel 4.19	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q_{1000} th untuk x_3	61
Tabel 4.20	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q_{1000} th untuk x_4	62
Tabel 4.21	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q_{PMF} th untuk x_1	64
Tabel 4.22	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q_{PMF} th untuk x_2	65
Tabel 4.23	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q_{PMF} th untuk x_3	66
Tabel 4.24	Perhitungan Kombinasi a dan j optimum Debit Banjir Rancangan Q_{PMF} th untuk x_4	67
Tabel 4.25	Perhitungan Hidrolika Saluran Samping Q_{100} th	70
Tabel 4.26	Perhitungan Hidrolika Saluran Samping Q_{1000} th	70
Tabel 4.27	Perhitungan Hidrolika Saluran Samping Q_{PMF}	70
Tabel 4.28	Perhitungan Beda Tinggi antara as Pelimpah dan dasar Saluran Q_{100} th	72
Tabel 4.29	Perhitungan Beda Tinggi antara as Pelimpah dan dasar Saluran Q_{1000} th	72
Tabel 4.30	Perhitungan Beda Tinggi antara as Pelimpah dan dasar Saluran Q_{PMF}	72
Tabel 4.31	Elevasi Dasar Saluran Samping	74
Tabel 4.32	Perhitungan Tinggi Muka Air Saluran Samping Debit Q_{100} th	76
Tabel 4.33	Perhitungan Tinggi Muka Air Saluran Samping Debit Q_{1000} th	76
Tabel 4.34	Perhitungan Tinggi Muka Air Saluran Samping Debit Q_{PMF}	77
Tabel 4.35	Perbandingan Tinggi Muka Air secara Pengamatan dan Teorits Q_{100} th	78
Tabel 4.36	Perbandingan Tinggi Muka Air secara Pengamatan dan Teorits Q_{1000} th	78
Tabel 4.37	Perbandingan Tinggi Muka Air secara Pengamatan dan Teorits Q_{PMF}	79

Tabel 4.38	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{100} th	81
Tabel 4.39	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{1000} th	81
Tabel 4.40	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{PMF}	81
Tabel 4.41	Perbandingan Tinggi Muka Air secara Pengamatan dan Teoritis Q_{100} th	82
Tabel 4.42	Perbandingan Tinggi Muka Air secara Pengamatan dan Teoritis Q_{1000} th	82
Tabel 4.43	Perbandingan Tinggi Muka Air secara Pengamatan dan Teoritis Q_{PMF}	83
Tabel 4.44	Jarak Titik ke Hulu pada Peluncur	86
Tabel 4.45	Tinggi Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{100} th	87
Tabel 4.46	Tinggi Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000} th	87
Tabel 4.47	Tinggi Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF}	88
Tabel 4.48	Koordinat Non Dimensi Lompatan	92
Tabel 4.49	Tinggi Muka Air pada Peredam Energi Q_{100} th	93
Tabel 4.50	Tinggi Muka Air pada Peredam Energi Q_{1000} th	93
Tabel 4.51	Tinggi Muka Air pada Peredam Energi Q_{PMF}	94
Tabel 4.52	Perbandingan Elevasi Muka Air secara Teoritis dan Pengamatan dari Mercu Pelimpah sampai Peredam Energi Q_{100} th	94
Tabel 4.53	Perbandingan Elevasi Muka Air secara Teoritis dan Pengamatan dari Mercu Pelimpah sampai Peredam Energi Q_{1000} th	95
Tabel 4.54	Perbandingan Elevasi Muka Air secara Teoritis dan Pengamatan dari Mercu Pelimpah sampai Peredam Energi Q_{PMF}	96
Tabel 4.55	Karakteristik Pola Aliran pada Waduk USBR I Q_{100} th	97
Tabel 4.56	Karakteristik Pola Aliran pada Waduk USBR I Q_{1000} th	100
Tabel 4.57	Karakteristik Pola Aliran pada Waduk USBR I Q_{PMF}	104

DAFTAR GAMBAR

No	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Koefisien kontraksi pilar	12
Gambar 2.2	Koefisien limpahan dari berbagai type bendung	12
Gambar 2.3	Tinggi muka air di atas pelimpah	16
Gambar 2.4	Penampang melintang saluran samping	17
Gambar 2.5	Bentuk saluran dan penampang memanjang saluran samping	17
Gambar 2.6	Potongan memanjang waduk jehem	18
Gambar 2.7	Alat ukur debit tipe Rechbox	19
Gambar 2.8	Alat ukur tekanan statik dengan lubang Pizometer	20
Gambar 2.9	Prinsip kerja tabung Pitot	21
Gambar 3.1	Flowchart diagram alir penelitian	29
Gambar 4.1	Tinggi muka air diatas mercu pelimpah	45
Gambar 4.2	Penampang melintang hulu saluran samping	51
Gambar 4.3	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran samping Q_{100} th	78
Gambar 4.4	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran samping Q_{1000} th	79
Gambar 4.5	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran samping Q_{PMF}	79
Gambar 4.6	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran transisi Q_{100} th	82
Gambar 4.7	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran transisi Q_{1000} th	82
Gambar 4.8	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran transisi Q_{PMF}	83
Gambar 4.9	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran peluncur Q_{100} th	88
Gambar 4.10	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran peluncur Q_{1000} th	89
Gambar 4.11	Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan saluran peluncur Q_{PMF}	89

Gambar 4.12 Loncatan air pada peredam energi

93

Gambar 4.13 Gambar pembagian kecepatan pada penampang segi empat

107



DAFTAR SIMBOL

Besaran dasar	Satuan dan singkatannya	Simbol
Debit	meter kubik per detik atau $m^3 s^{-1}$	Q
Massa	kilogram atau kg	m
Panjang	meter atau meter	l
Kecepatan	meter per detik atau $m dtk^{-1}$	v
Angka Reinold	tanpa satuan	Re
Viscositas	meter kuadrat per detik atau ms^{-1}	θ
Gaya grafitasi	meter kuadrat per detik atau ms^{-1}	g
Angka Froude	tanpa satuan	F_R
Koefisien debit	meter pangkat setengah per detik	C
Tinggi muka air	meter atau m	h
Tebal pilar	meter atau m	t
Koefisien kontraksi	tanpa satuan	K_p
Tinggi tekan rencana	meter atau m	H_d
Kehilangan tinggi	milimeter atau mm	k_h
Debit per lebar	meter kubik per detik atau $m^3 s^{-1}$	q
Kemiringan pelimpah	tanpa satuan	Z
Eksponen aliran samping	tanpa satuan	n
Kecepatan pada ambang pelimpah	meter per detik atau $m dtk^{-1}$	v_z
Kedalaman air pada ambang	meter atau m	Y_z
Angka Froude pada ambang	tanpa satuan	F_z
Lebar	meter atau m	b
Luas penampang basah	meter kuadrat atau m^2	A
Keliling basah	meter atau m	P
Jari jari hidrolik	meter atau m	R
Kemiringan dasar saluran	tanpa satuan	S_x
Kehilangan tinggi tekan	meter atau m	h_f

DAFTAR LAMPIRAN TABEL DAN GAMBAR

No	Judul	Halaman
Lampiran 1	Data penelitian tinggi muka air dan kecepatan pada USBR 1 debit rancangan Q_{100} th	112
Lampiran 2	Data penelitian tinggi muka air dan kecepatan pada USBR 1 debit rancangan Q_{1000} th	115
Lampiran 3	Data penelitian tinggi muka air dan kecepatan pada USBR 1 debit rancangan Q_{PMF}	118
Lampiran 4	Gambar skema pengambilan data penelitian	121
Lampiran 5	Gambar diagram kecepatan muka air Q_{100} th, Q_{1000} th dan Q_{100} th	122
Lampiran 6	Gambar tinggi muka air Q_{100} th, Q_{1000} th dan Q_{100} th	124
Lampiran 7	Dokumentasi penelitian	125



RINGKASAN

BAKHTIAR CAHYANDI RIDLA. Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Februari 2009, *Karakteristik Pola Aliran Pada Pelimpah Dengan Perubahan Debit Rancangan di Waduk Jehem Bangli*, Dosen Pembimbing : Suroso dan IGN Adipa

Karakteristik pola aliran yang terjadi pada suatu model test tidaklah sama dengan teoritisnya. Tidak semua pola aliran yang terjadi akan sama dengan teori yang telah dibuat. Berdasarkan hal diatas, penulis melakukan penelitian pada model test untuk mengetahui karakteristik pola aliran yang terjadi dengan variasi debit rancangan yang berbeda. Penelitian dilakukan untuk mengetahui tinggi muka air dan kecepatan yang terjadi secara pengamatan , lalu dibandingkan dengan tinggi muka air dan kecepatan secara teoritis.

Pada penelitian ini, uji model dialiri dengan variasi debit rancangan yang berbeda. Variasi debit yang digunakan adalah Q_{100} th = 227,765 m³dtk, Q_{1000} th = 340,047 m³dtk, Q_{PMF} = 430,821 m³dtk. Tipe USBR yang digunakan menggunakan USBR 1. Uji model dialiri variasi debit rancangan untuk mengetahui data tinggi muka air, kecepatan, dean tekanan. Data tinggi muka air diperoleh dengan menembak titik yang telah ditentukan dengan memakai alat Thedolith. Sedangkan data kecepatan diperoleh dengan alat pengukur kecepatan yaitu pitot pada titik yang telah ditentukan dengan variasi tingginya yaitu 0,2h , 0,6h, dan 0,8h.

Dari hasil uji model didapatkan karakteristik pola aliran berupa tinggi muka air, kecepatan dan tekanan. Kemudian karakteristik yang terjadi dibandingkan dengan karakteristik pola aliran secara teoritis dengan variasi debit rancangan. Variasi debit yang dilakukan berpengaruh terhadap perubahan karakteristik pola aliran. Aliran yang terjadi untuk setiap variasi debit rancangan umumnya tidak merata dan tidak tenang. Terjadi aliran silang pada bagian transisi karena adanya perubahan (pembelokan) arah saluran, sehingga adanya perbedaan tinggi muka air sisi kiri-kanan-as yang cukup besar. Dengan diagram kecepatan yang telah dibuat, terlihat perbedaan antara kecepatan secara teoritis dengan secara pengamatan. Tinggi muka air yang terjadi cenderung lebih besar dengan teoritis daripada secara pengamatan, dan kecepatan maksimum tidak sesuai dengan teoritis yaitu tidak terjadi pada as saluran dengan kedalaman 0,2 h dari permukaan.

Kata kunci : pola aliran, pelimpah

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Dalam rangka pemanfaatan potensi sumber daya alam yang ada di Bali, khususnya pemanfaatan sungai yang ada, maka pemerintah daerah Bali berencana memanfaatkan sungai Tukad Melangit untuk dijadikan Waduk Jehem yang nantinya akan digunakan untuk membantu pengaliran air bagi masyarakat dalam kehidupan sehari-hari.

Dalam penggeraan di lapangan, dibutuhkan ketelitian dalam perencanaan dan perhitungan strukturnya. Hal ini dilakukan agar waduk yang akan dibangun mempunyai kekuatan struktur yang baik dalam menampung air sungai Tukad Melangit. Untuk itulah maka dilakukan penelitian terlebih dahulu dengan memodelkan waduk dengan skala tertentu yang nantinya akan dijadikan pembanding dengan waduk sebenarnya.

Oleh karena itu, Dinas Pekerjaan Umum Provinsi Bali melalui PT. Asa Citra bekerjasama dengan Laboratorium Hidrolik Terapan Universitas Brawijaya untuk membuat rancangan model waduk Jehem. Salah satu tujuan dalam penelitian Model Test ini adalah untuk mengetahui karakteristik pola aliran yang terjadi pada waduk jehem Bangli tehadap variasi perubahan debit rencana.

Karakteristik pola aliran tersebut dapat berupa tinggi muka air, kecepatan, dan keadaan aliran itu sendiri yang dapat dilihat secara visual melalui pengamatan. Dalam penelitian ini akan dibandingkan karakteristik pola aliran (tinggi muka air dan kecepatan) yang terjadi antara dengan pengamatan dan secara teoritis.

“Aliran pada saluran terbuka dapat digolongkan dalam banyak tipe. Penggolongan tipe yang terjadi dalam saluran terbuka dapat didasarkan pada bermacam-macam kriteria. Salah satu kriteria yang utama adalah perubahan kedalaman aliran (h), terhadap waktu (t), dan terhadap tempat (s).(Anggraini , 1997 : 3)

Dalam pembagian kriteria berdasarkan waktu dapat dibagi atas aliran tetap (*steady flow*) dan aliran tidak tetap. Apabila pembagian kriteria berdasarkan tempat, maka dapat dibagi atas aliran seragam (*uniform flow*) dan aliran tidak seragam (*non uniform flow*). (Anggraini , 1997 : 3).

Jenis aliran juga dapat dikriteriakan berdasarkan perbandingan gaya-gaya kelembaman dan gaya-gravitasi maka aliran dapat dibagi menjadi aliran subkritis, aliran kritis, dan aliran superkritis. (Anggraini , 1997 : 7).

Secara teoritis dapat dikatakan bahwa kecepatan aliran pada batas padat seharusnya sama dengan nol. Kecepatan pada dinding atau pada dasar saluran sama dengan nol, sedang kecepatan maksimum tidak terjadi pada permukaan bebas, tetapi dibawah permukaan bebas sedalam 0,05 sampai 0,25 kali kedalaman alirannya. Makin dekat dengan dinding makin dalam terjadinya kecepatan maximumnya. (Ven Te Chow, 1985 : 24)

Pola aliran pada pelimpah ini sangat berpengaruh terhadap ketebalan dan optimalisasi waduk. Hal ini dikarenakan dalam menentukan kriteria pola aliran diperlukan unsur tinggi muka air, kecepatan, waktu, dan tempat yang mana dapat diamati apakah perencanaan waduk tersebut sudah efisien atau tidak.

Atas dasar inilah, maka penulis mengangkat permasalahan ini, dengan judul “Karakteristik Pola Aliran Pada Pelimpah dengan Perubahan Debit Rancangan di Waduk Jehem Bangli ”.

1.2. Identifikasi Masalah

Penelitian uji model test hidrolik ini mempelajari perilaku hidrolik bangunan pelimpah samping *type side spillway* tanpa pintu, yang meliputi penelitian pola aliran dan kecepatan aliran di daerah waduk pada bagian inlet pelimpah samping, dinding pengarah pada bagian inlet, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur, peredam energi, pola gerusan (scouring) pada alur sungai di hilir peredam energi.

Sebagaimana yang telah diuraikan di atas, penelitian uji model test hidrolik pada bangunan pelimpah antara lain :

- a. Pengujian kapasitas aliran dan karakteristik pola aliran (*flow pattern*) pada model test waduk Jehem Bangli untuk debit banjir rancangan $Q_{100th} = 23,05 \text{ m}^3/\text{dtk}$, $Q_{1000th} = 36,43 \text{ m}^3/\text{dtk}$, dan $Q_{PMF} = 43,59 \text{ m}^3/\text{dtk}$ (debit yang digunakan untuk penelitian model test Jehem Bangli)
- b. Pengukuran tinggi muka air dan kecepatan aliran pada model test waduk Jehem Bangli untuk variasi debit rancangan
- c. Pengamatan / observasi pola aliran di waduk pada model test waduk Jehem Bangli

1.3. Rumusan Masalah

Beberapa rumusan masalah pada studi kajian ini adalah :

1. Bagaimana karakteristik pola aliran (*flow pattern*) yang terjadi pada model test waduk Jehem Bangli akibat debit banjir rancangan ?
2. Berapa tinggi muka air secara pengamatan dan secara teoritis?
3. Bagaimana gambar perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis?
4. Bagaimana bentuk diagram kecepatan yang terjadi akibat debit banjir rancangan?

1.4. Batasan Masalah

Mengingat keterbatasan waktu dalam penyusunan skripsi ini, maka perlu adanya pembatasan masalah sebagai berikut :

1. Penelitian dilakukan di Laboratorium Hidrolik Terapan Jurusan Teknik Pengairan Universitas Brawijaya Malang.
2. Model pelimpah yaitu *type side channel spillway* tanpa pintu.
3. Analisa pola aliran yang terjadi untuk debit pengaliran dengan kala ulang Q_{100} th, Q_{1000} th, serta Q_{PMF}
4. Analisa kapasitas pada bangunan pelimpah untuk masing-masing perlakuan debit yang terjadi.(kecepatan dan tinggi muka air).
5. Uji model fisik dengan skala 1 : 40
6. Hanya membahas tinggi muka air pada pelimpah, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi
7. Dalam pembahasan, hanya USBR 1 (*United State Benchrest*) yang digunakan.dengan persyaratan $q = 18,5 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dan angka Froude diakhir saluran $< 4,5$.
8. Debit yang digunakan dalam perencanaan merupakan debit yang diberikan pada data perencanaan bukan berdasarkan data hidrologi antara lain :
$$Q_{100\text{th}} = 23,05 \text{ m}^3/\text{dtk}, Q_{1000\text{th}} = 36,43 \text{ m}^3/\text{dtk}, \text{ dan } Q_{PMF} = 43,59 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

1.5. Maksud dan tujuan

Maksud dan tujuan yang ingin dicapai antara lain :

1. Mengetahui tinggi muka air dan kecepatan dengan debit banjir rancangan pada model test secara pengamatan
2. Mengetahui tinggi muka air dan kecepatan dengan debit banjir rancangan pada model test secara teoritis
3. Mengetahui pola aliran akibat variasi debit rancangan Q_{100th} , Q_{1000th} , serta untuk Q_{PMF}
4. Mengetahui diagram kecepatan akibat perubahan debit rancangan.

1.6. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang diharapkan dalam penelitian ini antara lain :

1. Memberikan informasi tentang tipe-tipe pola aliran yang terjadi jika dialiri variasi debit rancangan yang berbeda.
2. Sebagai dasar bagi penelitian-penelitian sejenis di masa mendatang.
3. Dapat memberikan alternatif perencanaan sebagai final desain waduk Jehem.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Pada bagian ini akan disajikan teori-teori yang berkaitan dengan kriteria pola aliran yang terjadi pada bangunan pelimpah samping serta pada saluran transisi. Kriteria pola aliran dapat dipengaruhi oleh ketinggian muka air, kecepatan yang ada, serta tempat yang ditinjau. Selain itu, dengan pengamatan secara langsung dapat mengetahui kriteria pola aliran yang terjadi..

Air yang akan melewati bendung akan memberikan ketinggian di bagian pelimpah. Dengan adanya ketinggian, maka akan timbul kecepatan pada titik yang ditinjau. Dari nilai kecepatan serta ketinggian tersebut kita dapat mengetahui kriteria pola aliran dengan rumus – rumus yang akan dijabarkan.

Pada bab ini juga akan disajikan teori tentang kapasitas pengaliran pelimpah, penentuan debit pelimpah karena sebelum kita mengetahui tipe alirannya, kita harus memperhitungkan kapasitas pengaliran yang terjadi.

2.1 Data Teknis

Gambaran umum data teknis pencanaan prototipe Waduk Jehem secara ringkas adalah sebagai berikut :

2.1.1 Hidrologi Perencanaan

Berdasarkan laporan hidrologi yang telah dikerjakan oleh Konsultan Perencanaan Detail Desain Waduk Jehem diperoleh debit inflow maksimum banjir rancangan untuk tiap nilai kala ulang banjir (*return period*) sebagai berikut :

Debit inflow maksimum banjir rancangan di waduk :

Debit inflow banjir Rancangan Q 100 th : 251.65 m³/det.

Debit inflow banjir Rancangan Q 1000th : 384.02 m³/det.

Debit inflow banjir PMF : 460.83 m³/det.

Sedangkan berdasarkan hasil perhitungan penelusuran hidrograf banjir pada waduk melalui pelimpah dengan dimensi dan elevasi ambang pelimpah yang direncanakan diperoleh debit outflow maksimum sebagai berikut :

Debit outflow maksimum banjir rancangan melalui pelimpah :

- Debit outflow banjir Rancangan Q 100 th : 227.765 m³/det.
- Debit outflow banjir Rancangan Q 1000 : 360.047 m³/det.
- Debit outflow banjir PMF : 430.821 m³/det.

2.1.2 Data Teknis Konstruksi

a. Tubuh Bendungan

- Type Bendungan *Zoned Homogines* type DAM dengan inti miring ke hulu
- El Puncak Bendungan = +536.000 m
- El Dasar sungai = +503.510 m
- Lebar Puncak = 9.000 m
- Kedalaman Pondasi = 13.3 m
- Tinggi bendungan dari dasar sungai = 32.490 m
- Tinggi bendungan dari dasar pondasi = 45.79 m
- Panjang bendungan = 81.00 m
- Kemiringan lereng hulu = 1 : 2.5
- Kemiringan lereng hilir = 1 : 2

b. Tampungan Waduk

- El muka air rendah (LWL) = +513.500 m
- El muka air normal (NWL) = +531.000 m
- El muka air banjir (HWL) = + 533.581 m
- Volume tampungan mati = $0.144 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume tampungan efektif = $1.055 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume tampungan total = $1.200 \times 10^6 \text{ m}^3$

c. Bangunan Pengambilan

- Tipe Bangunan = *Intake tower*
- Debit rencana = $1.043 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Bentuk = Lingkaran
- El inlet = +513.500 m
- Konstruksi = Beton bertulang
- Diameter = 0.7 m

d. Bangunan Sistem Pengelak dan Cofferdam

❖ Saluran pengelak

- Debit rencana

$$\text{Inflow (} Q_{25} \text{)} = 189.580 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Outflow (} Q_{25} \text{)} = 133.520 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- Tipe saluran = Terowongan
- Bahan = Beton bertulang

- Penampang = lingkaran
- Jumlah = 1 buah
- El dasar inlet = +506.00 m
- El dasar outlet = +502.00 m
- Panjang terowongan = 219.450 m
- Diameter = 3.00 m

❖ Bendungan Pengelak (*Cofferdam*)

1. *Coffer Dam hulu*

- type = Urugan random
- Tinggi (di atas) = 16.00 m
- Lebar puncak = 6.00 m
- Kemiringan hulu = 1 : 2.5
- Kemiringan hilir = 1 : 1.5
- El puncak = +520.000 m

2. *Coffer dam hilir*

- type = Urugan random
- Tinggi (di atas) = 8.8 m
- Lebar puncak = 4.00 m
- Kemiringan hulu = 1 : 2.0
- Kemiringan hilir = 1 : 2.0
- El puncak = +510.000 m

e. Pelimpah

- Tipe pelimpah = *Side Channel Spillway* tanpa pintu
- Debit rencana

$$\begin{aligned} \text{Inflow (} Q_{PMF} \text{)} &= 460.830 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \text{Routing (} Q_{PMF} \text{)} &= 430.821 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

- Lebar mercu pelimpah = 50.00 m
- Lebar sal samping = 7.84 m (hulu)
- El mercu pelimpah = +531.00 m
- Kemiringan hulu Bd pelimpah = 3 : 1
- Kemiringan hilir Bd pelimpah = 1 : 2.3
- Panjang saluran transisi = 31.93 m



- Lebar saluran transisi = 14 m
- Lebar sal peluncur = 14.00 m (hulu)
- Panjang sal peluncur = 10 m (hilir)
- Type peredam energi = 65.75 m
- Lebar Peredam enrgi = kolam olakan datar
- Lebar Peredam enrgi = 14.00 m

(Sumber : Lap. Desain Konsultan).

2.2 Klasifikasi Aliran

Dalam pengklasifikasian tipe – tipe aliran berdasarkan pada perubahan kedalaman aliran (h), terhadap waktu (t), dan terhadap tempat (s).

Apabila waktu yang dipakai sebagai kriteria, maka aliran dapat dibedakan atas :

1. Aliran tetap (*steady flow*) yaitu aliran dimana kedalaman air (h) tidak berubah menurut waktu atau dapat dianggap tetap dalam suatu interval waktu, dengan demikian kecepatan aliran juga tidak berubah menurut waktu, jadi

$$\frac{\partial h}{\partial t} = 0; \frac{\partial u}{\partial t} = 0$$

2. Aliran tidak tetap (*unsteady flow*) yaitu apabila kedalaman air (h) berubah menurut waktu demikian pula kecepatannya berubah menurut waktu.

Apabila tempat yang dipakai sebagai kriteria, maka aliran dapat dibedakan atas :

1. Aliran seragam (*uniform flow*) yaitu apabila kedalaman aliran (h) tidak berubah menurut tempat dan kecepatan tidak berubah terhadap tempat. $\frac{\partial h}{\partial v} = 0; \frac{\partial u}{\partial v} = 0$

Aliran seragam dapat tidak berubah terhadap waktu, dapat pula berubah menurut waktu. Aliran seragam yang tidak berubah menurut waktu disebut aliran tetap seragam (*steady uniform flow*) atau sering disebut aliran beraturan.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = 0; \frac{\partial u}{\partial s} = 0$$

2. Aliran tidak seragam (*non uniform flow*) yaitu bila kedalaman aliran (h) berubah – ubah menurut waktu disepanjang aliran demikian pula dengan kecepatannya. $\frac{\partial h}{\partial s} = 0; \frac{\partial u}{\partial s} = 0$.

Aliran tidak seragam juga disebut sebagai aliran berubah-ubah yang dibedakan lagi atas aliran berubah lambat laun (*gradually varied flow*) dan aliran berubah dengan cepat (*rapidly varied flow*).

2.3 Sifat - sifat Aliran

Dalam penentuan sifat – sifat aliran dapat didasarkan adanya pengaruh kekentalan (*viscositas*) dan pengaruh gravitasi dalam perbandingannya dengan gaya – gaya kelembaman (*inertial forces*) dari aliran yang terjadi. Parameter yang dipakai sebagai dasar untuk membedakan sifat aliran tersebut adalah suatu parameter tidak berdimensi yang disebut **angka Reynold** (R_e)

Angka ini merupakan perbandingan antara gaya-gaya kelembaman dan gaya – gaya kekentalan.

$$R_e = \frac{uL}{\theta} \quad (2-1)$$

dengan :

u = kecepatan rata – rata aliran (m/dtk)

L = panjang karakteristik dalam (m)

θ = viscositas kinematis aliran (m^2 / dtk)

Adapun pengklasifikasian aliran berdasarkan sifatnya antara lain :

1. Aliran laminer adalah suatu aliran dimana gaya kekentalan relatif sangat besar dibandingkan dengan gaya kelambanan, sehingga aliran dikuasai oleh pengaruh kekentalan. Suatu aliran dikatakan aliran laminer jika nilai $R_e < 500$.
2. Aliran Turbulen adalah apabila gaya – gaya kelembaman relatif sangat besar dibandingkan dengan gaya kekentalan sehingga aliran dikuasai oleh gaya inersia. Dalam tipe aliran ini partikel – partikel alirannya bergerak tidak teratur atau pada lintasan sembarang. Suatu aliran dikatakan aliran laminer jika nilai $R_e > 12500$.
3. Aliran transisi merupakan aliran yang mana terletak diantara aliran laminer dan aliran turbulen. Suatu aliran dikatakan aliran laminer jika nilai $500 < R_e < 12500$.

Apabila dalam pertimbangannya menggunakan perbandingan antara gaya – gaya kelembaman dan gaya – gaya gravitasi maka aliran dapat dibagi menjadi : aliran subkritis, aliran kritis, dan aliran super kritis. Parameter yang digunakan adalah parameter tidak berdimensi yang membedakan tipe aliran tersebut dengan angka Froude (F_R) yaitu angka perbandingan antara gaya kelembaman dan gaya gravitasi.

$$F_R = \frac{\bar{u}}{\sqrt{gL}} \quad (2-2)$$

dengan :

F_R = angka Froude

\bar{u} = kecepatan rata – rata aliran (m/dtk)

L = panjang karakteristik (m)

g = gaya gravitasi (m/dtk²)

$F_R = 1$, merupakan aliran kritis, dimana gaya-gaya kelembaman dan gaya gravitasi seimbang.

$F_R < 1$, merupakan aliran subkritis, dimana gaya gravitasi menjadi dominan

$F_R > 1$, merupakan aliran superkritis, dimana gaya kelembaman menjadi dominan

2.4 Analisa Hidrolik

Dalam perencanaan hidrolik pelimpah, diperlukan analisis dan pemahaman tentang fenomena hidrolik dengan penelitian Model Test Hidrolik pelimpah tipe – tipe channel (overflow tanpa pintu).

2.4.1 Kapasitas Pengaliran Pelimpah

Rumus pengaliran hidrolik yang mengalir di atas pelimpah type overflow tanpa pintu, dirumuskan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = C \cdot L \cdot H_o^{3/2} \quad (2-3)$$

dengan :

Q = debit pelimpah (m³/det)

C = koefisien debit pelimpah (m^{1/2}/det)

L = lebar pelimpah (m)

H_o = tinggi muka air di atas ambang pelimpah (m)

Apabila direncanakan ada pilar maka debit yang melewati atas pelimpah dirumuskan sebagai berikut :

$$Q = C \cdot L_{eff} \cdot H_o^{3/2} \quad (2-4)$$

dengan

Q = debit pelimpah (m³/det)

C = koefisien debit pelimpah (m^{1/2}/det)

L_{eff} = lebar efektif Pelimpah (m)

H_o = tinggi muka air di atas ambang pelimpah (m)

Lebar efektif pelimpah dirumuskan sebagai berikut :

$$Leff = L - n t - 2.(n.Kp + Ka).He \quad (2-5)$$

dengan :

n = jumlah pilar

t = tebal pilar (m)

K_p = koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk pilar)

K_a = koefisien konstraksi pada dinding samping (= 0)

H_e = tinggi efektif air diatas pelimpah (m)

(Sosrodarsono, 1981: 183)

Tabel 2.1 Harga koefisien kontraksi

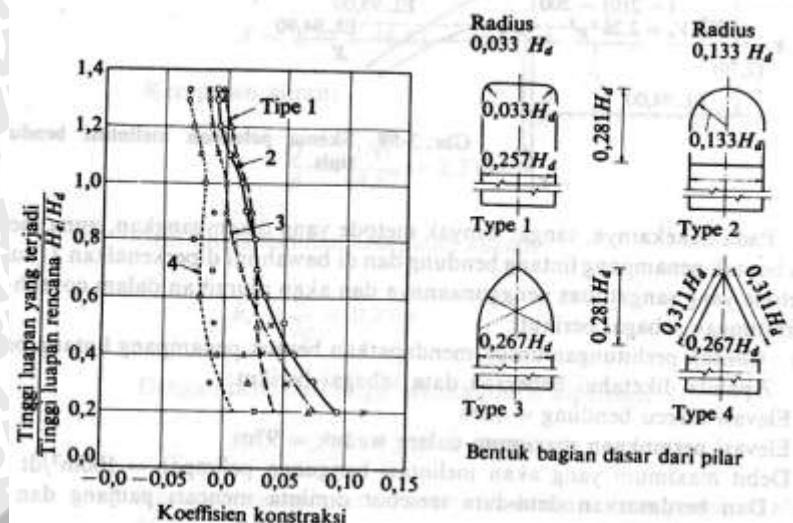
Kondisi	K_p
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut – sudut yang dibulatkan pada jari – jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 1986 : 40

Tabel 2.2 Harga koefisien kontraksi

Kondisi	K_a
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,2
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5H_1 > r > 0,15 H_1$	0,1
Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 1986 : 40



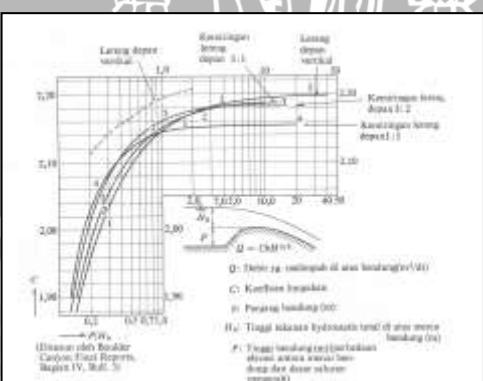
Gambar 2.1 Koefisien konstraksi pilar

2.4.2 Koefisien Debit Pelimpah

Koefisien debit (C) limpahan pada bendung biasanya berkisar antara angka 2.0 – 2.2 yang dipengaruhi oleh beberapa faktor sebagai berikut (Sosrodarsono, 1981: 181) :

- Kedalaman air didalam saluran pengarah aliran
- Kemiringan lereng hulu pelimpah
- Tinggi air di atas mercu pelimpah
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan

Pengaruh – pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng udik bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada gambar 3.1 berikut ini :



Gambar2.2 Koefisien limpahan dari berbagai type bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah)

Nilai koefisien debit pelimpah (C) didapat dengan persamaan Iwasaki :

$$C = 1.6 \frac{1 + 2a \frac{h}{Hd}}{1 + a \frac{h}{Hd}} \quad (2-6)$$

$$Cd = 2.20 - 0.0416 (\frac{Hd}{W})^{0.9900} \quad (2-7)$$

dengan :

C = koefisien debit limpahan

Cd = koefisien debit limpahan pada saat $h = Hd$

h = tinggi air di atas mercu pelimpah (m)

Hd = tinggi tekan rencana di atas mercu pelimpah

W = tinggi bendung

a = konstanta (diperoleh pada saat $h = Hd$ yang berarti $C = Cd$ dan dengan rumus (2-6) maka nilai a dapat diperoleh).

2.4.3 Tinggi Muka Air Di atas Pelimpah

Analisa tinggi aliran di atas pelimpah dapat digunakan untuk menentukan skala model dengan penjabaran sebagai berikut :

$$H_e = H - k_h \quad (2-8)$$

dengan :

H_e = tinggi efektif air di atas pelimpah (m)

H = tinggi air di atas pelimpah (m)

k_h = kehilangan tinggi

= 0.457 mm untuk pelimpah mercu bulat.

Tabel 2.3 Nilai kehilangan tinggi untuk berbagai tipe pelimpah

Tipe Pelimpah	Nilai Kehilangan Tinggi
Pelimpah ambang tipis	0.091 mm
Pelimpah mercu bulat	0.457 mm
Pelimpah profil segitiga	0.183 mm
Pelimpah type broad crested	9.146×10^{-4} mm

Sumber : Laporan Pendahuluan Model Test Wadu Jemeh

Debit aliran persatuan lebar di atas pelimpah dengan mempertimbangkan kedua ketinggian air tersebut adalah :

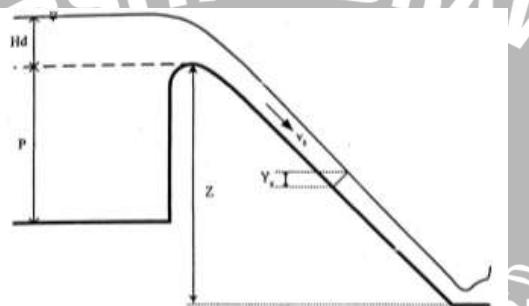
$$q_1 = C \cdot H^{3/2} \quad (2-9)$$

$$q_2 = C \cdot H_e^{3/2} \quad (2-10)$$

Penyelesaian persamaan (2-9) dan (2-10) berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan :

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \quad (2-11)$$

dalam hal ini $\frac{\Delta q}{q}$ adalah rasio perbedaan yang diharapkan (ketelitian yang diharapkan).



Gambar 2.3 Tinggi muka air di atas pelimpah

2.4.4 Kecepatan aliran di atas Pelimpah

Sedangkan Perhitungan hidrolik kecepatan aliran di atas pelimpah dapat dihitung dengan rumus berikut (Chow, Ven Te 1992 : 345)

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_z - y_z)} \quad (2-12)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \quad (2-13)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \quad (2-14)$$

dengan :

Q = debit aliran (m^3/dt)

L = lebar efektif pelimpah

V_z = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi

Z = tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir

Hz = tinggi kecepatan hulu (m)

Yz = kedalaman aliran di kaki pelimpah (m)

Fz = bilangan Froude

$$Fz = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (2-15)$$

$F_R = 1$, merupakan aliran kritis

$F_R < 1$, merupakan aliran subkritis

$F_R > 1$, merupakan aliran superkritis

2.4.5. Tinggi Muka Air Di atas Pelimpah

Sedangkan untuk menghitung tinggi muka air di atas mercu (crest) pelimpah, digunakan persamaan dimana kondisi di atas mercu pelimpah dianggap kritis ($Fr = 1$), sehingga :

$$1 = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (2-16)$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-17)$$

dengan :

y_{cr} = tinggi muka air kritis di atas mercu pelimpah (m)

q = debit aliran persatuan lebar ($m^3/dt/m'$)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

2.5 Analisa Hidrolik untuk Pelimpah Samping

Persamaan yang digunakan adalah rumus dasar dari Julian Hinds (Sosrodarsono, 1981 : 192) :

$$Qx = q \cdot x \quad (2-18)$$

$$V = a \cdot x^n \quad (2-19)$$

$$y = \alpha \left(\frac{n+1}{n} \right) h_v \quad (2-20)$$



dengan :

Q_x = debit pada titik x

q = debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur ($m^3/dt/m$)

x = jarak antara tepi hulu pelimpah dengan suatu titik pada mercu pelimpah

v = kecepatan rata-rata aliran di sal samping pada titik tertentu(m/dt)

a = koefisien yang verhubungan dengan kecepatan aliran di saluran samping

n = eksponen untuk kecepatan aliran di sal samping (antara 0.4-0.8)

y = perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dasar saluran samping pada bidang Δx yang melalui titik tersebut (m)

h_v = tinggi tekan kecepatan aliran ($h_v = \alpha \cdot v^2 / 2g$)

α = koef distribusi kecepatan

Angka "a" dan "n" dari persamaan (2-20) agar dicari dalam kombinasi sedemikian rupa sehingga disatu pihak biaya konstruksi saluran samping ekonomis sedang di pihak lain agar mempunyai bentuk hidrolik yang menguntungkan.

Untuk menghitung tinggi muka air pada saluran samping dipakai persamaan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1981 : 195) :

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A}}{Z_1 + Z_2} \quad (2-21)$$

dimana :

d = tinggi muka air di saluran samping (m)

b = lebar sal samping pada titik x (m)

A = luas penampang basah sal samping pada bidang x (m^2)

Z_1 = kemiringan pelimpah samping

Z_2 = kemiringan dinding samping



Sedangkan untuk menghitung perbedaan tinggi mukai air antara 2 penampang pada saluran samping dipakai persamaan berikut (Subramanya,1986:273) :

$$\Delta y = \frac{\beta \cdot Q_1}{g} \cdot \frac{1 + v_2}{Q_1 + Q_2} \left[v_1 - v_2 + \frac{v_2 Q_2 - Q_1}{Q_1} \right] \quad (2-22)$$

dimana :

Δy = perbedaan antara 2 penampang yang ditinjau

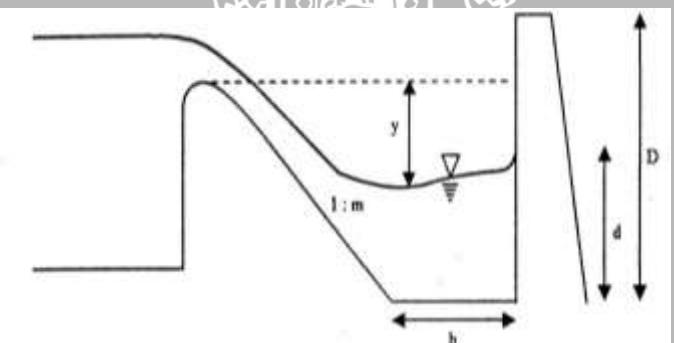
β = faktor koreksi momentum

Q_1 = debit pada bagian hulu (m^3/dt)

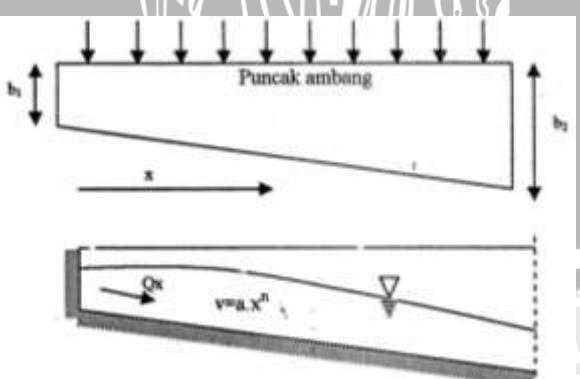
Q_2 = debit pada titik yang ditinjau (m^3/dt)

v_1 = kecepatan pada bagian hulu (m^2/dt)

v_2 = kecepatan titik yang ditinjau (m^2/dt)



Gambar 2.4 Penampang melintang saluran samping



Gambar 2.5 Bentuk saluran dan penampang memanjang saluran samping

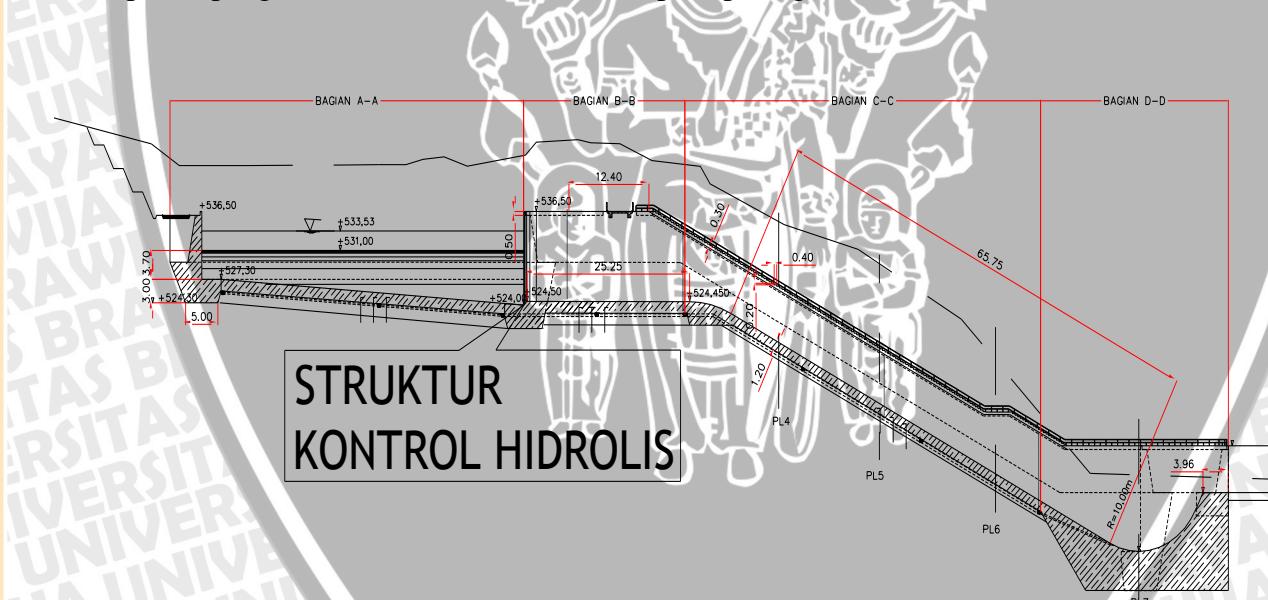
2.6 Saluran Transisi (*channel transitions*)

Saluran transisi pada saluran terbuka secara luas dapat dikelompokkan kedalam beberapa fenomena sebagai berikut :

1. kondisi aliran sub kritis (lambat) ke tingkat sub kritis yang lain (lambat)
2. kondisi aliran sub kritis (lambat) ke tingkat super kritis (cepat)
3. kondisi aliran super kritis (cepat) ke tingkat sub kritis (lambat)
4. kondisi aliran super kritis (cepat) ke tingkat super kritis (cepat)

Fenomena aliran pada saluran transisi pada pelimpah Waduk Jehem termasuk di dalam kategori yang ke 2, yaitu kondisi aliran sub kritis (pada saluran transisi) ke tingkat super kritis (pada saluran peluncur).

Pada pelimpah Waduk Jehem ini, penampang kontrol yang digunakan adalah penampang kontrol dengan peninggian dasar saluran, pada pelimpah Waduk Jehem ini penampang kontrol diletakkan pada awal saluran transisi, fungsi dari penampang kontrol pada awal saluran transisi ini adalah untuk mendapatkan kondisi aliran yang baik pada saluran transisi, dan pada saluran peluncur, adapun secara teknis desain penampang kontrol dari Waduk Jehem seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 2.6 Potongan memanjang waduk jehem

Perencanaan kedalaman air di hilir saluran transisi direncanakan dengan Metode Tahapan Standar (Ven Te Chow, 1985 :224) yang dapat dipakai untuk saluran buatan maupun alami, saluran prismatis dan bukan prismatis dengan persamaan sebagai berikut :

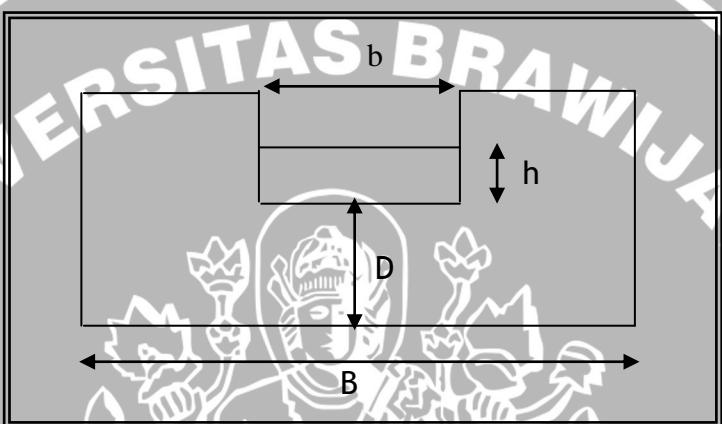
$$Z_1 + Y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2.g} = Z_2 + Y_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2.g} + he + hf \quad (2-23)$$

Tinggi muka air pada saluran transisi :

$$d_2 = \left(\frac{Q^2}{B_2^2 \cdot g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2-24)$$

2.7 Bangunan Ukur Debit Tipe Rechbox

Debit aliran yang masuk ke daerah tampungan waduk di model test diukur dengan bangunan ukur debit tipe Rechbox sebagai berikut :



Gambar 2.7 Alat ukur debit tipe Rechbox

Debit pengaliran melalui Rechbox :

$$Q = K b H^{3/2} \quad (2-25)$$

$$K = 107,1 + (0,177/h) + 14,2 (h/D) - 25,7 [((B-b)h)/DB]^{1/2} + 2,04(B/D)^{1/2} \quad (2-26)$$

dengan :

Q = debit (m^3/menit)

b = lebar ambang pelimpah (m)

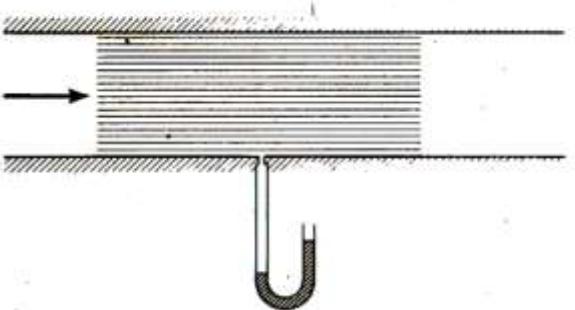
h = tinggi air (m)

K = koefisien debit Rechbox

D = tinggi dari dasar saluran ke mercu Rechbox (m)

2.8 Alat Pengukur Tekanan dengan Pizometer

Tekanan statik (*static pressure*) suatu fluida yang bgerak adalah tekanannya bila kecepatan tidak terganggu oleh pengukuran. Gambar 2.8 menunjukkan satu cara mengukur tekanan statik, yaitu dengan lubang pizometer.



Gambar 2.8 Alat ukur tekanan statik dengan lubang pizometer

Bila aliran sejajar, sebagaimana ditunjukkan, maka variasi tekanan yang normal (tegak lurus) terhadap garis-garis aliran adalah hidrostatik, oleh karena itu dengan mengukur tekanan ada dinding, maka tekanan disetiap titik lain pada penampang yang bersangkutan dapat ditentukan. Lubang pizometer seyogyanya kecil, dengan panjang lubang sekurang-kurangnya dua kali garis tengahnya dan hendaknya tegak lurus terhadap permukaan, tanpa beram (*burr*) di tepi-tepiinya, karena akan menyebabkan terbentuknya pusaran pusaran kecil yang membuat hasil pengukuran menyimpang, untuk itu sebaiknya permukaan disepertai lubang dihaluskan.

2.9 Pengukuran Kecepatan Aliran dengan Tabung Pitot

Pengukuran kecepatan aliran dengan Tabung Pitot dikembangkan guna mempelajari kecepatan aliran di dalam daerah dengan kedalaman aliran yang sangat kecil, dimana aliran normalnya akan sangat terganggu dan barangkali lenyap seandainya disisipkan instrumen untuk mengukur kecepatan.

Tabung Pitot beroperasi berdasarkan tekanan karena pengaruh kecepatan aliran. Cara kerjanya adalah lubang tabung diarahkan ke hulu sehingga fluida mengalir ke dalam lubang tersebut sampai tekanan di dalam tabung meningkat secukupnya untuk menahan dampak kecepatan terhadapnya.

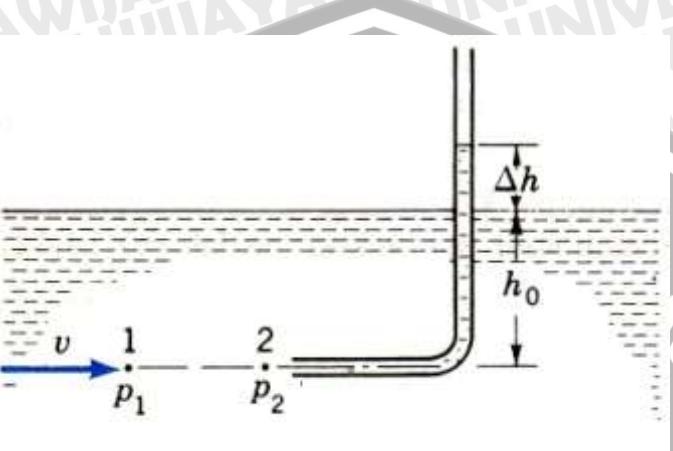
Tepat di depan lubang tersebut fluida tidak bergerak, garis aliran yang melalui titik 1 melintas ke titik 2 yang disebut titik stagnasi (*stagnation point*) tempat fluida tidak bergerak, dan disana bercabang serta melintas di sekitar tabung. Tekanan di titik 2 diketahui dari kolom cairan di dalam tabung. Persamaan Bernoulli, yang diterapkan antara titik 1 dan titik 2 menghasilkan :

$$\frac{V^2}{2g} + p_1/\rho = p_2/\rho = h_0 + \Delta h \quad (2-27)$$

Karena kedua titik terletak pada ketinggian yang sama dan $p_1/\rho = h_0$, maka persamaan menjadi :

$$\frac{V^2}{2g} = \Delta h \quad (2-28)$$

$$V = (2g \Delta h)^{1/2} \quad (2-29)$$



Gambar 2.9. Prinsip kerja Tabung Pitot

2.10 Koefisien Kekasaran Manning

Koefisien kekasaran maning sangat dipengaruhi oleh beberapa faktor yang membentuk permukaan dasar sluran, diantaranya adalah.

1. Kekasaran permukaan
2. Tumbuhan yang ada di saluran
3. Ketidakteraturan saluran
4. Trase saluran
5. Pengendapan dan penggerusan
6. Hambatan yang ada pada saluran
7. Ukuran dan bentuk saluran dan sebagainya

Klasifikasi Skala Model

Klasifikasi skala model dapat dibedakan berdasarkan karakteristiknya, gaya yang dominan, jenis dasar model, jenis aliran dan kompresibilitas fluida.

Berdasarkan karakteristiknya, skala model atau kesetaraan dibedakan menjadi 2 kelompok yaitu :

1. Model phisik atau skala model, model ini dibagi kedalam 2 kelompok yaitu hidrolik model dan non hidrolik model. Hidrolik model bekerja pada proses dengan media air, sedangkan non hidrolik model dengan media bukan air, misalnya gas dan sebagainya.
2. Model numerik atau model matematik, model numerik berkembang sejalan dengan perkembangan perangkat komputer dan pada dekade terakhir telah banyak dipakai diberbagai bidang. Pertanyaan yang muncul dengan perkembangan program komputer yang begitu pesat kemudian adalah apakah dimasa mendatang model numerik dapat menggantikan model phisik. Pertanyaan ini belum dapat terjawab saat ini, karena keterbatasan model numerik menyebabkan model ini belum dapat dipakai pada bidang-bidang tertentu.

Berdasarkan gaya yang dominan, model ini dapat dibedakan menjadi beberapa kelompok yaitu :

1. Model Froude
2. Model Reynolds
3. Model Newton
4. Model Euler
5. Model Weber

Dari ke 5 kelompok tersebut di atas, kelompok yang pemakainnya paling luas adalah Model Froude, yaitu model yang dikembangkan dari gaya gravitasi.

Berdasarkan jenis dasarnya, model ini dapat dibedakan menjadi 2 kelompok yaitu :

1. Model dasar tetap (*Fixed bed model*).
2. Model dasar berubah atau bergerak (*Moveable bed model*).

Skala Model

Prinsip pembuatan skala model adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototipe dengan suatu angka pembanding, sehingga kejadian yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototipe.

Ada dua jenis skala yang dapat digunakan dalam uji model test hidrolik, yaitu

1. Skala model sama (*undistorted model*)

Skala model sama adalah skala model yang dibuat dengan perbandingan antara skala horizontal dan vertikal sama.

2. Skala model tidak sama (*distorted model*)

Skala model tidak sama adalah skala yang dibuat dengan perbandingan antara skala horizontal dan vertikal tidak sama.

Model Froude (Gaya gravitasi) – Skala Model Sama.

Jika gaya gravitasi dominan dalam suatu sistem, maka skala model yang dipakai berdasarkan bilangan Froude. Bilangan Froude harus sama antara model dan prototipe.

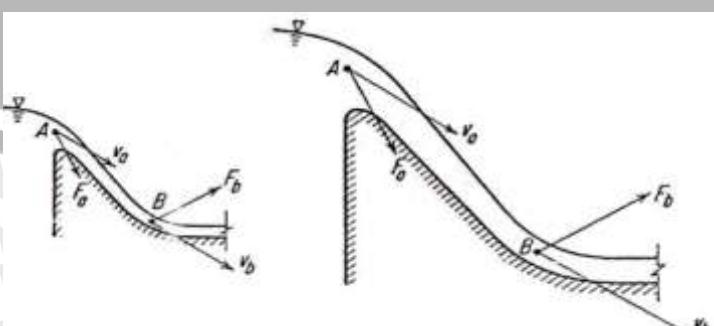
$$(F_r)_m = (F_r)_p \quad (2-30)$$

$$\left(\frac{v}{\sqrt{gL}} \right)_m = \left(\frac{v}{\sqrt{gL}} \right)_p \quad (2-31)$$

Dimana subskrip m dan p menunjukkan model dan prototipe. Dengan menganggap bahwa percepatan gravitasi adalah konstan diseluruh muka bumi, maka :

$$\frac{V_m}{V_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2-32)$$

Dalam hal ini $L_r = L_m/L_p$ dinamakan skala geometri.



Gambar 2.10 Kesebangunan hidrolik

Dengan demikian maka persamaan (3 - 39) dapat dinyatakan dalam 2 bentuk yaitu untuk menentukan kecepatan aliran dimana model harus dioperasikan dan untuk menentukan kecepatan aliran di prototipe berdasarkan kecepatan aliran yang diukur dari model.

$$V_m = V_p \cdot L_r^{(1/2)} \quad (2-33)$$

$$V_p = V_m \cdot L_r^{-(1/2)} \quad (2-34)$$

Skala lain dapat diturunkan dengan mentransformasikan persyaratan Froude kedalam bentuk yang lain sebagai berikut :

$$Q_m = Q_p \cdot L_r^{(5/2)} \quad (2-35)$$



BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Tempat dan Waktu Penelitian

Penelitian dilakukan di Laboratorium Hidrolik Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang. Penelitian dilaksanakan pada awal mei sampai selesai.

3.2 Sarana Penelitian

Penelitian dilakukan di Laboratorium Hidrolik Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang, sehingga dalam pelaksanaan penelitian menggunakan sarana yang telah disediakan di laboratorium. Adapun beberapa peralatan yang digunakan dalam kegiatan penelitian, antara lain :

1. Model Test Waduk Jehem yang telah dibangun dengan skala 1 : 40
2. Pompa air, berfungsi untuk memompa air dari bak penampung dialirkan ke saluran percobaan melalui pipa-pipa yang ada
3. Bak penampung air untuk mengalirkan air ke model yang dilengkapi dengan kran pengatur aliran dan alat pengukur debit (*Rechbox*), sehingga dapat diketahui bahwa aliran debit adalah konstan
4. Tabung pitot (*pitot tube*), digunakan untuk mengukur kecepatan aliran pada saluran. Pengukuran kecepatan *pitot tube* didasarkan pada beda tinggi tekan air pada selang pitot
5. Waterpass, berfungsi untuk mengukur elevasi muka air saat percobaan.
6. Bak meter, berfungsi untuk membantu pengukuran
7. Peralatan tulis

3.3 Variabel Penelitian

Dalam penelitian ini menggunakan variabel dan parameter bebas dan variabel tak bebas.

1. Variabel bebas adalah variabel yang mana nilainya bebas ditentukan oleh peneliti karena dalam penelitian ini ada data yang tidak diketahui (data hidrologi).

Dalam penelitian ini yang merupakan variabel bebas antara lain :

Variasi debit (Q) : ($Q_{100\text{th}} = 23,05 \text{ m}^3/\text{det}$), ($Q_{1000\text{th}} = 36,43 \text{ m}^3/\text{det}$), ($Q_{\text{PMF}} = 43,59 \text{ m}^3/\text{det}$)

2. Variabel tidak bebas adalah variabel yang perubahannya tergantung pada variabel bebas. Dalam penelitian ini yang merupakan variabel tidak bebas antara lain : Kecepatan aliran, tinggi muka air, jarak-jarak titik pengujian.

Disamping menggunakan variabel-variabel diatas, faktor penting yang sangat berpengaruh dalam analisa data adalah penggunaan konstanta. Pada penelitian ini konstanta yang digunakan adalah percepatan gravitasi (g). Dalam pengolahan data dari hasil penelitian, konstanta percepatan gravitasi yang digunakan adalah 9.81 m/det^2

3.4 Rancangan Penelitian

Penelitian ini dilakukan untuk mengatahui pola aliran yang terjadi pada bagian pelimpah dan saluran transisi di waduk Jehem Bali. Model waduk Jehem di aliri dengan debit rancangan yang berbeda – beda untuk mengetahui pola aliran yang terjadi dengan tujuan agar dapat mengetahui keefisienan dalam pembuatan bangunan pelimpah, khususnya ketika dialiri debit PMF agar tidak mengalami overtopping sehingga aman.

Tabel 3.1 Rancangan penelitian

Q debit rancangan	t (tinggi muka air)	Kecepatan (v)	Tipe aliran
Q_{100} tahun			
Q_{1000} tahun			
Q_{PMF}			

3.5 Langkah – langkah Penelitian

Dalam penelitian ini, model waduk Jehem telah dibuat terlebih dahulu. Penempatan pelimpah serta bagian – bagian waduk lainnya telah disesuaikan dengan keadaan aslinya. Dalam penelitian, pengaliran diusahakan pengaliran sempurna agar dapat dilihat pola alirannya.

Tabel 3.2 Langkah – langkah penelitian

No	Kegiatan
1	Mempersiapkan peralatan dilaboratorium termasuk membuat membuat model fisik pelimpah
2	Kalibrasi alat ukur debit dan alat ukur kecepatan
3	Melakukan pengaliran awal untuk mengetahui apakah layak atau tidaknya
4	Melakukan pengukuran H (tinggi muka air dari dasar saluran), v (kecepatan aliran) dan tekanan pada titik – titik yang direncanakan dengan Q_1
5	Mengamati pola aliran secara langsung yang terjadi pada pelimpah
6	Selanjutnya mengulangi langkah (4) dengan Q_2 , Q_3 , Q_4 , Q_5 , dan Q_{PMF}

3.6 Analisis Hasil Penelitian

Untuk mengetahui tipe pola aliran yang terjadi, perlu diketahui variabel – variabel tak bebas yaitu tinggi muka air, kecepatan, panjang penampang, disamping dari pengamatan secara langsung.

3.6.1 Lebar efektif (L)

Penentuan panjang efektif (L)

$$L = L' - n t - 2.(n.Kp + Ka).He \quad (3-1)$$

dengan :

L' = panjang bendung sebenarnya (m)

n = jumlah pilar

t = tebal pilar (m)

Kp = koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk pilar)

Ka = koefisien konstraksi pada dinding samping (= 0)

H_e = tinggi efektif air diatas pelimpah (m)

3.6.2 Kapasitas Pengaliran Pelimpah

Rumus pengaliran hidrolik yang mengalir di atas pelimpah type overflow tanpa pintu, dirumuskan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = C \cdot L \cdot Ho^{3/2} \quad (3-2)$$

Dimana :

Q = debit pelimpah (m^3/det)

C = koefisien debit pelimpah ($m^{1/2}/det$)

L = lebar Pelimpah (m)

Ho =tinggi muka air di atas ambang pelimpah (m)





3.6.3 Angka Froude (F_R)

$$F_R = \frac{\bar{u}}{\sqrt{gL}} \quad (3-3)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (3-4)$$

dengan :

F_R = angka froude

\bar{u} = kecepatan rata – rata aliran (m/dtk)

L = panjang karakteristik (m)

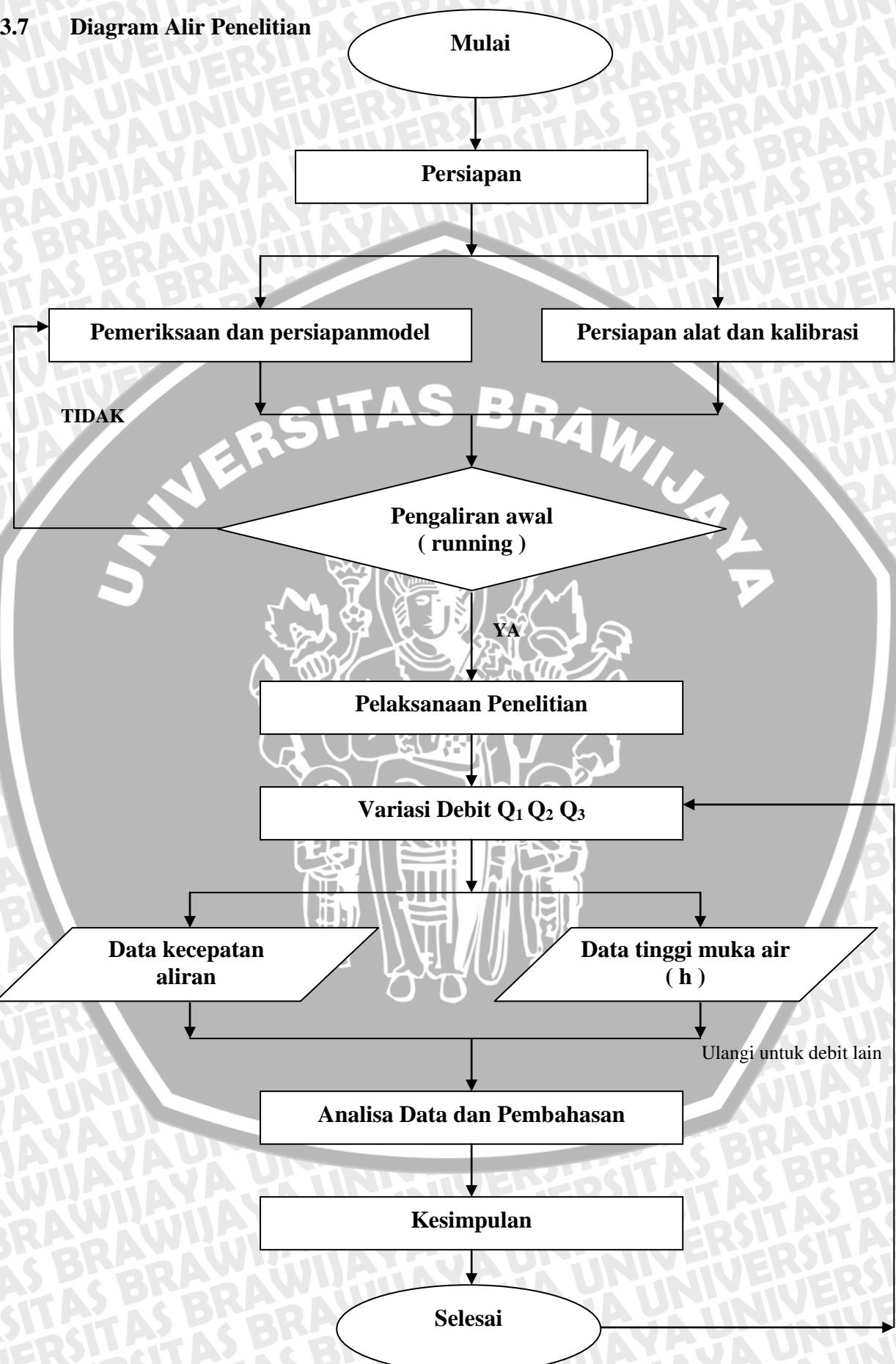
g = gaya gravitasi (m/dtk²)

$F_R = 1$, aliran kritis

$F_R < 1$, aliran subkritis

$F_R > 1$, aliran superkritis



3.7 Diagram Alir Penelitian

Gambar 3.1 Flow chart diagram alir penelitian

BAB IV

PERHITUNGAN DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Data Pengukuran Tinggi Muka Air Model Test Jehem Bangli

Tipe : **USBR 1**

$$Q_{100\text{ th}} = 23,05 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

IPG : 100,6

Elevasi : 527,3

Perhitungan Prototipe

$$\left. \begin{array}{l} \frac{IPG - B.MA \times 40}{100} = x \\ Elevasi Prototipe = 527,30 + x \end{array} \right\}$$

Untuk IPG > BMA

Tabel 4.1 Tinggi muka air USBR 1 $Q_{100\text{th}}$

Section	Model			Rata-rata	Prototype			Elevasi Muka Air Prototipe	Elevasi Dasar Saluran	h	Jarak Kumulatif
	Kiri	As	Kanan		Kiri	AS	Kanan				
PELIMPAH											
II	87,3	87,6	87,4	87,43	532,62	532,50	532,58	532,57	527,30	5,27	0,000
I	87,2	88,1	87,2		532,66	532,30	532,66	532,54	527,30	5,24	4,950
0	88,9	88,4	88,1		531,98	532,18	532,30	532,15	531,00	1,15	10,230
SALURAN SAMPING											
1	97,1	96,7	92,6	95,47	528,70	528,86	530,50	529,35	521,00	8,35	12,340
2	96,4	97,1	94,7		528,98	528,70	529,66	529,11	521,40	7,71	22,400
3	97,3	96,8	93,3		528,62	528,82	530,22	529,22	521,80	7,42	32,400
4	97,2	97,5	94,8		528,66	528,54	529,62	528,94	522,40	6,54	47,400
5	98,4	99,2	95,2		528,18	527,86	529,46	528,50	523,00	5,50	62,280
TRANSISI											
6	99,6	99,4	99,7	99,57	527,70	527,78	527,66	527,71	522,99	4,72	66,040
7	98,9	99,2	98,7		527,98	527,86	528,06	527,97	522,97	5,00	76,040
8	99,2	99,3	99,5		527,86	527,82	527,74	527,81	522,95	4,86	90,100
PELUNCUR											
9	100,9	100,4	100,7	100,67	527,18	527,38	527,26	527,27	524,40	2,87	91,550
10	102,7	102,8	102,7		526,46	526,42	526,46	526,45	523,65	2,80	93,230
11	101,8	102,3	101,2		526,82	526,62	527,06	526,83	521,00	5,83	99,160
12	119,9	120,4	120,6		519,58	519,38	519,30	519,42	517,40	2,02	107,210
13	139	139,1	138,9		511,94	511,90	511,98	511,94	511,50	0,44	120,400
14	167,2	167,2	167,5		500,66	500,66	500,54	500,62	500,00	0,62	146,110
KOLAM OLAKAN											
15	165,8	166,7	166,8	166,43	501,22	500,86	500,82	500,97	500,00	0,97	149,500
16	166,4	165,8	166,7		500,98	501,22	500,86	501,02	500,00	1,02	161,110
17	166,1	166,3	166,1		501,10	501,02	501,10	501,07	500,00	1,07	174,480
HILIR GERUSAN											
18	165,4	166,1	165,5	165,67	501,38	501,10	501,34	501,27	498,00	3,27	176,110
19	163,2	164,2	162,6		502,26	501,86	502,50	502,21	498,00	4,21	182,110
20	164	164,8	164		501,94	501,62	501,94	501,83	498,00	3,83	202,910
21	168,2	161,6	164,2		500,26	502,90	501,86	501,67	498,00	3,67	207,260



Tipe : **USBR 1**

IPG : 102.6

Elevasi : 527.3

Perhitungan Prototipe

$$\frac{IPG - B.MA \times 40}{100} = x$$

$$Elevasi Prototipe = 527,30 + x$$

Q 1000 th = 36,43 m³/dtk

Untuk IPG > BMA

Tabel 4.2 Tinggi muka air USBR 1 Q_{1000th}

Section	Model			Rata-rata	Prototype			Elevasi Muka Air Prototipe	Elevasi Dasar Saluran	h	Jarak Kumulatif
	Kiri	As	Kanan		Kiri	AS	Kanan				
PELIMPAH											
II	88,3	87,5	87,7	87,83	532,22	532,54	532,46	533,21	527,30	5,91	0,000
I	88,5	88,1	87,9		532,14	532,30	532,38	533,07	527,30	5,77	4,950
0	89,4	90	89,5		531,78	531,54	531,74	532,49	531,00	1,49	10,230
SALURAN SAMPING											
1	94,2	93,2	90,4	92,60	529,86	530,26	531,38	531,30	521,00	10,30	12,340
2	94,1	94,6	90,2		529,90	529,70	531,46	531,15	521,40	9,75	22,400
3	93,3	94,7	90,3		530,22	529,66	531,42	531,23	521,80	9,43	32,400
4	94,8	94,8	93,2		529,62	529,62	530,26	530,63	522,40	8,23	47,400
5	96,5	97,8	93,6		528,94	528,42	530,10	529,95	523,00	6,95	62,280
TRANSISI											
6	98,1	97,8	97,8	97,90	528,30	528,42	528,42	529,18	522,99	6,19	66,040
7	97,8	97,6	98		528,42	528,50	528,34	529,22	522,97	6,25	76,040
8	99,2	99,5	99,2		527,86	527,74	527,86	528,62	522,95	5,67	90,100
PELUNCUR											
9	99,1	99,6	99,5	99,40	527,90	527,70	527,74	528,58	524,40	4,18	91,550
10	101,9	102	101,6		526,78	526,74	526,90	527,61	523,65	3,96	93,230
11	111,7	113,2	110		522,86	522,26	523,54	523,69	521,00	2,69	99,160
12	121,1	122,3	120,1		519,10	518,62	519,50	519,87	517,40	2,47	107,210
13	138,2	138,6	138,6		512,26	512,10	512,10	512,95	511,50	1,45	120,400
14	165,9	165,9	165,8		501,18	501,18	501,22	501,99	500,00	1,99	146,110
KOLAM OLAKAN											
15	164,8	166,5	163,8	165,03	501,62	500,94	502,02	502,33	500,00	2,33	149,500
16	165	166,5	165,7		501,54	500,94	501,26	502,05	500,00	2,05	161,110
17	165,2	165,8	165,6		501,46	501,22	501,30	502,13	500,00	2,13	174,480
HILIR GERUSAN											
18	165,7	165,5	165,7	165,63	501,26	501,34	501,26	502,09	498,00	4,09	176,110
19	163	163,1	163,2		502,34	502,30	502,26	503,10	498,00	5,10	182,110
20	164,2	164,5	164		501,86	501,74	501,94	502,65	498,00	4,65	202,910
21	164,2	164,3	164		501,86	501,82	501,94	502,67	498,00	4,67	207,260



Tipe : **USBR 1**

IPG : 101.7

Elevasi : 527.3

Perhitungan Prototipe

$$\frac{IPG - B.MA \times 40}{100} = x$$

$$Elevasi\ Prototipe = 527,30 + x$$

$$Q_{PMF} = 43,59 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Untuk IPG > BMA

Tabel 4.3 Tinggi muka air USBR 1 Q_{PMF}

Section	Model			Rata-rata	Prototype			Elevasi Muka Air Prototipe	Elevasi Dasar Saluran	h	Jarak Kumulatif	
	Kiri	As	Kanan		Kiri	AS	Kanan					
PELIMPAH												
II	87	86,5	86,8	86,75	532,74	532,94	532,82	533,27	527,30	5,97	0,000	
I	87,3	86,5	86,45		532,62	532,94	532,96	533,28	527,30	5,98	4,950	
0	87,8	88,5	88		532,42	532,14	532,34	532,74	531,00	1,74	10,230	
SALURAN SAMPING												
1	90,2	91	88,1	90,43	531,46	531,14	532,30	532,07	521,00	11,07	12,340	
2	90,5	92	89		531,34	530,74	531,94	531,78	521,40	10,38	22,400	
3	90,8	91,5	89		531,22	530,94	531,94	531,81	521,80	10,01	32,400	
4	92	96	89,1		530,74	529,14	531,90	531,03	522,40	8,63	47,400	
5	96,1	94,4	91,5		529,10	529,78	530,94	530,38	523,00	7,38	62,280	
TRANSISI												
6	95,6	96	95,8	96,47	529,30	529,14	529,22	529,66	522,99	6,67	66,040	
7	96,9	96,2	96		528,78	529,06	529,14	529,43	522,97	6,46	76,040	
8	95,7	96,2	97,5		529,26	529,06	528,54	529,39	522,95	6,44	90,100	
PELUNCUR												
9	97,4	98,2	98,5	110,27	528,58	528,26	528,14	528,77	524,40	4,37	91,550	
10	98,6	100	99,5		528,10	527,54	527,74	528,23	523,65	4,58	93,230	
11	109,2	111,8	109,8		523,86	522,82	523,62	523,87	521,00	2,87	99,160	
12	119,4	118,6	118,9		519,78	520,10	519,98	520,39	517,40	2,99	107,210	
13	136,3	136,6	136,6		513,02	512,90	512,90	513,38	511,50	1,88	120,400	
14	165,3	165,5	165,2		501,42	501,34	501,46	501,85	500,00	1,85	146,110	
KOLAM OLAKAN												
15	163,8	164,2	162,5	164,43	502,02	501,86	502,54	502,58	500,00	2,58	149,500	
16	163,8	164,2	162,8		502,02	501,86	502,42	502,54	500,00	2,54	161,110	
17	163,9	165	164,4		501,98	501,54	501,78	502,21	500,00	2,21	174,480	
HILIR GERUSAN												
18	165	163,8	164,7	164,47	501,54	502,02	501,66	502,18	498,00	4,18	176,110	
19	161,2	161,7	161,5		503,06	502,86	502,94	503,39	498,00	5,39	182,110	
20	162,2	162,7	162,3		502,66	502,46	502,62	503,02	498,00	5,02	202,910	
21	165,2	163,7	164,5		501,46	502,06	501,74	502,19	498,00	4,19	207,260	

4.2 Analisis Data Kecepatan Prototype dan Angka Froude (Fr)

Tipe : **USBR 1**

: $Q_{100\text{th}} = 23,05 \text{ m}^3/\text{dtk}$

$FR < 1$, subkritis

$FR = 1$, kritis

$FR > 1$, superkritis

Tabel 4.4 Analisis kecepatan dan angka Froude USBR 1 $Q_{100\text{th}}$

No	Section	Model			Rata - rata			Rata-rata	H p	V Prototype	H muka air	Fr	Keterangan
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan						
0	Bawah	4.8	5	4	5.1	4.7	3.8	4.54	1.82	5.97	1.15	1.78	Superkritis
	Tengah	5.2	5.1	4									
	Atas	5.3	4	3.5									
1	Bawah	1.5	5.3	2.1	1.6	2.3	2.4	2.10	0.84	4.06	8.35	0.45	Subkritis
	Tengah	2	1	2.8									
	Atas	1.2	0.6	2.4									
2	Bawah	2.4	3.8	1.3	0.9	1.9	0.7	1.17	0.47	3.03	7.71	0.35	Subkritis
	Tengah	0.2	1.2	0.4									
	Atas	0.1	0.8	0.3									
3	Bawah	1.2	4	1.8	0.9	1.9	0.9	1.27	0.51	3.15	7.42	0.37	Subkritis
	Tengah	1	1.2	0.7									
	Atas	0.6	0.6	0.3									
4	Bawah	3	3.6	1.4	1.3	1.6	0.6	1.17	0.47	3.03	6.54	0.38	Subkritis
	Tengah	0.5	1	0.3									
	Atas	0.4	0.2	0.1									
5	Bawah	2	2.5	2.8	1.9	2.3	2.1	2.07	0.83	4.03	5.5	0.55	Subkritis
	Tengah	1.8	2.4	1.8									
	Atas	1.8	1.9	1.6									
6	Bawah	1.3	2	2.5	1.6	1.7	2.6	1.98	0.79	3.94	4.72	0.58	Subkritis
	Tengah	1.7	1.6	2.4									
	Atas	1.8	1.5	3									
7	Bawah	2.5	2.7	2.2	2.4	2.6	2.4	2.48	0.99	4.41	4.99	0.63	Subkritis
	Tengah	2.4	2.6	2.5									
	Atas	2.3	2.5	2.6									
8	Bawah	3	2.5	1.6	3.2	2.4	1.9	2.49	1.00	4.42	4.86	0.64	Subkritis
	Tengah	3.2	2.4	2									
	Atas	3.4	2.2	2.1									
9	Bawah	6.3	6.7	6.5	5.3	5.6	5.7	5.54	2.22	6.60	2.87	1.24	Superkritis
	Tengah	5.5	5.2	5.5									
	Atas	4.2	5	5									
10	Bawah	4.5	5	5.2	5.8	5.5	5.3	5.53	2.21	6.59	2.79	1.26	Superkritis
	Tengah	6.5	5.7	5.5									
	Atas	6.5	5.7	5.2									
11	Bawah	9.5	10	9.8	9.5	10.4	10.3	10.06	4.02	8.88	5.83	1.17	Superkritis
	Tengah	9.2	10.5	10.5									
	Atas	9.7	10.6	10.7									
12	Bawah	24	23	20	22.7	23.6	20.5	22.24	8.90	13.21	2.02	2.97	Superkritis
	Tengah	23.5	23.2	20.5									
	Atas	20.5	24.5	21									



Tabel 4.5 Analisis kecepatan prototype tiap sisi USBR 1 Q_{100th}

No	Section	Model (cm)			Prototype (m)			V Prototype (m /dtk)		
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan
0	Bawah	4.8	5	4	1.92	2	1.6	6.14	6.26	5.60
	Tengah	5.2	5.1	4	2.08	2.04	1.6	6.39	6.33	5.60
	Atas	5.3	4	3.5	2.12	1.6	1.4	6.45	5.60	5.24
1	Bawah	1.5	5.3	2.1	0.6	2.12	0.84	3.43	6.45	4.06
	Tengah	2	1	2.8	0.8	0.4	1.12	3.96	2.80	4.69
	Atas	1.2	0.6	2.4	0.48	0.24	0.96	3.07	2.17	4.34
2	Bawah	2.4	3.8	1.3	0.96	1.52	0.52	4.34	5.46	3.19
	Tengah	0.2	1.2	0.4	0.08	0.48	0.16	1.25	3.07	1.77
	Atas	0.1	0.8	0.3	0.04	0.32	0.12	0.89	2.51	1.53
3	Bawah	1.2	4	1.8	0.48	1.6	0.72	3.07	5.60	3.76
	Tengah	1	1.2	0.7	0.4	0.48	0.28	2.80	3.07	2.34
	Atas	0.6	0.6	0.3	0.24	0.24	0.12	2.17	2.17	1.53
4	Bawah	3	3.6	1.4	1.2	1.44	0.56	4.85	5.32	3.31
	Tengah	0.5	1	0.3	0.2	0.4	0.12	1.98	2.80	1.53
	Atas	0.4	0.2	0.1	0.16	0.08	0.04	1.77	1.25	0.89
5	Bawah	2	2.5	2.8	0.8	1	1.12	3.96	4.43	4.69
	Tengah	1.8	2.4	1.8	0.72	0.96	0.72	3.76	4.34	3.76
	Atas	1.8	1.9	1.6	0.72	0.76	0.64	3.76	3.86	3.54
6	Bawah	1.3	2	2.5	0.52	0.8	1	3.19	3.96	4.43
	Tengah	1.7	1.6	2.4	0.68	0.64	0.96	3.65	3.54	4.34
	Atas	1.8	1.5	3	0.72	0.6	1.2	3.76	3.43	4.85
7	Bawah	2.5	2.7	2.2	1	1.08	0.88	4.43	4.60	4.16
	Tengah	2.4	2.6	2.5	0.96	1.04	1	4.34	4.52	4.43
	Atas	2.3	2.5	2.6	0.92	1	1.04	4.25	4.43	4.52
8	Bawah	3	2.5	1.6	1.2	1	0.64	4.85	4.43	3.54
	Tengah	3.2	2.4	2	1.28	0.96	0.8	5.01	4.34	3.96
	Atas	3.4	2.2	2.1	1.36	0.88	0.84	5.17	4.16	4.06
9	Bawah	6.3	6.7	6.5	2.52	2.68	2.6	7.03	7.25	7.14
	Tengah	5.5	5.2	5.5	2.2	2.08	2.2	6.57	6.39	6.57
	Atas	4.2	5	5	1.68	2	2	5.74	6.26	6.26
10	Bawah	4.5	5	5.2	1.8	2	2.08	5.94	6.26	6.39
	Tengah	6.5	5.7	5.5	2.6	2.28	2.2	7.14	6.69	6.57
	Atas	6.5	5.7	5.2	2.6	2.28	2.08	7.14	6.69	6.39



No	Section	Model (cm)			Prototype (m)			V Prototype (m /dtk)		
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan
11	Bawah	9.5	10	9.8	3.8	4	3.92	8.63	8.86	8.77
	Tengah	9.2	10.5	10.5	3.68	4.2	4.2	8.50	9.08	9.08
	Atas	9.7	10.6	10.7	3.88	4.24	4.28	8.72	9.12	9.16
12	Bawah	24	23	20	9.6	9.2	8	13.72	13.44	12.53
	Tengah	23.5	23.2	20.5	9.4	9.28	8.2	13.58	13.49	12.68
	Atas	20.5	24.5	21	8.2	9.8	8.4	12.68	13.87	12.84
13	Bawah	28.5	45.6	48.7	11.4	18.24	19.48	14.96	18.92	19.55
	Tengah	27.5	53.6	54	11	21.44	21.6	14.69	20.51	20.59
	Atas	43.7	53.6	54.5	17.48	21.44	21.8	18.52	20.51	20.68
14	Bawah	35.5	55.1	61.6	14.2	22.04	24.64	16.69	20.79	21.99
	Tengah	28.7	52.5	62	11.48	21	24.8	15.01	20.30	22.06
	Atas	52	57.7	58.7	20.8	23.08	23.48	20.20	21.28	21.46
15	Bawah	57.1	62.2	60.7	22.84	24.88	24.28	21.17	22.09	21.83
	Tengah	45.1	58.3	56.2	18.04	23.32	22.48	18.81	21.39	21.00
	Atas	37.2	60.3	51.3	14.88	24.12	20.52	17.09	21.75	20.06
16	Bawah	48.3	46.7	48.3	19.32	18.68	19.32	19.47	19.14	19.47
	Tengah	49.3	53.1	41.3	19.72	21.24	16.52	19.67	20.41	18.00
	Atas	44.3	56.6	32.3	17.72	22.64	12.92	18.65	21.08	15.92
17	Bawah				0	0	0	0.00	0.00	0.00
	Tengah	45.8	50.2	44.8	18.32	20.08	17.92	18.96	19.85	18.75
	Atas				0	0	0	0.00	0.00	0.00
18	Bawah				0	0	0	0.00	0.00	0.00
	Tengah	40.5	43.3	38.9	16.2	17.32	15.56	17.83	18.43	17.47
	Atas				0	0	0	0.00	0.00	0.00
19	Bawah				0	0	0	0.00	0.00	0.00
	Tengah	50.5	48.3	35.6	20.2	19.32	14.24	19.91	19.47	16.71
	Atas				0	0	0	0.00	0.00	0.00
20	Bawah	8.4	3.3	1.5	3.36	1.32	0.6	8.12	5.09	3.43
	Tengah	7.5	2.6	0.7	3	1.04	0.28	7.67	4.52	2.34
	Atas	5	1.5	0.3	2	0.6	0.12	6.26	3.43	1.53
21	Bawah	2.3	5.6	4.2	0.92	2.24	1.68	4.25	6.63	5.74
	Tengah	7.4	4.8	3.6	2.96	1.92	1.44	7.62	6.14	5.32
	Atas	6.6	4.6	3.5	2.64	1.84	1.4	7.20	6.01	5.24

Tipe : **USBR 1**: Q 1000 th = 36,43 m³/dtk

FR < 1 , subkritis

FR = 1 , kritis

FR > 1 , superkritis

Tabel 4.6 Analisis kecepatan dan angka Froude USBR 1 Q_{1000th}

No	Section	Model			Rata - rata			Rata-rata	H p	V Prototype	H muka air	Fr	Keterangan
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan						
0	Bawah	7.3	8.3	6	5.5	5.9	4.9	5.43	2.17	6.53	1.49	1.71	Superkritis
	Tengah	6.4	5.8	5.3									
	Atas	2.8	3.6	3.4									
1	Bawah	1.5	2.9	2	1.0	1.8	1.1	1.29	0.52	3.18	10.3	0.32	Subkritis
	Tengah	0.8	2	0.5									
	Atas	0.7	0.5	0.7									
2	Bawah	2.8	3.8	3.8	2.1	3.8	3.3	3.08	1.23	4.91	9.75	0.50	Subkritis
	Tengah	3.2	4	3.4									
	Atas	0.2	3.7	2.8									
3	Bawah	7.1	7.7	7.5	7.7	7.5	7.2	7.48	2.99	7.66	9.43	0.80	Subkritis
	Tengah	9	7.4	7.6									
	Atas	7.1	7.3	6.6									
4	Bawah	6	6.2	4	6.2	6.0	3.9	5.38	2.15	6.50	8.23	0.72	Subkritis
	Tengah	6.8	6.3	4									
	Atas	5.8	5.5	3.8									
5	Bawah	6.9	6.9	3.6	6.9	7.0	4.0	5.96	2.38	6.84	6.95	0.83	Subkritis
	Tengah	6.9	6.9	3.6									
	Atas	6.9	7.2	4.7									
6	Bawah	4.2	6	2.6	4.9	5.5	2.4	4.30	1.72	5.81	6.19	0.75	Subkritis
	Tengah	4	5.4	2.5									
	Atas	6.6	5.2	2.2									
7	Bawah	7.5	7.1	7.4	7.2	7.2	7.2	7.19	2.88	7.51	6.25	0.96	Subkritis
	Tengah	7	7.4	7.2									
	Atas	7	7.2	6.9									
8	Bawah	5.4	5.8	2.3	5.5	5.6	4.8	5.31	2.12	6.46	5.67	0.87	Subkritis
	Tengah	5.8	6.6	4.4									
	Atas	5.3	4.5	7.7									
9	Bawah	14	13.7	10	9.4	9.2	7.6	8.74	3.50	8.28	4.18	1.29	Superkritis
	Tengah	8.4	8.4	7.8									
	Atas	5.9	5.5	5									
10	Bawah	2.2	7.5	1.3	5.5	8.0	5.1	6.18	2.47	6.96	3.96	1.12	Superkritis
	Tengah	6.7	8.4	7.2									
	Atas	7.6	8	6.7									
11	Bawah	10.2	13	11.6	10.9	13.8	11.3	12.01	4.80	9.71	2.69	1.89	Superkritis
	Tengah	10.9	14.3	11									
	Atas	11.5	14.2	11.4									
12	Bawah	18.3	24.2	23.5	21.4	25.5	22.8	23.24	9.30	13.51	2.47	2.74	Superkritis
	Tengah	23.5	25.5	22.1									
	Atas	22.5	26.8	22.8									



Tabel 4.7 Analisis kecepatan prototype tiap sisi USBR 1 Q_{1000th}

No	Section	Model (cm)			Prototype (m)			V Prototype (m /dtk)		
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan
0	Bawah	7.3	8.3	6	2.92	3.32	2.4	7.57	8.07	6.86
	Tengah	6.4	5.8	5.3	2.56	2.32	2.12	7.09	6.75	6.45
	Atas	2.8	3.6	3.4	1.12	1.44	1.36	4.69	5.32	5.17
1	Bawah	1.5	2.9	2	0.6	1.16	0.8	3.43	4.77	3.96
	Tengah	0.8	2	0.5	0.32	0.8	0.2	2.51	3.96	1.98
	Atas	0.7	0.5	0.7	0.28	0.2	0.28	2.34	1.98	2.34
2	Bawah	2.8	3.8	3.8	1.12	1.52	1.52	4.69	5.46	5.46
	Tengah	3.2	4	3.4	1.28	1.6	1.36	5.01	5.60	5.17
	Atas	0.2	3.7	2.8	0.08	1.48	1.12	1.25	5.39	4.69
3	Bawah	7.1	7.7	7.5	2.84	3.08	3	7.46	7.77	7.67
	Tengah	9	7.4	7.6	3.6	2.96	3.04	8.40	7.62	7.72
	Atas	7.1	7.3	6.6	2.84	2.92	2.64	7.46	7.57	7.20
4	Bawah	6	6.2	4	2.4	2.48	1.6	6.86	6.98	5.60
	Tengah	6.8	6.3	4	2.72	2.52	1.6	7.31	7.03	5.60
	Atas	5.8	5.5	3.8	2.32	2.2	1.52	6.75	6.57	5.46
5	Bawah	6.9	6.9	3.6	2.76	2.76	1.44	7.36	7.36	5.32
	Tengah	6.9	6.9	3.6	2.76	2.76	1.44	7.36	7.36	5.32
	Atas	6.9	7.2	4.7	2.76	2.88	1.88	7.36	7.52	6.07
6	Bawah	4.2	6	2.6	1.68	2.4	1.04	5.74	6.86	4.52
	Tengah	4	5.4	2.5	1.6	2.16	1	5.60	6.51	4.43
	Atas	6.6	5.2	2.2	2.64	2.08	0.88	7.20	6.39	4.16
7	Bawah	7.5	7.1	7.4	3	2.84	2.96	7.67	7.46	7.62
	Tengah	7	7.4	7.2	2.8	2.96	2.88	7.41	7.62	7.52
	Atas	7	7.2	6.9	2.8	2.88	2.76	7.41	7.52	7.36
8	Bawah	5.4	5.8	2.3	2.16	2.32	0.92	6.51	6.75	4.25
	Tengah	5.8	6.6	4.4	2.32	2.64	1.76	6.75	7.20	5.88
	Atas	5.3	4.5	7.7	2.12	1.8	3.08	6.45	5.94	7.77
9	Bawah	14	13.7	10	5.6	5.48	4	10.48	10.37	8.86
	Tengah	8.4	8.4	7.8	3.36	3.36	3.12	8.12	8.12	7.82
	Atas	5.9	5.5	5	2.36	2.2	2	6.80	6.57	6.26
10	Bawah	2.2	7.5	1.3	0.88	3	0.52	4.16	7.67	3.19
	Tengah	6.7	8.4	7.2	2.68	3.36	2.88	7.25	8.12	7.52
	Atas	7.6	8	6.7	3.04	3.2	2.68	7.72	7.92	7.25



No	Section	Model (cm)			Prototype (m)			V Prototype (m /dtk)		
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan
11	Bawah	10.2	13	11.6	4.08	5.2	4.64	8.95	10.10	9.54
	Tengah	10.9	14.3	11	4.36	5.72	4.4	9.25	10.59	9.29
	Atas	11.5	14.2	11.4	4.6	5.68	4.56	9.50	10.56	9.46
12	Bawah	18.3	24.2	23.5	7.32	9.68	9.4	11.98	13.78	13.58
	Tengah	23.5	25.5	22.1	9.4	10.2	8.84	13.58	14.15	13.17
	Atas	22.5	26.8	22.8	9	10.72	9.12	13.29	14.50	13.38
13	Bawah	33.6	38.6	37.8	13.44	15.44	15.12	16.24	17.40	17.22
	Tengah	39.5	41.2	38.5	15.8	16.48	15.4	17.61	17.98	17.38
	Atas	38.4	48.2	39.2	15.36	19.28	15.68	17.36	19.45	17.54
14	Bawah	37.7	32.65	18.8	15.08	13.06	7.52	17.20	16.01	12.15
	Tengah	40.5	45.6	27.2	16.2	18.24	10.88	17.83	18.92	14.61
	Atas	59.6	66.2	33.8	23.84	26.48	13.52	21.63	22.79	16.29
15	Bawah	62	73.5	80.5	24.8	29.4	32.2	22.06	24.02	25.13
	Tengah	70	78.5	72.3	28	31.4	28.92	23.44	24.82	23.82
	Atas	72	85.6	52.5	28.8	34.24	21	23.77	25.92	20.30
16	Bawah	51.5	68.5	71	20.6	27.4	28.4	20.10	23.19	23.61
	Tengah	51	73.5	60.5	20.4	29.4	24.2	20.01	24.02	21.79
	Atas	51.2	73.5	48.5	20.48	29.4	19.4	20.05	24.02	19.51
17	Bawah	53.5	67	73.5	21.4	26.8	29.4	20.49	22.93	24.02
	Tengah	56	75	73	22.4	30	29.2	20.96	24.26	23.94
	Atas	55	76.5	71	22	30.6	28.4	20.78	24.50	23.61
18	Bawah	60.5	64.5	69.5	24.2	25.8	27.8	21.79	22.50	23.35
	Tengah	63	69.5	69.5	25.2	27.8	27.8	22.24	23.35	23.35
	Atas	61	72	48.5	24.4	28.8	19.4	21.88	23.77	19.51
19	Bawah	17	36	52	6.8	14.4	20.8	11.55	16.81	20.20
	Tengah	24.5	53.5	53	9.8	21.4	21.2	13.87	20.49	20.39
	Atas	21	55.5	54.5	8.4	22.2	21.8	12.84	20.87	20.68
20	Bawah	6.3	2.5	6.5	2.52	1	2.6	7.03	4.43	7.14
	Tengah	4	2.6	7	1.6	1.04	2.8	5.60	4.52	7.41
	Atas	4.2	1.8	4.8	1.68	0.72	1.92	5.74	3.76	6.14
21	Bawah	4.5	1.2	0.8	1.8	0.48	0.32	5.94	3.07	2.51
	Tengah	8.5	1.6	1.4	3.4	0.64	0.56	8.17	3.54	3.31
	Atas	15.5	3	1.4	6.2	1.2	0.56	11.03	4.85	3.31

Tipe : **USBR 1**: $Q_{PMF} = 43,59 \text{ m}^3/\text{dtk}$ $FR < 1$, subkritis $FR = 1$, kritis $FR > 1$, superkritisTabel 4.8 Analisis kecepatan dan angka Froude USBR 1 Q_{PMF}

No	Section	Model			Rata - rata			Rata-rata	H p	V Prototype	H muka air	Fr	Keterangan
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan						
0	Bawah	8.3	7.3	7.2	6.4	5.7	5.1	5.74	2.30	6.71	1.74	1.63	Superkritis
	Tengah	6.8	5.5	5									
	Atas	4.2	4.4	3									
1	Bawah	0.3	1.5	3	0.4	1.6	2.1	1.37	0.55	3.28	11.07	0.31	Subkritis
	Tengah	0.5	2.3	2.1									
	Atas	0.51	0.9	1.2									
2	Bawah	1.1	2.5	2	0.7	2.3	1.7	1.58	0.63	3.52	10.38	0.35	Subkritis
	Tengah	0.7	2.6	1.8									
	Atas	0.4	1.9	1.2									
3	Bawah	2.5	2.4	2	2.0	1.6	1.4	1.68	0.67	3.63	10.01	0.37	Subkritis
	Tengah	2.4	1.5	1.6									
	Atas	0.98	1	0.7									
4	Bawah	1	3.5	1.1	0.8	1.3	1.7	1.28	0.51	3.17	8.63	0.34	Subkritis
	Tengah	0.6	0.3	2.6									
	Atas	0.8	0.2	1.4									
5	Bawah	2.4	3.3	4	2.6	3.3	4.9	3.60	1.44	5.32	7.38	0.62	Subkritis
	Tengah	2.3	3.7	5.4									
	Atas	3.1	2.9	5.3									
6	Bawah	4.9	4.1	4.4	3.7	3.8	4.5	4.02	1.61	5.62	6.67	0.69	Subkritis
	Tengah	2.8	3.6	4.5									
	Atas	3.5	3.7	4.7									
7	Bawah	3.5	4.3	2	4.0	4.0	2.9	3.64	1.46	5.35	6.46	0.67	Subkritis
	Tengah	4.1	4	3									
	Atas	4.5	3.7	3.7									
8	Bawah	3.3	2	2.4	3.9	2.6	3.6	3.34	1.34	5.12	6.44	0.64	Subkritis
	Tengah	4.5	2.3	4									
	Atas	3.9	3.4	4.3									
9	Bawah	2.4	14.9	8.1	4.5	10.3	8.0	7.59	3.04	7.72	4.37	1.18	Superkritis
	Tengah	5.3	8.9	8									
	Atas	5.8	7	7.9									
10	Bawah	16.4	9.3	1.5	11.8	9.0	5.8	8.87	3.55	8.34	4.58	1.24	Superkritis
	Tengah	10.6	9.6	8.2									
	Atas	8.4	8.2	7.6									
11	Bawah	9.8	11.8	9.1	10.0	12.4	9.5	10.64	4.26	9.14	2.87	1.72	Superkritis
	Tengah	10.4	12.6	8.6									
	Atas	9.9	12.8	10.8									
12	Bawah	6.8	5.2	7	5.5	6.4	6.6	6.16	2.47	6.96	2.99	1.28	Superkritis
	Tengah	4.3	6.98	7.2									
	Atas	5.3	7.1	5.6									

Tabel 4.9 Analisis kecepatan prototype tiap sisi USBR 1 Q_{PMF}

No	Section	Model (cm)			Prototype (m)			V Prototype (m /dtk)		
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan
0	Bawah	8.3	7.3	7.2	3.32	2.92	2.88	8.07	7.57	7.52
	Tengah	6.8	5.5	5	2.72	2.2	2	7.31	6.57	6.26
	Atas	4.2	4.4	3	1.68	1.76	1.2	5.74	5.88	4.85
1	Bawah	0.3	1.5	3	0.12	0.6	1.2	1.53	3.43	4.85
	Tengah	0.5	2.3	2.1	0.2	0.92	0.84	1.98	4.25	4.06
	Atas	0.51	0.9	1.2	0.204	0.36	0.48	2.00	2.66	3.07
2	Bawah	1.1	2.5	2	0.44	1	0.8	2.94	4.43	3.96
	Tengah	0.7	2.6	1.8	0.28	1.04	0.72	2.34	4.52	3.76
	Atas	0.4	1.9	1.2	0.16	0.76	0.48	1.77	3.86	3.07
3	Bawah	2.5	2.4	2	1	0.96	0.8	4.43	4.34	3.96
	Tengah	2.4	1.5	1.6	0.96	0.6	0.64	4.34	3.43	3.54
	Atas	0.98	1	0.7	0.392	0.4	0.28	2.77	2.80	2.34
4	Bawah	1	3.5	1.1	0.4	1.4	0.44	2.80	5.24	2.94
	Tengah	0.6	0.3	2.6	0.24	0.12	1.04	2.17	1.53	4.52
	Atas	0.8	0.2	1.4	0.32	0.08	0.56	2.51	1.25	3.31
5	Bawah	2.4	3.3	4	0.96	1.32	1.6	4.34	5.09	5.60
	Tengah	2.3	3.7	5.4	0.92	1.48	2.16	4.25	5.39	6.51
	Atas	3.1	2.9	5.3	1.24	1.16	2.12	4.93	4.77	6.45
6	Bawah	4.9	4.1	4.4	1.96	1.64	1.76	6.20	5.67	5.88
	Tengah	2.8	3.6	4.5	1.12	1.44	1.8	4.69	5.32	5.94
	Atas	3.5	3.7	4.7	1.4	1.48	1.88	5.24	5.39	6.07
7	Bawah	3.5	4.3	2	1.4	1.72	0.8	5.24	5.81	3.96
	Tengah	4.1	4	3	1.64	1.6	1.2	5.67	5.60	4.85
	Atas	4.5	3.7	3.7	1.8	1.48	1.48	5.94	5.39	5.39
8	Bawah	3.3	2	2.4	1.32	0.8	0.96	5.09	3.96	4.34
	Tengah	4.5	2.3	4	1.8	0.92	1.6	5.94	4.25	5.60
	Atas	3.9	3.4	4.3	1.56	1.36	1.72	5.53	5.17	5.81
9	Bawah	2.4	14.9	8.1	0.96	5.96	3.24	4.34	10.81	7.97
	Tengah	5.3	8.9	8	2.12	3.56	3.2	6.45	8.36	7.92
	Atas	5.8	7	7.9	2.32	2.8	3.16	6.75	7.41	7.87
10	Bawah	16.4	9.3	1.5	6.56	3.72	0.6	11.34	8.54	3.43
	Tengah	10.6	9.6	8.2	4.24	3.84	3.28	9.12	8.68	8.02
	Atas	8.4	8.2	7.6	3.36	3.28	3.04	8.12	8.02	7.72



No	Section	Model (cm)			Prototype (m)			V Prototype (m /dtk)		
		Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan	Kiri	As	Kanan
11	Bawah	9.8	11.8	9.1	3.92	4.72	3.64	8.77	9.62	8.45
	Tengah	10.4	12.6	8.6	4.16	5.04	3.44	9.03	9.94	8.22
	Atas	9.9	12.8	10.8	3.96	5.12	4.32	8.81	10.02	9.21
12	Bawah	6.8	5.2	7	2.72	2.08	2.8	7.31	6.39	7.41
	Tengah	4.3	6.98	7.2	1.72	2.792	2.88	5.81	7.40	7.52
	Atas	5.3	7.1	5.6	2.12	2.84	2.24	6.45	7.46	6.63
13	Bawah	13.3	38.6	40.6	5.32	15.44	16.24	10.22	17.40	17.85
	Tengah	26.2	39.4	36.3	10.48	15.76	14.52	14.34	17.58	16.88
	Atas	39.4	39.6	35.4	15.76	15.84	14.16	17.58	17.63	16.67
14	Bawah	41.2	55.3	27.5	16.48	22.12	11	17.98	20.83	14.69
	Tengah	58.6	58.1	29	23.44	23.24	11.6	21.45	21.35	15.09
	Atas	64.5	59.2	28.1	25.8	23.68	11.24	22.50	21.55	14.85
15	Bawah	75.2	66.1	64.8	30.08	26.44	25.92	24.29	22.78	22.55
	Tengah	71.3	67.5	59.1	28.52	27	23.64	23.66	23.02	21.54
	Atas	60.4	68.3	54.3	24.16	27.32	21.72	21.77	23.15	20.64
16	Bawah	60.6	66.6	67.4	24.24	26.64	26.96	21.81	22.86	23.00
	Tengah	62.6	66.1	68.6	25.04	26.44	27.44	22.16	22.78	23.20
	Atas	63	63.2	61.6	25.2	25.28	24.64	22.24	22.27	21.99
17	Bawah	64.2	63.6	56.7	25.68	25.44	22.68	22.45	22.34	21.09
	Tengah	67.7	62.8	50.2	27.08	25.12	20.08	23.05	22.20	19.85
	Atas	60.4	63.9	44.9	24.16	25.56	17.96	21.77	22.39	18.77
18	Bawah	49.4	60.9	60.7	19.76	24.36	24.28	19.69	21.86	21.83
	Tengah	54.1	53.6	61.2	21.64	21.44	24.48	20.61	20.51	21.92
	Atas	51.2	51.8	55.3	20.48	20.72	22.12	20.05	20.16	20.83
19	Bawah	43	67.8	58.1	17.2	27.12	23.24	18.37	23.07	21.35
	Tengah	57.3	66.6	7.9	22.92	26.64	3.16	21.21	22.86	7.87
	Atas	61.5	72.6	4.8	24.6	29.04	1.92	21.97	23.87	6.14
20	Bawah	13.9	10.1	2.7	5.56	4.04	1.08	10.44	8.90	4.60
	Tengah	13.5	8.4	2.1	5.4	3.36	0.84	10.29	8.12	4.06
	Atas	10.5	6.6	1.3	4.2	2.64	0.52	9.08	7.20	3.19
21	Bawah	0.7	3.2	1.3	0.28	1.28	0.52	2.34	5.01	3.19
	Tengah	6	1.1	4	2.4	0.44	1.6	6.86	2.94	5.60
	Atas	2	1.1	4	0.8	0.44	1.6	3.96	2.94	5.60

4.3 Perencanaan Tinggi Muka Air secara Teoritis

4.3.1 Tinggi Muka Air di Atas Mercu Pelimpah

Dalam perencanaan tinggi muka air di atas mercu pelimpah, diperlukan beberapa data. Data – data yang diperlukan antara lain :

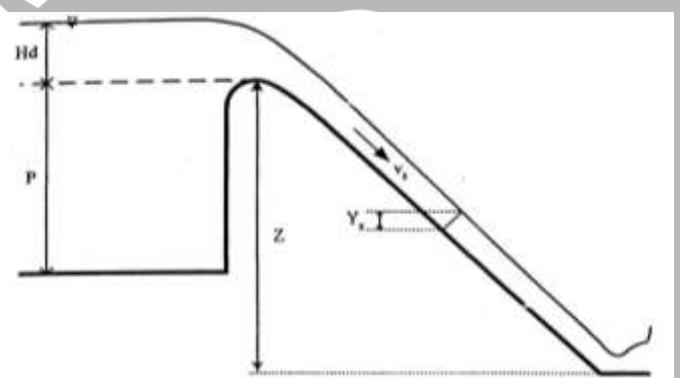
1. Elevasi mercu pelimpah = +531 m
2. Lebar ambang pelimpah = 50 m
3. Debit banjir (debit banjir teoritis dari data perencanaan)

$$Q_{100\text{ th}} = 227.765 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_{1000\text{ th}} = 360.047 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_{PMF} = 430.821 \text{ m}^3/\text{det}$$

4. Nilai C diambil antara 2.0 – 2.2 (asumsi nilai C diambil 2.2)
5. Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m/det²



Gambar 4.1 Tinggi muka air diatas mercu pelimpah

Maka nilai Hd (tinggi muka air di atas pelimpah) :

- Untuk $Q_{100\text{ th}} = 227.765 \text{ m}^3/\text{det}$

$$Hd = \left(\frac{Q}{CxL} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4-1)$$

$$Hd = \left(\frac{227,765}{2,2 \times 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,62 \text{ m}$$

Sehingga akan didapatkan tinggi efektif air di atas pelimpah :

$$H_e = Hd - Kh \quad (\text{kehilangan tinggi untuk pelimpah mercu culat} = 0,457 \text{ mm})$$

$$H_e = 1,62 \text{ m} - 0,457 \text{ mm} = 1,6195 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi muka air diatas mercu pelimpah} = \frac{2}{3} Hd = \frac{2}{3} \times 1,6195 = 1,08 \text{ m}$$



- Untuk $Q_{1000 \text{ th}} = 360,047 \text{ m}^3/\text{det}$

$$Hd = \left(\frac{Q}{CxL} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4-1)$$

$$Hd = \left(\frac{360,047}{2,2 \times 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,2045 \text{ m}$$

Sehingga akan didapatkan tinggi efektif air di atas pelimpah :

$H_e = Hd - Kh$ (kehilangan tinggi untuk pelimpah mercu culat = 0,457 mm)

$He = 2,2045 \text{ m} - 0,457 \text{ mm} = 2,2041 \text{ m}$

Tinggi muka air diatas mercu pelimpah = $2/3 \text{ Hd} = 2/3 \times 2,2041 = 1,47 \text{ m}$

- Untuk $Q_{PMF} = 430,821 \text{ m}^3/\text{det}$

$$Hd = \left(\frac{Q}{CxL} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4-1)$$

$$Hd = \left(\frac{430,821}{2,2 \times 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,485 \text{ m}$$

Sehingga akan didapatkan tinggi efektif air di atas pelimpah :

$H_e = Hd - Kh$ (kehilangan tinggi untuk pelimpah mercu culat = 0,457 mm)

$He = 2,485 \text{ m} - 0,457 \text{ mm} = 2,484 \text{ m}$

Tinggi muka air diatas mercu pelimpah = $2/3 \text{ Hd} = 2/3 \times 2,484 = 1,68 \text{ m}$

4.3.2 Tinggi Muka Air di atas Ambang Pelimpah.

Harga z misalnya diambil = 0,2 m, dimana z adalah beda tinggi antara ambang pelimpah dengan suatu titik tertentu di bagian lengkung hilir pelimpah.

Menghitung kedalaman air (Yz) pada titik sedalam z dari ambang pelimpah.

$$V_z = \sqrt{2.g.(z + H_d - Y_z)} \quad (4-2)$$

$$V_z = \frac{Q}{Y_z \cdot L} \quad (4-3)$$

$$V_z = \sqrt{2.g.(z + H_d - Y_z)} = V_z = \frac{Q}{Y_z \cdot L} \quad (4-4)$$

Dicari untuk $Q_{100\text{th}}$:

dimana $H_d = 1,62 \text{ m}$, $L = 50 \text{ m}$, $g = 9,81 \text{ m/dt}^2$ dan $Q_{100\text{th}} = 227,765 \text{ m}^3/\text{det}$

$$V_z = \sqrt{2.9,81.(0,2+1,62-Y_z)}$$

$$V_z = \sqrt{35,708-19,62Y_z}$$

$$V_z = \frac{227,765}{Y_z \cdot 50}$$

$$V_z = \frac{4,5553}{Y_z}$$

Sehingga dari kedua rumus V_z di atas diperoleh perhitungan sebagai berikut :

$$V_z = V_z$$

$$\sqrt{2.g.(z + H_d - Y_z)} = \frac{Q}{Y_z \cdot L}$$

$$\sqrt{35,708-19,62Y_z} = \frac{4,5553}{Y_z}$$

$$35,708 - 19,62 Y_z = \left(\frac{4,5553}{Y_z} \right)^2$$

$$35,708 Y_z^2 - 19,62 Y_z^3 = 20,751$$

Maka diperoleh Y_z sebesar 0,653 m.

Sehingga akan didapatkan nilai Y_z sebesar 0,653 m.

Menghitung kecepatan air (V_z) pada titik sedalam z dari ambang pelimpah.

Nilai V_z diperoleh dari menghitung Y_z secara coba – coba di atas.

$$V_z = \frac{4,5553}{0,653} = 6,975 \text{ m/dtk}$$

Menghitung bilangan Froude (F_z) pada titik sedalam z dari ambang pelimpah sebagai berikut :

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g.Y_z}} = F_z = \frac{6.975}{\sqrt{9.81 \times 0.653}} = 2,76$$

Menghitung elevasi dasar ambang pelimpah dengan mengurangkan elevasi ambang pelimpah dengan z .

Elevasi dasar pelimpah = $531 - 0,2 = 530,8$ m

Menghitung elevasi muka air dengan menambahkan elevasi dasar ambang pelimpah dengan tinggi muka air (Y_z).

Elevasi muka air pada pelimpah = $530,8 + 0,653 = 531,453$ m

Data – data perhitungan $Q_{100\text{th}}$:

Q outflow = $227,756 \text{ m}^3/\text{det}$

Elevasi mercu = 531 m

H_d = $1,62$ m

L = 50 m

Tabel 4.10 Perhitungan profil muka air di atas ambang pelimpah untuk debit $Q_{100\text{ th}}$

z	Y_z	V_z	F_z	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air
1	2	3	4	5	6
0.2	0.653	6.975957	2.756213	530.8	531.453
0.4	0.631	7.219176	2.901606	530.6	531.231
0.6	0.611	7.455483	3.045234	530.4	531.011
0.8	0.592	7.694764	3.193007	530.2	530.792
1	0.575	7.922261	3.335652	530	530.575
1.2	0.559	8.149016	3.479884	529.8	530.359
1.4	0.544	8.373713	3.624801	529.6	530.144
1.6	0.531	8.578719	3.758726	529.4	529.931
1.8	0.518	8.794015	3.901107	529.2	529.718
2	0.506	9.002569	4.040701	529	529.506
2.2	0.495	9.202626	4.176136	528.8	529.295
2.4	0.485	9.392371	4.305959	528.6	529.085
2.6	0.474	9.610338	4.456716	528.4	528.874
2.8	0.465	9.796344	4.586729	528.2	528.665
3	0.456	9.989693	4.723188	528	528.456
3.2	0.448	10.16808	4.850265	527.8	528.248
3.4	0.44	10.35295	4.983144	527.6	528.04
3.6	0.432	10.54468	5.122204	527.4	527.832
3.7	0.428	10.64322	5.194178	527.3	527.728



Data – data perhitungan Q₁₀₀₀ th:

$$Q \text{ outflow} = 360,047 \text{ m}^3/\text{det}$$

Elevasi mercu = 531 m

$$Hd = 2,2045 \text{ m}$$

$$L = 50 \text{ m}$$

Tabel 4.11 Perhitungan profil muka air di atas ambang pelimpah untuk debit Q₁₀₀₀ th

Z	Yz	Vz	Fz	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air
1	2	3	4	5	6
0.2	0.894	8.054743	2.719872	530.8	531.694
0.4	0.871	8.26744	2.828313	530.6	531.471
0.6	0.85	8.471694	2.933772	530.4	531.25
0.8	0.83	8.675831	3.040448	530.2	531.03
1	0.811	8.879088	3.147918	530	530.811
1.2	0.793	9.080631	3.255704	529.8	530.593
1.4	0.776	9.279562	3.363273	529.6	530.376
1.6	0.76	9.474921	3.470039	529.4	530.16
1.8	0.745	9.665691	3.575364	529.2	529.945
2	0.731	9.850807	3.678567	529	529.731
2.2	0.716	10.05718	3.794767	528.8	529.516
2.4	0.705	10.2141	3.883927	528.6	529.305
2.6	0.693	10.39097	3.985243	528.4	529.093
2.8	0.681	10.57407	4.091043	528.2	528.881
3	0.67	10.74767	4.192205	528	528.67
3.2	0.66	10.91052	4.287842	527.8	528.46
3.4	0.65	11.07837	4.387172	527.6	528.25
3.6	0.64	11.25147	4.490397	527.4	528.04
3.7	0.635	11.34006	4.543537	527.3	527.935



Data – data perhitungan Q_{PMF} :

$$Q \text{ outflow} = 430.821 \text{ m}^3/\text{det}$$

Elevasi mercu = 531 m

$$Hd = 2,485 \text{ m}$$

$$L = 50 \text{ m}$$

Tabel 4.12 Perhitungan profil muka air di atas ambang pelimpah untuk debit Q_{PMF}

Z	Yz	Vz	Fz	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air
1	2	3	4	5	6
0.2	1.011	8.522671	2.706236	530.8	531.811
0.4	0.988	8.721073	2.801283	530.6	531.588
0.6	0.966	8.919689	2.897521	530.4	531.366
0.8	0.945	9.117905	2.99464	530.2	531.145
1	0.926	9.304989	3.087279	530	530.926
1.2	0.907	9.499912	3.184795	529.8	530.707
1.4	0.89	9.681371	3.276479	529.6	530.49
1.6	0.873	9.869897	3.372648	529.4	530.273
1.8	0.857	10.05417	3.467537	529.2	530.057
2	0.842	10.23328	3.560608	529	529.842
2.2	0.828	10.4063	3.651294	528.8	529.628
2.4	0.814	10.58528	3.745896	528.6	529.414
2.6	0.801	10.75708	3.837458	528.4	529.201
2.8	0.789	10.92068	3.925336	528.2	528.989
3	0.777	11.08934	4.016621	528	528.777
3.2	0.765	11.26329	4.111499	527.8	528.565
3.4	0.754	11.42761	4.2018	527.6	528.354
3.6	0.744	11.58121	4.286797	527.4	528.144
3.7	0.739	11.65957	4.330377	527.3	528.039

Keterangan tabel di atas :

Kolom 1 : Kedalaman titik yang ditinjau dari mercu pelimpah ($+531.00\text{ m}$)

Kolom 2 : Kedalaman air pada titik z dimana nilainya diperoleh dari 2 persamaan.

$$\sqrt{2.g.(z + H_a - Y_z)} = \frac{Q}{Y_z \cdot L}$$

Kolom 3 : Kecepatan aliran pada titik sedalam z

$$V_z = \frac{Q}{Y_z \cdot L} (\text{ m/dt})$$

Kolom 4 : Bilangan Froude pada titik sedalam z

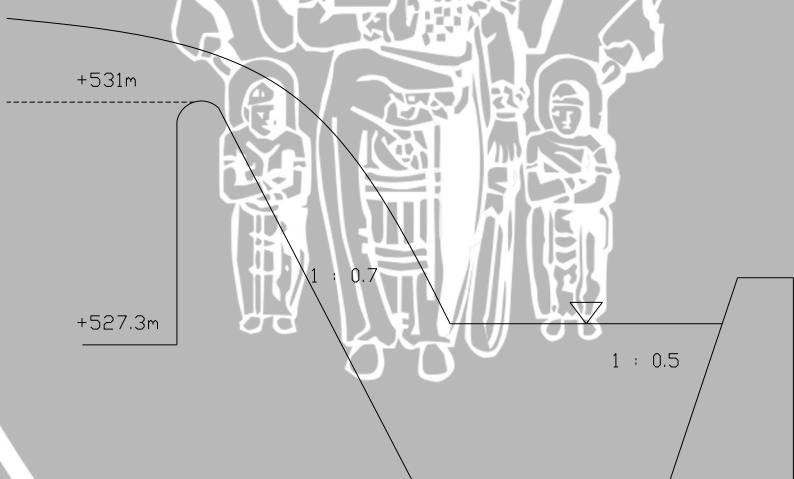
$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Y_z}}$$

Kolom 5 : Elevasi dasar $\equiv +531 - z$ (m)

Kolom 6 : Elevasi muka air = elevasi dasar + Y_z (m)

4.3.3 Tinggi Muka Air Pada Saluran Samping

Saluran samping direncanakan berpenampang trapesium dengan kemiringan pada sisi ambang adalah 1 : 0,7 dan pada bagian dinding penahan adalah 1 : 0,5. Lebar dasar saluran samping bagian hulu 7,84 m dan pada bagian hilir 14 m. Panjang saluran samping 52,05 atau sepanjang bangunan pengarah.



Gambar 4.2 Penampang melintang di hulu saluran samping

4.3.3.1 Menentukan kombinasi angka koefisien a dan j

Dalam pemilihan kombinasi angka koefisien a dan j digunakan rumus dari Julian Hinds. Dimana a adalah koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air di dalam saluran samping dan j adalah eksponen untuk kecepatan aliran air didalam saluran samping. Angka koefisien j divariasikan antara 0,4 – 0,8.

Di dalam pelaksanaan penelitian, dalam saluran samping telah dibagi menjadi 5 titik. Titik 1 (x_1) terletak 2,11 m dari hulu, titik 2 (x_2) terletak 12,17 m dari hulu, titik 3 (x_3) terletak 22,17 m dari hulu, titik 4 (x_4) terletak 37,17 m dari hulu dan titik 5 (x_5) terletak 52,05 m dari hulu.

Lebar saluran samping pada hulu (b_0) adalah 7,84 m dan pada hilir (b_5) adalah 14 m, maka lebar saluran samping pada titik (x_1), (x_2), (x_3), (x_4) dan (x_5) adalah :

$$b_1 = \frac{x_1(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{2,11(14 - 7,84)}{52,05} + 7,84 = 8,09 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{x_2(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{12,17(14 - 7,84)}{52,05} + 7,84 = 9,33 \text{ m}$$

$$b_3 = \frac{x_3(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{22,17(14 - 7,84)}{52,05} + 7,84 = 10,56 \text{ m}$$

$$b_4 = \frac{x_4(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{37,17(14 - 7,84)}{52,05} + 7,84 = 12,40 \text{ m}$$

- **Debit Q_{100} th = 227.765 m³ / dtk**

Debit air pada titik x_1 , x_2 , x_3 , x_4 , dan x_5 sebesar :

$$Qx_1 = \frac{x_1}{L} (Q_{100}) = \frac{2,11}{50} (227.765) = 9,611 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_2 = \frac{x_2}{L} (Q_{100}) = \frac{12,17}{50} (227.765) = 55,438 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_3 = \frac{x_3}{L} (Q_{100}) = \frac{22,17}{50} (227.765) = 100,99 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_4 = \frac{x_4}{L} (Q_{100}) = \frac{37,17}{50} (227.765) = 169,32 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_5 = \frac{x_5}{L} (Q_{100}) = \frac{50}{50} (227.765) = 227.765 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

- **Debit Q_{1000} th = 360.047 m³ / dtk**

Debit air pada titik x_1 , x_2 , x_3 , x_4 , dan x_5 sebesar :

$$Qx_1 = \frac{x_1}{L} (Q_{100}) = \frac{2,11}{50} (360.047) = 15,19 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_2 = \frac{x_2}{L} (Q_{100}) = \frac{12,17}{50} (360.047) = 87,63 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_3 = \frac{x_3}{L} (Q_{100}) = \frac{22,17}{50} (360.047) = 159,64 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_4 = \frac{x_4}{L} (Q_{100}) = \frac{37,17}{50} (360.047) = 267,66 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_5 = \frac{x_5}{L} (Q_{100}) = \frac{50}{50} (360.047) = 360.047 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

- Debit Q PMF = **430.821 m³ / dtk**

Debit air pada titik x₁, x₂, x₃, x₄, dan x₅ sebesar :

$$Qx_1 = \frac{x_1}{L} (Q_{100}) = \frac{2,11}{50} (430.821) = 18,18 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_2 = \frac{x_2}{L} (Q_{100}) = \frac{12,17}{50} (430.821) = 104,86 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_3 = \frac{x_3}{L} (Q_{100}) = \frac{24,6}{50} (430.821) = 211.964 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_4 = \frac{x_4}{L} (Q_{100}) = \frac{38,2}{50} (430.821) = 329.147 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

$$Qx_5 = \frac{x_5}{L} (Q_{100}) = \frac{50}{50} (430.821) = 430.821 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

Langkah – langkah pemilihan kombinasi angka koefisien a dan j adalah sebagai berikut :

- Menentukan koefisien a dan j antara 0,4 – 0,8
- Menentukan kecepatan aliran air (v)
- Menghitung luas penampang basah saluran samping (A)
- Menghitung tinggi muka air (d)
- Menghitung beda tinggi antara garis energi dan muka air (y)
- Menghitung beda tinggi antara garis energi dengan dasar saluran (D)
- Menghitung P yang menunjukkan kondisi paling optimum

Tabel 4.13 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{100 th} untuk x

j	a	$X_1 = 2.11 \text{ m}$ $Q_{x1} = 9.611 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_1 = 8.09 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 227.765 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$						P
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	0.54	17.824	11.566	0.052	11.617	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	91.423
	0.5	0.67	14.259	9.467	0.081	9.548		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	76.834
	0.6	0.81	11.882	8.018	0.117	8.135		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	66.997
	0.7	0.94	10.185	6.956	0.159	7.115		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	60.109
	0.8	1.08	8.912	6.143	0.207	6.351		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	55.214
0.5	0.4	0.58	16.541	10.821	0.052	10.872	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	69.740
	0.5	0.73	13.233	8.847	0.081	8.928		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	59.330
	0.6	0.87	11.027	7.486	0.116	7.602		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	52.854
	0.7	1.02	9.452	6.490	0.158	6.648		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	48.872
	0.8	1.16	8.271	5.728	0.206	5.935		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	46.624
0.6	0.4	0.63	15.351	10.119	0.053	10.173	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	55.047
	0.5	0.78	12.281	8.264	0.083	8.347		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	48.790
	0.6	0.94	10.234	6.987	0.120	7.107		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	45.981
	0.7	1.10	8.772	6.053	0.163	6.216		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	45.482
	0.8	1.25	7.676	5.340	0.213	5.553		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	46.694
0.7	0.4	0.67	14.247	9.460	0.056	9.516	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	47.442
	0.5	0.84	11.397	7.717	0.088	7.805		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	46.168
	0.6	1.01	9.498	6.519	0.127	6.646		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	48.336
	0.7	1.18	8.141	5.644	0.173	5.817		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	53.055
	0.8	1.35	7.123	4.977	0.225	5.202		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	59.860
0.8	0.4	0.73	13.222	8.840	0.061	8.901	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	48.696
	0.5	0.91	10.577	7.203	0.095	7.298		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	54.927
	0.6	1.09	8.814	6.080	0.136	6.217		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	65.413
	0.7	1.27	7.555	5.261	0.186	5.447		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	79.457
	0.8	1.45	6.611	4.637	0.242	4.880		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	96.699

Tabel 4.14 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{100 th} untuk x₂

j	a	X ₂ = 12.17 m Q _{x2} = 55.438 m ³ /dt					j	a	X ₅ = 52.05 m Q _{x5} = 227.765 m ³ /dt					P	
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	0.98	56.728	28.049	0.170	28.219	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	108.024
	0.5	1.22	45.382	23.344	0.266	23.610		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	90.896
	0.6	1.47	37.818	20.023	0.383	20.407		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	79.268
	0.7	1.71	32.416	17.546	0.522	18.068		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	71.063
	0.8	1.95	28.364	15.624	0.681	16.305		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	65.169
0.5	0.4	1.22	45.374	23.340	0.228	23.569	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	82.437
	0.5	1.53	36.299	19.336	0.357	19.693		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	70.096
	0.6	1.83	30.249	16.526	0.514	17.039		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	62.291
	0.7	2.14	25.928	14.439	0.699	15.138		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	57.363
	0.8	2.44	22.687	12.826	0.913	13.739		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	54.429
0.6	0.4	1.53	36.293	19.333	0.317	19.650	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	64.524
	0.5	1.91	29.034	15.946	0.496	16.442		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	56.884
	0.6	2.29	24.195	13.582	0.714	14.296		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	53.171
	0.7	2.67	20.739	11.835	0.971	12.807		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	52.072
	0.8	3.06	18.146	10.490	1.269	11.759		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	52.900
0.7	0.4	1.91	29.029	15.944	0.451	16.395	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	54.321
	0.5	2.39	23.223	13.096	0.705	13.802		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	52.165
	0.6	2.86	19.353	11.120	1.016	12.136		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	53.827
	0.7	3.34	16.588	9.666	1.383	11.049		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	58.287
	0.8	3.82	14.514	8.550	1.806	10.356		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	65.014
0.8	0.4	2.39	23.219	13.094	0.654	13.748	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	53.543
	0.5	2.98	18.575	10.715	1.021	11.736		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	59.365
	0.6	3.58	15.479	9.072	1.471	10.543		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	69.740
	0.7	4.18	13.268	7.869	2.002	9.871		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	83.881
	0.8	4.78	11.609	6.948	2.615	9.563		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	101.383

Tabel 4.15 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{100 th} untuk x₃

j	a	X ₃ = 22,17 m Q _{x3} = 100,99 m ³ /dt b ₃ = 10,56 m					j	a	X ₅ = 52,05 m Q _{x5} = 227,765 m ³ /dt b ₅ = 14 m						P
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	1.38	73.099	31.898	0.340	32.239	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	112.044
	0.5	1.73	58.479	26.551	0.532	27.083		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	94.369
	0.6	2.07	48.733	22.776	0.766	23.543		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	82.404
	0.7	2.42	41.771	19.961	1.043	21.003		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	73.998
	0.8	2.76	36.550	17.775	1.362	19.137		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	68.000
0.5	0.4	1.88	53.621	24.693	0.542	25.235	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	84.103
	0.5	2.35	42.897	20.423	0.847	21.271		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	71.674
	0.6	2.83	35.747	17.433	1.220	18.653		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	63.905
	0.7	3.30	30.641	15.217	1.661	16.878		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	59.102
	0.8	3.77	26.811	13.506	2.170	15.675		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	56.365
0.6	0.4	2.57	39.333	18.948	0.896	19.844	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	64.718
	0.5	3.21	31.467	15.580	1.400	16.980		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	57.423
	0.6	3.85	26.222	13.239	2.016	15.255		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	54.130
	0.7	4.49	22.476	11.515	2.744	14.259		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	53.524
	0.8	5.14	19.667	10.191	3.584	13.775		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	54.916
0.7	0.4	3.50	28.852	14.423	1.517	15.940	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	53.866
	0.5	4.38	23.082	11.797	2.370	14.166		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	52.529
	0.6	5.25	19.235	9.985	3.412	13.397		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	55.088
	0.7	6.13	16.487	8.658	4.644	13.302		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	60.541
	0.8	7.00	14.426	7.643	6.066	13.709		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	68.367
0.8	0.4	4.77	21.164	10.900	2.611	13.511	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	53.306
	0.5	5.96	16.932	8.874	4.080	12.954		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	60.583
	0.6	7.16	14.110	7.486	5.875	13.361		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	72.558
	0.7	8.35	12.094	6.475	7.997	14.471		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	88.481
	0.8	9.54	10.582	5.704	10.445	16.149		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	107.969

Tabel 4.16 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{100 th} untuk x₄

j	a	X ₄ = 37.17 m Q _{x4} = 169.32 m ³ /dt					j	a	X ₅ = 52.05 m Q _{x5} = 227.765 m ³ /dt						P
		b ₄ = 12.4 m	v	A	d ₁	Y ₁			b ₅ = 14 m	v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅
0.4	0.4	1.70	99.672	37.118	0.515	37.632	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	117.437
	0.5	2.12	79.737	30.888	0.804	31.693		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	98.979
	0.6	2.55	66.448	26.492	1.158	27.650		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	86.512
	0.7	2.97	56.955	23.213	1.577	24.790		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	77.784
	0.8	3.40	49.836	20.669	2.059	22.728		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	71.591
0.5	0.4	2.44	69.431	27.498	0.909	28.407	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	87.275
	0.5	3.05	55.545	22.715	1.421	24.136		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	74.539
	0.6	3.66	46.287	19.371	2.046	21.417		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	66.669
	0.7	4.27	39.675	16.895	2.785	19.680		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	61.905
	0.8	4.88	34.715	14.987	3.637	18.624		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	59.313
0.6	0.4	3.50	48.365	20.133	1.666	21.799	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	66.673
	0.5	4.38	38.692	16.521	2.603	19.124		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	59.567
	0.6	5.25	32.243	14.017	3.748	17.765		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	56.640
	0.7	6.13	27.637	12.177	5.101	17.279		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	56.544
	0.8	7.00	24.183	10.766	6.663	17.430		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	58.571
0.7	0.4	5.03	33.691	14.586	3.126	17.713	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	55.639
	0.5	6.28	26.953	11.900	4.885	16.785		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	55.148
	0.6	7.54	22.461	10.053	7.034	17.087		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	58.778
	0.7	8.79	19.252	8.704	9.575	18.279		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	65.517
	0.8	10.05	16.845	7.676	12.506	20.181		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	74.839
0.8	0.4	7.21	23.469	10.472	5.969	16.441	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	56.236
	0.5	9.02	18.775	8.502	9.327	17.829		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	65.458
	0.6	10.82	15.646	7.157	13.431	20.588		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	79.785
	0.7	12.63	13.411	6.181	18.280	24.461		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	98.472
	0.8	14.43	11.734	5.439	23.877	29.316		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	121.136

Keterangan Tabel :

Kolom 1 $j = 0,4 \sim 0,8$

Kolom 2 $j = 0,4 \sim 0,8$

Kolom 3 $v = a \cdot x^j$

Kolom 4 $A = \frac{Q}{V}$

Kolom 5 $d_1 = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(z_1 + z_2)A}}{(z_1 - z_2)}$

Kolom 6 $y = \frac{j+1}{j} \cdot \frac{v^2}{2g}$

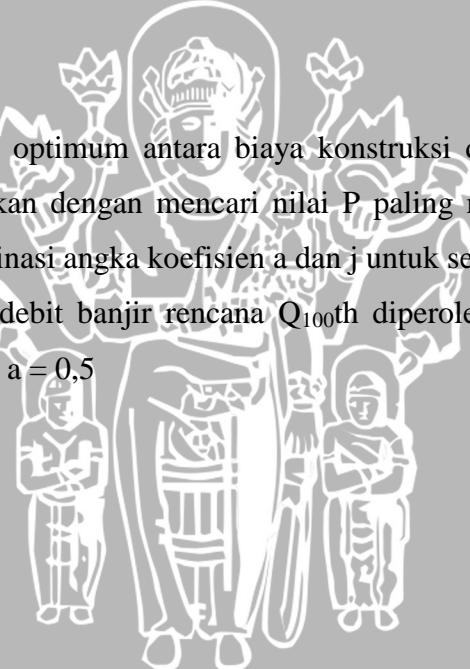
Kolom 7 $D_1 = d + y$

Kolom 13 $2D_2$

Kolom 14 $P = D_1 + 2 D_2$

Kombinasi yang paling optimum antara biaya konstruksi dengan bentuk hidrolik saluran samping dapat ditentukan dengan mencari nilai P paling minimum. Dari nilai P minimum akan diperoleh kombinasi angka koefisien a dan j untuk setiap banjir rencana.

Dari hasil perhitungan debit banjir rencana $Q_{100\text{th}}$ diperoleh kombinasi koefisien angka terkecil untuk $j = 0,7$ dan $a = 0,5$



Tabel 4.17 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{1000 th} untuk x₁

j	a	$X_1 = 2.11 \text{ m}$ $Q_{x1} = 15.19 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_1 = 8.09 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 360.047 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$						P
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	0.54	28.170	18.073	0.052	18.125	0.4	0.4	1.94	185.238	56.548	0.674	57.222	114.443	132.568
	0.5	0.67	22.536	15.110	0.081	15.191		0.5	2.43	148.191	47.437	1.053	48.490	96.980	112.171
	0.6	0.81	18.780	13.043	0.117	13.160		0.6	2.92	123.492	40.948	1.516	42.465	84.929	98.089
	0.7	0.94	16.097	11.517	0.159	11.676		0.7	3.40	105.850	36.071	2.064	38.135	76.270	87.945
	0.8	1.08	14.085	10.342	0.207	10.549		0.8	3.89	92.619	32.260	2.696	34.956	69.912	80.461
0.5	0.4	0.58	26.143	17.024	0.052	17.076	0.5	0.4	2.89	124.764	41.292	1.273	42.565	85.130	102.206
	0.5	0.73	20.914	14.227	0.081	14.308		0.5	3.61	99.811	34.349	1.990	36.338	72.677	86.985
	0.6	0.87	17.429	12.280	0.116	12.396		0.6	4.33	83.176	29.451	2.865	32.316	64.633	77.029
	0.7	1.02	14.939	10.844	0.158	11.002		0.7	5.05	71.294	25.800	3.900	29.700	59.399	70.401
	0.8	1.16	13.072	9.740	0.206	9.946		0.8	5.77	62.382	22.967	5.094	28.061	56.122	66.068
0.6	0.4	0.63	24.262	16.034	0.053	16.087	0.6	0.4	4.28	84.032	29.709	2.495	32.204	64.409	80.496
	0.5	0.78	19.410	13.395	0.083	13.478		0.5	5.36	67.226	24.517	3.899	28.416	56.832	70.311
	0.6	0.94	16.175	11.562	0.120	11.681		0.6	6.43	56.022	20.892	5.614	26.506	53.011	64.693
	0.7	1.10	13.864	10.211	0.163	10.374		0.7	7.50	48.019	18.211	7.641	25.852	51.704	62.078
	0.8	1.25	12.131	9.174	0.213	9.388		0.8	8.57	42.016	16.145	9.981	26.126	52.251	61.639
0.7	0.4	0.67	22.516	15.099	0.056	15.156	0.7	0.4	6.36	56.598	21.082	5.009	26.091	52.182	67.337
	0.5	0.84	18.013	12.611	0.088	12.699		0.5	7.95	45.279	17.274	7.827	25.101	50.201	62.901
	0.6	1.01	15.011	10.886	0.127	11.013		0.6	9.54	37.732	14.640	11.271	25.911	51.821	62.834
	0.7	1.18	12.867	9.617	0.173	9.790		0.7	11.13	32.342	12.707	15.340	28.048	56.096	65.885
	0.8	1.35	11.258	8.644	0.225	8.869		0.8	12.72	28.299	11.228	20.036	31.264	62.528	71.398
0.8	0.4	0.73	20.896	14.217	0.061	14.278	0.8	0.4	9.44	38.121	14.778	10.230	25.008	50.015	64.293
	0.5	0.91	16.717	11.874	0.095	11.968		0.5	11.81	30.497	12.035	15.984	28.020	56.040	68.008
	0.6	1.09	13.931	10.251	0.136	10.387		0.6	14.17	25.414	10.155	23.018	33.173	66.345	76.732
	0.7	1.27	11.941	9.059	0.186	9.245		0.7	16.53	21.783	8.785	31.329	40.114	80.228	89.473
	0.8	1.45	10.448	8.146	0.242	8.389		0.8	18.89	19.060	7.741	40.920	48.661	97.322	105.711

Tabel 4.18 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{1000 th} untuk x₂

j	a	X ₂ = 12.17 m Q _{x2} = 87.63 m ³ /dt b ₂ = 9.33 m					j	a	X ₅ = 52.05 m Q _{x5} = 360.047 m ³ /dt b ₅ = 14 m						P
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	0.98	89.669	40.277	0.170	40.448	0.4	0.4	1.94	185.238	56.548	0.674	57.222	114.443	154.891
	0.5	1.22	71.735	33.850	0.266	34.117		0.5	2.43	148.191	47.437	1.053	48.490	96.980	131.097
	0.6	1.47	59.779	29.264	0.383	29.648		0.6	2.92	123.492	40.948	1.516	42.465	84.929	114.577
	0.7	1.71	51.239	25.811	0.522	26.333		0.7	3.40	105.850	36.071	2.064	38.135	76.270	102.602
	0.8	1.95	44.834	23.109	0.681	23.790		0.8	3.89	92.619	32.260	2.696	34.956	69.912	93.702
0.5	0.4	1.22	71.722	33.846	0.228	34.074	0.5	0.4	2.89	124.764	41.292	1.273	42.565	85.130	119.204
	0.5	1.53	57.378	28.309	0.357	28.666		0.5	3.61	99.811	34.349	1.990	36.338	72.677	101.343
	0.6	1.83	47.815	24.379	0.514	24.892		0.6	4.33	83.176	29.451	2.865	32.316	64.633	89.525
	0.7	2.14	40.984	21.433	0.699	22.132		0.7	5.05	71.294	25.800	3.900	29.700	59.399	81.531
	0.8	2.44	35.861	19.137	0.913	20.050		0.8	5.77	62.382	22.967	5.094	28.061	56.122	76.171
0.6	0.4	1.53	57.367	28.305	0.317	28.622	0.6	0.4	4.28	84.032	29.709	2.495	32.204	64.409	93.031
	0.5	1.91	45.894	23.563	0.496	24.058		0.5	5.36	67.226	24.517	3.899	28.416	56.832	80.891
	0.6	2.29	38.245	20.215	0.714	20.928		0.6	6.43	56.022	20.892	5.614	26.506	53.011	73.940
	0.7	2.67	32.781	17.717	0.971	18.688		0.7	7.50	48.019	18.211	7.641	25.852	51.704	70.392
	0.8	3.06	28.684	15.778	1.269	17.046		0.8	8.57	42.016	16.145	9.981	26.126	52.251	69.298
0.7	0.4	1.91	45.886	23.559	0.451	24.011	0.7	0.4	6.36	56.598	21.082	5.009	26.091	52.182	76.193
	0.5	2.39	36.708	19.522	0.705	20.227		0.5	7.95	45.279	17.274	7.827	25.101	50.201	70.429
	0.6	2.86	30.590	16.688	1.016	17.703		0.6	9.54	37.732	14.640	11.271	25.911	51.821	69.524
	0.7	3.34	26.220	14.583	1.383	15.965		0.7	11.13	32.342	12.707	15.340	28.048	56.096	72.061
	0.8	3.82	22.943	12.955	1.806	14.761		0.8	12.72	28.299	11.228	20.036	31.264	62.528	77.290
0.8	0.4	2.39	36.702	19.519	0.654	20.173	0.8	0.4	9.44	38.121	14.778	10.230	25.008	50.015	70.188
	0.5	2.98	29.361	16.103	1.021	17.124		0.5	11.81	30.497	12.035	15.984	28.020	56.040	73.164
	0.6	3.58	24.468	13.718	1.471	15.189		0.6	14.17	25.414	10.155	23.018	33.173	66.345	81.534
	0.7	4.18	20.972	11.955	2.002	13.957		0.7	16.53	21.783	8.785	31.329	40.114	80.228	94.185
	0.8	4.78	18.351	10.598	2.615	13.213		0.8	18.89	19.060	7.741	40.920	48.661	97.322	110.534

Tabel 4.19 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{1000 th} untuk x₃

j	a	X ₃ = 22,17 m Q _{x3} = 159.64 m ³ /dt b ₃ = 10.56 m					j	a	X ₅ = 52.05 m Q _{x5} = 360.047 m ³ /dt b ₅ = 14 m						P
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	1.38	115.551	45.795	0.340	46.135	0.4	0.4	1.94	185.238	56.548	0.674	57.222	114.443	160.578
	0.5	1.73	92.441	38.492	0.532	39.024		0.5	2.43	148.191	47.437	1.053	48.490	96.980	136.004
	0.6	2.07	77.034	33.281	0.766	34.047		0.6	2.92	123.492	40.948	1.516	42.465	84.929	118.976
	0.7	2.42	66.029	29.356	1.043	30.399		0.7	3.40	105.850	36.071	2.064	38.135	76.270	106.668
	0.8	2.76	57.776	26.285	1.362	27.647		0.8	3.89	92.619	32.260	2.696	34.956	69.912	97.559
0.5	0.4	1.88	84.762	35.933	0.542	36.475	0.5	0.4	2.89	124.764	41.292	1.273	42.565	85.130	121.605
	0.5	2.35	67.809	30.003	0.847	30.851		0.5	3.61	99.811	34.349	1.990	36.338	72.677	103.528
	0.6	2.83	56.508	25.802	1.220	27.023		0.6	4.33	83.176	29.451	2.865	32.316	64.633	91.655
	0.7	3.30	48.435	22.658	1.661	24.319		0.7	5.05	71.294	25.800	3.900	29.700	59.399	83.719
	0.8	3.77	42.381	20.212	2.170	22.381		0.8	5.77	62.382	22.967	5.094	28.061	56.122	78.503
0.6	0.4	2.57	62.176	27.937	0.896	28.833	0.6	0.4	4.28	84.032	29.709	2.495	32.204	64.409	93.241
	0.5	3.21	49.741	23.176	1.400	24.576		0.5	5.36	67.226	24.517	3.899	28.416	56.832	81.408
	0.6	3.85	41.451	19.828	2.016	21.844		0.6	6.43	56.022	20.892	5.614	26.506	53.011	74.856
	0.7	4.49	35.529	17.340	2.744	20.084		0.7	7.50	48.019	18.211	7.641	25.852	51.704	71.788
	0.8	5.14	31.088	15.414	3.584	18.998		0.8	8.57	42.016	16.145	9.981	26.126	52.251	71.249
0.7	0.4	3.50	45.608	21.526	1.517	23.042	0.7	0.4	6.36	56.598	21.082	5.009	26.091	52.182	75.224
	0.5	4.38	36.487	17.748	2.370	20.118		0.5	7.95	45.279	17.274	7.827	25.101	50.201	70.319
	0.6	5.25	30.406	15.113	3.412	18.525		0.6	9.54	37.732	14.640	11.271	25.911	51.821	70.346
	0.7	6.13	26.062	13.166	4.644	17.811		0.7	11.13	32.342	12.707	15.340	28.048	56.096	73.906
	0.8	7.00	22.804	11.668	6.066	17.734		0.8	12.72	28.299	11.228	20.036	31.264	62.528	80.262
0.8	0.4	4.77	33.456	16.447	2.611	19.058	0.8	0.4	9.44	38.121	14.778	10.230	25.008	50.015	69.074
	0.5	5.96	26.765	13.485	4.080	17.565		0.5	11.81	30.497	12.035	15.984	28.020	56.040	73.605
	0.6	7.16	22.304	11.434	5.875	17.309		0.6	14.17	25.414	10.155	23.018	33.173	66.345	83.655
	0.7	8.35	19.118	9.929	7.997	17.925		0.7	16.53	21.783	8.785	31.329	40.114	80.228	98.153
	0.8	9.54	16.728	8.775	10.445	19.220		0.8	18.89	19.060	7.741	40.920	48.661	97.322	116.541

Tabel 4.20 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{1000 th} untuk x₄

j	a	$X_4 = 37.17 \text{ m}$ $Q_{x4} = 267.66 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_4 = 12.4 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 360.047 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$						P
		v	A	d ₁	Y ₁	D ₁			v	A	d ₅	Y ₅	D ₅	2.D ₅	
0.4	0.4	1.70	157.560	53.315	0.515	53.830	0.4	0.4	1.94	185.238	56.548	0.674	57.222	114.443	168.273
	0.5	2.12	126.048	44.803	0.804	45.607		0.5	2.43	148.191	47.437	1.053	48.490	96.980	142.587
	0.6	2.55	105.040	38.729	1.158	39.888		0.6	2.92	123.492	40.948	1.516	42.465	84.929	124.817
	0.7	2.97	90.034	34.156	1.577	35.733		0.7	3.40	105.850	36.071	2.064	38.135	76.270	112.003
	0.8	3.40	78.780	30.579	2.059	32.638		0.8	3.89	92.619	32.260	2.696	34.956	69.912	102.550
0.5	0.4	2.44	109.756	40.124	0.909	41.034	0.5	0.4	2.89	124.764	41.292	1.273	42.565	85.130	126.164
	0.5	3.05	87.805	33.458	1.421	34.879		0.5	3.61	99.811	34.349	1.990	36.338	72.677	107.556
	0.6	3.66	73.170	28.743	2.046	30.789		0.6	4.33	83.176	29.451	2.865	32.316	64.633	95.422
	0.7	4.27	62.718	25.218	2.785	28.003		0.7	5.05	71.294	25.800	3.900	29.700	59.399	87.403
	0.8	4.88	54.878	22.479	3.637	26.116		0.8	5.77	62.382	22.967	5.094	28.061	56.122	82.238
0.6	0.4	3.50	76.455	29.822	1.666	31.488	0.6	0.4	4.28	84.032	29.709	2.495	32.204	64.409	95.897
	0.5	4.38	61.164	24.683	2.603	27.285		0.5	5.36	67.226	24.517	3.899	28.416	56.832	84.118
	0.6	5.25	50.970	21.080	3.748	24.828		0.6	6.43	56.022	20.892	5.614	26.506	53.011	77.839
	0.7	6.13	43.689	18.407	5.101	23.509		0.7	7.50	48.019	18.211	7.641	25.852	51.704	75.213
	0.8	7.00	38.228	16.343	6.663	23.006		0.8	8.57	42.016	16.145	9.981	26.126	52.251	75.258
0.7	0.4	5.03	53.258	21.902	3.126	25.028	0.7	0.4	6.36	56.598	21.082	5.009	26.091	52.182	77.210
	0.5	6.28	42.607	18.003	4.885	22.888		0.5	7.95	45.279	17.274	7.827	25.101	50.201	73.089
	0.6	7.54	35.506	15.294	7.034	22.328		0.6	9.54	37.732	14.640	11.271	25.911	51.821	74.149
	0.7	8.79	30.433	13.299	9.575	22.874		0.7	11.13	32.342	12.707	15.340	28.048	56.096	78.970
	0.8	10.05	26.629	11.768	12.506	24.274		0.8	12.72	28.299	11.228	20.036	31.264	62.528	86.802
0.8	0.4	7.21	37.100	15.910	5.969	21.879	0.8	0.4	9.44	38.121	14.778	10.230	25.008	50.015	71.895
	0.5	9.02	29.680	12.999	9.327	22.325		0.5	11.81	30.497	12.035	15.984	28.020	56.040	78.365
	0.6	10.82	24.733	10.993	13.431	24.424		0.6	14.17	25.414	10.155	23.018	33.173	66.345	90.769
	0.7	12.63	21.200	9.526	18.280	27.807		0.7	16.53	21.783	8.785	31.329	40.114	80.228	108.035
	0.8	14.43	18.550	8.406	23.877	32.282		0.8	18.89	19.060	7.741	40.920	48.661	97.322	129.604

Keterangan Tabel :

Kolom 1 $j = 0,4 \sim 0,8$

Kolom 2 $j = 0,4 \sim 0,8$

Kolom 3 $v = a \cdot x^j$

Kolom 4 $A = \frac{Q}{V}$

Kolom 5 $d_1 = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(z_1 + z_2)A}}{(z_1 - z_2)}$

Kolom 6 $y = \frac{j+1}{j} \cdot \frac{v^2}{2g}$

Kolom 7 $D_1 = d + y$

Kolom 13 $2D_2$

Kolom 14 $P = D_1 + 2 D_2$

Kombinasi yang paling optimum antara biaya konstruksi dengan bentuk hidrolik saluran samping dapat ditentukan dengan mencari nilai P paling minimum. Dari nilai P minimum akan diperoleh kombinasi angka koefisien a dan j untuk setiap banjir rencana.

Dari hasil perhitungan debit banjir rencana $Q_{1000\text{th}}$ diperoleh kombinasi koefisien angka terkecil untuk $j = 0,6$ dan $a = 0,8$

Tabel 4.21 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{PMF} untuk x_1

j	a	$X_1 = 2.11 \text{ m}$ $Q_{x1} = 18.18 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_1 = 8.09 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 430.821 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$							P
		v	A	d_1	Y_1	D_1			v	A	d_5	Y_5	D_5	2.D ₅		
0.4	0.4	0.54	33.715	20.040	0.052	20.092	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	99.897	
	0.5	0.67	26.972	16.598	0.081	16.679		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	83.965	
	0.6	0.81	22.477	14.183	0.117	14.300		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	73.162	
	0.7	0.94	19.266	12.391	0.159	12.550		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	65.544	
	0.8	1.08	16.857	11.005	0.207	11.213		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	60.076	
0.5	0.4	0.58	31.289	18.825	0.052	18.877	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	77.745	
	0.5	0.73	25.031	15.569	0.081	15.649		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	66.052	
	0.6	0.87	20.859	13.288	0.116	13.404		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	58.656	
	0.7	1.02	17.879	11.598	0.158	11.756		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	53.980	
	0.8	1.16	15.645	10.293	0.206	10.500		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	51.189	
0.6	0.4	0.63	29.038	17.675	0.053	17.728	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	62.602	
	0.5	0.78	23.230	14.596	0.083	14.679		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	55.122	
	0.6	0.94	19.359	12.443	0.120	12.563		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	51.438	
	0.7	1.10	16.593	10.851	0.163	11.014		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	50.280	
	0.8	1.25	14.519	9.623	0.213	9.836		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	50.978	
0.7	0.4	0.67	26.949	16.586	0.056	16.642	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	54.568	
	0.5	0.84	21.559	13.677	0.088	13.765		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	52.128	
	0.6	1.01	17.966	11.647	0.127	11.774		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	53.465	
	0.7	1.18	15.399	10.148	0.173	10.320		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	57.559	
	0.8	1.35	13.474	8.994	0.225	9.219		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	63.877	
0.8	0.4	0.73	25.010	15.557	0.061	15.618	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	55.413	
	0.5	0.91	20.008	12.810	0.095	12.905		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	60.534	
	0.6	1.09	16.673	10.898	0.136	11.034		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	70.231	
	0.7	1.27	14.291	9.487	0.186	9.672		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	83.683	
	0.8	1.45	12.505	8.402	0.242	8.644		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	100.464	

Tabel 4.22 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{PMF} untuk x_2

j	a	$X_2 = 12.17 \text{ m}$ $Q_{x2} = 104.86 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_2 = 9.33 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 430.821 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$							P
		v	A	d_1	Y_1	D_1			v	A	d_5	Y_5	D_5	2.D ₅		
0.4	0.4	0.98	107.299	46.163	0.170	46.333	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	126.138	
	0.5	1.22	85.840	38.946	0.266	39.212		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	106.498	
	0.6	1.47	71.533	33.775	0.383	34.158		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	93.020	
	0.7	1.71	61.314	29.868	0.522	30.390		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	83.385	
	0.8	1.95	53.650	26.802	0.681	27.484		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	76.347	
0.5	0.4	1.22	85.824	38.940	0.228	39.168	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	98.037	
	0.5	1.53	68.659	32.696	0.357	33.053		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	83.455	
	0.6	1.83	57.216	28.244	0.514	28.758		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	74.010	
	0.7	2.14	49.042	24.896	0.699	25.595		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	67.819	
	0.8	2.44	42.912	22.277	0.913	23.190		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	63.880	
0.6	0.4	1.53	68.647	32.691	0.317	33.008	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	77.882	
	0.5	1.91	54.918	27.318	0.496	27.814		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	68.256	
	0.6	2.29	45.765	23.508	0.714	24.221		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	63.096	
	0.7	2.67	39.227	20.654	0.971	21.625		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	60.891	
	0.8	3.06	34.323	18.432	1.269	19.700		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	60.842	
0.7	0.4	1.91	54.908	27.314	0.451	27.765	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	65.691	
	0.5	2.39	43.926	22.717	0.705	23.422		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	61.785	
	0.6	2.86	36.605	19.475	1.016	20.491		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	62.182	
	0.7	3.34	31.376	17.058	1.383	18.441		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	65.679	
	0.8	3.82	27.454	15.184	1.806	16.990		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	71.648	
0.8	0.4	2.39	43.918	22.714	0.654	23.367	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	63.162	
	0.5	2.98	35.135	18.805	1.021	19.826		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	67.455	
	0.6	3.58	29.279	16.063	1.471	17.534		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	76.731	
	0.7	4.18	25.096	14.029	2.002	16.032		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	90.042	
	0.8	4.78	21.959	12.458	2.615	15.073		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	106.893	

Tabel 4.23 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{PMF} untuk x_3

j	a	$X_3 = 22,17 \text{ m}$ $Q_{x3} = 211.964 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_3 = 10.56 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 430.821 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$							P
		v	A	d_1	Y_1	D_1			v	A	d_5	Y_5	D_5	2.D ₅		
0.4	0.4	1.38	153.425	56.714	0.340	57.055	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	136.860	
	0.5	1.73	122.740	47.958	0.532	48.490		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	115.776	
	0.6	2.07	102.283	41.671	0.766	42.437		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	101.299	
	0.7	2.42	87.671	36.911	1.043	37.954		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	90.949	
	0.8	2.76	76.712	33.169	1.362	34.530		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	83.393	
0.5	0.4	1.88	112.543	44.875	0.542	45.418	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	104.286	
	0.5	2.35	90.035	37.698	0.847	38.546		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	88.948	
	0.6	2.83	75.029	32.579	1.220	33.799		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	79.051	
	0.7	3.30	64.310	28.726	1.661	30.387		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	72.611	
	0.8	3.77	56.272	25.712	2.170	27.882		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	68.571	
0.6	0.4	2.57	82.555	35.184	0.896	36.080	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	80.954	
	0.5	3.21	66.044	29.361	1.400	30.761		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	71.204	
	0.6	3.85	55.037	25.239	2.016	27.255		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	66.129	
	0.7	4.49	47.174	22.155	2.744	24.899		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	64.165	
	0.8	5.14	41.277	19.757	3.584	23.341		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	64.482	
0.7	0.4	3.50	60.557	27.333	1.517	28.849	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	66.775	
	0.5	4.38	48.446	22.662	2.370	25.032		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	63.395	
	0.6	5.25	40.371	19.381	3.412	22.793		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	64.484	
	0.7	6.13	34.604	16.943	4.644	21.587		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	68.826	
	0.8	7.00	30.279	15.057	6.066	21.123		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	75.781	
0.8	0.4	4.77	44.421	21.045	2.611	23.656	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	63.451	
	0.5	5.96	35.537	17.343	4.080	21.423		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	69.052	
	0.6	7.16	29.614	14.762	5.875	20.637		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	79.834	
	0.7	8.35	25.384	12.857	7.997	20.854		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	94.864	
	0.8	9.54	22.211	11.391	10.445	21.835		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	113.655	

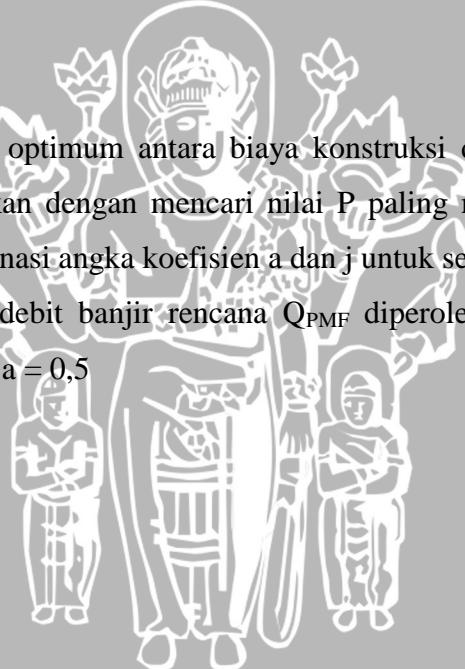
Tabel 4.24 Perhitungan kombinasi a dan j yang paling optimum untuk debit banjir rencana Q_{PMF} untuk x_4

j	a	$X_4 = 37.17 \text{ m}$ $Q_{x4} = 329.147 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_4 = 12.4 \text{ m}$					j	a	$X_5 = 52.05 \text{ m}$ $Q_{x5} = 430.821 \text{ m}^3/\text{dt}$ $b_5 = 14 \text{ m}$							P
		v	A	d_1	Y_1	D_1			v	A	d_5	Y_5	D_5	2.D ₅		
0.4	0.4	1.70	193.755	62.376	0.515	62.890	0.4	0.4	1.94	117.181	39.229	0.674	39.903	79.805	142.696	
	0.5	2.12	155.004	52.648	0.804	53.453		0.5	2.43	93.745	32.590	1.053	33.643	67.286	120.739	
	0.6	2.55	129.170	45.676	1.158	46.835		0.6	2.92	78.121	27.915	1.516	29.431	58.862	105.697	
	0.7	2.97	110.717	40.406	1.577	41.983		0.7	3.40	66.961	24.433	2.064	26.497	52.995	94.977	
	0.8	3.40	96.877	36.268	2.059	38.327		0.8	3.89	58.591	21.736	2.696	24.432	48.863	87.190	
0.5	0.4	2.44	134.969	47.280	0.909	48.189	0.5	0.4	2.89	78.925	28.161	1.273	29.434	58.868	107.058	
	0.5	3.05	107.975	39.600	1.421	41.021		0.5	3.61	63.140	23.212	1.990	25.201	50.403	91.423	
	0.6	3.66	89.979	34.139	2.046	36.185		0.6	4.33	52.617	19.761	2.865	22.626	45.252	81.437	
	0.7	4.27	77.125	30.041	2.785	32.826		0.7	5.05	45.100	17.212	3.900	21.112	42.224	75.050	
	0.8	4.88	67.484	26.843	3.637	30.480		0.8	5.77	39.463	15.251	5.094	20.345	40.689	71.170	
0.6	0.4	3.50	94.019	35.392	1.666	37.057	0.6	0.4	4.28	53.159	19.942	2.495	22.437	44.874	81.931	
	0.5	4.38	75.215	29.416	2.603	32.019		0.5	5.36	42.527	16.323	3.899	20.221	40.443	72.462	
	0.6	5.25	62.679	25.205	3.748	28.953		0.6	6.43	35.439	13.823	5.614	19.437	38.875	67.828	
	0.7	6.13	53.725	22.068	5.101	27.170		0.7	7.50	30.376	11.991	7.641	19.633	39.265	66.435	
	0.8	7.00	47.009	19.637	6.663	26.300		0.8	8.57	26.579	10.590	9.981	20.571	41.141	67.441	
0.7	0.4	5.03	65.493	26.168	3.126	29.294	0.7	0.4	6.36	35.804	13.954	5.009	18.963	37.926	67.220	
	0.5	6.28	52.394	21.592	4.885	26.477		0.5	7.95	28.643	11.355	7.827	19.181	38.363	64.840	
	0.6	7.54	43.662	18.397	7.034	25.432		0.6	9.54	23.869	9.575	11.271	20.845	41.691	67.122	
	0.7	8.79	37.425	16.035	9.575	25.610		0.7	11.13	20.459	8.279	15.340	23.619	47.238	72.848	
	0.8	10.05	32.747	14.215	12.506	26.721		0.8	12.72	17.902	7.292	20.036	27.329	54.658	81.379	
0.8	0.4	7.21	45.622	19.125	5.969	25.095	0.8	0.4	9.44	24.115	9.667	10.230	19.898	39.795	64.890	
	0.5	9.02	36.498	15.678	9.327	25.005		0.5	11.81	19.292	7.830	15.984	23.815	47.629	72.634	
	0.6	10.82	30.415	13.292	13.431	26.723		0.6	14.17	16.077	6.581	23.018	29.598	59.197	85.919	
	0.7	12.63	26.070	11.540	18.280	29.821		0.7	16.53	13.780	5.676	31.329	37.005	74.010	103.831	
	0.8	14.43	22.811	10.199	23.877	34.075		0.8	18.89	12.058	4.990	40.920	45.910	91.820	125.895	

Keterangan Tabel :**Kolom 1** $j = 0,4 \sim 0,8$ **Kolom 2** $j = 0,4 \sim 0,8$ **Kolom 3** $v = a \cdot x^j$ **Kolom 4** $A = \frac{Q}{V}$ **Kolom 5** $d_1 = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(z_1 + z_2)A}}{(z_1 - z_2)}$ **Kolom 6** $y = \frac{j+1}{j} \cdot \frac{v^2}{2g}$ **Kolom 7** $D_1 = d + y$ **Kolom 13** $2D_2$ **Kolom 14** $P = D_1 + 2 D_2$

Kombinasi yang paling optimum antara biaya konstruksi dengan bentuk hidrolik saluran samping dapat ditentukan dengan mencari nilai P paling minimum. Dari nilai P minimum akan diperoleh kombinasi angka koefisien a dan j untuk setiap banjir rencana.

Dari hasil perhitungan debit banjir rencana Q_{PMF} diperoleh kombinasi koefisien angka terkecil untuk $j = 0,7$ dan $a = 0,5$



4.3.3.2 Bentuk dasar saluran samping

Perhitungan untuk menentukan bentuk dasar saluran samping, digunakan kombinasi koefisien a dan j dari perhitungan sebelumnya. Langkah-langkah perhitungan hidrolik untuk menentukan bentuk dasar saluran samping adalah sebagai berikut:

- Menentukan potongan melintang saluran samping sejarak X dari hulu saluran samping
- Menentukan kecepatan aliran (v_x)
- Menentukan debit aliran (Q_x)
- Menentukan luas basah saluran samping (A_x)
- Menghitung lebar saluran samping untuk titik sejarak X dari hulu saluran samping (b_x)
- Menghitung tinggi muka air (d_x)
- Menghitung beda tinggi antara garis energi dan muka air (y), dengan memperhitungkan koefisien n dari hasil perhitungan sebelumnya
- Menghitung beda tinggi antara garis energi dengan dasar saluran (D_x)
- Menghitung keliling basah potongan penampang pada saluran (P_x)
- Menghitung jari-jari hidroulik (R_t)
- Menghitung jari-jari hidroulik rata-rata (R_x) antara penampang yang ditinjau dengan penampang sebelumnya.
- Menghitung kecepatan rata-rata (v_n) antara penampang yang ditinjau dengan penampang sebelumnya
- Menghitung kemiringan dasar saluran (S_x)
- Menghitung jarak antara 2 penampang yang ditinjau (Δl)
- Menghitung kehilangan tinggi tekan (hf)
- Menghitung total kehilangan tinggi tekan (Σhf) pada potongan penampang sebelumnya
- Menghitung beda tinggi antara mercu pelimpah dengan dasar saluran (Y)

Nilai : $j = 0,7$
 $a = 0,5$
 $Q = 227.765 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Tabel 4.25 Perhitungan hidrolik saluran samping untuk $Q_{100} \text{ th}$

Titik	X (m)	X ^j (m)	v _x (m/dt)	Q _x (m ³ /dt)	Ax (m ²)	bx (m)	dx (m)	hv _x (m)	y _x (m)	Dx (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	2.11	1.687	0.843	9.233	10.95	8.090	6.04	0.04	0.09	6.13
2	12.17	5.750	2.875	53.255	18.52	9.330	5.32	0.42	1.02	6.35
3	22.17	8.751	4.375	97.013	22.17	10.560	4.76	0.98	2.37	7.13
4	37.17	12.564	6.282	162.652	25.89	12.400	4.10	2.01	4.88	8.98
5	52.05	15.904	7.952	227.765	28.64	14.000	3.66	3.22	7.83	11.48

Nilai : $j = 0,6$
 $a = 0,8$
 $Q = 360.047 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Tabel 4.26 Perhitungan hidrolik saluran samping untuk $Q_{1000} \text{ th}$

Titik	X (m)	X ^j (m)	v _x (m/dt)	Q _x (m ³ /dt)	Ax (m ²)	bx (m)	dx (m)	hv _x (m)	y _x (m)	Dx (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	2.11	1.565	1.252	13.785	11.01	8.090	5.66	0.08	0.21	5.87
2	12.17	4.479	3.583	79.508	22.19	9.330	4.99	0.65	1.75	6.73
3	22.17	6.419	5.135	144.838	28.21	10.560	4.45	1.34	3.58	8.04
4	37.17	8.752	7.002	242.835	34.68	12.400	3.83	2.50	6.66	10.50
5	52.05	10.712	8.569	340.047	39.68	14.000	3.42	3.74	9.98	13.40

Nilai : $j = 0,7$
 $a = 0,5$
 $Q = 430.821 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Tabel 4.27 Perhitungan hidrolik saluran samping untuk Q_{PMF}

Titik	X (m)	X ^j (m)	v _x (m/dt)	Q _x (m ³ /dt)	Ax (m ²)	bx (m)	dx (m)	hv _x (m)	y _x (m)	Dx (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	2.11	1.687	0.843	17.465	20.71	8.090	10.83	0.04	0.09	10.92
2	12.17	5.750	2.875	100.732	35.03	9.330	9.65	0.42	1.02	10.67
3	22.17	8.751	4.375	183.502	41.94	10.560	8.69	0.98	2.37	11.06
4	37.17	12.564	6.282	307.658	48.97	12.400	7.55	2.01	4.88	12.44
5	52.05	15.904	7.952	430.821	54.18	14.000	6.77	3.22	7.83	14.59

Keterangan tabel :

Kolom 1 Titik yang ditinjau

Kolom 2 X dihitung dari hulu saluran

Kolom 3 X^j ($j = \text{hasil perhitungan}$)

Kolom 4 $v_x = a \cdot X$

Kolom 5 $Q_x = \left(\frac{X}{L} \right) Q$

Kolom 6 $A_x = \frac{Q_x}{v_x}$

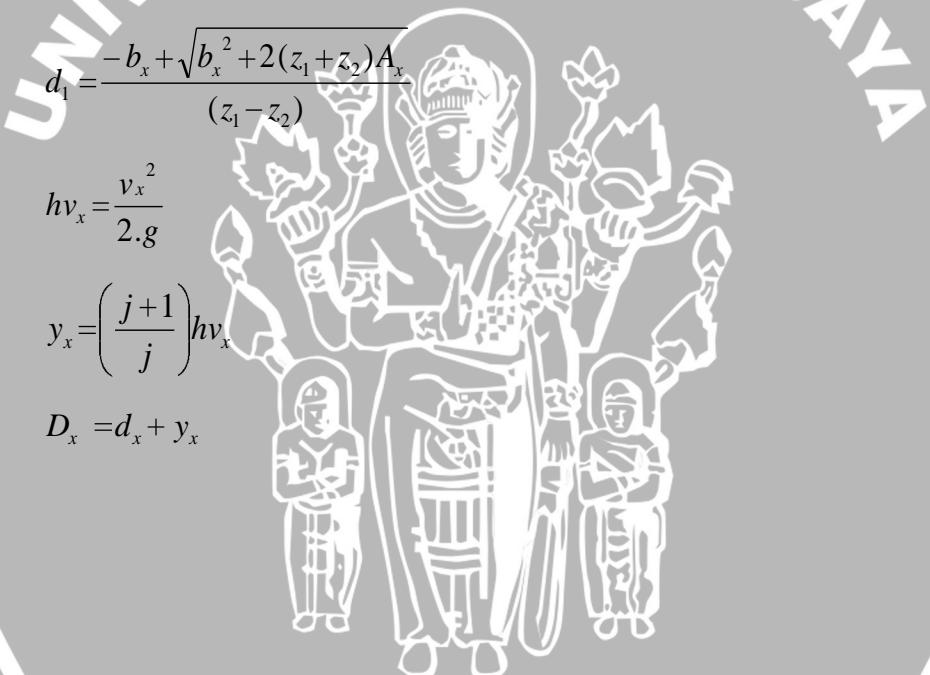
Kolom 7 $b_x = \left(\frac{b_0 \cdot X}{L} \right) + b_0$

Kolom 8 $d_1 = \frac{-b_x + \sqrt{b_x^2 + 2(z_1 + z_2)A_x}}{(z_1 - z_2)}$

Kolom 9 $h v_x = \frac{v_x^2}{2 \cdot g}$

Kolom 10 $y_x = \left(\frac{j+1}{j} \right) h v_x$

Kolom 11 $D_x = d_x + y_x$



Tabel 4.28 Perhitungan beda tinggi antara as pelimpah dan dasar saluran Q_{100th}

X (m)	Ax (m ²)	bx (m)	Px (m)	R		vt		Sx	Δl (m)	hf (m)	Σhf (m)	Dx (m)	Y (m)
				Rt (m)	Rn (m)	vt (m/dt)	vn (m/dt)						
				1	2	3	4	5	6	7	8		
2.11	10.95	8.090	10.43	1.05	0.00	0.843	0	0.00	2.11	0.00	0.00	6.13	6.13
12.1 7	18.52	9.330	11.67	1.59	1.32	2.875	1.86	0.17	10.0 6	1.68	1.68	6.35	9.70
22.1 7	22.17	10.56 0	12.90	1.72	1.65	4.375	3.63	0.22	10	2.16	3.84	7.13	13.13
37.1 7	25.89	12.40 0	14.74	1.76	1.74	6.282	5.33	0.26	15	3.86	6.02	8.98	18.87
52.0 5	28.64	14.00 0	16.34	1.75	1.75	7.952	7.12	0.30	14.8 8	4.42	8.28	11.48	24.18

Tabel 4.29 Perhitungan beda tinggi antara as pelimpah dan dasar saluran Q_{1000th}

X (m)	Ax (m ²)	bx (m)	Px (m)	R		vt		Sx	Δl (m)	hf (m)	Σhf (m)	Dx (m)	Y (m)
				Rt (m)	Rn (m)	vt (m/dt)	vn (m/dt)						
				1	2	3	4	5	6	7	8		
2.11	11.01	8.090	10.43	1.06	0.00	1.252	0	0.00	2.11	0.00	0.00	5.87	5.87
12.1 7	22.19	9.330	11.67	1.90	1.48	3.583	2.42	0.18	10.0 6	1.84	1.84	6.73	10.41
22.1 7	28.21	10.56 0	12.90	2.19	2.04	5.135	4.36	0.22	10	2.21	4.05	8.04	14.29
37.1 7	34.68	12.40 0	14.74	2.35	2.27	7.002	6.07	0.25	15	3.77	5.98	10.50	20.25
52.0 5	39.68	14.00 0	16.34	2.43	2.39	8.569	7.79	0.28	14.8 8	4.17	7.94	13.40	25.50

Tabel 4.30 Perhitungan beda tinggi antara as pelimpah dan dasar saluran Q_{PMF}

X (m)	Ax (m ²)	bx (m)	Px (m)	R		vt		Sx	Δl (m)	hf (m)	Σhf (m)	Dx (m)	Y (m)
				Rt (m)	Rn (m)	vt (m/dt)	vn (m/dt)						
				1	2	3	4	5	6	7	8		
2.11	20.71	8.090	10.43	1.99	0.00	0.843	0	0.00	2.11	0.00	0.00	10.92	10.92
12.1 7	35.03	9.330	11.67	3.00	2.49	2.875	1.86	0.13	10.0 6	1.36	1.36	10.67	13.39
22.1 7	41.94	10.56 0	12.90	3.25	3.13	4.375	3.63	0.17	10	1.75	3.10	11.06	15.91
37.1 7	48.97	12.40 0	14.74	3.32	3.29	6.282	5.33	0.21	15	3.12	4.87	12.44	20.43
52.0 5	54.18	14.00 0	16.34	3.32	3.32	7.952	7.12	0.24	14.8 8	3.57	6.69	14.59	24.86

Keterangan dari tabel :

Kolom 1 X dihitung dari hulu saluran

Kolom 2 kolom 5 tabel perhitungan hidrolik saluran samping

Kolom 3 kolom 6 tabel perhitungan hidrolik saluran samping

Kolom 4 $P = b + \sqrt{1+z_1^2} + \sqrt{1+z_2^2}$

Kolom 5 $R_t = A_x / P_x$

Kolom 6 $R_n = \frac{1}{2}(R_{t(n)} + R_{t(n-1)})$

Kolom 7 kolom 3 perhitungan hidrolik saluran samping

Kolom 8 $v_n = \frac{1}{2}(v_{x(n)} + v_{x(n-1)})$

Kolom 9 $S_x = \sqrt{\frac{v_n \cdot n}{R^{2/3}}} \quad (n = 0,018 \text{ manning})$

Kolom 10 $\Delta l = X_n - X_{n-1}$

Kolom 11 $hf = \Delta l \cdot S_x$

Kolom 12 $\Sigma hf = hf_{n-1} + \Sigma hf_{n-1}$

Kolom 13 kolom 10 tabel perhitungan hidrolik saluran samping.

Kolom 14 $Y = Dx + hf + \Sigma hf$

4.3.3.3 Penyesuaian kemiringan dasar saluran samping

Kemiringan penampang memanjang dasar saluran samping, telah direncanakan sebelumnya dalam Laporan Penelitian Jehem sebelumnya. Elevasi dasar saluran samping untuk debit banjir Q_{100th} , Q_{1000th} , Q_{PMFth} dapat ditunjukkan pada tabel

Tabel 4.31 Elevasi dasar saluran samping

No	X (m)	Elevasi dasar saluran (m)
1	2	3
1	4	521.00
2	14	521.40
3	24.6	521.80
4	38.2	522.40
5	50.6	523.00

Sumber : Laporan Final Jehem

4.3.3.4 Tinggi muka air pada saluran samping

Setelah dasar saluran samping ditetapkan, langkah selanjutnya adalah melakukan perhitungan tinggi muka air pada saluran samping. Perhitungan tinggi muka air pada saluran samping, dilakukan dengan cara coba-coba memasukkan nilai beda tinggi muka air antara dua penampang yang ditinjau (Δy).

Langkah-langkah perhitungan hidrolik untuk menentukan tinggi muka air pada saluran samping adalah sebagai berikut:

- Menentukan potongan melintang saluran samping sejarak X dari hulu saluran samping. Perhitungan tinggi muka air dimulai dari hilir saluran samping ke arah hulu.
- Menentukan beda tinggi muka air (Δd) dengan cara coba-coba, antara dua potongan melintang saluran yang ditinjau.
- Menghitung elevasi muka air untuk penampang yang ditinjau dengan cara menambahkan elevasi muka air bagian hilir dengan beda tinggi muka air antara dua penampang yang ditinjau.
- Menghitung tinggi muka air (dx) untuk penampang yang ditinjau.
- Menghitung lebar dasar saluran (bx) untuk penampang yang ditinjau.
- Menghitung luas penampang basah saluran samping (Ax) untuk penampang yang ditinjau.

- Menghitung debit aliran (Q_x) untuk penampang yang ditinjau.
- Menghitung kecepatan aliran air (v_x) untuk penampang yang ditinjau.
- Menghitung beda tinggi kehilangan tinggi tekan akibat kecepatan (Δd) baru
- Kontrol beda tinggi kehilangan tinggi tekan akibat kecepatan (Δd) hasil perhitungan dengan asumsi awal. Apabila nilai beda tinggi kehilangan dari tinggi tekan akibat kecepatan tidak sama, maka harus dicoba lagi .
- Menentukan beda tinggi kehilangan tinggi tekan akibat kecepatan (Δd) yang baru, sedemikian sehingga diperoleh nilai yang sama dengan asumsi awal.

Hasil perhitungan tinggi muka air pada saluran samping untuk debit banjir rencana Q_{100} th, Q_{1000} th Q_{PMF} , dapat ditunjukkan pada tabel 4.32 , tabel 4.33, dan tabel 4.34 dibawah ini :



Tabel 4.32 Perhitungan tinggi muka air pada saluran samping untuk debit rencana Q_{100} th

No	X (m)	Elevasi dasar saluran (m)	Δy coba (m)	Elevasi muka air (m)	dx (m)	bx (m)	A_x (m^2)	Q_x (m^3/dt)	v_x (m/dt)	Q_1+Q_2	Q_1 $g(Q_1+Q_2)$	$V_1 + V_2$ (m/dt)	Δv (m/dt)	Q_1-Q_2	Δd (m)	Kontrol
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	52.05	523.00	-	526.66	3.66	14	55.85	234.292	4.19	-	-	-	-	-	-	-
2	37.17	522.40	0.99	527.65	5.25	12.4	74.67	167.313	2.24	401.60	0.06	6.44	1.95	66.98	0.99	0.00
3	22.17	521.80	0.33	527.98	6.18	10.56	78.56	99.793	1.27	267.11	0.06	3.51	0.97	67.52	0.33	0.00
4	12.17	521.40	0.11	528.09	6.69	9.33	78.02	54.781	0.70	154.57	0.07	1.97	0.57	45.01	0.11	0.00
5	2.11	521.00	0.05	528.14	7.14	8.09	75.54	9.498	0.13	64.28	0.09	0.83	0.58	45.28	0.05	0.00
6	0	521.00	0.00	528.14	7.14	7.84	73.76	0.000	0.00	9.50	0.10	0.13	0.13	9.50	0.00	0.00

Tabel 4.33 Perhitungan tinggi muka air pada saluran samping untuk debit rencana Q_{1000} th

No	X (m)	Elevasi dasar saluran (m)	Δy coba (m)	Elevasi muka air (m)	dx (m)	bx (m)	A_x (m^2)	Q_x (m^3/dt)	v_x (m/dt)	Q_1+Q_2	Q_1 $g(Q_1+Q_2)$	$V_1 + V_2$ (m/dt)	Δv (m/dt)	Q_1-Q_2	Δd (m)	Kontrol
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	52.05	523.00	-	526.42	3.42	14	51.92	340.047	6.55	-	-	-	-	-	-	-
2	37.17	522.40	2.56	528.98	6.58	12.4	96.69	242.835	2.51	582.88	0.06	9.06	4.04	97.21	2.56	0.00
3	22.17	521.80	0.42	529.40	7.60	10.56	100.42	144.838	1.44	387.67	0.06	3.95	1.07	98.00	0.42	0.00
4	12.17	521.40	0.15	529.55	8.15	9.33	99.23	79.508	0.80	224.35	0.07	2.24	0.64	65.33	0.15	0.00
5	2.11	521.00	0.06	529.61	8.61	8.09	95.55	13.785	0.14	93.29	0.09	0.95	0.66	65.72	0.06	0.00
6	0	521.00	0.00	529.61	8.61	7.84	93.40	0.000	0.00	13.78	0.10	0.14	0.14	13.78	0.00	0.00

Tabel 4.34 Perhitungan tinggi muka air pada saluran samping untuk debit rencana Q_{PMF}

No	X (m)	Elevasi dasar saluran (m)	Δy coba (m)	Elevasi muka air (m)	dx (m)	b_x (m)	A_x (m^2)	Q_x (m^3/dt)	v_x (m/dt)	Q_1+Q_2	Q_1 $g(Q_1+Q_2)$	$V_1 + V_2$ (m/dt)	Δv (m/dt)	Q_1-Q_2	Δd (m)	Kontrol
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	52.05	523.00	-	529.77	6.77	14	110.77	430.821	3.89	-	-	-	-	-	-	-
2	37.17	522.40	0.80	530.57	8.17	12.4	124.62	307.658	2.47	738.48	0.06	6.36	1.42	123.16	0.80	0.00
3	22.17	521.80	0.40	530.97	9.17	10.56	126.22	183.502	1.45	491.16	0.06	3.92	1.01	124.16	0.40	0.00
4	12.17	521.40	0.15	531.12	9.72	9.33	123.71	100.732	0.81	284.23	0.07	2.27	0.64	82.77	0.15	0.00
5	2.11	521.00	0.07	531.19	10.19	8.09	118.74	17.465	0.15	118.20	0.09	0.96	0.67	83.27	0.07	0.00
6	0	521.00	0.00	531.19	10.19	7.84	116.19	0.000	0.00	17.46	0.10	0.15	0.15	17.46	0.00	0.00

Keterangan Tabel :

 x = jarak dari hulu saluran samping

$$\Delta d = \frac{Q_1}{g} x \frac{\left(\frac{Q_1 + Q_2}{Q_1} - \frac{v_1 + v_2}{L} \right)}{\left(\frac{Q_1 + Q_2}{Q_1} - \frac{v_1 - v_2}{L} + \frac{v_2 \cdot \frac{Q_1 - Q_2}{Q_1}}{L} \right)}$$

elevasi dasar saluran = Tabel 4.31.

$$Q_x = \left(\frac{x}{L} \right) x Q$$

 Δd = nilai Coba – coba

$$A_x = (b_x + d_x) + (1/2 \times 0.7 \times d_x^2)$$

Elevasi muka air

$$= \text{Elevasi } ma_{(x+1)} + \Delta y_x$$

 d_x

$$= \text{elevasi muka air (x)} - \text{elevasi dasar saluran (x)}$$

 b_x

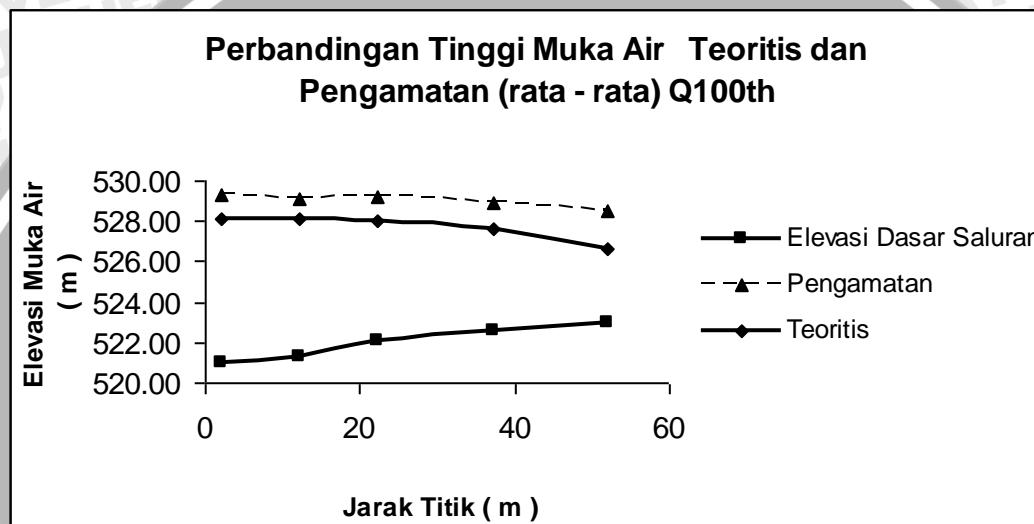
$$= \left(\frac{x_0 \cdot x}{L} \right) + x_0$$

kontrol

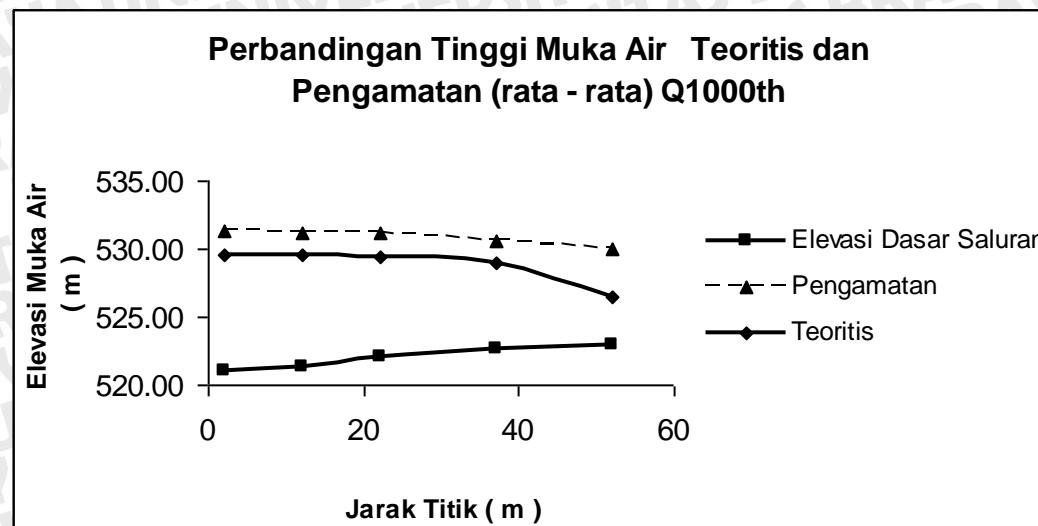
$$= \Delta d_{\text{coba}} - \Delta d = 0$$

Tabel 4.35 Perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis Q_{100th}

Titik	Elevasi Dasar Saluran	Jarak (x)	Hasil Pengamatan	Hasil Teoritis
1	521.00	2.11	529.35	528.14
2	521.40	12.17	529.11	528.09
3	521.80	22.17	529.22	527.98
4	522.40	37.17	528.94	527.65
5	523.00	52.05	528.5	526.66

Gambar 4.3 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata – rata) Q_{100 th}Tabel 4.36 Perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis Q_{1000 th}

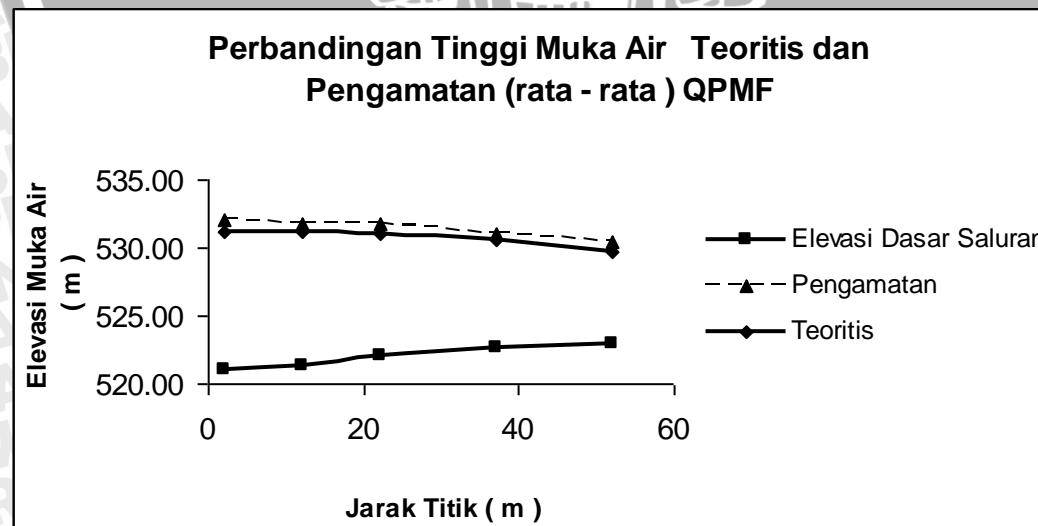
Titik	Elevasi Dasar Saluran	Jarak (x)	Hasil Pengamatan	Hasil Teoritis
1	521.00	2.11	531.30	529.61
2	521.40	12.17	531.15	529.55
3	521.80	22.17	531.23	529.44
4	522.40	37.17	530.63	528.98
5	523.00	52.05	529.95	526.42



Gambar 4.4 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata-rata) Q_{1000th}

Tabel 4.37 Perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis Q_{PMF}

Titik	Elevasi Dasar Saluran	Jarak (x)	Hasil Pengamatan	Hasil Teoritis
1	521.00	2.11	532.07	531.19
2	521.40	12.17	531.78	531.12
3	521.80	22.17	531.81	530.97
4	522.40	37.17	531.03	530.57
5	523.00	52.05	530.38	529.77



Gambar 4.5 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata-rata) Q_{PMF}

4.3.4 Tinggi Muka Air Pada Saluran Transisi

4.3.4.1. Muka Air pada Saluran Transisi

Bangunan saluran transisi direncanakan mempunyai kemiringan datar atau mempunyai kemiringan sesuai hasil perhitungan terhadap titik kontrol (ujung udik saluran peluncur), dan mempunyai lebar dasar saluran yang sama dengan saluran samping bagian hilir. Data yang digunakan untuk perencanaan saluran transisi adalah sebagai berikut :

- Lebar saluran transisi bagian hulu $B = 14$ meter
- Lebar saluran transisi bagian hilir $B = 14$ meter
- Elevasi dasar saluran transisi bagian hulu = 523 meter
- Elevasi muka air di hulu saluran transisi
 - m.a $Q_{100th} = + 526.66$ m
 - m.a $Q_{1000th} = + 526.42$ m
 - m.a $Q_{PMF} = + 529.77$ m
- Panjang saluran transisi direncanakan $L = 27,82$ m
- Debit (debit banjir teoritis dari data perencanaan)
 - m.a $Q_{100th} = 227,765 \text{ m}^3/\text{dt}$
 - m.a $Q_{1000th} = 360.047 \text{ m}^3/\text{dt}$
 - m.a $Q_{PMF} = 430.821 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Kemiringan dasar saluran transisi, $S_0 = -0,008$

Perencanaan kedalaman air di hilir saluran transisi direncanakan dengan Metode Tahapan Standar (Ven Te Chow,1985 :224) yang dapat dipakai untuk saluran buatan maupun alami, saluran prismatis dan bukan prismatis dengan persamaan sebagai berikut :

$$Z_1 + Y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2.g} = Z_2 + Y_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2.g} + he + hf \quad (4-5)$$

Tabel 4.38 Perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{100} th

x	Elevasi Dasar Saluran	b (m)	dx (m)	V (m/dtk)	V rata-rata (m/dtk)	R	R rata-rata	Vx2/2g	he	hf (m)	Elevasi Muka Air (teoritis)	Elevasi Muka Air (pengamatan)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	523	14	3.66	4.190	0	2.403	0.000	0.895	0	0.000	526.66	528.500
3.8	522.99	14	2.9993	5.424	4.807	2.100	2.252	1.500	0	0.054	525.99	527.713
14	522.97	14	2.9993	5.424	5.424	2.100	2.100	1.500	0	0.069	525.97	527.967
27.82	522.95	14	2.9993	5.424	5.424	2.100	2.100	1.500	0	0.069	525.95	527.807

Tabel 4.39 Perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{1000} th

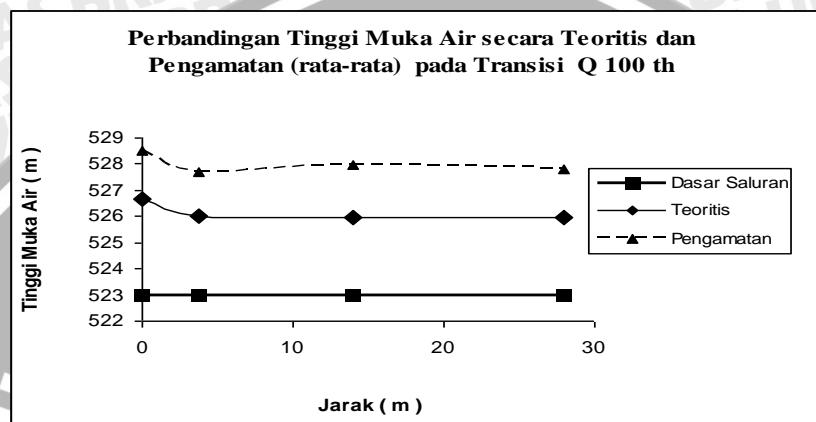
x	Elevasi Dasar Saluran	b (m)	dx (m)	V (m/dtk)	V rata-rata (m/dtk)	R	R rata-rata	Vx2/2g	he	hf (m)	Elevasi Muka Air (teoritis)	Elevasi Muka Air (pengamatan)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	523	14	3.42	6.550	0	2.298	0.000	2.187	0	0.000	526.42	529.95
3.8	522.99	14	4.0700	6.319	6.434	2.574	2.436	2.035	0	0.073	527.06	529.18
14	522.97	14	4.0700	6.319	6.319	2.574	2.574	2.035	0	0.071	527.04	529.22
27.82	522.95	14	4.0700	6.319	6.319	2.574	2.574	2.035	0	0.071	527.02	528.62

Tabel 4.40 Perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{PMF}

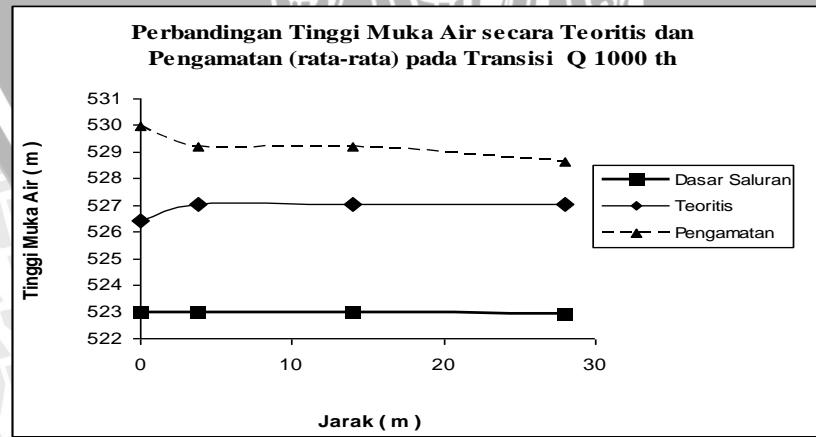
x	Elevasi Dasar Saluran	b (m)	dx (m)	V (m/dtk)	V rata-rata (m/dtk)	R	R rata-rata	Vx2/2g	he	hf (m)	Elevasi Muka Air (teoritis)	Elevasi Muka Air (pengamatan)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	523	14	6.77	3.890	0	3.442	0.000	0.771	0	0.000	529.77	530.38
3.8	522.99	14	4.5818	6.704	5.297	2.769	3.105	2.291	0	0.045	527.57	529.66
14	522.97	14	4.5818	6.704	6.704	2.769	2.769	2.291	0	0.072	527.55	529.43
27.82	522.95	14	4.5818	6.704	6.704	2.769	2.769	2.291	0	0.072	527.53	529.39

Tabel 4.41 Perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis Q_{100} th

Titik	Elevasi Dasar Saluran	Jarak (x)	Hasil Pengamatan	Hasil Teoritis
5	523	0	528.5	526.66
6	522.99	3.8	527.713	525.99
7	522.97	14	527.967	525.97
8	522.95	27.8	527.807	525.95

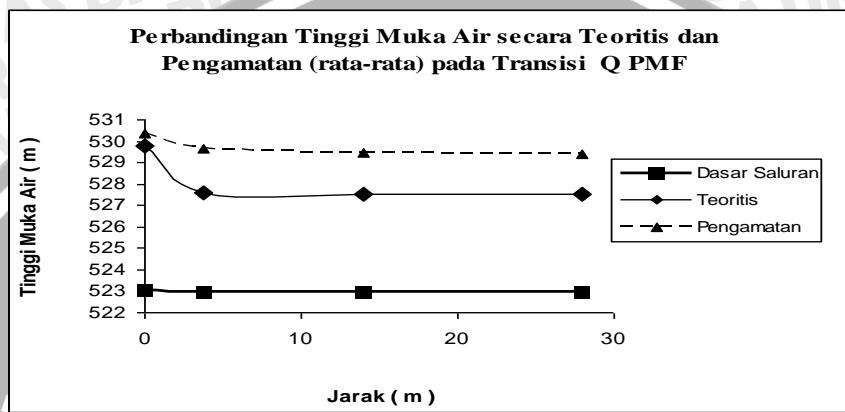
Gambar 4.6 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata-rata) Q_{100} thTabel 4.42 Perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis Q_{1000} th

Titik	Elevasi Dasar Saluran	Jarak (x)	Hasil Pengamatan	Hasil Teoritis
5	523	0	529.95	526.42
6	522.99	3.8	529.18	527.06
7	522.97	14	529.22	527.04
8	522.95	27.8	528.62	527.02

Gambar 4.7 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata-rata) Q_{1000} th

Tabel 4.43 Perbandingan tinggi muka air secara pengamatan dan teoritis Q_{PMF}

Titik	Elevasi Dasar Saluran	Jarak (x)	Hasil Pengamatan	Hasil Teoritis
5	523	0	530.38	529.77
6	522.99	3.8	529.66	527.57
7	522.97	14	529.43	527.55
8	522.95	27.8	529.39	527.53

Gambar 4.8 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata-rata) Q_{PMF}

Keterangan Tabel :

Kolom 1 : Jarak titik dari hulu transisi (m)

Kolom 2 : Elevasi dasar saluran (m)

Kolom 3 : Lebar Saluran (m)

Kolom 4 : dx = kedalaman air (m)

$$d_2 = \left(\frac{Q^2}{B_2^2 \cdot g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Kolom 5 : v = kecepatan aliran

$$V_2 = \frac{Q}{B_2 d_2}$$

Kolom 6 : $V_{\text{rata-rata}} =$ kecepatan rata-rata

$$\bar{V} = \left(\frac{V_1 + V_c}{2} \right)$$

Kolom 7 : R

$$R_1 = \left(\frac{B_1 \cdot d_1}{B_1 + .2d_1} \right)$$

Kolom 8 : R rata-rata

$$\bar{R} = \left(\frac{R_1 + R_2}{2} \right)$$

Kolom 9 : $v^2/2g$

Kolom 10 : $he = 0$ karena tidak ada pelebaran bentuk

Kolom 11 : $hf =$ kehilangan tinggi tekanan akibat kekasaran saluran

$$hf = \left(\frac{n^2 \cdot \bar{V}^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L$$

Kolom 12 : Elevasi Muka Air Teoritis

Elevasi Dasar Saluran + dx

Kolom 13 : Elevasi Muka Air Pengamatan



4.3.5 Perencanaan Saluran Peluncur

Berdasarkan keadaan topografi pada alternatif yang terpilih, maka direncanakan panjang saluran peluncur adalah 56,01 m. Penampang saluran direncanakan berbentuk segi empat dengan lebar 14 m. Sedangkan kemiringan saluran peluncur adalah 1 : 2. Hal ini untuk mendapatkan aliran superkritis , dimana pada perencanaan nantinya akan dibangun bangunan peredam energi yaitu kolam olakan. Selain itu demi terciptanya kelancaran aliran pada saluran peluncur tanpa ada hambatan-hambatan hidrolik.

Data-data perhitungan saluran transisi adalah sebagai berikut :

- Elevasi hulu saluran transisi : + 524,70 m
- Elevasi hilir saluran transisi : + 500,00 m
- Beda tinggi elevasi hulu dan hilir : + 24,70 m
- Debit banjir

$$Q_{100 \text{ th}} : 227.765 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Q_{1000 \text{ th}} : 360.047 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Q_{PMF} : 430.821 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

- Percepatan gravitasi (g) : 9,81 m/dt²
- Koefisien kekasaran beton : 0,02 m/dt^{1/2}
- Panjang saluran peluncur rencana : 54,56 m
- Koefisien distribusi kecepatan (α) : 1,15
- Lebar saluran hulu : 14 m
- Lebar saluran hilir : 10 m
- Jarak Horisontal : 49,62 m
- Kemiringan saluran = 1 : 2

Berdasarkan elevasi ujung hulu dan ujung hilir saluran peluncur serta jarak horisontal saluran peluncur (rencana) dapat dihitung kemiringan dasar saluran peluncur dengan persamaan 2.25

$$S = \tan \theta = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (4-6)$$

$$S = \tan \theta = \frac{500 - 524,70}{49,62}$$

$$S = \tan \theta = -0,498$$

$$\theta = -26,463^\circ$$

Aliran pada saluran peluncur direncanakan sebagai aliran superkritis dan direncanakan pada hulu saluran. Karena lebar hulu dan hilir beda, maka perlu dicari lebar tiap-tiap titik pengamatan pada saluran peluncur :

Jarak titik dari hulu :

Tabel 4.44 Jarak titik ke hulu pada peluncur

Titik	Jarak titik dari hulu (m)
9	0
10	1.68
11	7.61
12	15.66
13	28.85
14	54.56

$$b_1 = \frac{x_1(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{1.68(10 - 14)}{54.56} + 14 = 13.88m$$

$$b_2 = \frac{x_2(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{7.61(10 - 14)}{54.56} + 14 = 13.44m$$

$$b_3 = \frac{x_3(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{15.66(10 - 14)}{54.56} + 14 = 12.852m$$

$$b_4 = \frac{x_4(b_5 - b_0)}{x_5} + b_0 = \frac{28.85(10 - 14)}{54.56} + 14 = 11.885m$$

Tabel 4.45 Tinggi muka air pada saluran peluncur Q_{100 th}

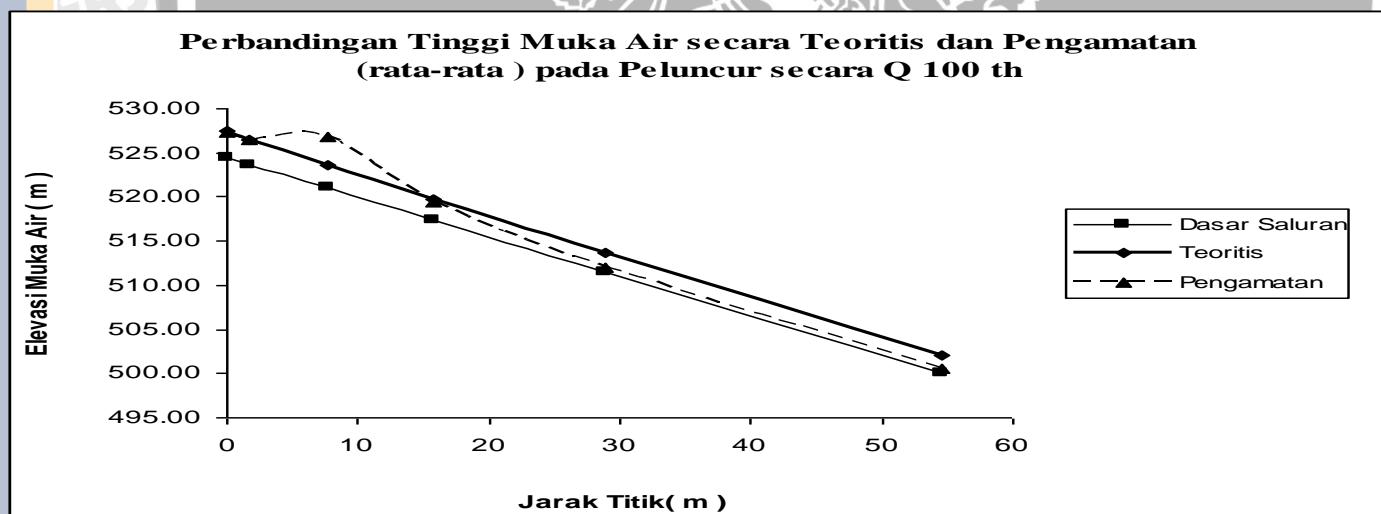
TITIK	B (m)	x (m)	ΔL (m)	$Z = \Delta L.S$ (m)	D (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	R rata (m)	V1 (m/det)	V rata (m/det)	$V1^{2/2g}$	H1	Sf	Sf rata	hf	he	El. dasar (m)	El. muka air (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	14	0	0	0	3.000	42.000	20.000	2.100	0.000	5.423	0.000	1.499	4.499	0.0025	0.000	0.000	0.000	524.40	527.400
10	13.88	1.680	1.68	0.83664	2.800	38.864	19.480	1.995	2.048	5.861	5.642	1.751	5.387	0.0031	0.003	0.005	0.000	523.65	526.450
11	13.44	7.610	5.93	2.95314	2.600	34.944	18.640	1.875	1.935	6.518	6.189	2.165	7.718	0.0041	0.004	0.025	0.000	521.00	523.600
12	12.852	15.660	8.05	4.0089	2.400	30.845	17.652	1.747	1.811	7.384	6.951	2.779	9.188	0.0058	0.005	0.047	0.000	517.40	519.800
13	11.885	28.850	13.19	6.56862	2.200	26.147	16.285	1.606	1.676	8.711	8.048	3.868	12.636	0.0091	0.007	0.120	0.000	511.50	513.700
14	10	54.560	25.71	12.8036	2.000	20.000	14.000	1.429	1.517	11.388	10.050	6.610	21.414	0.0181	0.014	0.466	0.000	500.00	502.000

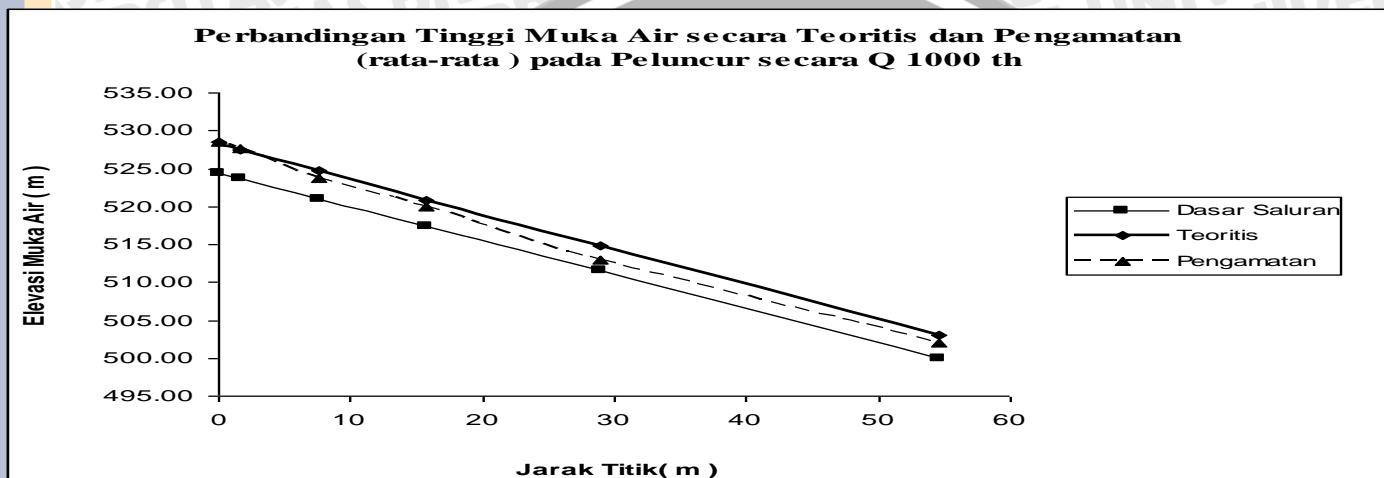
Tabel 4.46 Tinggi muka air pada saluran peluncur Q_{1000 th}

TITIK	B (m)	x (m)	ΔL (m)	$Z = \Delta L.S$ (m)	D (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	R rata (m)	V1 (m/det)	V rata (m/det)	$V1^{2/2g}$	H1	Sf	Sf rata	hf	he	El. dasar (m)	El. muka air (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	14	0	0	0	4.070	56.980	22.140	2.574	0.000	6.319	0.000	2.035	6.105	0.0025	0.000	0.000	0.000	524.40	528.470
10	13.88	1.680	1.68	0.83664	3.870	53.716	21.620	2.485	2.529	6.703	6.511	2.290	6.997	0.0030	0.003	0.005	0.000	523.65	527.520
11	13.44	7.610	5.93	2.95314	3.670	49.325	20.780	2.374	2.429	7.300	7.001	2.716	9.339	0.0038	0.003	0.022	0.000	521.00	524.670
12	12.852	15.660	8.05	4.0089	3.470	44.596	19.792	2.253	2.313	8.073	7.686	3.322	10.801	0.0050	0.004	0.040	0.000	517.40	520.870
13	11.885	28.850	13.19	6.56862	3.270	38.864	18.425	2.109	2.181	9.264	8.669	4.374	14.213	0.0071	0.006	0.094	0.000	511.50	514.770
14	10	54.560	25.71	12.8036	3.070	30.700	16.140	1.902	2.006	11.728	10.496	7.010	22.884	0.0131	0.010	0.338	0.000	500.00	503.070

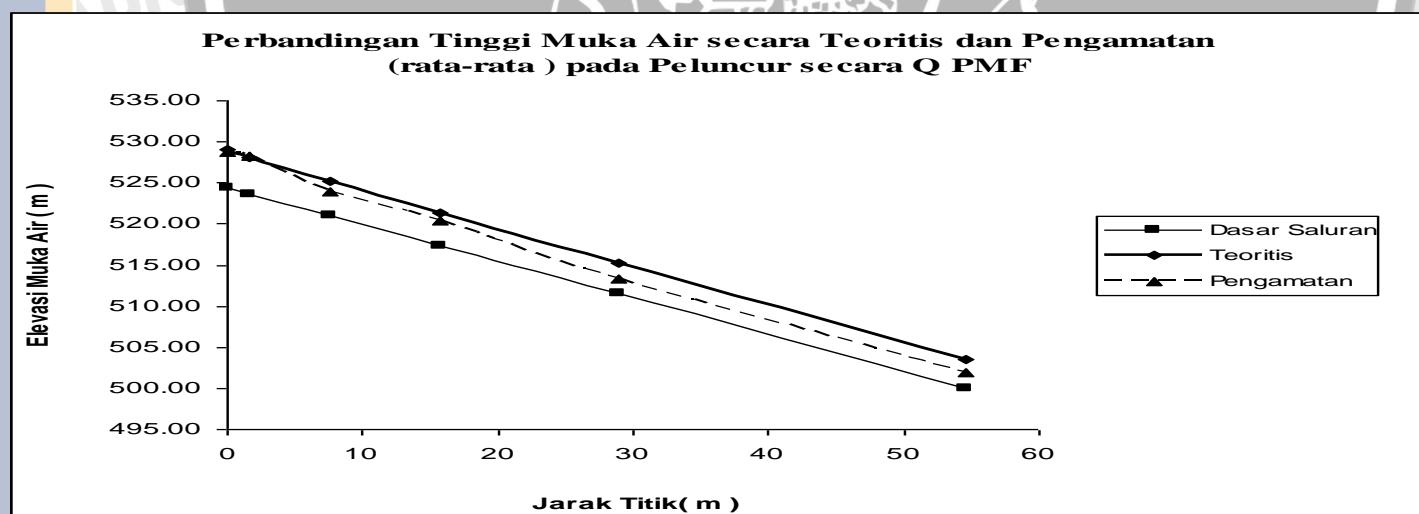
Tabel 4.47 Tinggi muka air pada saluran peluncur Q_{PMF}

TITIK	B (m)	x (m)	ΔL (m)	$Z = \Delta L.S$ (m)	D (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	R rata (m)	V1 (m/det)	V rata (m/det)	$V1^{2/2g}$	H1	Sf	Sf rata	hf	he	El. dasar (m)	El. muka air (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	14	0	0	0	4.580	64.120	23.160	2.769	0.000	6.719	0.000	2.301	6.881	0.0026	0.000	0.000	0.000	524.40	528.980
10	13.88	1.680	1.68	0.83664	4.380	60.794	22.640	2.685	2.727	7.087	6.903	2.560	7.776	0.0030	0.003	0.005	0.000	523.65	528.030
11	13.44	7.610	5.93	2.95314	4.180	56.179	21.800	2.577	2.631	7.669	7.378	2.997	10.131	0.0037	0.003	0.022	0.000	521.00	525.180
12	12.852	15.660	8.05	4.0089	3.980	51.151	20.812	2.458	2.517	8.423	8.046	3.616	11.605	0.0048	0.004	0.039	0.000	517.40	521.380
13	11.885	28.850	13.19	6.56862	3.780	44.925	19.445	2.310	2.384	9.590	9.006	4.687	15.036	0.0068	0.006	0.089	0.000	511.50	515.280
14	10	54.560	25.71	12.8036	3.580	35.800	17.160	2.086	2.198	12.034	10.812	7.381	23.765	0.0122	0.009	0.314	0.000	500.00	503.580

Gambar 4.9 Perbandingan tinggi muka air teoritis dan pengamatan (rata-rata)pada saluran peluncur Q_{100 th}



Gambar 4.10 Perbandingan Tinggi Muka Air Teoritis dan Pengamatan (rata-rata) pada Saluran Peluncur Q 1000 th



Gambar 4.11 Perbandingan Tinggi Muka Air Teoritis dan Pengamatan (rata-rata) pada Saluran Peluncur Q PMF

Keterangan tabel :

- Kolom 1** = Titik potongan memanjang saluran peluncur 1 dari hulu saluran
- Kolom 2** = Panjang saluran peluncur yang ditinjau
- Kolom 3** = Jarak antara titik yang ditinjau dengan bagian hulu saluran transisi (saluran peluncur I)
- Kolom 4** = ΔL = beda jarak
- Kolom 5** = Z
- Kolom 6** = Kedalaman air pada saluran rencana (coba – coba)
- Kolom 7** = A (Luasan basah)
- Kolom 8** = Pn (Keliling basah pada titik n)
- Kolom 9** = Rn (Jari – jari hidrolis pada titik n) = Luas basah : keliling basah
- Kolom 10** = R rata – rata = $0,5^*$ (Rn+ Rn-1)
- Kolom 11** = Vn (Kecepatan aliran pada titik n)
- Kolom 12** = V rata – rata = $0,5^*(V_n + V_{n-1})$
- Kolom 13** = Tinggi tekanan kecepatan = $\left(\frac{V_n^2}{2.g} \right)$.
- Kolom 14** = E_n (tinggi tekanan total) = Kolom 5+ kolom 6+ Kolom 13
- Kolom 15** = Kemiringan gesek = $S_f = \left(\frac{n^2 \cdot V_n^2}{R_n^{4/3}} \right) \Delta L$, dimana
 $n = 0,015$
- Kolom 16** = S_f rata-rata
- Kolom 17** = h_f = S_f ΔL = Kolom 15 x Kolom 4
- Kolom 18** = Kehilangan tekan akibat pusaran (h_e)
- Kolom 19** = Elevasi dasar saluran peluncur I yang dtinjau
- Kolom 20** = Elevasi muka air saluran peluncur pada tiap titik yang ditinjau

4.3.6 Perencanaan Peredam Energi

Perencanaan peredam energi menggunakan kolam olakan datar yang pemilihannya berdasarkan persyaratan yang ditetapkan oleh USBR.

Data yang diperoleh dari saluran peluncur I dan selanjutnya digunakan untuk perencanaan peredam energi adalah :

- Elevasi dasar = +500 m
- Kedalaman air pada hilir saluran peluncur (d_1)

$$Q_{100\text{th}} = 2 \text{ m}$$

$$Q_{1000\text{th}} = 3,07 \text{ m}$$

$$Q_{PMF} = 3,58 \text{ m}$$

- Kecepatan air pada hilir saluran peluncur (V_1)

$$Q_{100\text{th}} = 11,388 \text{ m/dt}$$

$$Q_{1000\text{th}} = 11,728 \text{ m/dt}$$

$$Q_{PMF} = 12,034 \text{ m/dt}$$

- Bilangan Froude (F)

$$Q_{100\text{th}} = 2,57$$

$$Q_{1000\text{th}} = 2,13$$

$$Q_{PMF} = 2,03$$

- Debit (debit banjir teoritis dari data perencanaan)

$$Q_{100\text{th}} = 227.765 \text{ (m}^3/\text{det)}$$

$$Q_{1000\text{th}} = 360.047 \text{ (m}^3/\text{det)}$$

$$Q_{PMF} = 430.821 \text{ (m}^3/\text{det)}$$

- Lebar rencana peredam (B) = 14 m

Dalam perencanaan bangunan peredam energi yang dipakai adalah peredam energi USBR tipe I yang didasarkan telah memenuhi persyaratan dan perencanaan bentuk paling sederhana.

Langkah – langkah menentukan kedalaman air dalam peredam energi (d_2) :

1. Menentukan kedalaman pada hilir peredam energi (y_2)

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \quad (4-7)$$

2. Menentukan nilai X , panjang loncatan terhadap x (jarak yang ditinjau

$$(4-8) \quad \frac{X}{y_1} = 5,08F_r - 7,82$$

3. Menentukan nilai λ , perbandingan nilai x/X
4. Menentukan nilai η , disesuaikan terhadap nilai λ pada tabel 4.48

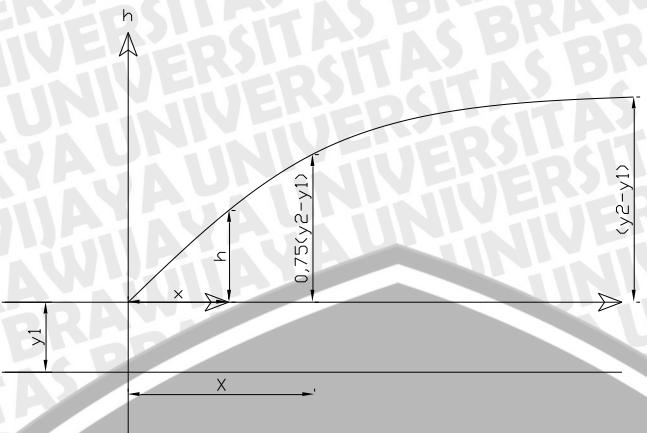
Tabel 4.48 Koordinat Non Dimensi Lompatan

λ	η	λ	η	λ	η
0.00	0.00	0.6	0.655	1.3	1.14
0.05	0.185	0.7	0.736	1.4	1.18
0.10	0.245	0.8	0.82	1.5	1.215
0.15	0.28	0.9	0.92	1.6	1.245
0.20	0.32	1.00	1.00	1.8	1.29
0.30	0.405	1.10	1.06	2.00	1.32
0.40	0.485	1.20	1.105	2.20	1.333
0.50	0.57			2.40	1.333

5. Menentukan nilai h , kedalaman muka air

$$\eta = \frac{h}{0,75(y_2 - y_1)} \quad (4-9)$$





Gambar 4.12 Loncatan air pada peredam energi

- Untuk Q_{100} th = $227,765 \text{ m}^3/\text{det}$

Tabel 4.49 Tinggi muka air pada peredam energi Q_{100} th

Titik	x (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	X (m)	λ	η	h	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air
14	0	2	6.34	10.471	0.00	0.00	0.00	500.00	502.00
15	3.39	2	6.34	10.471	0.32	0.42	1.37	500.00	503.37
16	15	2	6.34	10.471	1.43	1.19	3.87	500.00	505.87
17	28.37	2	6.34	10.471	2.71	1.33	4.34	500.00	506.34

- Untuk Q_{1000} th = $360.047 \text{ m}^3/\text{det}$

Tabel 4.50 Tinggi muka air pada peredam energi Q_{1000} th

Titik	x (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	X (m)	λ	η	h	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air
14	0	3.07	7.84	9.2112	0.00	0.00	0.00	500.00	503.07
15	3.39	3.07	7.84	9.2112	0.37	0.46	1.65	500.00	504.72
16	15	3.07	7.84	9.2112	1.63	1.25	4.47	500.00	507.54
17	28.37	3.07	7.84	9.2112	3.08	1.33	4.77	500.00	507.84

- Untuk $Q_{PMF} = 430.821 \text{ m}^3/\text{det}$

Tabel 4.51 Tinggi muka air pada peredam energi Q_{PMF}

Titik	x (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	X (m)	λ	η	h	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air
14	0	3.58	8.64	8.9228	0.00	0.00	0.00	500.00	503.58
15	3.39	3.58	8.64	8.9228	0.38	0.47	1.78	500.00	505.36
16	15	3.58	8.64	8.9228	1.68	1.26	4.79	500.00	508.37
17	28.37	3.58	8.64	8.9228	3.18	1.33	5.06	500.00	508.64

Tabel 4.52 Perbandingan Elevasi Muka Air secara Teoritis dan Pengamatan dari Mercu pelimpah sampai Peredam Energi $Q_{100 \text{ th}}$

Titik	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air	Elevasi Muka Air
	Saluran (m)	Teoritis (m)	Pengamatan (m)
0	531.00	532.08	532.15
1	521.00	528.14	529.35
2	521.40	528.09	529.11
3	521.80	527.98	529.22
4	522.40	527.65	528.94
5	523.00	526.66	528.50
6	522.99	525.99	527.71
7	522.97	525.97	527.97
8	522.95	525.95	527.81
9	524.40	527.4	527.27
10	523.65	526.45	526.45
11	521.00	523.6	526.83
12	517.40	519.8	519.42
13	511.50	513.7	511.94
14	500.00	502.00	500.62
15	500.00	503.37	500.97
16	500.00	505.87	501.02
17	500.00	506.34	501.07

Tabel 4.53 Perbandingan Elevasi Muka Air secara Teoritis dan Pengamatan dari Mercu pelimpah sampai Peredam Energi Q_{1000} th

Titik	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air	Elevasi Muka Air
	Saluran (m)	Teoritis (m)	Pengamatan (m)
0	531.00	532.47	532.49
1	521.00	529.61	531.30
2	521.40	529.55	531.15
3	521.80	529.44	531.23
4	522.40	528.98	530.63
5	523.00	526.42	529.95
6	522.99	527.06	529.18
7	522.97	527.04	529.22
8	522.95	527.02	528.62
9	524.40	528.47	528.58
10	523.65	527.52	527.61
11	521.00	524.67	523.69
12	517.40	520.87	519.87
13	511.50	514.77	512.95
14	500.00	503.07	501.99
15	500.00	504.72	502.33
16	500.00	507.54	502.05
17	500.00	507.84	502.13

Tabel 4.54 Perbandingan Elevasi Muka Air secara Teoritis dan Pengamatan dari Mercu pelimpah sampai Peredam Energi Q_{100} th

Titik	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air	Elevasi Muka Air
	Saluran (m)	Teoritis (m)	Pengamatan (m)
0	531.00	532.68	532.74
1	521.00	531.19	532.07
2	521.40	531.12	531.78
3	521.80	530.97	531.81
4	522.40	530.57	531.03
5	523.00	529.77	530.38
6	522.99	527.57	529.66
7	522.97	527.55	529.43
8	522.95	527.53	529.39
9	524.40	528.98	528.77
10	523.65	528.03	528.23
11	521.00	525.18	523.87
12	517.40	521.38	520.39
13	511.50	515.28	513.38
14	500.00	503.58	501.85
15	500.00	505.36	502.58
16	500.00	508.37	502.54
17	500.00	508.64	502.21

4.4 Karakteristik Pola Aliran Akibat Debit Rancangan Q_{100} th, Q_{1000} th, dan Q_{PMF}

Dalam batasan masalah , karakteristik pola aliran yang akan dibahas hanya USBR 1 debit rancangan Q_{100} th, Q_{1000} th, dan Q_{PMF} .

- Q_{100} th = 227,765 m³/dtk

Tabel 4.55 Karakteristik pola aliran pada waduk USBR 1 Q 100 th

No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolik Secara Visual	Karakteristik Aliran
1	Bagian inlet pelimpah		Pada bagian inlet waduk, aliran cukup tenang. Tinggi muka air merata, dikarenakan elevasi muka air yang tidak ada gejolak dan kecepatan relatif biasa. Alirannya sub kritis.
2	Di atas mercu pelimpah		Di atas mercu pelimpah aliran cukup baik. Aliran diatas pelimpah merata dengan kecepatan yang lebih cepat di banding bagian inlet karena adanya terjunan. Alirannya kritis

No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolika Secara Visual	Karakteristik Aliran
3	Saluran samping		<p>Pada saluran samping, aliran tidak merata dikarenakan air yang dari pelimpah berbenturan pada dinding saluran samping sehingga air akan berbalik lagi ke tengah aliran. Akan tetapi, akibat bentuk tersebut kecepatan aliran tidak terlalu cepat karena telah diredam oleh dinding. Sehingga sepanjang saluran samping, alirannya sub kritis.</p>
4	Saluran transisi		<p>Pada saluran transisi, aliran tidak merata tetapi kecepatan tidak terlalu cepat (standart) hampir sama dengan saluran samping sehingga alirannya sub kritis. Tinggi muka air as-kirikanan tidak merata.</p>

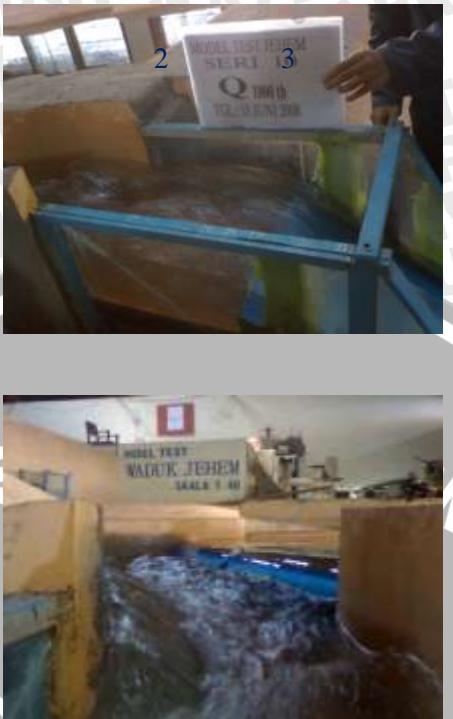
No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolika Secara Visual	Karakteristik Aliran
5	Saluran peluncur		<p>Pada saluran peluncur, aliran tidak merata sedikit bergelombang. Kecepatan aliran cepat sehingga alirannya kritis. Tidak terjadi aliran silang Tinggi muka air dari dasar saluran ke permukaan air relatif mendekati sama tidak terlalu jauh (dari hasil perhitungan teoritis).</p>
6	Peredam energi		<p>Peredam energi bekerja cukup efektif dikarenakan ketika aliran berada di peredam energi, tidak ada pergolakan air cukup signifikan, sehingga loncatan air yang terjadi tidak merusak dasar sungai (gerusan) secara signifikan. Alirannya superkritis</p>

- $Q_{1000 \text{ th}} = 340.047 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Tabel 4.56 Karakteristik pola aliran pada waduk USBR 1 $Q_{1000 \text{ th}}$

No	Bagian Waduk	Kinerja Hidroliko Secara Visual	Karakteristik Aliran
1	Bagian inlet pelimpah		Pada bagian inlet waduk, aliran cukup tenang. Tinggi muka air merata, dikarenakan elevasi muka air yang tidak ada gejolak dan kecepatan relatif biasa. Alirannya sub kritis.
2	Di atas mercu pelimpah		Di atas mercu pelimpah aliran tidak cukup baik. Aliran diatas pelimpah tidak merata terjadi lipatan dengan kecepatan yang lebih cepat di banding bagian inlet karena adanya terjunan. Alirannya kritis

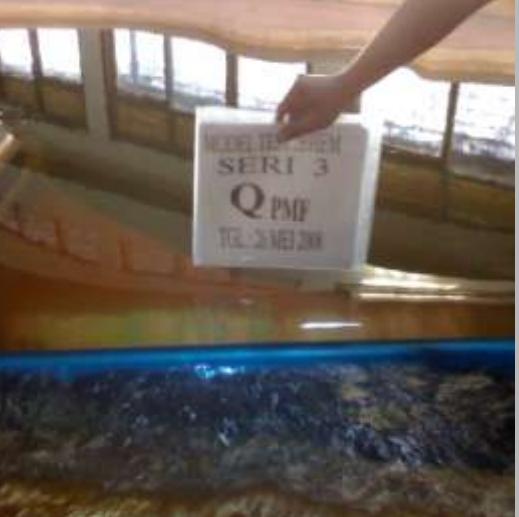
No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolik Secara Visual	Karakteristik Aliran
3	Saluran samping		Pada saluran samping, aliran tidak merata dikarenakan air yang dari pelimpah berbenturan pada dinding saluran samping sehingga air akan berbalik lagi ke tengah aliran. Akan tetapi, akibat bentuk tersebut kecepatan aliran tidak terlalu cepat karena telah diredam oleh dinding. Sehingga sepanjang saluran samping, alirannya sub kritis. Pola aliran mengarah ke tengah aliran.

No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolik Secara Visual	Karakteristik Aliran
4	Saluran transisi		<p>Pada saluran transisi, aliran tidak merata tetapi kecepatan tidak terlalu cepat (standart) hampir sama dengan saluran samping sehingga alirannya sub kritis. Tinggi muka air as-kiri-kanan tidak merata. Konsentrasi aliran masih pada sebelah kiri saluran dan air cenderung lebih tinggi pada bagian kiri saluran</p>
5	Saluran peluncur		<p>Pada saluran peluncur, aliran merata cukup baik. Kecepatan aliran cepat sehingga alirannya kritis. Tidak terjadi aliran silang Tinggi muka air dari dasar saluran ke permukaan air relatif mendekati sama tidak terlalu jauh.</p>

6	Peredam energi		Peredam energi bekerja cukup efektif dikarenakan ketika aliran berada di peredam energi, tidak ada pergolakan air cukup signifikan, sehingga loncatan air yang terjadi tidak merusak dasar sungai (gerusan) secara signifikan. Alirannya superkritis
---	----------------	--	--

- $Q_{PMF} = 430.821 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Tabel 4.57 Karakteristik pola aliran pada waduk USBR 1 Q_{PMF}

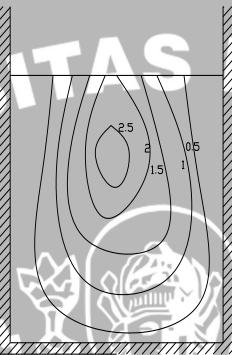
No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolika Secara Visual	Karakteristik Aliran
1	Bagian inlet pelimpah		Pada bagian inlet waduk, aliran cukup tenang. Tinggi muka air merata, dikarenakan elevasi muka air yang tidak ada gejolak dan kecepatan relatif biasa. Alirannya sub kritis.
2	Di atas mercu pelimpah		Di atas mercu pelimpah aliran tidak cukup baik. Aliran diatas pelimpah tidak merata. Terjadi lipatan aliran pada mercu pelimpah. Alirannya kritis

No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolika Secara Visual	Karakteristik Aliran
3	Saluran samping		<p>Pada saluran samping, aliran tidak merata dikarenakan aliran yang dari pelimpah berbenturan pada dinding saluran samping sehingga air akan berbalik lagi ke tengah aliran. Terjadi pergolakan yang kuat, dikarenakan dinding samping sebagai peredam tidak bekerja dengan baik sehingga nantinya aliran yang ke saluran trasisi tidak merata. Aliran sub kritis</p>
4	Saluran transisi		<p>Pada saluran transisi, aliran tidak merata Tinggi muka air as-kirikanan tidak merata. Dikarenakan dinding saluran samping tidak dapat meredam air secara baik sehingga aliran tidak merata. Pola aliran terkonsentrasi pada bagian kiri</p>

No	Bagian Waduk	Kinerja Hidrolika Secara Visual	Karakteristik Aliran
5	Saluran peluncur		Pada saluran peluncur, aliran Kecepatan aliran cepat sehingga alirannya kritis. Tidak terjadi aliran silang. Tinggi muka air dari dasar saluran ke permukaan air relatif mendekati sama tidak terlalu jauh
6	Peredam energi		Peredam energi bekerja cukup efektif dikarenakan ketika aliran berada di peredam energi, tidak ada pergolakan air cukup signifikan, sehingga loncatan air yang terjadi tidak merusak dasar sungai (gerusan) secara signifikan. Alirannya superkritis

4.5 Pembagian Distribusi Kecepatan Saluran pada Model Test Waduk Jehem Bangli

Secara teoritis dapat dikatakan bahwa kecepatan aliran pada batas padat seharusnya sama dengan nol. Di dalam saluran terbuka adanya permukaan bebas dan gesekan pada dinding saluran terbuka menyebabkan pembagian kecepatan yang tidak seragam dalam penampang saluran. Kecepatan pada dinding atau pada dasar saluran sama dengan nol, sedang kecepatan maksimum tidak terjadi pada permukaan bebas, tetapi dibawah permukaan bebas sedalam 0,05 sampai 0,25 kali kedalaman alirannya. Makin dekat dengan dinding makin dalam terjadinya kecepatan maximumnya.



Gambar 4.13 Pembagian kecepatan pada penampang segi empat

Pembagian kecepatan didalam saluran juga bergantung pada faktor – faktor lain seperti : bentuk penampang yang tidak beraturan, kekasaran dinding saluran dan belokan-belokan. Dalam penelitian pada Model Test Waduk Jehem Bangli , penampang saluran berupa saluran segi empat. Dalam pengambilan data yang telah dilakukan, pitot (alat pengukur kecepatan) ditempatkan pada ketinggian 0,2h , 0,6 h, dan 0,8 h karena menurut teori diatas bahwa kecepatam maksimum terjadi dibawah permukaan bebas sedalam 0,05 sampai 0,25 kali kedalaman alirannya

Pada diagram kecepatan yang telah dibuat, dapat dilihat bahwa pada penampang lurus yang bentuk penampangnya segi empat, kecepatan maksimumnya tidak terletak pada 0,2 h dari bawah permukaan bebas (sesuai teori diatas),tetapi letaknya bervariasi, disesuaikan dengan keadaan bentuk medannya.

Pada saluran samping, kecepatan maksimumnya terletak 0,2 h di atas dasar saluran. Hal ini dikarenakan aliran dari pelimpah yang menuju ke saluran samping menabrak dinding samping, sehingga aliran akan balik ketengah. Akibatnya akan terjadi gulungan air di bagian bawah aliran (dapat dilihat secara langsung) pada saluran samping. Gulungan air inilah yang diperkirakan mempunyai kecepatan maksimum dan hanya terjadi pada bagian saluran samping saja.

Pada saluran transisi, kecepatan maksimumnya terletak 0,2 h di bawah permukaan bebas tetapi letaknya di kiri saluran. Hal ini terjadi karena aliran dari saluran samping menuju saluran transisi mengalami pembelokan saluran ke arah kanan. Sehingga tinggi muka air pada kanan saluran tinggi dan pada bagian kiri kecepatannya maksimum.

Pada bagian peluncur, kecepatan maksimumnya terletak mendekati dinding saluran Hal ini sesuai dengan teori diatas, yang mana makin dekat dengan dinding makin dalam terjadinya kecepatan maximumnya. Sehingga dari diagaram kecepatan dapat dilihat aliran maksimum terletak di kiri dan kanan peluncur.

Pada bagian peredam energi, kecepatan maksimum terletak antara 0,2 h dan 0,4 h dari bawah permukaan aliran bebas. Pada inlet peredam energi, tinggi muka air terletak 0,2 h sedangkan pada outlet menuju saluran pelepasan tinggi muka air 0,4 h di bawah permukaan bebas.



BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan serta pengamatan pola aliran dan tinggi muka air dengan USBR 1 pada waduk Jehem Bangli diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari pengamatan secara visual dapat diketahui karakteristik pola aliran yang terjadi antara lain :
 - Inlet waduk alirannya tenang , merata, dan kecepatan nya relatif biasa karena tidak ada perbedaan dasar saluran yang tinggi.
 - Diatas mercu pelimpah, untuk Q_{100} th alirannya tenang dan merata tetapi pada debit rancangan Q_{1000} th dan Q_{PMF} aliran tidak tenang dan tidak merata
 - Saluran samping umtuk Q_{100} th, Q_{1000} th Q_{PMF} , alirannya tidak merata dan tidak tenang. Air dari pelimpah bertabrakan dengan dinding saluran samping yang berfungsi sebagai peredam sehingga air akan berbalik ketengah aliran pada saluran samping sehingga akan berpengaruh pada saluran transisi.
 - Saluran transisi, aliran tidak tenang dan tidak merata akibat bawaan dari saluran samping. Pada umumnya, tinggi muka air pada as-kanan-kiri saluran tidak sama.
 - Saluran peluncur, alirannya merata tetapi superkritis. Tinggi muka air relatif mendelati sama.
 - Peredam energi, alirannya tidak merata. Peredam energi bekerja cukup baik karena pergolakan / loncatan air yang terjadi tidak cukup signifikan, sehingga kurang mempengaruhi gerusan yang terjadi pada dasar sungai. Alirannya superkritis karena kecepatan aliran air dari saluran peluncur sangat cepat dan mempengaruhi peredam energi.
2. Dari data penelitian yang didapat, dapat dihitung tinggi muka air dan kecepatan secara pengamatan maupun teoritis yang hasilnya berbeda.

3. Hasil perhitungan tinggi muka air secara pengamatan dengan hasil perhitungan tinggi muka air secara teoritis berbeda. Perbedaan nya dapat dilihat dari perhitungan yang ada dan diplotkan pada gambar tinggi muka air. Dari gambar dapat dilihat bahwa pada saluran samping dan transisi tinggi muka air secara pengamatan lebih tinggi dibandingkan secara teoritis, tetapi pada peluncur dan peredam energi tinggi muka air secara teoritis lebih tinggi dari pengamatan).
4. Dari data penelitian yang ada dapat dihitung kecepatan lalu diplotkan dalam sebuah gambar diagram kecepatan. Dalam diagram kecepatan dapat dilihat bahwa kecepatan maksimum terletak pada 0,2 h di bawah permukaan bebas yang letaknya pada kiri , kanan, dan as sesuai kondisi medannya (salurannya).

5.2 Saran

Dari hasil penelitian serta perhitungan yang ada, penyusun memberikan beberapa saran yang fungsinya agar penelitian selanjutnya lebih baik dari sebelumnya. Beberapa saran yang disarankan penyusun antara lain :

1. Dalam penelitian diharapkan peneliti mengambil data dengan seksama agar mengurangi kesalahan dalam pembacaan data.
2. Alat – alat yang digunakan, hendaknya diperbaiki agar tidak terjadi kesalahan dalam pengambilan data.

DAFTAR PUSTAKA

Anggrahini, 1997, *Hidrolik Saluran Terbuka*, Citra Media, Surabaya.

Anonim, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi, KP-02, Kp-06*. Jakarta : Direktorat Jendral Pengairan Departemen Pekerjaan Umum.

Chow, Van Te. 1985. *Hidrolik Saluran Terbuka* . Jakarta : Erlangga

Dinas Pekerjaan Umum Propinsi Bali . 1997 . *Laporan Pendahuluan Model Test Waduk Jehem di Kabupaten Bangli*.

Puspasari, Arum. 2008. Studi Perencanaan Alternatif Bangunan Pelimpah Tide Side Channel Bendungan Gonggang Magetan. *Skripsi* . Departemen Pendidikan Nasional Universitas Fakultas Teknik Malang

Sosrodarsono, Suyonodan Kensaku Nakazawa. 2002 . *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta : PT. Pradnya Paramita

Subramanya, K., 1982, *Flow in Open Channel*, Mc Graw Hill Co, New Delhi



LAMPIRAN

Lampiran 1

Data Penelitian USBR I

1. Pengaliran dengan Q_{100th}

a. Data Tinggi Muka Air

Indeks Point Gauge = 0 = 100,6 cm

Elevasi = 527,30 cm

Perhitungan Prototipe

$$\frac{IPG - BMA \times 40}{100} = x$$

$$Elevasi\ Prototipe = 527,30 + x$$

Untuk IPG > BMA

Section	Model			Prototipe			KET
	Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
I	87.3	87.6	87.4				
II	87.2	88.1	87.2				
0	88.9	88.4	88.1				
1	97.1	96.7	92.6				
2	96.4	97.1	94.7				
3	97.3	96.8	93.3				
4	97.2	97.5	94.8				
5	98.4	99.2	95.2				
6	0.6	99.4	99.7				
7	98.9	99.2	98.7				
8	99.2	99.3	99.5				
9	100.9	100.4	100.7				
10	104.7	104.8	103.7				
11	101.8	102.3	101.2				
12	119.9	120.4	120.6				
13	139	139.1	138.9				
14	65.2	165.6	164.5				
15	165.8	166.7	166.8				
16	166.4	165.8	166.7				
17	166.1	166.3	166.1				
18	165.4	166.1	165.5				
19	164.5	158.8	164.3				
20	163.2	164.2	162.6				
21	165.2	165.3	164.5				

b. Data Kecepatan

No	Section	Model			Prototipe			K E T
		Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
0	Bawah	4.8	5	4				
	Tengah	5.2	5.1	4				
	Atas	5.3	4	3.5				
1	Bawah	1.5	5.3	2.1				
	Tengah	2	1	2.8				
	Atas	1.2	0.6	2.4				
2	Bawah	2.4	3.8	1.3				
	Tengah	0.2	1.2	0.4				
	Atas	0.1	0.8	0.3				
3	Bawah	1.2	4	1.8				
	Tengah	1	1.2	0.7				
	Atas	0.6	0.6	0.3				
4	Bawah	3	3.6	1.4				
	Tengah	0.5	1	0.3				
	Atas	0.4	0.2	0.1				
5	Bawah	2	2.5	2.8				
	Tengah	1.8	2.4	1.8				
	Atas	1.8	1.9	1.6				
6	Bawah	1.3	2	2.5				
	Tengah	1.7	1.6	2.4				
	Atas	1.8	1.5	3				
7	Bawah	2.5	2.7	2.2				
	Tengah	2.4	2.6	2.5				
	Atas	2.3	2.5	2.6				
8	Bawah	3	2.5	1.6				
	Tengah	3.2	2.4	2				
	Atas	3.4	2.2	2.1				
9	Bawah	6.3	6.7	6.5				
	Tengah	5.5	5.2	5.5				
	Atas	4.2	5	5				
10	Bawah	4.5	5	5.2				
	Tengah	6.5	5.7	5.5				
	Atas	6.5	5.7	5.2				
11	Bawah	9.5	10	9.8				
	Tengah	9.2	10.5	10.5				
	Atas	9.7	10.6	10.7				
12	Bawah	24	23	20				
	Tengah	23.5	23.2	20.5				
	Atas	20.5	24.5	21				



No	Section	Model			Prototipe			KET
		Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
13	Bawah	28.5	45.6	48.7				
	Tengah	27.5	53.6	54				
	Atas	43.7	53.6	54.5				
14	Bawah	35.5	55.1	61.6				
	Tengah	28.7	52.5	62				
	Atas	52	57.7	58.7				
15	Bawah	57.1	62.2	60.7				
	Tengah	45.1	58.3	56.2				
	Atas	37.2	60.3	51.3				
16	Bawah	48.3	46.7	48.3				
	Tengah	49.3	53.1	41.3				
	Atas	44.3	56.6	32.3				
17	Bawah							
	Tengah	45.8	50.2	44.8				
	Atas							
18	Bawah							
	Tengah	40.5	43.3	38.9				
	Atas							
19	Bawah							
	Tengah	50.5	48.3	35.6				
	Atas							
20	Bawah	8.4	3.3	1.5				
	Tengah	7.5	2.6	0.7				
	Atas	5	1.5	0.3				
21	Bawah	2.3	5.6	4.2				
	Tengah	7.4	4.8	3.6				
	Atas	6.6	4.6	3.5				

Lampiran 2

2. Pengaliran dengan Q_{1000th}

a. Data Tinggi Muka Air

Indeks Point Gauge = 0 = 102,6 cm Elevasi = 527,30 cm

Perhitungan Prototipe

$$\left. \begin{aligned} \frac{IPG - B.MA \times 40}{100} &= x \\ Elevasi \text{ Prototipe} &= 527,30 + x \end{aligned} \right\} \text{ Untuk } IPG > BMA$$

Section	Model			Prototipe			KET
	Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
I	88.3	87.5	87.7				
II	88.5	88.1	87.9				
0	89.4	90	89.5				
1	94.2	93.2	90.4				
2	94.1	94.6	90.2				
3	93.3	94.7	90.3				
4	94.8	94.8	93.2				
5	96.5	97.8	93.6				
6	98.1	97.8	97.8				
7	97.8	97.6	98				
8	99.2	99.5	99.2				
9	99.1	99.6	99.5				
10	101.9	102	101.6				
11	111.7	113.2	110				
12	121.1	122.3	120.1				
13	138.2	138.6	138.6				
14	164.3	164.6	164.3				
15	164.8	166.5	163.8				
16	165	166.5	165.7				
17	165.2	165.8	165.6				
18	165.7	165.5	165.7				
19	165	166.1	165.2				
20	139.2	164.5	164				
21	164.4	165.3	165				

b. Data Kecepatan

No	Section	Model			Prototipe			KET
		Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
0	Bawah	7.3	8.3	6				
	Tengah	6.4	5.8	5.3				
	Atas	2.8	3.6	3.4				
1	Bawah	1.5	2.9	2				
	Tengah	0.8	2	0.5				
	Atas	0.7	0.5	0.7				
2	Bawah	2.8	3.8	3.8				
	Tengah	3.2	4	3.4				
	Atas	0.2	3.7	2.8				
3	Bawah	7.1	7.7	7.5				
	Tengah	9	7.4	7.6				
	Atas	7.1	7.3	6.6				
4	Bawah	6	6.2	4				
	Tengah	6.8	6.3	4				
	Atas	5.8	5.5	3.8				
5	Bawah	6.9	6.9	3.6				
	Tengah	6.9	6.9	3.6				
	Atas	6.9	7.2	4.7				
6	Bawah	4.2	6	2.6				
	Tengah	4	5.4	2.5				
	Atas	6.6	5.2	2.2				
7	Bawah	7.5	7.1	7.4				
	Tengah	7	7.4	7.2				
	Atas	7	7.2	6.9				
8	Bawah	5.4	5.8	2.3				
	Tengah	5.8	6.6	4.4				
	Atas	5.3	4.5	7.7				
9	Bawah	14	13.7	10				
	Tengah	8.4	8.4	7.8				
	Atas	5.9	5.5	5				
10	Bawah	2.2	7.5	1.3				
	Tengah	6.7	8.4	7.2				
	Atas	7.6	8	6.7				
11	Bawah	10.2	13	11.6				
	Tengah	10.9	14.3	11				
	Atas	11.5	14.2	11.4				
12	Bawah	18.3	24.2	23.5				
	Tengah	23.5	25.5	22.1				
	Atas	22.5	26.8	22.8				

No	Section	Model			Prototipe			KET
		Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
13	Bawah	33.6	38.6	37.8				
	Tengah	39.5	41.2	38.5				
	Atas	38.4	48.2	39.2				
14	Bawah	37.7	32.65	18.8				
	Tengah	40.5	45.6	27.2				
	Atas	59.6	66.2	33.8				
15	Bawah	62	73.5	80.5				
	Tengah	70	78.5	72.3				
	Atas	72	85.6	52.5				
16	Bawah	51.5	68.5	71				
	Tengah	51	73.5	60.5				
	Atas	51.2	73.5	48.5				
17	Bawah	53.5	67	73.5				
	Tengah	56	75	73				
	Atas	55	76.5	71				
18	Bawah	60.5	64.5	69.5				
	Tengah	63	69.5	69.5				
	Atas	61	72	48.5				
19	Bawah	17	36	52				
	Tengah	24.5	53.5	53				
	Atas	21	55.5	54.5				
20	Bawah	6.3	2.5	6.5				
	Tengah	4	2.6	7				
	Atas	4.2	1.8	4.8				
21	Bawah	4.5	1.2	0.8				
	Tengah	8.5	1.6	1.4				
	Atas	15.5	3	1.4				

Lampiran 3

3. Pengaliran dengan Q PMF

a. Data Tinggi Muka Air

Indeks Point Gauge = 0 = 101.7 cm Elevasi = 527,30 cm

Perhitungan Prototipe

$$\left. \begin{array}{l} \frac{IPG - B.MA \times 40}{100} = x \\ \\ Elevasi\ Prototipe = 527,30 + x \end{array} \right\} \text{Untuk } IPG > BMA$$

Section	Model			Prototipe			KET
	Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
I	87	86.5	86.8				
II	87.3	86.5	86.45				
0	87.8	88.5	88				
1	90.2	91	88.1				
2	90.5	92	89				
3	90.8	91.5	89				
4	92	91.5	89.1				
5	96.1	96	91.5				
6	95.6	94.4	95.8				
7	96.9	96	96				
8	95.7	96.2	97.5				
9	97.4	98.2	98.5				
10	98.6	100	99.5				
11	109.2	111.8	109.8				
12	119.4	118.6	118.9				
13	136.3	136.6	136.6				
14	163	16.5	162.8				
15	163.8	165	162.5				
16	163.8	164.2	162.8				
17	163.9	165	164.4				
18	165	163.8	164.7				
19	164.2	165	160.9				
20	142.2	162.7	162.3				
21	162.7	162.7	162.5				

b. Data Kecepatan

No	Section	Model			Prototipe			KET
		Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
0	Bawah	8.3	7.3	7.2				
	Tengah	6.8	5.5	5				
	Atas	4.2	4.4	3				
1	Bawah	0.3	1.5	3				
	Tengah	0.5	2.3	2.1				
	Atas	0.51	0.9	1.2				
2	Bawah	1.1	2.5	2				
	Tengah	0.7	2.6	1.8				
	Atas	0.4	1.9	1.2				
3	Bawah	2.5	2.4	2				
	Tengah	2.4	1.5	1.6				
	Atas	0.98	1	0.7				
4	Bawah	1	3.5	1.1				
	Tengah	0.6	0.3	2.6				
	Atas	0.8	0.2	1.4				
5	Bawah	2.4	3.3	4				
	Tengah	2.3	3.7	5.4				
	Atas	3.1	2.9	5.3				
6	Bawah	4.9	4.1	4.4				
	Tengah	2.8	3.6	4.5				
	Atas	3.5	3.7	4.7				
7	Bawah	3.5	4.3	2				
	Tengah	4.1	4	3				
	Atas	4.5	3.7	3.7				
8	Bawah	3.3	2	2.4				
	Tengah	4.5	2.3	4				
	Atas	3.9	3.4	4.3				
9	Bawah	2.4	14.9	8.1				
	Tengah	5.3	8.9	8				
	Atas	5.8	7	7.9				
10	Bawah	16.4	9.3	1.5				
	Tengah	10.6	9.6	8.2				
	Atas	8.4	8.2	7.6				
11	Bawah	9.8	11.8	9.1				
	Tengah	10.4	12.6	8.6				
	Atas	9.9	12.8	10.8				
12	Bawah	6.8	5.2	7				
	Tengah	4.3	6.98	7.2				
	Atas	5.3	7.1	5.6				

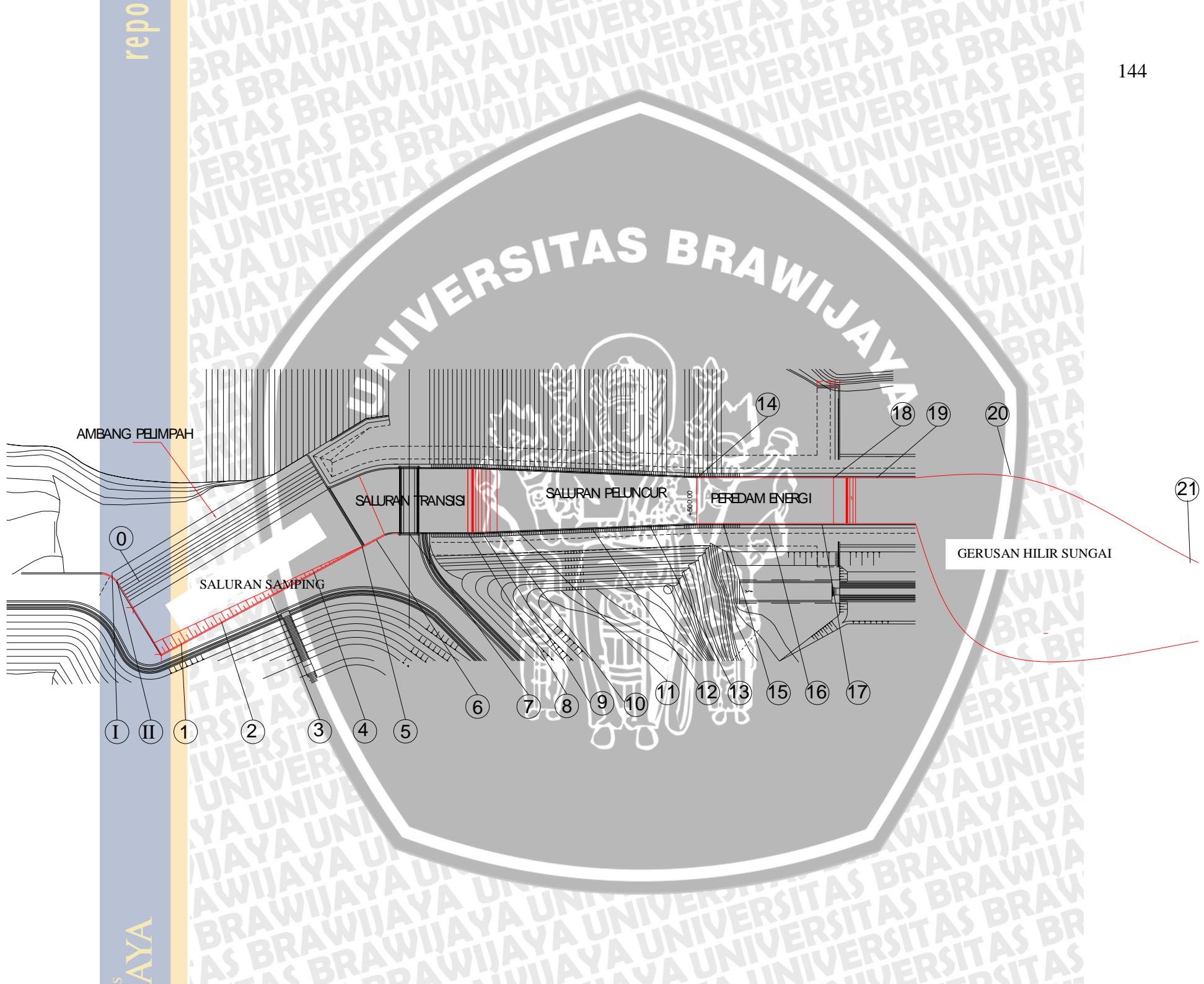
No	Section	Model			Prototipe			KET
		Kiri (cm)	As (cm)	Kanan (cm)	Kiri (m)	As (m)	Kanan (m)	
13	Bawah	13.3	38.6	40.6				
	Tengah	26.2	39.4	36.3				
	Atas	39.4	39.6	35.4				
14	Bawah	41.2	55.3	27.5				
	Tengah	58.6	58.1	29				
	Atas	64.5	59.2	28.1				
15	Bawah	75.2	66.1	64.8				
	Tengah	71.3	67.5	59.1				
	Atas	60.4	68.3	54.3				
16	Bawah	60.6	66.6	67.4				
	Tengah	62.6	66.1	68.6				
	Atas	63	63.2	61.6				
17	Bawah	64.2	63.6	56.7				
	Tengah	67.7	62.8	50.2				
	Atas	60.4	63.9	44.9				
18	Bawah	49.4	60.9	60.7				
	Tengah	54.1	53.6	61.2				
	Atas	51.2	51.8	55.3				
19	Bawah	43	67.8	58.1				
	Tengah	57.3	66.6	7.9				
	Atas	61.5	72.6	4.8				
20	Bawah	13.9	10.1	2.7				
	Tengah	13.5	8.4	2.1				
	Atas	10.5	6.6	1.3				
21	Bawah	0.7	3.2	1.3				
	Tengah	6	1.1	4				
	Atas	2	1.1	4				



Lampiran 4

B. Gambar Skema Pengambilan Data Penelitian







UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Lampiran 5

Gambar Diagram Kecepatan Muka Air

Q_{100} th, Q_{1000} th dan Q_{100} th



UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Lampiran 6

Gambar Tinggi Muka Air

Q_{100} th, Q_{1000} th dan Q_{100} th



Lampiran 7

Dokumentasi Penelitian

- Q₁₀₀ th

Inlet Waduk



Mercu Pelimpah



Saluran Samping



Saluran Transisi



Saluran Peluncur



Peredam Energi



- Q₁₀₀₀ th
Inlet Waduk



Mercu Pelimpah



Saluran Samping



BRAWIJAYA



Saluran Transisi



Saluran Peluncur



Peredam Energi



• QPMF

Inlet Waduk



Mercu Pelimpah



Saluran Samping



Saluran Transisi



Saluran Peluncur



Peredam Energi

