

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Salah satu permasalahan yang ada di beberapa wilayah Kabupaten Karanganyar adalah kesulitan air baku (penyediaan air baku minum, irigasi, dan industri) di musim kemarau terutama pada saat kemarau panjang. Upaya peningkatan pemenuhan kebutuhan air baku harus dilakukan untuk mengimbangi perkembangan di berbagai sektor kehidupan.

Salah satu konsep Sumber Daya Air dalam mengatasi kekeringan dan kesulitan air diantaranya konsep pengembangan bendungan yang pada dasarnya memberikan solusi pemanfaatan air permukaan yang berfungsi sebagai cadangan air baku pada musim kemarau. Salah satu lokasi yang potensi untuk dikembangkan bendungan adalah di Kecamatan Jatiyoso Desa Tlobo yang membendung sungai Jlantah. Pemerintah Daerah Kabupaten Karanganyar telah memulai inisiatif pembangunan bendungan ini dengan membuat studi kelayakannya, dan tindak lanjutnya adalah mengusulkan pembangunan bendungan tersebut kepada Balai Besar Wilayah Sungai Bengawan Solo. Bendungan Jlantah terletak di Desa Tlobo dan Karang Sari, Kecamatan Jatiyoso, Kabupaten Karanganyar, dengan membendung Sungai Jlantah dan Puru yang mempunyai catchment area 18,63 km². Pada kondisi normal, bendungan ini diperkirakan memiliki daerah genangan seluas 447.612 m² dengan volume tampungan 8.779.651 m³.

Pembangunan Bendungan Jlantah ini penting untuk dilaksanakan dalam rangka mewujudkan bendungan sebagai infrastruktur air baku untuk mendukung peningkatan swasembada pangan nasional dan peningkatan kesejahteraan masyarakat. Untuk mendapatkan Konstruksi bangunan yang layak, baik ditinjau dari aspek lingkungan teknik, ekonomi, maupun sosial budaya, maka harus dilaksanakan kaji ulang terhadap kelayakan lokasi rencana bendungan jlantah ini.

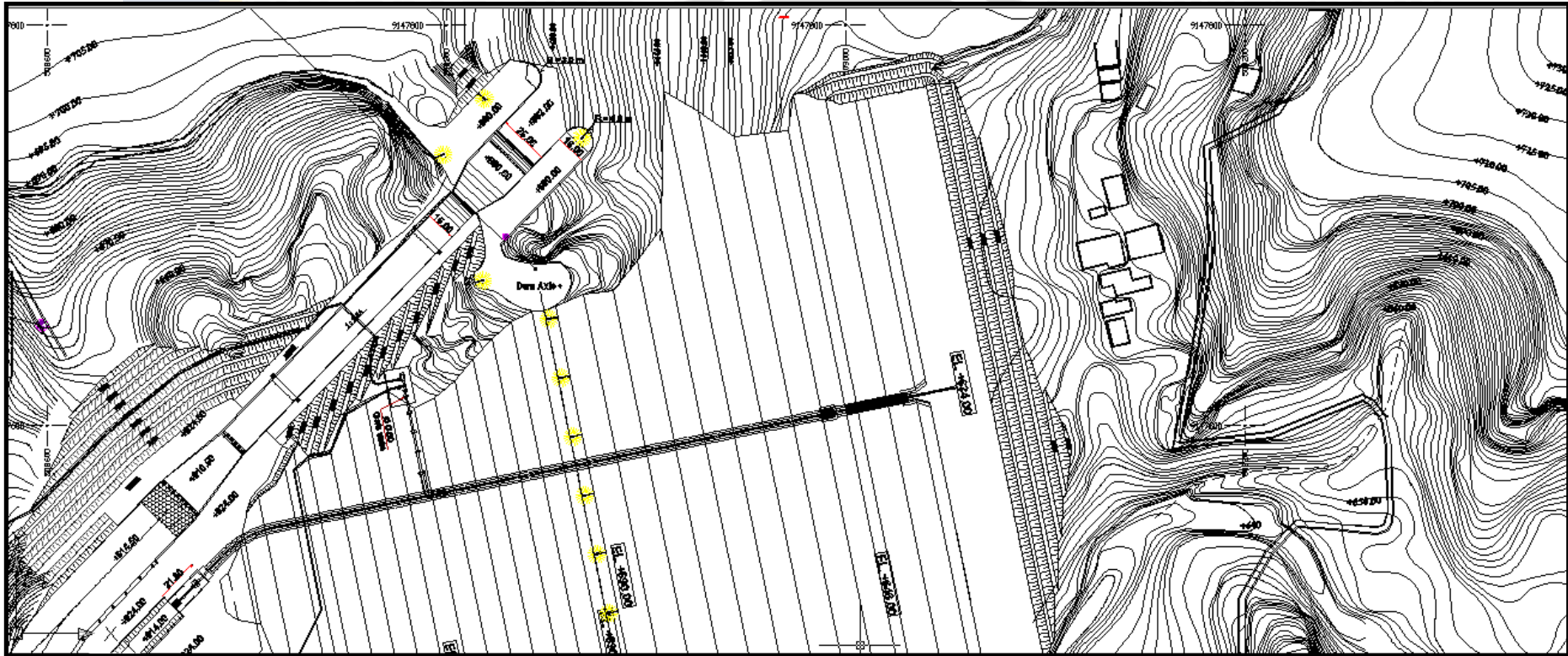
Salah satu pekerjaan dalam kegiatan tersebut adalah uji model fisik hidrolika. Dengan adanya dukungan uji model fisik hidrolika ini diharapkan bisa memantapkan hasil perencanaan, sehingga keamanan bendungan tersebut dapat dipenuhi.



Gambar 1.1 Peta lokasi bendungan jlantah kabupaten karanganyar.

Sumber: Anonim 1 (2014).





Gambar 1.2 Detail Lokasi Bendungan Jlantah Kabupaten Karanganyar.

Sumber: Anonim 1 (2014).

1.2 Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka perlu mempelajari perilaku hidrolika pada sistem pelimpah langsung (*overflow spillway*) agar dapat didekati dengan beberapa perhitungan, sehingga diperoleh rumusan yang dapat mendekati hasil uji model.

Hasil dari pengujian desain awal bendungan Jlantah diperoleh pada saluran pengarah hulu, pelimpah, dan saluran transisi mampu mengalirkan dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model, untuk saluran peluncur dan peredam energi terdapat permasalahan hidolika, sebagai berikut:

1. Pada saluran peluncur

Pada Piezometer yang terpasang pada dasar saluran peluncur, untuk debit rancangan Q_{1000th} terdapat nilai negatif terbesar $-0,15$ m di section 24 (El. $+624,88$ m) dan $-0,25$ m di section 27 (El. $+614,78$ m). Sedangkan toleransi tekanan subatmosfir maksimum untuk konstruksi beton $-3,00$ m s/d $-4,00$ m. Kondisi ini sangat dipengaruhi oleh penempatan 2 (dua) aerator di saluran peluncur.

2. Pada peredam energi

Pada debit pengujian $Q_{2th} - Q_{100th}$, loncatan hidrolis terjadi di dalam ruang olak, untuk Q_{1000th} loncatan terdorong ke bagian belakang dikarenakan di bagian akhir peredam ukuran penampang diperlebar (dari 15 m menjadi 25 m) demikian pula Q_{PMF} loncatan berada di luar ruang olak (bagian ujung peredam energi). Dengan acuan desain peredam energi Q_{100th} , apabila debit Q_{1000th} sebagai pengontrol, maka fenomena loncatan hidrolis tersebut masih perlu disempurnakan.



Gambar 1.3 Loncatan hidrolis pada kolam olak debit Q_{PMF} .

Sumber: Anonim 1 (2014).

Pemodelan ini memberikan gambaran yang lebih rinci tentang pola perilaku yang terjadi sama seperti pada perhitungan, mulai dari pelimpah (*spillway*), saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi. Dari gambaran tersebut, bisa didapatkan penyempurnaan hasil yang ingin dicapai yaitu keamanan dari segi hidrolika terhadap konstruksi bendungan itu sendiri.

1.3 Batasan Masalah

Dalam kajian uji model fisik ini, agar tidak menyimpang dari pokok bahasan yang dikaji maka diberikan batasan-batasan masalah sebagai berikut:

1. Model test Bendungan Jlantah pada Laboratorium Sungai dan Rawa model test menggunakan skala *undistorsted* (horizontal dan vertikal = 1 : 50).
2. Menggunakan variasi debit banjir rancangan Q_{2th} , Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} yang merupakan debit normatif untuk perencanaan *spillway* Bendungan Jlantah.
3. Data analisa menggunakan data primer dari hasil pengukuran di Laboratorium Sungai dan Rawa Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.
4. Material dasar yang digunakan untuk pengujian gerusan pada hilir *stilling basin* adalah kerikil.
5. Tidak membahas analisa stabilitas konstruksi.
6. Tidak membahas stabilitas lereng bendung.
7. Tidak membahas detail desain konstruksi (pembetonan/penulangan).
8. Tidak membahas analisa biaya konstruksi.

1.4 Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan-batasan masalah tersebut diatas, maka permasalahan dalam kajian ini dapat dirumuskan sebagai berikut:

1. Bagaimana pendekatan hitungan pada pelimpah, saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi agar sesuai dengan hasil uji model fisik?
2. Bagaimana kondisi hidrolika aliran setelah perubahan desain berdasarkan hasil uji model fisik?
3. Bagaimana desain kolam olak (*stilling basin*) yang efektif dalam mengalirkan debit perencanaan?
4. Bagaimana gerusan lokal (*local scouring*) yang terjadi di hilir peredam energi?

1.5 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dari kajian ini adalah untuk mencari desain alternatif yang paling sesuai dan memenuhi syarat secara teknis serta memenuhi kaidah – kaidah hidrolika.

Sedangkan tujuan dari kajian ini adalah menganalisa kondisi aliran pada bangunan pelimpah dan pelengkap bendungan Jlantah Karanganyar serta untuk mengetahui pemecahan masalah dan pemilihan desain yang sesuai.

1.6 Manfaat

Manfaat yang ingin dicapai adalah sebagai sarana informasi yang akurat guna menetapkan upaya-upaya perbaikan hidrolika apabila suatu saat terdapat perencanaan bendungan lain dengan kondisi bangunan pelimpah dan bangunan pelengkap yang hampir sama.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrolika Pada Pelimpah

2.1.1 Aliran Pada Pelimpah

Pelimpah langsung sebagai salah satu komponen dari saluran pengatur aliran dibuat untuk lebih meningkatkan pengaturan serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah (Sosrodarsono, 1981:181). Ada dua macam tipe mercu pelimpah yang biasanya digunakan, yaitu tipe OGEE dan tipe bulat (*nappe*), kebanyakan mercu tipe OGEE yang biasanya digunakan.

Mercu tipe OGEE ini memiliki bentuk lengkung pada bagian atas dan bawah. Lengkung atas bisa lebih lebar atau lebih tajam daripada bentuk mercu tipe bulat. Aliran pada lengkung yang lebih lebar cenderung menempel yang mengakibatkan tekanan hidrostatik sehingga menimbulkan arus balik yang bisa mengurangi efisiensi debit yang lewat (Anonim 2, 1987:353).

2.1.2 Koefisien Debit Pelimpah

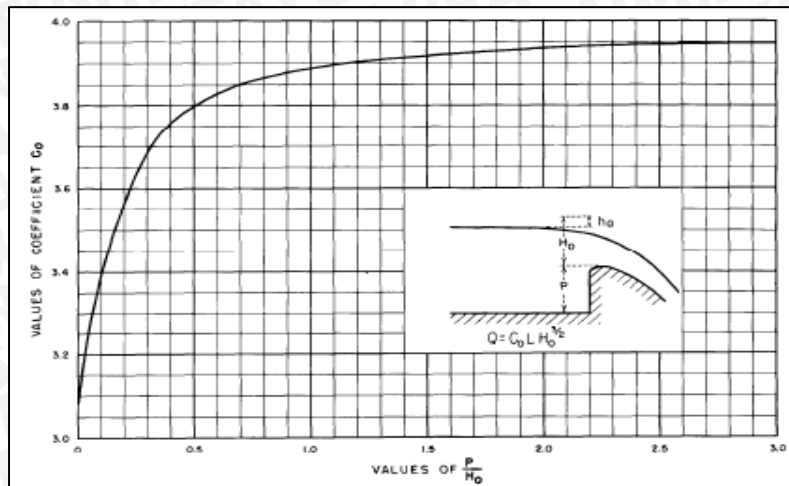
Rumus yang digunakan untuk menghitung debit di atas pelimpah adalah sebagai berikut:

$$Q = C.L.H^{3/2} \quad (2-1)$$

Koefisien limpahan pada bendung tersebut biasanya dipengaruhi oleh beberapa faktor sebagai berikut:

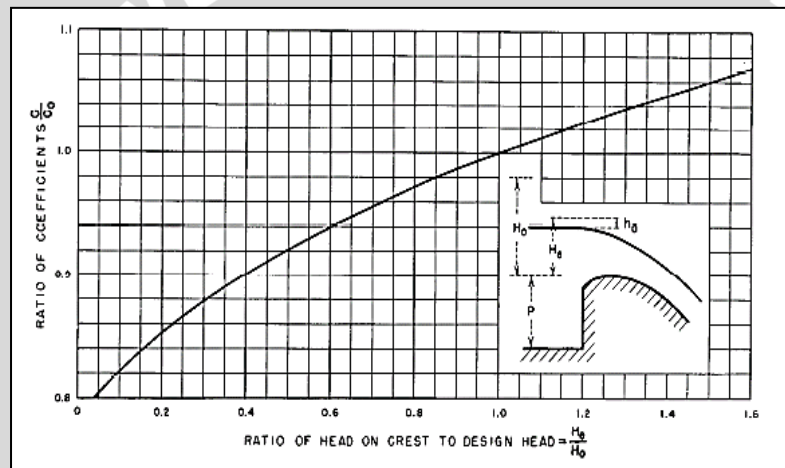
- Kedalaman air didalam saluran pengarah aliran
- Kemiringan lereng udik bendung
- Tinggi air diatas mercu bendung
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan

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 2.1 sampai Gambar 2.3.



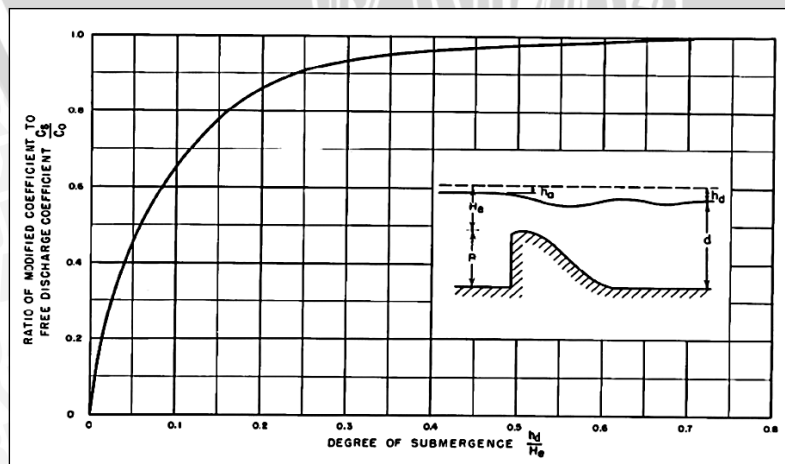
Gambar 2.1 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_o .

Sumber: Anonim 2 (1987:370).



Gambar 2.2 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_o .

Sumber: Anonim 2 (1987:371).



Gambar 2.3 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_o .

Sumber: Anonim 2 (1987:371).

Besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut:

$$C_d = 2,200 - 0,0416(H_d/W)^{0,9900} \quad (2-2)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2\alpha(h/H_d)}{1 + \alpha(h/H_d)} \quad (2-3)$$

dengan:

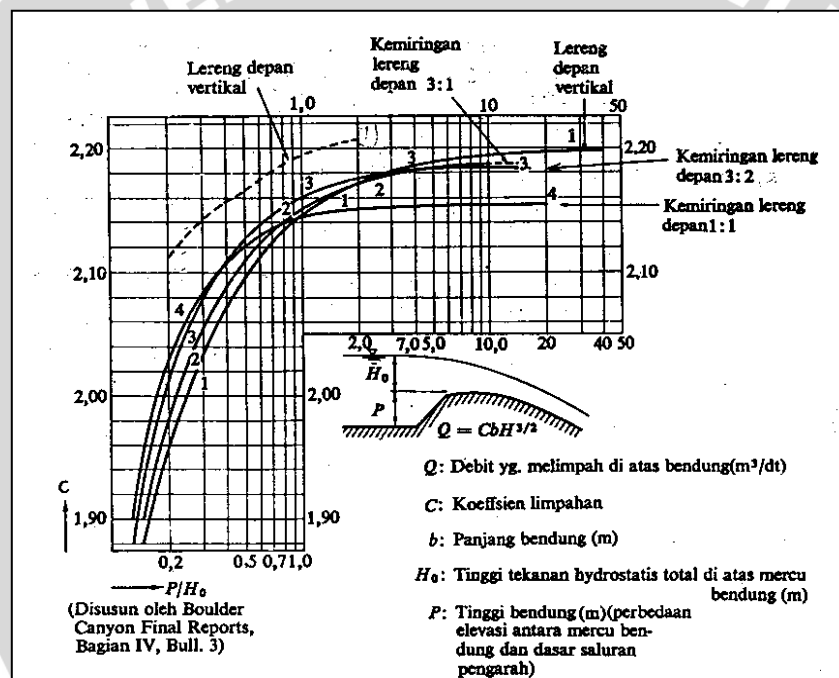
C = Koefisien debit limpahan

C_d = Koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$

h = Tinggi air di atas mercu bendung (m)

H_d = Tinggi tekanan rencana di atas mercu bendung (m)

W = Tinggi bendung (m)



Gambar 2.4 Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah).

Sumber: Sosrodarsono (1989:182).

2.1.3 Lebar Efektif Pelimpah

Pada saat terjadi pelimpahan air melintasi mercu suatu pelimpah terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping pelimpah maupun di sekitar pilar-pilar yang dibangun di atas pelimpah tersebut, sehingga secara hidrolika lebar efektif suatu pelimpah akan lebih kecil dari lebar keseluruhan pelimpah yang sebenarnya. Dan debit air yang melintasi mercu pelimpah yang bersangkutan selalu didasarkan pada lebar efektifnya,

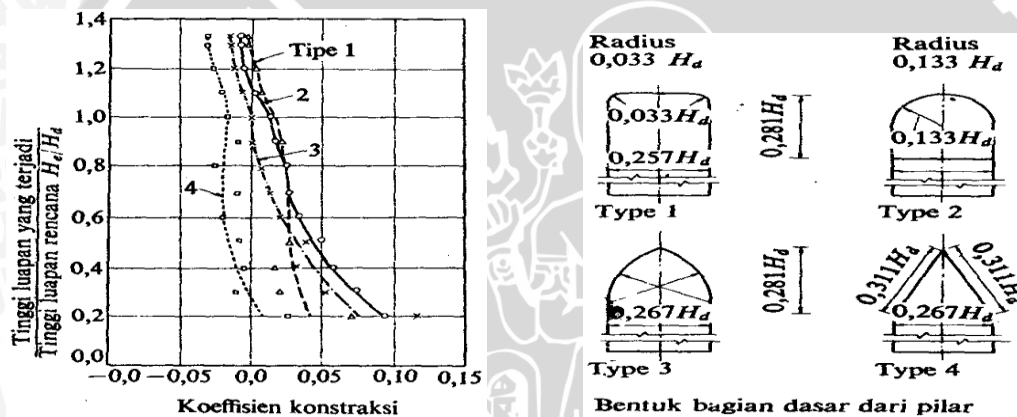
yaitu dari hasil pengurangan lebar sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu pelimpah tersebut (Sosrodarsono, 1981:182).

Rumus yang digunakan untuk menghitung panjang efektif bendung adalah sebagai berikut:

$$L = L' - 2(N.K_p + K_a) \cdot H \quad (2-4)$$

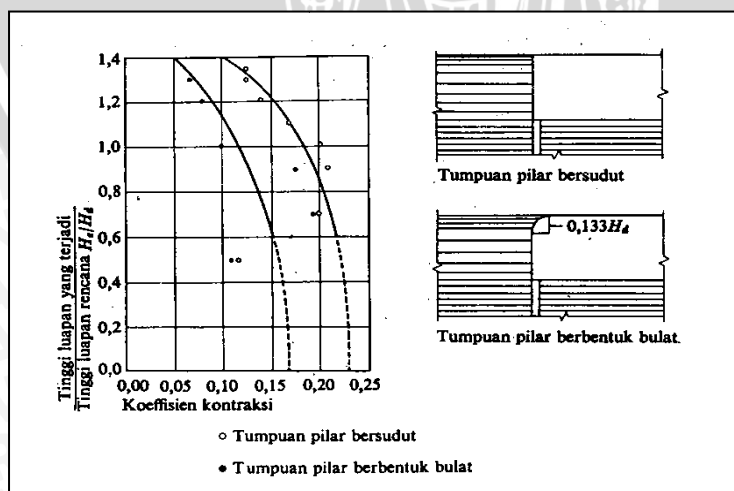
dengan:

- L = lebar efektif pelimpah (m)
- L' = lebar pelimpah sebenarnya (m)
- N = jumlah pilar-pilar di atas mercu
- K_p = koefisien kontraksi pilar (sesuai gambar 2.5)
- K_a = koefisien kontraksi dinding samping (sesuai gambar 2.6)
- H = tinggi tekanan total di atas mercu pelimpah (m)



Gambar 2.5 Koefisien kontraksi pilar.

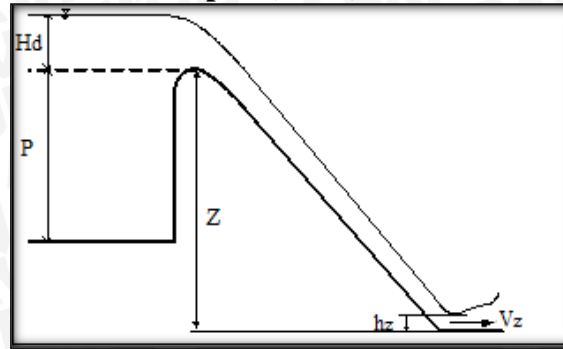
Sumber: Sosrodarsono (1989:183).



Gambar 2.6 Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk tumpuannya).

Sumber: Sosrodarsono (1989:184).

2.1.4 Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah



Gambar 2.7 Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah.

Sumber: Chow (1985:378).

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Chow, 1985:378):

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_d - h_z)} \quad (2-5)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot h_z \quad (2-6)$$

$$F_1 = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot h_z}} \quad (2-7)$$

dengan:

Q = debit aliran (m^3/dt)

L = lebar efektif pelimpah (m)

V_z = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

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

H_d = tinggi tekanan di atas mercu bendung (m)

h_z = kedalaman aliran di kaki pelimpah (m)

F_z = bilangan froude

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

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h_{cr}}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot h_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot h_{cr}}} \quad (2-8)$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-9)$$

dengan:

h_{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)

2.2 Saluran Transisi

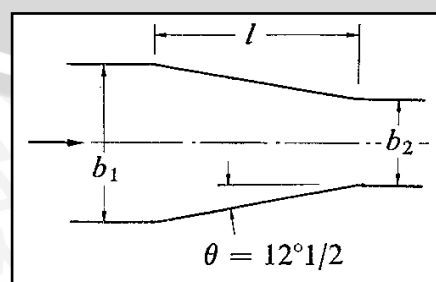
Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perubahan penampang dari ukuran dimensi yang lebih besar ke ukuran yang lebih kecil pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur. Sedangkan secara lebih rinci umumnya perlu dibuat apabila:

1. Ada perbedaan lebar antara ambang dan peluncur (ambang selalu \geq saluran peluncur).
2. Ada perbedaan bentuk antara penampang ambang dan peluncur. Seringkali ambang berbentuk trapesium dan peluncur berbentuk segi empat.
3. Menenangkan aliran yang mempunyai turbulensi tinggi.
4. Membuat kontrol hidrolis.

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur, dimana pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur diharapkan terjadi aliran kritis, karena pada potongan ini merupakan titik kontrol sebagai awal perhitungan kedalaman secara hidrolis.

Penyempitan Pada Saluran Transisi

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model test hidrolika di laboratorium. Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (Gambar 2.8).



Gambar 2.8 Skema penyempitan pada saluran transisi.

Sumber: Sosrodarsono (1989: 203).

Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, kadang-kadang memaksakan pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut iklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian-pengujian dengan model test hidrolika sangat membantu, agar dapat diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah.

Perhitungan hidrolika pada saluran transisi mengkondisikan aliran di ujung saluran transisi adalah subkritis dan di hilir kritis sesuai dengan Rumus Bernoulli, adalah sebagai berikut:

$$(\text{El. dasar ambang hilir}) + h_b + \frac{v_b^2}{2g} = (\text{El. dasar ambang hulu}) + h_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_b^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \quad (2-10)$$

dengan:

h_b = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi.

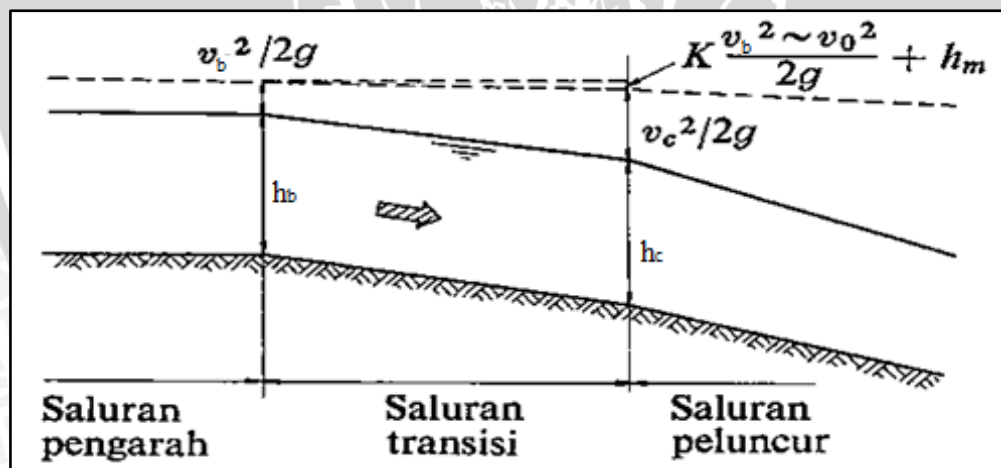
v_b = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi.

h_c = kedalaman kritis pada ujung hilir saluran transisi.

v_c = kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi.

K = koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi (0,1 - 0,2).

h_m = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan, dan lain-lain.



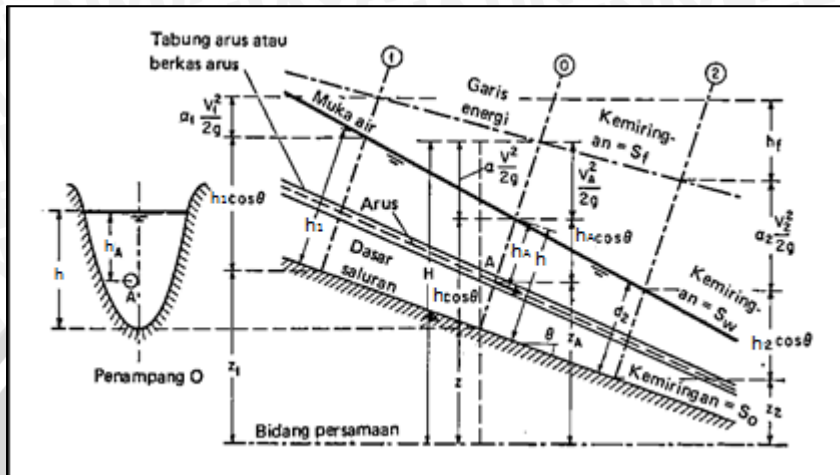
Gambar 2.9 Skema aliran pada saluran transisi.

Sumber: Sosrodarsono (1989: 205).

2.3 Saluran Peluncur (*chute way*)

Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran super kritis, dengan $F > 1$.

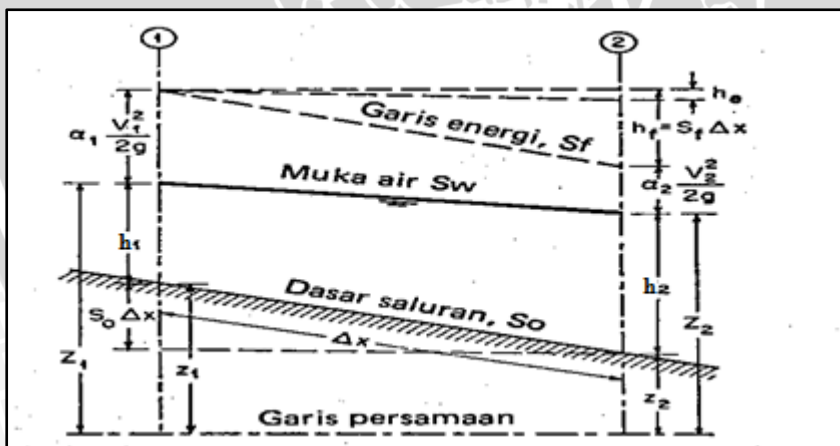
Profil muka air pada saluran peluncur gelombang alirannya sudah menurun dan relatif berkurang dibanding pada bagian saluran transisi. Rumus pengaliran hidrolika pada saluran transisi dan saluran peluncur secara teori dapat dihitung dengan pendekatan rumus kekekalan energi antara dua pias, yaitu dengan pendekatan Hukum Bernoulli yang secara skematik dapat dijelaskan sebagai berikut:



Gambar 2.10 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur.

Sumber: Chow (1985:35).

Atau dalam bentuk yang disederhanakan dengan $h_1 = d_1 \cos \theta$ dan $h_2 = d_2 \cos \theta$ maka penjelasannya adalah sebagai berikut:



Gambar 2.11 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur yang disederhanakan.

Sumber: Chow (1989:239).

Persamaan kekekalan energi pada pias penampang saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut:

$$Z_1 = S_o \cdot \Delta x + h_1 + z_2 \text{ dan} \tag{2-11}$$

$$Z_2 = h_2 + z_2 \tag{2-12}$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah:

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (2-13)$$

Dengan kemiringan gesekan S_f diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang atau \bar{S}_f , Maka persamaan di atas dapat ditulis:

$$Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2-14)$$

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan saluran peluncur antara lain:

- Denah selurus mungkin. Jika bentuk lengkung tidak bisa dihindarkan, maka harus dibuat lengkung dengan jari-jari "R" cukup besar. Biasanya aliran helisoidal terjadi pada saluran peluncur yang melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang curam, dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis maka gelombang ini akan menjalar masuk ke dalam peredam energi dan fungsi peredam energi akan terganggu.
- Penampang lintang sebaiknya dibuat bentuk segi empat.
- Kemiringan dasar saluran dibuat landai bagian atas dan semakin ke hilir semakin curam, sehingga kecepatan aliran dipercepat secara berangsur-angsur dan membentuk garis lengkung sedemikian rupa, sehingga berkas aliran super kritis yang melintasi saluran tidak terangkat dari bidang dasar. Terangkatnya aliran mungkin juga disebabkan bilangan froude terlalu besar. Hal ini akan menimbulkan bahaya kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran, sedang getaran-getaran yang timbul akan memberikan efek negatif bagi stabilitas saluran.

Aliran Getar

Pada suatu saluran peluncur yang panjang terdapat bahaya aliran yang tidak stabil yang disebut sebagai aliran getar (*slug/pulsating flow*). Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan "vendernikov (\underline{V})" dan bilangan "Montuori (\underline{M})".

Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gdcos\theta}} \quad (2-15)$$

Bilangan Montuori

$$\underline{M}^2 = \frac{v^2}{gILcos\theta} \quad (2-16)$$

Dalam hal ini :

b = lebar dasar saluran (m)

v = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

P = keliling basah (m)

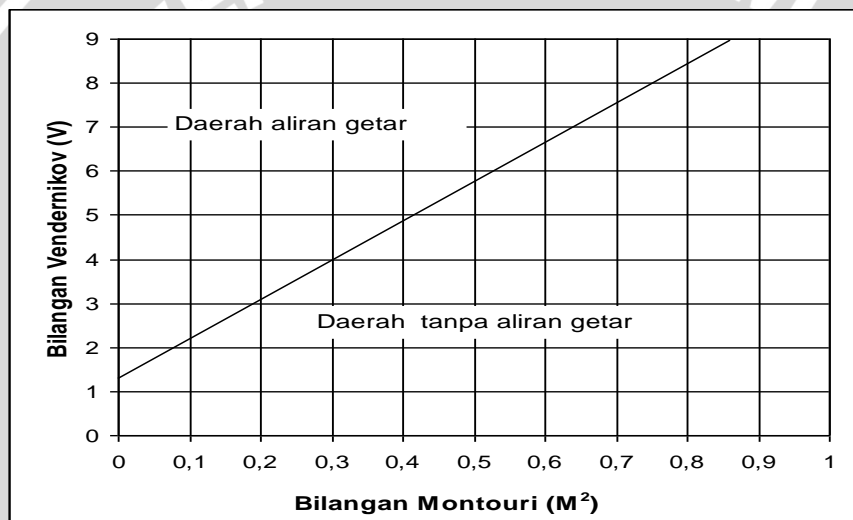
d = kedalaman hidrolis (m)

I = kemiringan rerata gradien energi ($\tan\theta$)

θ = sudut gradien energi

L = panjang saluran (m)

Untuk perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada Gambar 2.12 untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 2.12 Kriteria aliran getar (USBR 1978).

Sumber: Anonim 3 (2010:159).

2.4 Peredam Energi

Fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur adalah dengan kecepatan aliran yang sangat tinggi, dengan kondisi pengaliran super kritis. Oleh karena itu sebelum aliran air di alirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub-kritis, agar supaya tidak terjadi gerusan yang membahayakan geometri sungai pada bagian dasar, dan tebing sungai.

Rumus hidrolika yang digunakan sebagai dasar perencanaan peredam energi adalah berasal dari prinsip hukum kekekalan energi dengan fenomena gaya-gaya yang bekerja pada pias saluran untuk keadaan aliran yang mengalami perubahan dari super kritis menjadi aliran sub kritis.

Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan” (*stilling basin type*), yang prinsip peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat pergesekan atau benturan di antara molekul – molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut, oleh karenanya dinamakan peredam energi tipe kolam olakan atau disingkat dengan nama kolam olakan (Sosrodarsono, 1981:216).

- Kolam olakan datar tipe I adalah kolam olak berbentuk loncatan yang terjadi pada lantai datar, tanpa alat tambahan, secara teori kolam olak USBR tipe I cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 1. Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
 2. Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det/m}$)
 3. Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $< 4,50$
- Kolam olakan datar tipe II dikembangkan untuk kolam olakan yang banyak digunakan pada dam tinggi dan dam tanah dan untuk struktur–struktur kanal besar. Kolam olakan mengandung blok–blok tajam saluran pada ujung hulu dan ambang bergerigi dekat ujung hilir. Kolam olak USBR tipe II cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 1. Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w > 60 \text{ m}$)
 2. Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 45 \text{ m}^3/\text{det/m}$)
 3. Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$
- Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 1. Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
 2. Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det/m}$)
 3. Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$
- Kolam olakan datar tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 1. Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
 2. Debit yang dialirkan relatif besar (debit spesifik $q > 18,5 \text{ m}^3/\text{det/m}$)
 3. Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $2,5 \leq F_1 \leq 4,50$

Rumus hidrolika struktur yang digunakan dalam perhitungan pada kolam olakan datar antara lain adalah sebagai berikut:

Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \quad (2-17)$$

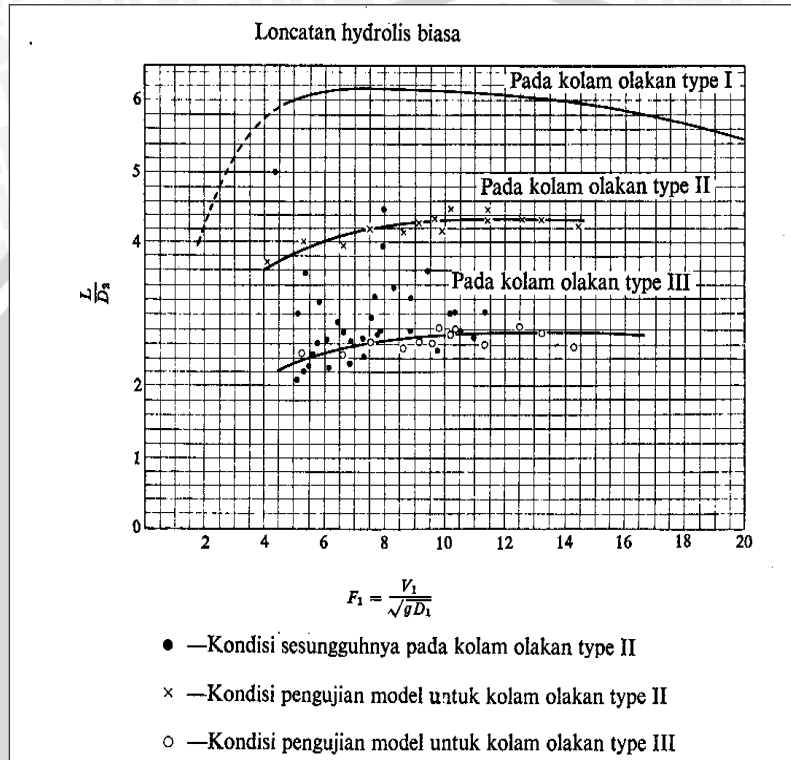
Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi)

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \quad (2-18)$$

Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan (Raju, 1986 : 194)

$$L = A (y_2 - y_1) \quad (2-19)$$

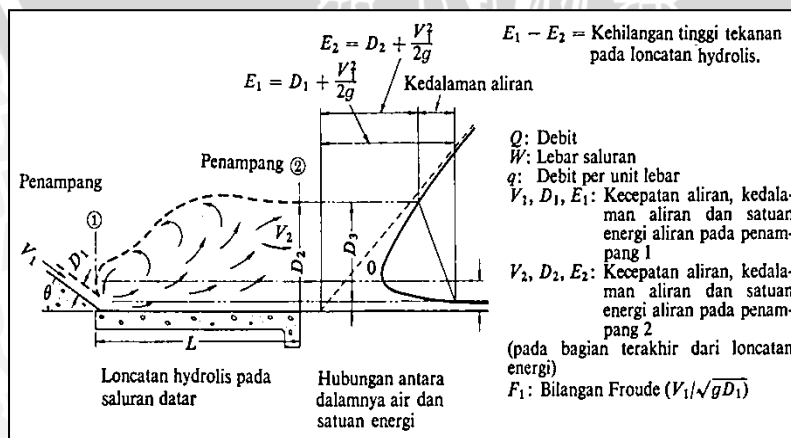
Dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9 , atau secara empirik dapat digunakan grafik pada Gambar 2.13. (Sosrodarsono, 1989:222).



Gambar 2.13 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar tipe I, II dan III

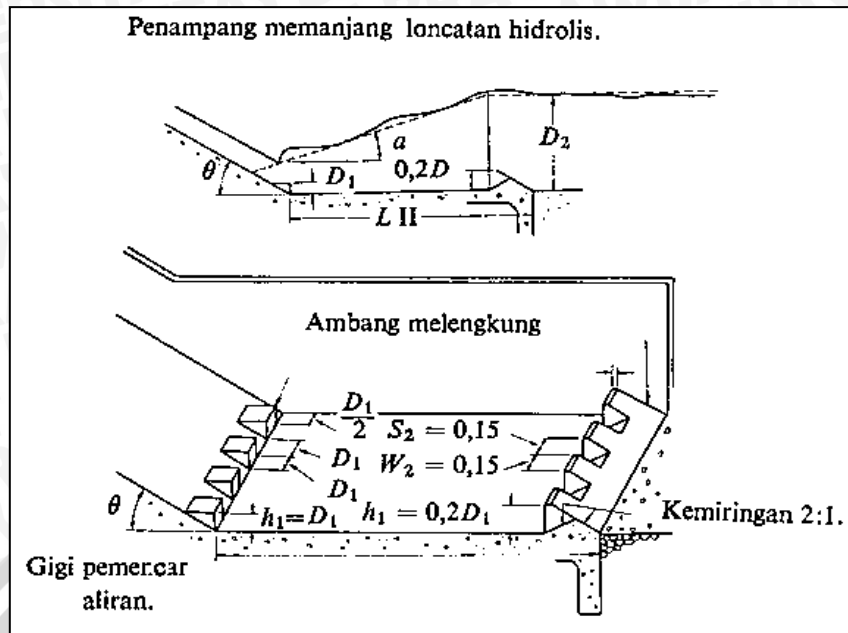
Sumber: Sosrodarsono (1989:222).

Berikut ini adalah gambar kolam olakan datar tipe I, II, III dan IV.



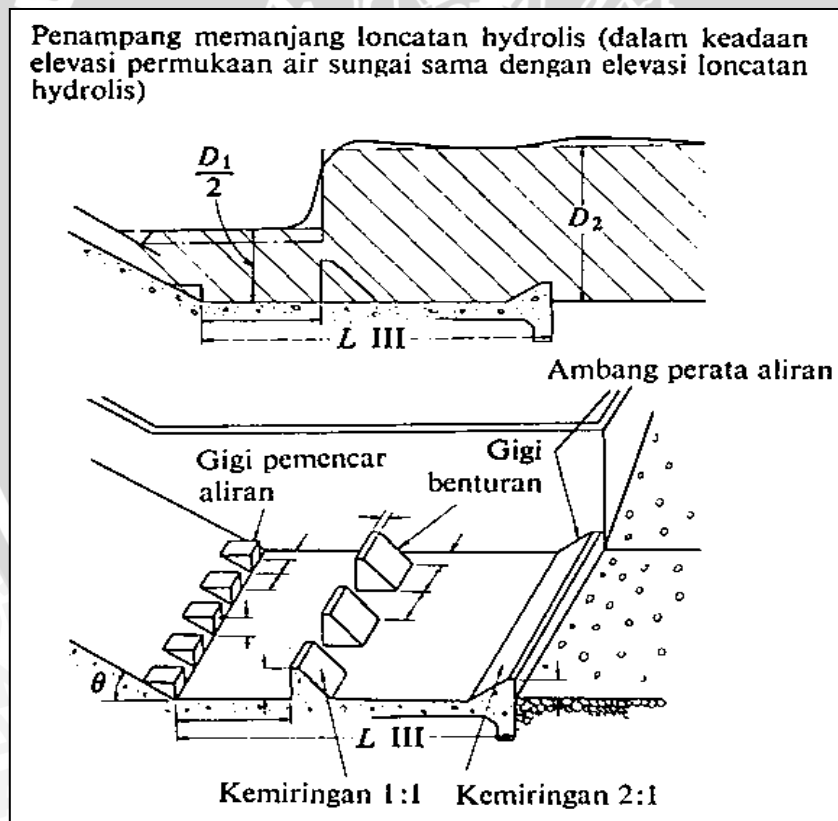
Gambar 2.14 Kolam olakan datar tipe I.

Sumber: Sosrodarsono (1989:217).



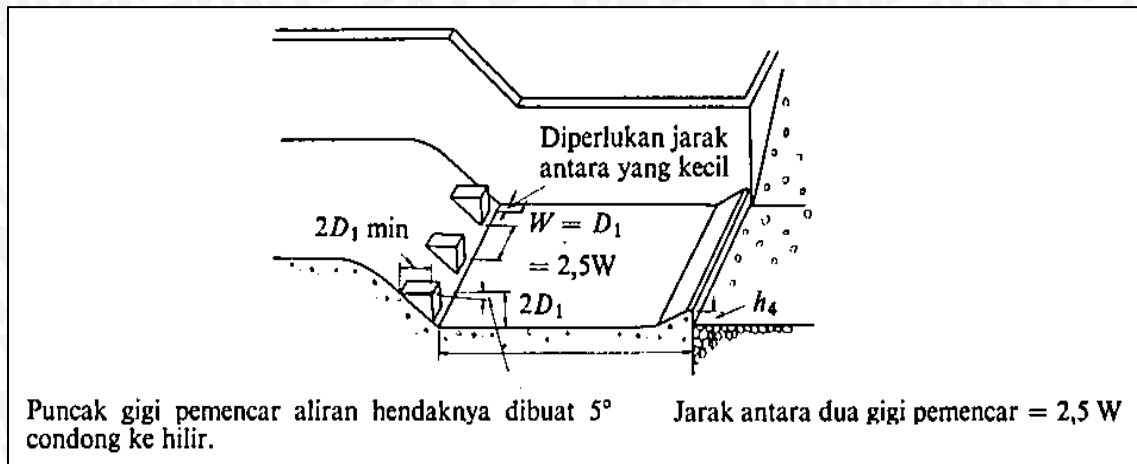
Gambar 2.15 Kolam olakan datar tipe II.

Sumber: Sosrodarsono (1989:218).



Gambar 2.16 Kolam olakan datar tipe III.

Sumber: Sosrodarsono (1989:218).

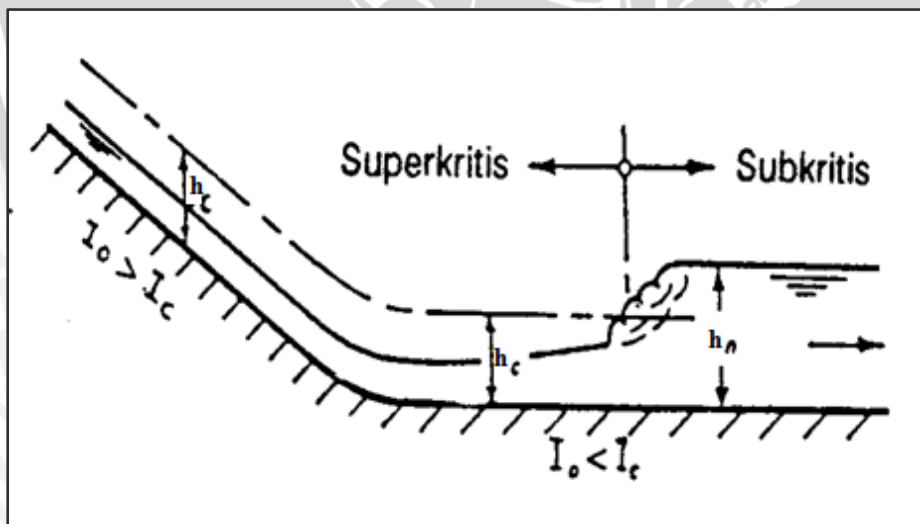


Gambar 2.17 Kolam olakan datar tipe IV.

Sumber: Sosrodarsono (1989:219).

2.5 Loncatan Hidrolis

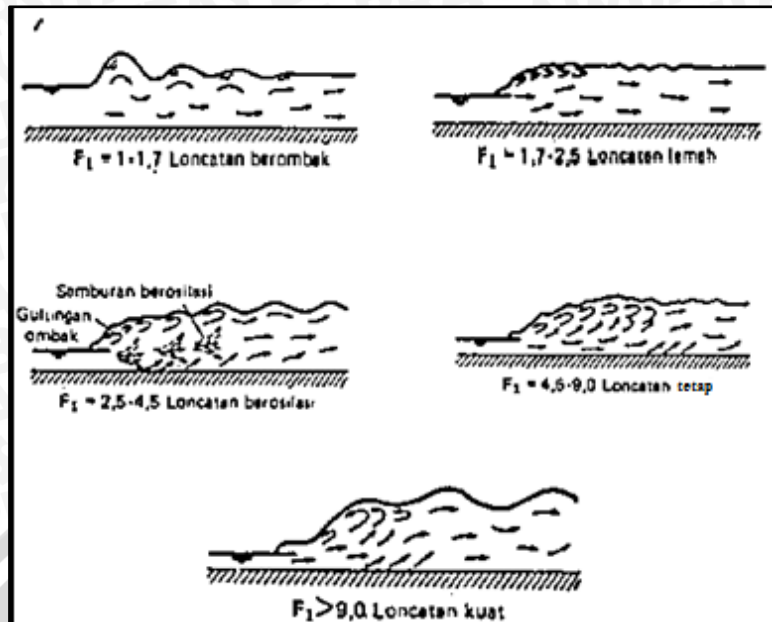
Apabila tipe aliran disaluran berubah dari aliran superkritis menjadi subkritis maka akan terjadi loncatan air. Loncatan air merupakan contoh bentuk aliran berubah cepat (*rapidly varied flow*). Loncatan hidrolis terjadi pada daerah yang memiliki kemiringan berubah dari kemiringan curam menjadi landai. Keadaan ini terjadi misalnya pada kaki bangunan pelimpah. Aliran dibagian hulu adalah superkritis sedang dibagian hilir adalah subkritis. Diantara kedua tipe tersebut terdapat daerah dimana loncatan air terjadi (Triadmojdo, 2008:135).



Gambar 2.18 Loncatan hidrolis pada peredam energi.

Sumber: Triadmojdo (2008:135).

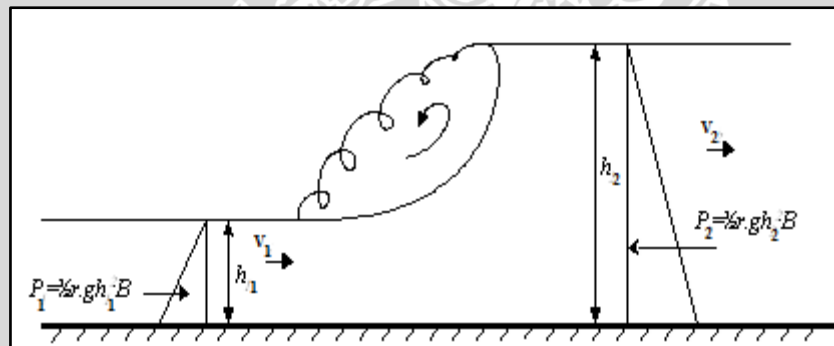
Loncatan hidrolis yang terjadi pada dasar mendatar, terdiri dari beberapa jenis yang berbeda-beda. dapat dibedakan berdasarkan bilangan froude aliran yang terlibat, antara lain jenis tersebut:



Gambar 2.19 Loncatan hidrolis yang terjadi pada dasar mendatar.

Sumber: Chow (1985:347).

Pada peristiwa loncatan hidrolis, komponen dasar yang berpengaruh pada perhitungan energi adalah persamaan momentum.



Gambar 2.20 Persamaan momentum dalam loncatan hidrolis.

Sumber: Raju (1986:12).

dengan:

$$P_1 - P_2 = \rho \cdot Q \cdot (v_2 - v_1) \quad (2-20)$$

$$\left(\frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot h_1^2 - \frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot h_2^2 \right) \cdot B = \rho \cdot v_1 \cdot h_1 \cdot B \cdot (v_2 - v_1) \quad (2-21)$$

$$(h_1 - h_2)(h_1 + h_2) = \frac{2v_1 h_1}{g} \cdot (v_2 - v_1) \quad (2-22)$$

Sedangkan dari persamaan kontinuitas:

$$q = v_1 \cdot h_1 = v_2 \cdot h_2 \quad (2-23)$$

Dengan menggabungkan Persamaan (2-21) dan (2-22), diperoleh:

$$(h_1 + h_2) = \frac{2v_1^2}{g} \cdot \frac{h_1}{h_2} \quad (2-24)$$

$$\frac{h_2}{h_1} \left(1 + \frac{h_2}{h_1} \right) = 2F_1^2 \quad (2-25)$$

Dengan menyederhanakan persamaan diatas maka diperoleh persamaan:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2-26)$$

Loncatan hidrolis dalam saluran yang mengembang berangsur-angsur dengan dinding yang lurus dapat diperlakukan sebagai loncatan hidrolis bundar (Gambar 2.21). Dengan kata lain, garis aliran dapat diasumsikan menjadi bundar. Dengan mempertimbangkan lebih lanjut permukaan air di dalam loncatan adalah berbentuk seperempat ellips dan dengan menggunakan persamaan momentum dan kontinuitas (Raju, 1986:215), menunjukkan bahwa:

$$r_0 h_0 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_c^2} + 1 \right) \quad (2-27)$$

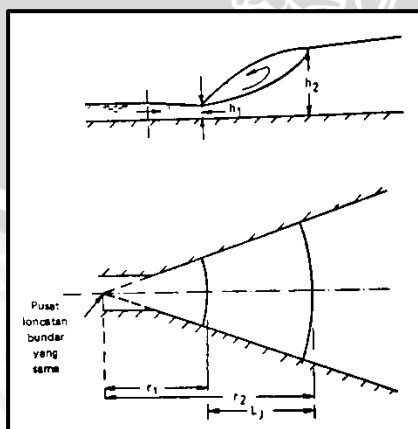
dengan:

$$r_0 = \frac{r_2}{r_1}; h_0 = \frac{h_2}{h_1}$$

$$F_c^2 = (F_1^2 r_0 + C_p) \quad (2-28)$$

Dengan C_p , faktor koreksi tekanan sisi dinyatakan sebagai:

$$C_p = \frac{r_0 h_0 (r_0 - 1) \left[r_0 \left(\frac{h_0^2}{3} + 0,118h_0 + 0,0480 \right) + 0,5 \right]}{(r_0 h_0 - 1)} \quad (2-29)$$



Gambar 2.21 Loncatan hidrolis dalam ekspansi saluran berangsur-angsur.

Sumber: Raju (1986:216).

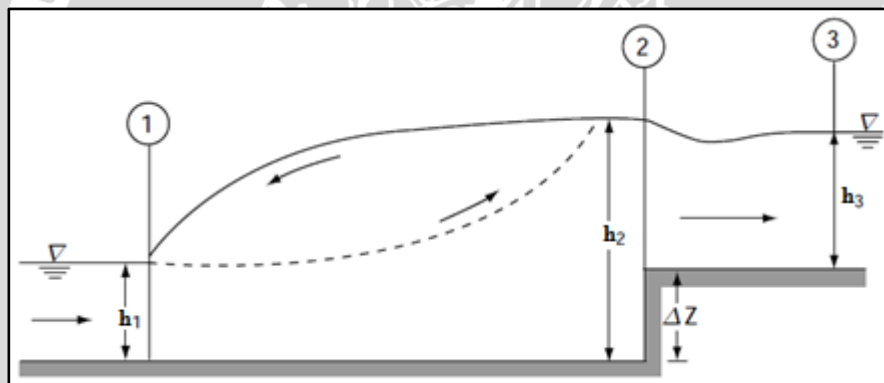
Panjang loncatan L_j adalah sama dengan $(r_2 - r_1)$, persamaan empiris:

$$\frac{L_1}{h_1} = 3,70F_1^{1,35} \quad (2-30)$$

Mencocokkan data mereka dengan agak baik dalam besaran $3 \leq F_1 \leq 10,0$. Untuk letak kaki loncatan yang diketahui (yaitu untu r_1 yang diketahui). Maka, Persamaan 2-27 melalui 2-30 dapat diselesaikan dengan sistem coba-coba untuk memperoleh h_2 dengan h_1 yang diketahui.

Loncatan air dapat dikendalikan, salah satunya dengan menggunakan kenaikan mendadak (*abrupt rise*). Dalam bentuk analitik Forster dan Skrinde (1950) membuat persamaan untuk perencanaan pengendalian loncatan hidrolis dengan kenaikan mendadak (*abrupt rise*) yang didasarkan pada persamaan momentum dan kontinuitas sebagai berikut (Subramanya, 1986:214):

$$\left(\frac{h_3}{h_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left(1 - \frac{h_1}{h_3}\right) + \frac{\Delta z}{h_1} \left(\frac{\Delta z}{h_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2 + 1}\right) \quad (2-31)$$



Gambar 2.22 Pengendalian loncatan hidrolis dengan kenaikan mendadak.

Sumber: Subramanya (1986:213).

2.6 Kavitasasi

Kavitasasi adalah suatu kejadian yang timbul dalam aliran dengan kecepatan begitu besar, sehingga tekanan air menjadi lebih kecil dari pada tekanan uap air maksimum di temperatur itu. Proses ini menimbulkan gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi (Patty, 1995:99).

Kavitasasi berisi uap air, udara, dan gas-gas lainnya akan terbentuk dalam zat cair bila tekanan mutlak dari zat cair tersebut hampir sama dengan tekanan uap air. Fenomena ini dapat terjadi jika kecepatan yang tinggi mengakibatkan turunnya tekanan. Kondisi semacam ini dapat timbul bila dinding lintasan sangat tajam, sehingga menyebabkan terpisahnya aliran air dari bidang sentuhnya. Pada waktu bergerak kearah hilir kavitasasi

dapat memasuki suatu daerah dimana tekanan mutlaknya sangat jauh lebih besar. Hal ini akan mengakibatkan mengembangnya tekanan uap air dalam kavitasi dan berubah menjadi zat cair kembali yang menyebabkan ledakan atau kempisnya kavitasi tersebut. Bila kavitasi kempis akan terjadi tekanan yang sangat tinggi. Sebagian dari kekuatan ledakan tersebut akan mengenai permukaan lintasan dan celah-celah serta pori-pori bahan mercu pelimpah. Dengan ledakan yang terus-menerus ini permukaan akan mengalami rusak karena keletihan dan partikel-partikel kecil akan pecah dan terlepas, sehingga permukaan tersebut akan terlihat seperti spons. Kekuatan perusak dari kavitasi disebut pelubang.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitasi. Perhitungan kavitasi dengan persamaan berikut:

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-32)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-33)$$

Jika $P \approx P_v$, maka $\sigma_1 = -C_p$

dengan:

σ = indeks kavitasi

P_o = ambient pressure (kPa) $\rightarrow 1 \text{ kPa} = 1000 \text{ N/m}^2$

= $P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfer (=101 kPa)

$P_g = \rho \cdot g \cdot h$ = tekanan setempat (kPa)

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3)

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

P = tekanan setempat (kPa)

σ_1 = angka batas kavitasi

Kriteria kavitasi :

- $\sigma > \sigma_1$: tidak terjadi kavitasi

- $\sigma \leq \sigma_1$: terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu pada saat penelitian berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut:

Tabel 2.1 Sifat Fisik Air Pada Tekanan Atmosfer (Satuan SI)

Temperatur (t)	Massa jenis (ρ)	Tekanan Uap Air (P_v)	Kekentalan Kinematis (μ)
$^{\circ}\text{C}$	kg/m^3	kPa	$\text{m}^2/\text{dt} \cdot 10^6$
0	999,868	0,61	1,787
5	999,992	0,87	1,519
10	999,726	1,23	1,307
15	999,125	1,70	1,140
20	998,228	2,33	1,004
25	997,069	3,16	0,893
30	995,671	4,23	0,801
35	994,055	5,62	0,724
40	992,238	7,58	0,658
45	990,233	9,58	0,602
50	998,052	12,30	0,553
60	983,200	19,90	0,475
70	977,770	31,10	0,413
80	971,800	47,30	0,365
90	965,310	70,10	0,326
100	958,360	101,30	0,294

Sumber: Falvey (1990:3)

2.7 Aerator

Kemiringan suatu saluran menimbulkan adanya kecepatan kritis dan superkritis yang menyebabkan air lepas dari dasar saluran sehingga menimbulkan olakan (turbulensi). Dasar saluran seakan akan mendapat tarikan dari luar dan rusak (terjadi kavitasi). Kavitasi harus dihilangkan pada saluran karena dalam jangka waktu yang lama kavitasi dapat menyebabkan kerusakan yang dapat membahayakan pelimpah.

Penelitian yang dilakukan oleh Peterka (1953) dan Lentiaev (1973) menyebutkan bahwa untuk mengurangi kecenderungan terjadinya kavitasi yang dapat membahayakan dasar saluran maka diperlukan adanya penambahan udara (Falvey, 1990;59).

Salah satu cara untuk menambahkan udara dalam aliran agar kecepatannya dapat berkurang adalah dengan memberikan ruangan udara (aerator). Aerator telah digunakan di berbagai bendungan di dunia dan telah berhasil mengurangi kerusakan yang terjadi akibat kavitasi. Berbagai macam teori telah dikembangkan, tetapi perencanaan aerator tetap merupakan suatu seni (Falvey, 1990:59).

Menurut Falvey (1990:60), ada berbagai macam tipe aerator, yaitu:

1. Deflector (aerator tipe menyimpang)

Aerator tipe ini bertujuan untuk menaikkan aliran dari dasar saluran sehingga udara dapat masuk di bawah permukaan aliran dengan tidak menggunakan piranti mekanik, seperti pompa udara. Jadi pada saat air mengalir di atas aerator, maka terjadi loncatan dan udara akan mengisi aliran air tersebut (Falvey, 1990;60).

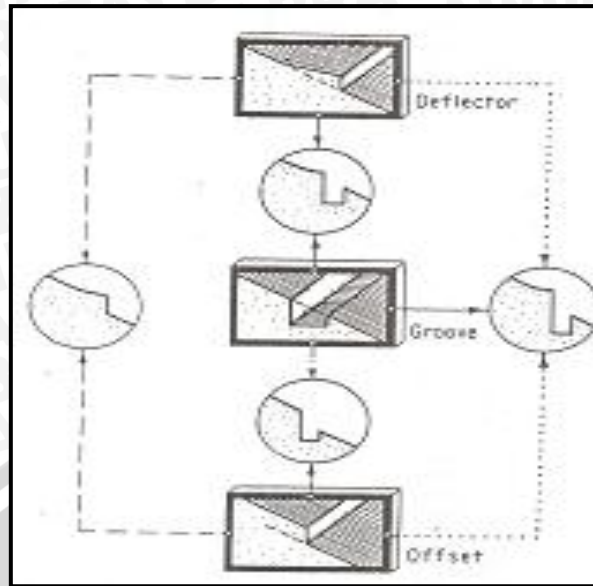
2. Groove, slots atau air ducts (aerator tipe alur)

Aerator tipe ini berfungsi untuk mendistribusikan udara secara melebar pada saluran, pada perencanaannya dapat diberikan tambahan ventilasi udara pada samping kiri dan kanan dinding. Adanya ventilasi atau saluran udara ini berfungsi untuk mengurangi kecepatan yang lewat di saluran. Tetapi apabila lebar dari saluran terlalu sempit, maka pada kecepatan yang tinggi, air akan masuk ke dalam saluran udara tersebut. Hal ini menyebabkan kurang cukupnya udara untuk melindungi dasar saluran peluncur (Falvey, 1990;63).

3. Offset (aerator tipe ordinat)

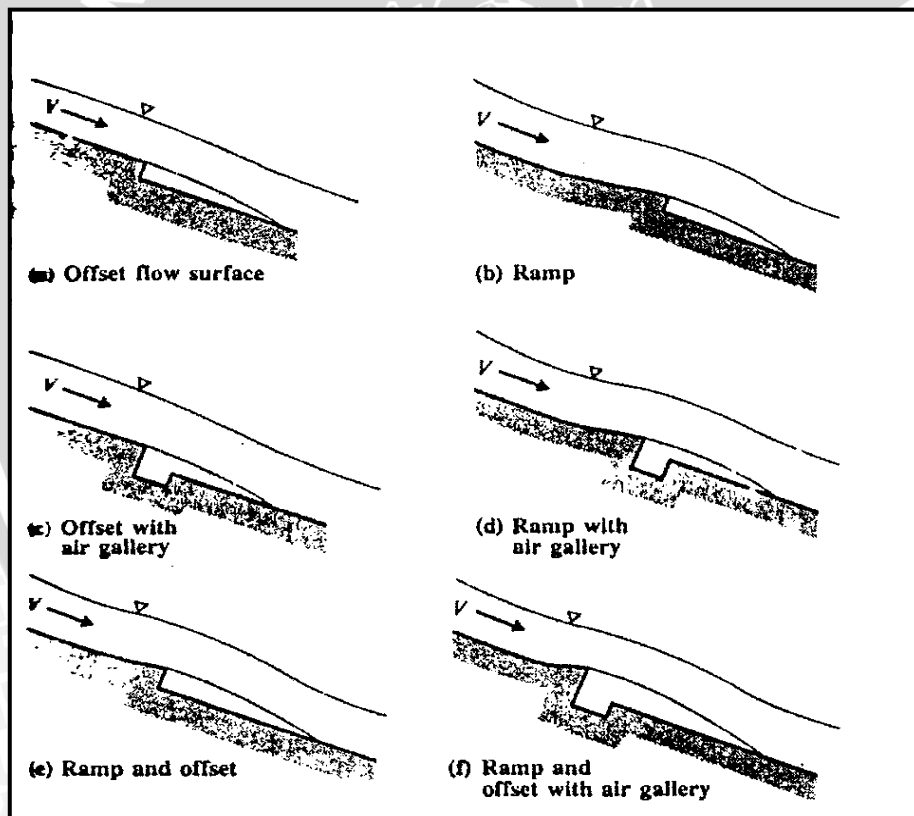
Aerator tipe ini digunakan pada kemiringan saluran yang kecil untuk menghindari tenggelamnya aerator dari aliran hilirnya. Dalam studinya, Beichley (1973) menyebutkan bahwa dalam perencanaan aerator tipe ini apabila pada hilir saluran berupa saluran mendatar, maka penentuan ordinatnya sebaiknya $1/6$ dari lebar yang lewat. Beichley (1973) menyimpulkan bahwa aliran akan tidak sepenuhnya teraerasi untuk bilangan Froude kurang dari 3,3 (Falvey, 1990;67).

Ketiga tipe di atas dapat dikombinasikan untuk mendapatkan hasil yang lebih maksimal. Untuk memperjelas uraian di atas, dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.23 Jenis aerator.

Sumber: Falvey (1990 : 60).



Gambar 2.24 Tipe-tipe aerator.

Sumber: Novak (1981:166).

2.8 Tegangan geser pada batas

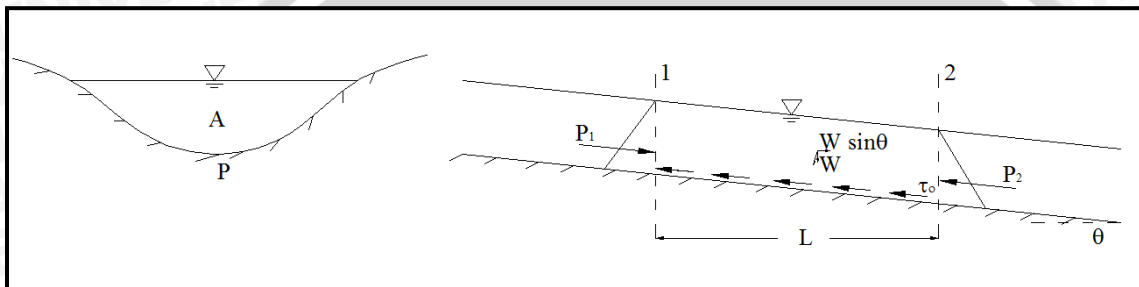
Gambar 2.31 menunjukkan suatu penampang, dan juga panjang jangkauan L tertentu dari suatu saluran; A adalah luas penampang dari aliran dan p adalah keliling basah.

Tegangan geser τ_0 dapat dianggap konstan terhadap batas keseluruhan saluran. Dengan mengandaikan β adalah faktor koreksi momentum, maka persamaan momentum antara potongan 1 dan 2 dapat ditulis sebagai berikut:

$$P_1 - P_2 - \tau_0 L + W \sin \theta = (\beta \rho Q U)_2 - (\beta \rho Q U)_1 \quad (2-34)$$

Disini P_1 dan P_2 adalah muatan air pada kedua potongan dan W adalah berat, $\rho g A L$ dari prisma. Kemiringan memanjang $\sin \theta \approx \tan \theta = S$ untuk harga θ yang kecil. Dengan menganggap aliran adalah seragam, $P_1 = P_2$ dan pertambahan momentum pada potongan 1 dan 2 adalah sama sehingga Persamaan (2.31) berubah menjadi

$$\tau_0 L = \rho g A L S \text{ atau } \tau_0 = \rho g R S$$



Gambar 2.25 Gaya – gaya pada prisma awal dari cairan.

Sumber: Raju (1986:23).

Kecepatan geser u^* dapat dirumuskan sebagai:

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (2-36)$$

Dan digunakan sebagai skala kecepatan dalam penyelidikan distribusi kecepatan pada saluran terbuka. Dalam saluran lebar, tegangan geser pada bagian dasar adalah konstan disetiap tempat, dan sama dengan τ_0 .

2.9 Stabilitas Batuan

Penentuan stabilitas batuan diperlukan dalam pekerjaan seperti: pekerjaan pembuatan dam, perlindungan dasar sungai dan lain sebagainya. Isbach (1935) memberikan hubungan empiris dengan mengabaikan harga h/D untuk stabilitas batuan pada dasar sebagai berikut (Priyantoro, 1987:29):

$$\begin{aligned} \bar{V}_{cr} &= 1,2 (2 \Delta g D)^{1/2} \\ &= 1,7 (\Delta g D)^{1/2} \end{aligned}$$

Dengan:

\bar{V}_{cr} = kecepatan kritis rata – rata (m/dt)

D = diameter material (m)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

$$\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$$

$$\rho_s = \text{rapat massa material (kg/m}^3\text{)}$$

$$\rho_w = \text{rapat massa air (kg/m}^3\text{)}$$

2.10 Perhitungan Debit Aliran

Peritungan debit aliran melalui bangunan ukur persegi empat (rechbox) adalah sebagai berikut:

$$Q = k.b.h^{3/2}$$

dengan:

$$Q = \text{debit (m}^3\text{/menit)}$$

$$K = \text{koefisien debit (m}^{1/2}\text{/menit)}$$

$$K = 107,1 + \frac{0,177}{h} + 14,2 \frac{h}{D} - 25,7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2,04 \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (2-37)$$

$$b = \text{lebar mercu (m)}$$

$$h = \text{kedalaman air di atas mercu (m)}$$

$$B = \text{lebar saluran (m)}$$

$$D = \text{tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)}$$

Interval yang diterapkan dalam rumus ini adalah,

$$B = 0,50 \text{ sampai } 6,30 \text{ m.}$$

$$D = 0,15 \text{ sampai } 5,30 \text{ m.}$$

$$b = 0,15 \text{ sampai } 5,0 \text{ m.}$$

$$\frac{bD}{B^2} = \text{lebih dari } 0,06$$

$$h = 0,03 \text{ sampai } 0,45 \sqrt{b} \quad (\text{m})$$

Perhitungan kesalahan

$$Q = k.b.h^{3/2}$$

$$\text{Kesalahan dari } K \pm 1,0 \% (\pm 1,0)^2 = 100$$

$$\text{Kesalahan dari } b \pm 0,1 \% (\pm 0,1)^2 = 0,01$$

$$\text{Kesalahan dari } h \pm \frac{100}{150} \%$$

$$\text{Jadi kesalahan } h^{3/2} \text{ adalah, } (\pm \frac{100}{150} \times \frac{3}{2})^2 = 1,00$$

$$\text{Kesalahan } Q = \sqrt{1,0 + 0,01 + 1,0} = \sqrt{2,01} = \pm 1,4\%$$

2.11 Skala Model dan Konstruksi Model

Definisi dari skala model adalah rasio antara nilai masing-masing parameter yang ada di prototipe dengan nilai masing-masing parameter yang ada di model. Prinsip pembuatan skala adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototipe dengan suatu angka perbandingan, sehingga kejadian yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototipe.

Ada dua jenis yang dapat digunakan dalam pemakaian skala model fisik hidrolika, yaitu skala model sama (*undistorted model*) dan skala model yang tidak sama (*distorted model*). Skala model sama adalah skala yang dipakai dalam pembuatan model dimana perbandingan skala mendatar dan skala tegak adalah sama. Sedangkan skala model yang tidak sama adalah perbandingan antara skala mendatar dan skala tegak yang tidak sama.

Hubungan skala (*scale relation*) yang digunakan pembuatan/perencanaan model fisik dibedakan menjadi dua kelompok (De Vries, 1977:28):

1. Scale Law

Hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi (dalam hal ini adalah *Roughnes condition* dan *Froude condition*).

2. Scale Condition

Hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi untuk menghindari *scale effects* (dalam hal ini adalah kriteria kesebangunan).

Hubungan antara model dan prototipe dipengaruhi oleh hukum-hukum sifat sebangun hidrolika. Perbandingan antara prototipe dan model disebut dengan skala model. Dalam merencanakan suatu model terdapat sifat-sifat kesebangunan model, yang menentukan ketelitian model tersebut.

Yang dimaksudkan dengan kesebangunan tersebut adalah:

1. Sebangun geometris, disebut juga dengan sebangun bentuk. Yaitu perbandingan antara ukuran analog prototipe dengan model harus sama besarnya. Perbandingan yang digunakan adalah Panjang, Luas dan Volume.

$$n_1 = \frac{\text{ukuran di prototipe}}{\text{ukuran di model}} = \frac{L_p}{L_m}$$

Semua ukuran pada titik sembarang di model dan prototipe harus mempunyai skala yang sama.

$$\text{Skala panjang} : \frac{(L_1)_p}{(L_1)_m} = \frac{(L_2)_p}{(L_2)_m} = n_L$$

$$\text{Skala luas} : \frac{(A_1)_p}{(A_1)_m} = \frac{(L_2^2)_p}{(L_2^2)_m} = n_L^2$$

$$\text{Skala volume} : \frac{(V_1)_p}{(V_1)_m} = \frac{(L_2^3)_p}{(L_2^3)_m} = n_L^3$$

Sebangun geometris sempurna tidak selalu mudah dicapai, sehingga kekasaran permukaan dari model yang kecil tidak mungkin merupakan hasil dari skala model, tetapi hanya dibuat permukaan yang lebih licin daripada prototipe.

2. Sebangun kinematis, yaitu sebangun gerakan. Perbandingan yang digunakan adalah waktu, kecepatan dan debit.

$$\text{Skala kecepatan} : \frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p/T_p}{L_m/T_m} = \frac{n_L}{n_T}$$

$$\text{Skala percepatan} : \frac{a_p}{a_m} = \frac{L_p/T_p^2}{L_m/T_m^2} = \frac{n_L}{n_T^2}$$

$$\text{Skala debit} : \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^3/T_p}{L_m^3/T_m} = \frac{n_L^3}{n_T^2}$$

3. Sebangun dinamis, yaitu kesebangunan gaya-gaya yang terjadi bila gerakannya sebangun kinematis, dan rasio dari massa yang bergerak serta gaya penyebabnya sudah homolog besarnya.

$$n_F = \frac{(F_1)_p}{(F_1)_m} = \frac{(F_2)_p}{(F_2)_m}$$

Apabila hubungan antar skala dan kesebangunan telah terpenuhi, maka tingkat ketelitian perlu diperhatikan sehubungan dengan besarnya nilai skala yang digunakan. Skala model yang digunakan dalam pengujian ini didasarkan pada beberapa pertimbangan berikut:

- a. Tujuan dari pengujian
- b. Ketelitian yang diharapkan
- c. Fasilitas yang tersedia di laboratorium
- d. Waktu dan biaya yang tersedia

Hasil dari model fisik hidrolika yang diperoleh dari suatu pengukuran mempunyai dua macam kesalahan yaitu (Yuwono, 1996:25):

- a. Kesalahan sistematik (*systematical errors*)
- b. Kesalahan stokastik (*stochastical errors*)

Kesalahan tersebut utamanya diakibatkan oleh instrumentasi yang digunakan untuk memproses analisa kesalahan ini dipergunakan cara statistik yaitu dengan:

Quadratic error – propagation, berdasarkan hal tersebut tingkat kesalahan relatif dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut ini (Yuwono, 1996:25):

$$r_z^2 = b^2 r_x^2 + c^2 r_y^2 \quad (2-38)$$

Apabila kesalahan pada variabel x dan y diketahui, maka dari persamaan tersebut kesalahan variabel z dapat ditentukan.

Untuk suatu bangunan pelimpah, analisa tinggi aliran di atas pelimpah dapat digunakan untuk menentukan skala model dengan penjabaran sebagai berikut:

$$H_e = H - k_h \quad (2-39)$$

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.

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

$$q_1 = C \cdot H^{3/2} \quad (2-40)$$

$$q_2 = C \cdot H_e^{3/2} \quad (2-41)$$

Penyelesaian Persamaan (2-40) dan Persamaan (2-41) berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan:

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \quad (2-42)$$

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

2.12 Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.12.1 Kecepatan aliran (n_v)

Untuk suatu bangunan hidrolika berupa saluran pelimpah (*Over Flow Wier Type*), maka yang menentukan keadaan aliran adalah bilangan Froude (Bambang Triatmodjo, 2008:179):

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (2-43)$$

dengan:

v = Kecepatan aliran (m/dt)

g = Percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$)

h = Kedalaman aliran (m)

Agar kedalaman aliran di model sama dengan di prototipe, maka nilai $(Fr)_p = (Fr)_m$, ini merupakan kriteria kesamaan pola aliran. Skala bilangan Froude dirumuskan:

$n_{Fr} = \frac{(Fr)_p}{(Fr)_m} = 1$, selanjutnya skala kecepatan aliran dapat dijabarkan:

$$\left[\frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \right]_p = \left[\frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \right]_m$$

$$\frac{v_p}{\sqrt{g_p \cdot h_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{g_m \cdot h_m}} \Rightarrow \frac{v_p}{v_m} = \frac{g_p}{g_m} \cdot \sqrt{\left(\frac{h_p}{h_m} \right)}$$

$$n_v = n_g \cdot \sqrt{n_h}$$

karena $g_p = g_m$, maka :

$$n_v = \sqrt{n_h} \quad (2-44)$$

2.12.2 Waktu aliran (n_t)

Waktu yang ditempuh oleh suatu partikel zat cair dengan gerak beraturan adalah:

$$\text{waktu}(t) = \frac{\text{jarak}(L)}{\text{kecepatan}(v)}$$

untuk model skala tanpa distorsi, diperoleh (Triatmodjo, 2008:180):

$$n_t = \frac{n_L}{n_v} \text{ dan } n_v = \sqrt{n_h}, \text{ sehingga:}$$

$$n_t = \sqrt{n_h} \quad (2-45)$$

2.12.3 Debit aliran (n_Q)

Rumus kontinuitas aliran:

$$Q = v \cdot A \quad (2-46)$$

dengan:

$$\begin{aligned} A &= \text{Luas penampang basah} \\ &= L \cdot h \end{aligned}$$

dengan memperhatikan hubungan:

$$n_Q = n_v \cdot n_A$$

$$n_v = \sqrt{n_h}$$

$$n_A = n_t \cdot n_h$$

maka untuk model skala tanpa distorsi diperoleh (Triatmodjo, 2008:180):

$$n_Q = \sqrt{(n_h)^5} \quad (2-47)$$

2.12.4 Koefisien Chezy dan Manning

Koefisien Chezy untuk suatu penampang yang lebar : $v = C (h \cdot I)^{1/2}$, maka (Triatmodjo, 2008:180):

$$n_v = n_C \cdot (n_h)^{1/2} (n_I)^{1/2}$$

$n_I = \frac{n_h}{n_L}$ dan $n_v = (n_h)^{1/2}$, sehingga untuk model skala tanpa distorsi diperoleh:

$$n_C = 1 \quad (2-48)$$

Rumus Manning pada saluran dengan penampang lebar adalah (Triatmodjo, 2008:180):

$v = \frac{1}{n} \cdot h^{2/3} \cdot I^{1/2}$, sehingga untuk model skala tanpa distorsi diperoleh :

$n_v = \frac{(n_h)^{2/3}}{n_n}$ dan $n_v = (n_h)^{1/2}$, sehingga :

$$n_n = (n_h)^{1/6} \quad (2-47)$$



BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Fasilitas Pengujian

Untuk mendukung pelaksanaan penelitian Model Fisik Bendungan Jlantah Kabupaten Karanganyar ini digunakan fasilitas Laboratorium Sungai dan Rawa Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang (denah sesuai gambar 3.2) dengan alat-alat sebagai berikut:

1. Empat buah pompa listrik masing-masing berkapasitas 25l/dt, 45l/dt, 30l/dt dan 30l/dt.
2. Kolam penampung air (tandon) sebagai sistem distribusi air.
3. Bangunan ukur debit Rechbox yang terbuat dari fiberglass tebal 5 mm dengan ukuran yang disesuaikan dengan standar.
4. Alat pengukur tinggi muka air berupa meteran taraf (*point gauge*), sipat datar, dan bak ukur, pengukuran kecepatan dengan tabung pitot serta pengukur tekanan dengan menggunakan *piezometer*.
5. Model fisik yang dikaji adalah Model Fisik Bendungan Jlantah.
6. Besar dan dimensi bangunan sesuai dengan hasil akhir (*final design*) Model Fisik Bendungan Jlantah dengan skala 1 : 50.

3.2 Skala Model

Skala model yang digunakan dalam pengujian ini didasarkan pada beberapa pertimbangan sebagai berikut:

- a. Tujuan dari pengujian
- b. Ketelitian yang diharapkan
- c. Fasilitas yang tersedia di laboratorium
- d. Waktu dan biaya yang tersedia

Perhitungan penetapan skala minimum:

- a. Jenis skala tanpa distorsi (*undistorted*)
- b. Ketelitian kesalahan relatif yang diharapkan < 10 % (ditetapkan 5%)
- c. Ketinggian air minimum di atas pelimpah adalah 0,97 m (hitungan desain pelimpah, $Q_{2th} = 45,04 \text{ m}^3/\text{dt}$)
- d. Menggunakan Persamaan (2-42) diperoleh

$$5\% = 1 - \left\{ \frac{H - 0.457}{H} \right\}^{3/2}$$

$$H = 13,326 \text{ mm}$$

Skala model $L_r = \frac{13,326}{970} = \frac{1}{72,79}$, dalam hal ini ditetapkan skala 1:50. Dengan

menggunakan skala 1:50 maka kesalahan relatif yang diharapkan menjadi 3,5%.

Dengan menggunakan skala geometri 1 : 50, maka besaran-besaran yang berhubungan dengan pemodelan dapat diketahui sebagaimana tabel berikut:

Tabel 3.1 Rasio Besaran Pemodelan

No	Besaran	Notasi	Rumus	Rasio ($n_h = n_L = 50$)
1.	Kecepatan Aliran	u	$n_u = n_h^{1/2}$	$n_u = 7,071$
2.	Waktu Aliran	t	$n_t = n_h^{1/2}$	$n_t = 7,071$
3.	Debit Aliran	Q	$n_Q = n_h^{5/2}$	$n_Q = 17.677,67$
4.	Diameter Butiran	d	$n_d = n_h$	$n_d = 50$
5.	Volume	V	$n_v = n_h^3$	$n_v = 125.000$
6.	Koefisien Chezy	C	$n_c = 1$	$n_c = 1$
7.	Koefisien Manning	n	$n_u = n_h^{1/6}$	$n_u = 1,919$

Sumber : Anonim 1, 2005

Tabel 3.2 Konversi Dimensi Dari Prototipe Ke Model Pada Desain Awal

Deskripsi	Prototipe	Rasio	Model
	(m)		(cm)
I. Bendungan Utama			
▪ Tinggi	73.50	1:50	147.00
▪ Lebar Puncak	12.00	1:50	24.00
II. Pelimpah			
▪ Tinggi ambang	3.00	1:50	6.00
▪ Lebar pelimpah	25.00	1:50	50.00
III. Saluran Transisi			
▪ Panjang saluran	31.65	1:50	63.30
▪ Lebar saluran hulu	25.00	1:50	50.00
▪ Lebar saluran hilir	15.00	1:50	30.00
IV. Saluran Peluncur			
▪ Panjang saluran	166.02	1:50	332.04
▪ Lebar saluran	15.00	1:50	30.00
V. Peredam Energi			
▪ Panjang saluran	40.00	1:50	80.00
▪ Lebar saluran	Bhulu 15.00 Bhilir 25.00	1:50 1:50	30.00 50.00

Sumber: Anonim 1,2014

3.3 Konstruksi Model

Beberapa bagian dari prototipe Bendungan Jlantah yang dimodelkan dengan menggunakan jenis dan skala tersebut di atas terdiri dari:

1. Bagian bendungan utama terbuat dari pasangan batu bata dan semen serta di cat.
2. Untuk model bangunan pelimpah saluran transisi, saluran peluncur dan peredam energi terbuat dari bahan *fiberglass*.
3. Model dinding saluran pengarah hilir dan sungai terbuat dari pasangan batu bata, semen, kerikil dan pasir sedangkan untuk dasar sungai terdiri dari kerikil.

3.4 Tahapan dan Rancangan Pengujian

3.4.1 Tahapan Pengujian

Tahapan pengujian model fisik Bendungan Jlantah adalah sebagai berikut:

1. Persiapan awal

Persiapan awal yang dimaksud adalah pengumpulan data-data teknis debit operasi yang diujikan (Tabel 3.3).

Tabel 3.3 Data Teknis Debit Operasi

Debit Rancangan (tahun)	Q Prototype m^3/det	Q Model	
		m^3/det	lt/det
Q ₂	45.04	0,0025	2,50
Q ₁₀₀	121.99	0,0069	6,90
Q ₁₀₀₀	198.49	0,0112	11,20
Q _{PMF}	336.18	0,0190	19,00

Sumber: Anonim 1, 2014

2. Perancangan Model

Penetapan skala yang akan dibuat sebagai model dengan maksud agar kesalahan relatif yang diperoleh bila dibandingkan dengan prototipe maksimal adalah 5%.

3.4.2 Rancangan Pengujian

Pengujian perilaku hidrolika aliran di bangunan pelimpah serta bangunan- bangunan pelengkap diuji dalam beberapa kondisi model sebagai berikut:

Model seri 0

Model seri 0 merupakan model yang dibuat berdasarkan *original design* yang dibuat oleh konsultan perencana.

Model Development Test

Model ini merupakan *alternatif design* (modifikasi), dengan memperdalam elevasi dasar kolam olak / peredam energi dan memberikan alternatif bentuk aerator yang lebih sederhana, bila hasil dari pengujian seri 0 kurang baik.

Model Final Design

Model seri ini merupakan hasil akhir dari development test. Pada model ini telah didapatkan perilaku hidroulika yang sesuai dengan yang diharapkan.

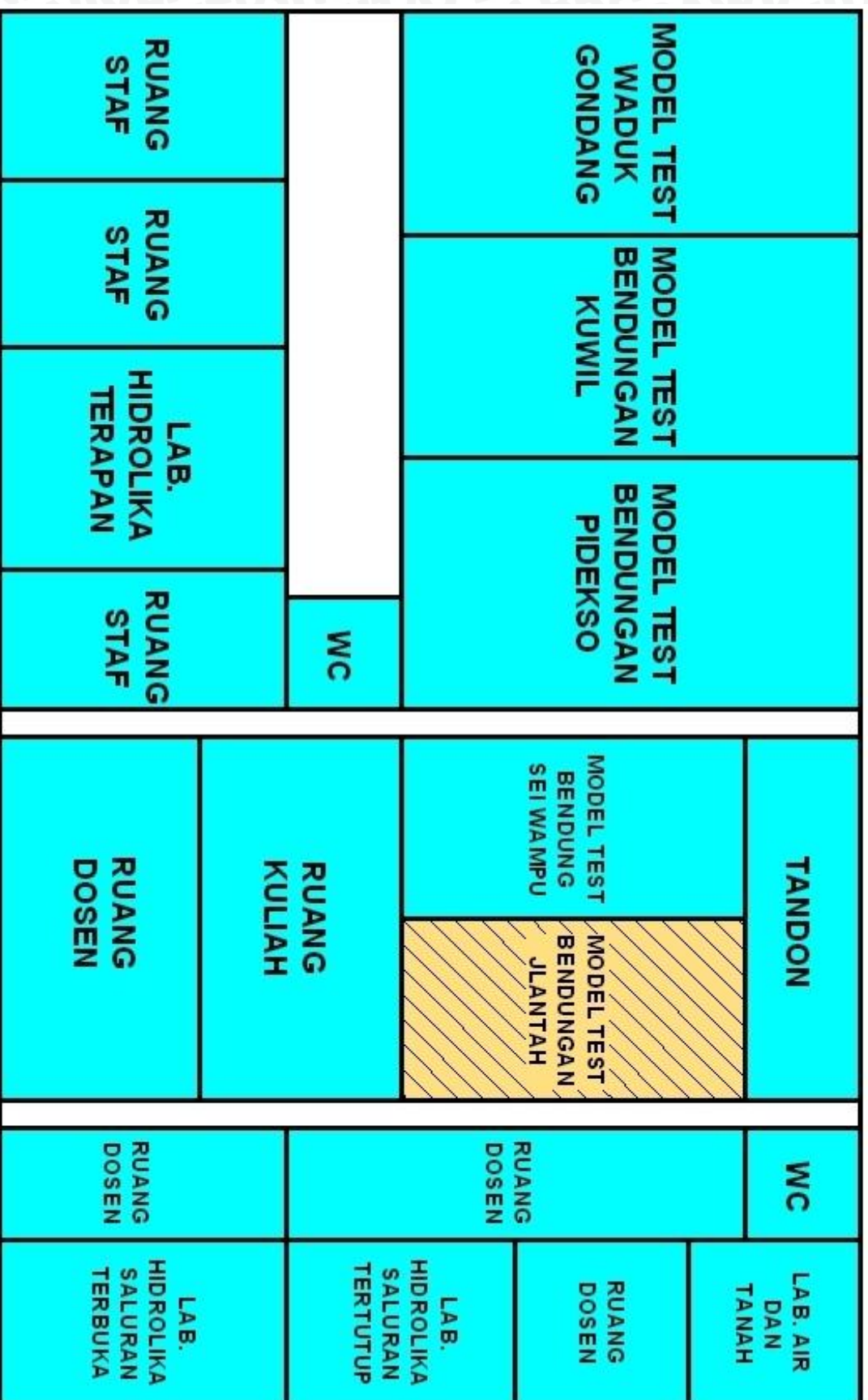
3.5 Rancangan Hasil Pengujian

Berdasarkan parameter dan rancangan penelitian, maka diharapkan dapat memberikan alternatif hasil efektif, yang dalam hal ini aman terhadap kestabilan konstruksi bangunan.

Adapun rancangan hasil penelitian disajikan dalam Tabel 3.4 berikut:

Tabel 3.4 Rancangan Hasil Pengujian

No	Bagian yang akan diuji	Data yang diperlukan	Rancangan hasil pengujian
1.	Pelimpah	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Hubungan koefisien debit terhadap perubahan debit yang lewat diatas pelimpah • Kavitasi • Kapasitas pelimpah
2.	Saluran transisi	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Rancangan penentuan posisi aliran kritis dibagian ujung hilir saluran transisi • Kondisi aliran
3.	Saluran peluncur	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kondisi aliran • Aliran getar • Kavitasi
4.	Peredam energi	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekan • Kecepatan • Tinggi muka air 	Efektifitas peredam energi
5.	Hilir peredam energi	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekan • Kecepatan • Tinggi muka air 	Gerusan lokal



Gambar 3.2 Denah lokasi model tes bendungan jlantah kabupaten karanganyar provinsi jawa tengah

BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1. Perhitungan Muka Air

Perhitungan tinggi muka air menggunakan alat ukur *point gauge* dengan ketelitian 0,1mm yang dipasang pada alat ukur debit dan pada titik-titik pengukuran yang ditinjau. Elevasi muka air dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$E = \text{EPG} + \left[(\text{IPG} - b) \left(\frac{\text{skala}}{100} \right) \right]$$

dengan skala model 1:50, maka:

$$E = \text{EPG} + \left[(\text{IPG} - b) \left(\frac{50}{100} \right) \right]$$

dengan:

- E = elevasi muka air prototipe
- EPG = elevasi yang dipakai sebagai indeks alat ukur (m)
- IPG = bacaan point gauge pada elevasi indeks
- b = bacaan point gauge pada titik yang ditinjau

- Contoh perhitungan:

Data pengukuran *original design* pada As pelimpah

- El. Dasar = +685 m
- $Q_{1000\text{th}}$ = 198,49 m³/dt
- EPG = 682 m
- IPG = 0 = 27 cm
- b = 16,85 cm

maka:

$$E = 682 + \left[(27 - 16,85) \left(\frac{50}{100} \right) \right]$$

$$= 687,08 \text{ m}$$

4.2. Perhitungan Kecepatan

Pengukuran distribusi kecepatan ini dengan menggunakan alat *pitot tube*. Untuk menghitung kecepatan di prototipe menggunakan persamaan:

$$V_m = C_p \sqrt{2gh}$$

$$V_p = V_m \cdot n_h^{\frac{1}{2}}$$

dengan:

V_m = kecepatan di model (m/dt)

C_p = koefisien *pitot tube*
= 0,98

h = beda tinggi air pada *pitot tube*

V_p = kecepatan di prototipe (m/dt)

n_h = skala model

- Contoh perhitungan:

Data pengukuran kecepatan pada saluran pengarah section V As (tegang)

$$Q_{1000th} = 198,49 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$h_{atas} = 0,6 \text{ cm}$$

$$h_{tengah} = 0,6 \text{ cm}$$

$$h_{bawah} = 0,6 \text{ cm}$$

maka:

$$h = h_{rerata} = 1/3(0,6+0,6+0,6) \\ = 0,6 \text{ cm}$$

$$V_m = 0,98 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,6} \\ = 33,62 \text{ cm/dt}$$

Maka, kecepatan aliran pada prototipe:

$$V_p = 33,62 \cdot (50)^{\frac{1}{2}} \\ = 237,76 \text{ cm/dt} = 2,38 \text{ m/dt}$$

Jadi kecepatan di prototipe sebesar 2,38 m/dt.

4.3. Perhitungan Tinggi Tekan

Pengukuran tinggi tekan dengan menggunakan piezometer, untuk menghitung tinggi tekan di prototipe menggunakan persamaan berikut:

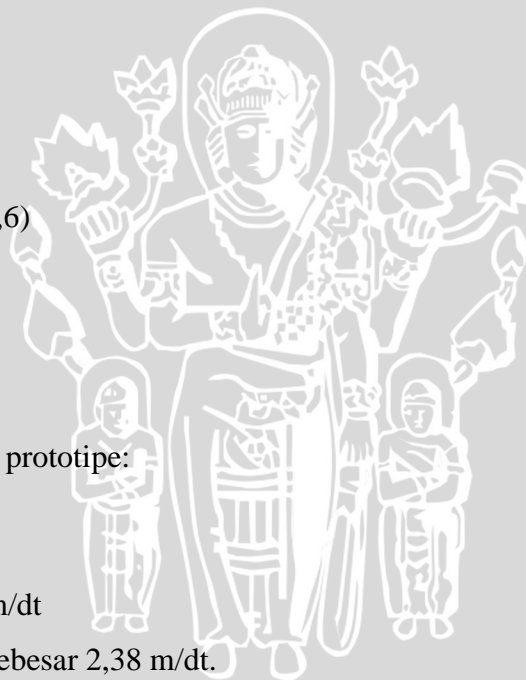
$$H_p = H_m \times n_h$$

dengan:

H_p = tinggi tekan di prototipe (m)

H_m = tinggi tekan di model (m)

n_h = skala model



- Contoh perhitungan:

Data pengukuran tinggi tekan pada piezometer pelimpah nomor 1

$$Q_{1000th} = 198,49 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_m = 1,9 \text{ cm}$$

maka:

$$H_p = 1,9 \times 50$$

$$= 95 \text{ cm} = 0,95 \text{ m}$$

Jadi tinggi tekan di prototipe adalah 0,95 m.

4.4. Kalibrasi dan Verifikasi Model

4.4.1. Kalibrasi

Kalibrasi dapat didefinisikan sebagai penyesuaian parameter yang ada di model dengan parameter yang ada di prototipe, sehingga dapat dipakai sebagai acuan untuk pengukuran selanjutnya.

Di dalam model ini yang perlu dilakukan kalibrasi adalah muka air, debit, dan kondisi aliran.

A. Muka Air

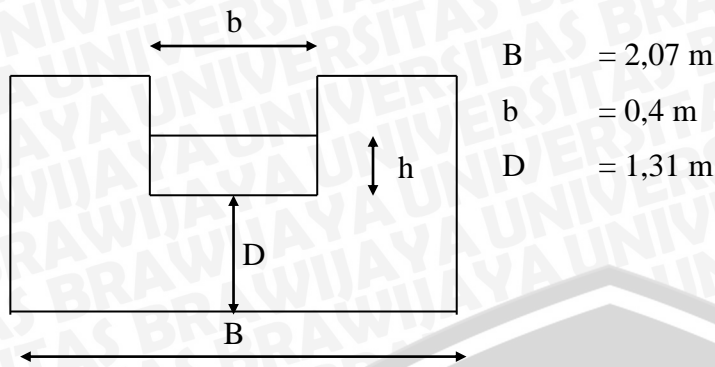
Kalibrasi dilakukan dengan cara memeriksa apakah debit yang melimpas pada pelimpah apakah sudah sesuai dengan debit prototipe, dengan cara mengukur elevasi muka air di hulu bendung.

Kekasaran yang membentuk dasar saluran selalu ditandai dengan ukuran dan bentuk butiran bahan yang membentuk dasar saluran sehingga menimbulkan pengaruh hambatan terhadap aliran pada akhirnya akan menaikkan elevasi muka air.

B. Debit Aliran

Untuk mengetahui apakah debit di model sudah sesuai dengan kondisi prototype, perlu dilakukan uji pendahuluan (*running test*). Elevasi muka air di hulu bendung dicapai hingga konstan kemudian akan diperoleh debit di alat ukur debit rechbox. Hasil debit tersebut akan dibandingkan dengan kondisi debit di prototipe.

Debit aliran yang masuk ke model diukur dengan ambang lebar rechbox dengan dimensi seperti Gambar 4.1 berikut:



Gambar 4.1 Dimensi alat ukur Rechbox.

Untuk mengetahui berapa besarnya debit aliran yang melalui alat ukur debit rechbox dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$Q = k.b.h^{3/2}$$

dengan:

$$Q = \text{debit (m}^3/\text{menit)}$$

$$K = \text{koefisien debit (m}^{1/2}/\text{menit)}$$

$$K = 107,1 + \frac{0,177}{h} + 14,2 \frac{h}{D} - 25,7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2,04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$b = \text{lebar mercu (m)}$$

$$h = \text{kedalaman air di atas mercu (m)}$$

$$B = \text{lebar saluran (m)}$$

$$D = \text{tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)}$$

Langkah pengukuran:

1. Tentukan index point gauge (IPG) dengan menyentuhkan ujung jarum point gauge pada crest alat ukur debit.
2. Gerakkan dan atur jarum point gauge sehingga angka nol tepat pada angka meteran taraf pada angka 44, sehingga $IPG = 0 = 44$.
3. Ukur tinggi pada alat ukur dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada muka air, meteran taraf dibaca dan dicatat.
4. Harga K masukkan dalam rumus alat ukur debit, maka dapat dihitung besarnya debit percobaan.
5. Besarnya debit percobaan selanjutnya akan dibandingkan dengan tinggi muka air di hulu pelimpah. Jika pada salah satu debit percobaan, tinggi muka air di hulu pelimpah

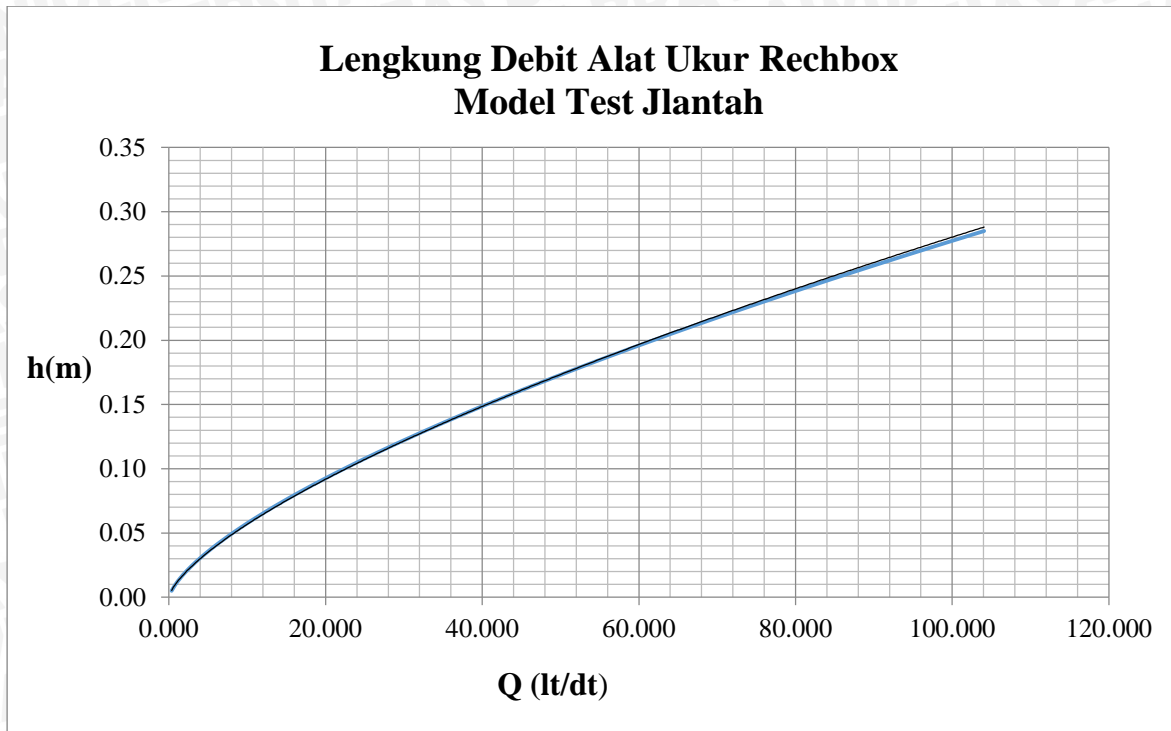
sudah sama atau mendekati nilai tinggi muka air hasil routing waduk, maka debit aliran yang lewat di alat ukur rechbox dianggap benar.

6. Tabel 4.1 merupakan sajian mengenai hubungan tinggi muka air (h) dan debit (Q) alat ukur rechbox yang digunakan pada percobaan.

Tabel 4.1 Liku Debit Alat Ukur Rechbox

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien pelimpah Rechbox K	Debit Rechbox		
	h (m)	h (cm)		Q (m ³ /menit)	Q (m ³ /dt)	Q (lt/det)
1	0,005	0,500	143,692	0,020	0,000	0,339
2	0,010	1,000	125,456	0,050	0,001	0,836
3	0,015	1,500	119,157	0,088	0,001	1,459
4	0,020	2,000	115,879	0,131	0,002	2,185
5	0,025	2,500	113,826	0,180	0,003	3,000
6	0,030	3,000	112,396	0,234	0,004	3,894
7	0,035	3,500	111,328	0,292	0,005	4,860
8	0,040	4,000	110,489	0,354	0,006	5,893
9	0,045	4,500	109,807	0,419	0,007	6,988
10	0,050	5,000	109,237	0,489	0,008	8,142
11	0,055	5,500	108,749	0,561	0,009	9,351
12	0,060	6,000	108,325	0,637	0,011	10,614
13	0,065	6,500	107,950	0,716	0,012	11,926
14	0,070	7,000	107,616	0,797	0,013	13,287
15	0,075	7,500	107,314	0,882	0,015	14,695
16	0,080	8,000	107,040	0,969	0,016	16,147
17	0,085	8,500	106,788	1,059	0,018	17,642
18	0,090	9,000	106,556	1,151	0,019	19,180
19	0,095	9,500	106,341	1,246	0,021	20,758
20	0,100	10,000	106,141	1,343	0,022	22,376
21	0,105	10,500	105,953	1,442	0,024	24,033
22	0,110	11,000	105,777	1,544	0,026	25,727
23	0,115	11,500	105,611	1,647	0,027	27,458
24	0,120	12,000	105,454	1,753	0,029	29,224
25	0,125	12,500	105,305	1,862	0,031	31,026
26	0,130	13,000	105,163	1,972	0,033	32,862
27	0,135	13,500	105,029	2,084	0,035	34,731
28	0,140	14,000	104,900	2,198	0,037	36,633
29	0,145	14,500	104,777	2,314	0,039	38,568
30	0,150	15,000	104,659	2,432	0,041	40,534
31	0,155	15,500	104,546	2,552	0,043	42,532
32	0,160	16,000	104,438	2,674	0,045	44,560
33	0,165	16,500	104,333	2,797	0,047	46,618
34	0,170	17,000	104,233	2,922	0,049	48,706
35	0,175	17,500	104,136	3,049	0,051	50,824
36	0,180	18,000	104,042	3,178	0,053	52,970
37	0,185	18,500	103,952	3,309	0,055	55,144
38	0,190	19,000	103,864	3,441	0,057	57,346
39	0,195	19,500	103,780	3,575	0,060	59,576
40	0,200	20,000	103,698	3,710	0,062	61,833

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.2 Lengkung debit alat ukur rechbox model test bendungan Jlantah.

Tabel 4.2 Bacaan Rechbox Pada Debit Rencana

Debit Rancangan	Prototipe (m ³ /dt)	Model (m ³ /dt)	Model (lt/dt)	Tinggi Muka Air di Rechbox (cm)	Bacaan Muka Air di Rechbox
Q2	45,04	0,0025	2,55	2,22	46,22
Q100	121,99	0,0069	6,90	4,46	48,46
Q1000	198,49	0,0112	11,23	6,24	50,24
QPMF	389,58	0,0221	22,05	9,90	53,90

Sumber: Hasil Perhitungan

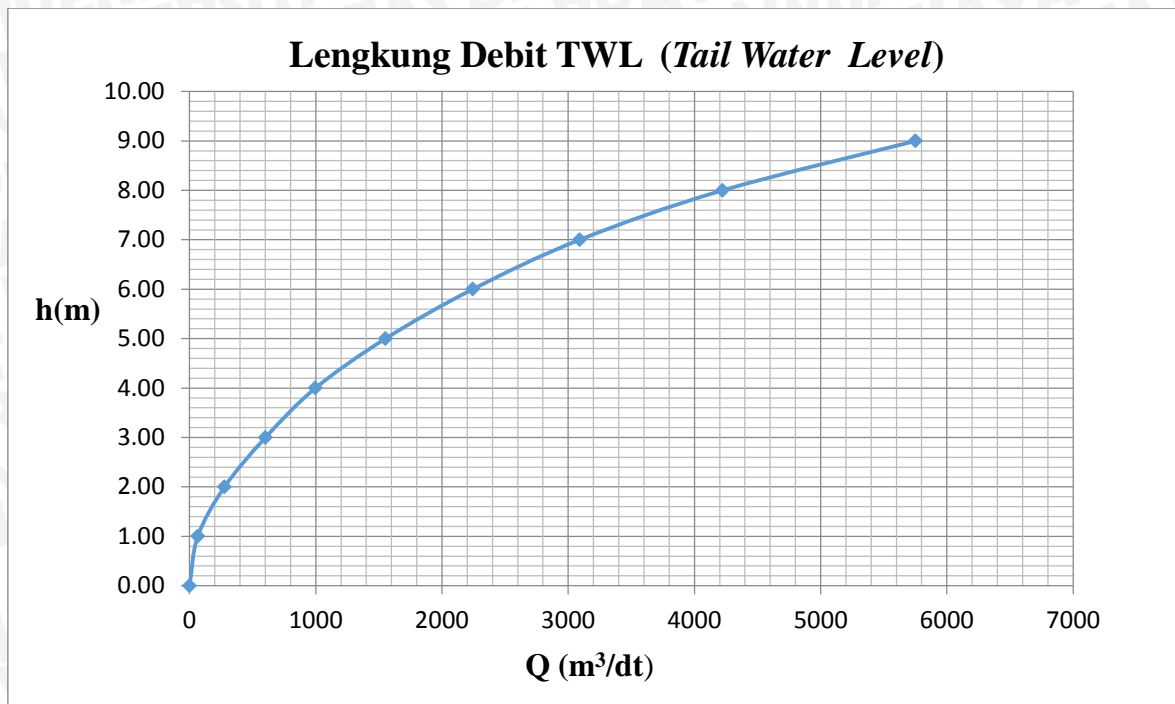
C. Kondisi Aliran

Pada kalibrasi kondisi aliran adalah pada TWL (*Tail Water Level*). Tabel 4.3 berikut adalah liku debit TWL.

Tabel 4.3 Liku Debit Tail Water Level

No	Elevasi	h (m)	B (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m ³ /dt)	T (m)	D (m)
0	611,000	0,000	6,045	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	6,045	0,000
1	612,000	1,000	6,045	11,000	16,190	0,679	5,951	65,461	15,940	0,690
2	613,000	2,000	6,045	28,030	19,260	1,455	9,889	277,179	18,140	1,545
3	614,000	3,000	6,045	47,270	22,230	2,126	12,733	601,878	20,340	2,324
4	615,000	4,000	6,045	70,360	28,130	2,501	14,188	998,287	25,835	2,723
5	616,000	5,000	6,045	98,610	33,730	2,924	15,743	1552,446	30,670	3,215
6	617,000	6,000	6,045	132,250	40,415	3,272	16,972	2244,538	36,610	3,612
7	618,000	7,000	6,045	172,660	48,715	3,544	17,900	3090,557	44,195	3,907
8	619,000	8,000	6,045	220,090	55,941	3,934	19,190	4223,485	50,680	4,343
9	620,000	9,000	6,045	272,370	59,955	4,543	21,121	5752,733	53,865	5,057

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.3 Lengkung debit TWL (*Tail Water Level*).

Contoh perhitungan parameter hidrolis (F) pada TWL sebagai berikut $n = 0,03$; $S = 0,05336$ dari Tabel 4.3 dan Gambar 4.3 dengan $Q_2 = 45,04 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $h = 0,688 \text{ m}$ dan $D = 0,475 \text{ m}$.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{45,04}{7,568} = 5,951 \text{ m/dt}$$

$$\text{Kondisi aliran } F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{5,951}{\sqrt{9,81 \cdot 0,475}} = 2,476 \text{ (aliran Super kritis)}$$

Tabel 4.4 TWL Sungai Pada Debit Rencana

No	Q (m³/dt)	h (m)	Elevasi	B (m)	A (m²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	T (m)	D (m)	Froude
Q2	45,040	0,688	611,688	6,045	7,568	11,139	0,679	5,951	12,853	0,589	2,476
Q100	121,990	1,267	612,267	6,045	16,300	17,010	0,958	7,484	16,527	0,986	2,406
Q1000	198,490	1,628	612,628	6,045	22,387	18,119	1,236	8,866	17,322	1,292	2,490
QPMF	389,580	2,346	613,346	6,045	35,104	20,288	1,730	11,098	18,902	1,857	2,600

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4.2. Verifikasi

Verifikasi adalah suatu tahapan uji atau tahap pelaksanaan pengujian kesesuaian parameter model dengan prototipe.

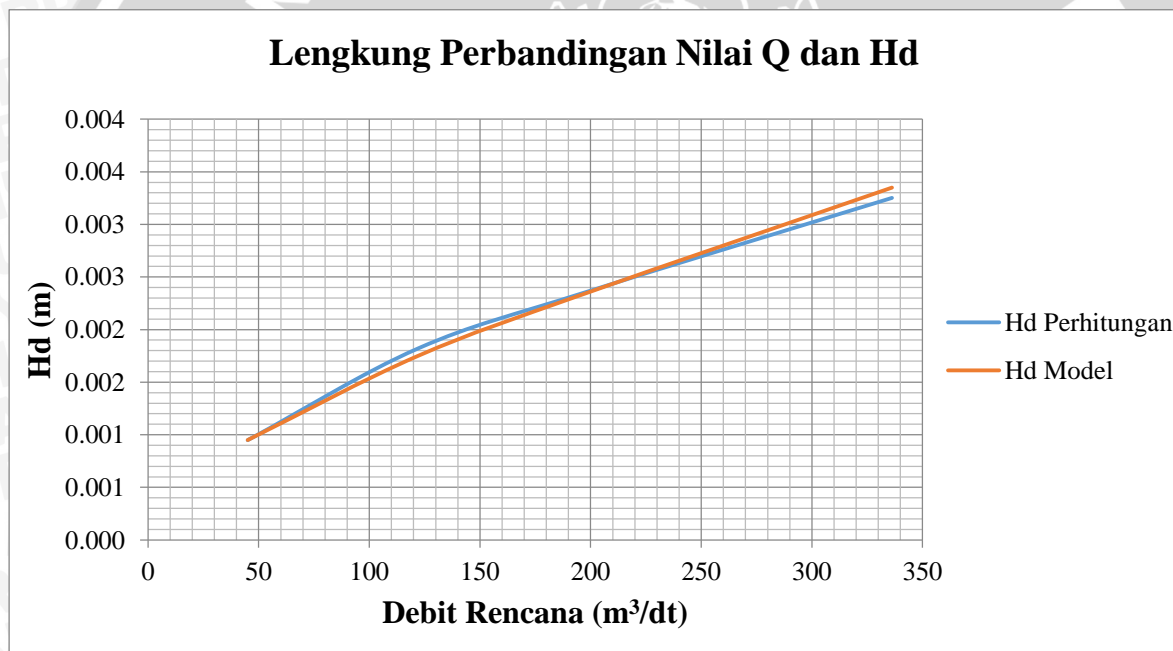
Untuk mengetahui apakah model dibuat sudah sesuai dengan kondisi prototipe, perlu dilakukan uji pendahuluan (*running test*). Tolak ukur kebenaran dan kesesuaian antara model dan prototype ini didasarkan pada perbandingan parameter hasil yang diperoleh

dari pengukuran model dengan desain dan pengamatan di lapangan (prototipe). Nilai kebenaran model didasarkan pada perbandingan tinggi muka air di atas pelimpah (H_d) dan perbandingan tinggi muka air di TWL sungai yang merupakan hasil pengujian model dengan penghitungan yang telah dilakukan. Adapun kebenaran model tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.5 dan Tabel 4.6 berikut.

Tabel 4.5 Tingkat Kesalahan Relatif H_d Hasil Pengujian

Kala Ulang	Debit (Q) Prototipe (m^3/dt)	Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (H_d)		KR (%)
		Perhitungan (m)	Model (m)	
Q_{2th}	45,04	0,949	0,95	0,11%
Q_{100th}	121,99	1,821	1,75	4,06%
Q_{1000th}	198,49	2,360	2,35	0,43%
Q_{PMF}	336,18	3,252	3,35	2,93%

Sumber: Hasil Pengukuran dan Perhitungan



Gambar 4.4 Lengkung perbandingan nilai Q dan H_d .

Tabel 4.6 Tingkat Kesalahan Relatif Tinggi Muka Air TWL Hasil Pengujian

Kala Ulang	Debit (Q) Prototipe (m^3/dt)	Tinggi Muka Air di TWL		KR (%)
		Perhitungan (m)	Model (m)	
Q_{2th}	45,04	0,688	0,83	17,11%
Q_{100th}	121,99	1,267	1,17	8,29%
Q_{1000th}	198,49	1,628	1,48	10,00%
Q_{PMF}	336,18	2,346	2,78	15,61%

Sumber: Hasil Pengukuran dan Perhitungan

4.5. Analisa Perambatan Kesalahan

Dalam menganalisis perambatan kesalahan pada suatu uji model ke hasil penelitian dapat dilakukan dengan menggunakan metode *Quadratic error propagation* berikut ini:

- a. Kesalahan Relatif pada Alat ukur Debit pada Alat ukur Rechbox

Kesalahan dari $K \pm 1,0 \%$

Kesalahan dari $b \pm 0,1 \%$

Kesalahan dari $h \pm \frac{100}{150} \%$

$$Q = k.b.h^{3/2}$$

$$\sigma_Q^2 = \sigma_k^2 \left[\frac{k.b.h^{3/2}}{k} \right]^2 + \sigma_b^2 \left[\frac{k.b.h^{3/2}}{b} \right]^2 + \sigma_h^2 \left[\frac{3}{2} \frac{k.b.h^{3/2}}{h} \right]^2$$

$$\sigma_Q^2 = \sigma_k^2 \left[\frac{Q}{k} \right]^2 + \sigma_b^2 \left[\frac{Q}{b} \right]^2 + \sigma_h^2 \left[\frac{3}{2} \frac{Q}{h} \right]^2$$

$$\sigma_Q^2 = \left[\frac{Q\sigma_k}{k} \right]^2 + \left[\frac{Q\sigma_b}{b} \right]^2 + \frac{9}{4} \left[\frac{Q\sigma_h}{h} \right]^2$$

Dibagi dengan Q^2 maka:

$$\left[\frac{\sigma_Q}{Q} \right]^2 = \left[\frac{\sigma_k}{k} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_b}{b} \right]^2 + \frac{9}{4} \left[\frac{\sigma_h}{h} \right]^2$$

$$r_Q = \frac{\sigma_Q}{Q}$$

$$r_k = \frac{\sigma_k}{k}$$

$$r_b = \frac{\sigma_b}{b}$$

$$r_h = \frac{\sigma_h}{h}$$

$$(r_Q)^2 = (r_k)^2 + (r_b)^2 + \frac{9}{4}(r_h)^2$$

$$r_Q = \sqrt{(r_k)^2 + (r_b)^2 + \frac{9}{4}(r_h)^2}$$

$$r_Q = \sqrt{(1)^2 + (0,1)^2 + \frac{9}{4}\left(\frac{2}{3}\right)^2}$$

$$r_Q = \sqrt{1,0 + 0,01 + 1,0} = \sqrt{2,01} = \pm 1,4\%$$

Kesalahan debit sebesar 1,4% berlaku apabila nilai h_{rechbox} sesuai dengan ketentuan yang ada yaitu antara $0,03\sqrt{b_{\text{rechbox}}} - 0,45\sqrt{b_{\text{rechbox}}}$. Pada uji model pelimpah Bendungan Jlantah menggunakan alat ukur rechbox dengan $b = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$. Sehingga batas

tinggi muka air di rechbox agar kesalahan yang terjadi sebesar 1,4 % adalah 1,897 – 28,46 cm. Karena semua debit mencukupi batas ketentuan tersebut, maka kesalahan relatif pada debit adalah 1,4%.

b. Kesalahan relatif pada Pelimpah

1. Kesalahan relatif pada penentuan H

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

$$5\% = 1 - \left\{ \frac{H - 0,457}{H} \right\}^{3/2}$$

$$H = 13,326 \text{ mm}$$

Skala model $L_r = \frac{13,326}{970} = \frac{1}{72,78}$, maka diambil skala model sebesar 1:50. Dengan

menggunakan skala 1:50 maka kesalahan relatif pada pelimpah sebesar 3,5%.

2. Kesalahan relatif pada penentuan C

$$Q = CLH^{3/2}$$

$$C = Q \times L^{-1} \times H^{-3/2}$$

L dianggap tidak terdapat kesalahan sehingga $r_L = 0$, maka:

$$r_C^2 = r_Q^2 + \frac{9}{4}(r_H)^2$$

Jadi kesalahan relatif dalam penentuan C pada pelimpah adalah sebagai berikut:

$$r_C = \sqrt{1,4^2 + \frac{9}{4} \cdot 3,5^2} = \sqrt{29,52} = 5,43\%$$

3. Kesalahan menentukan bilangan Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gH}}$$

$$Fr = v \cdot g^{-1/2} \cdot H^{-1/2}$$

Kesalahan kecepatan (r_v) diasumsi 7% dikarenakan tabung pitot belum dikalibrasi dan nilai g dianggap tidak terjadi kesalahan sehingga $r_g = 0$, maka:

$$r_F^2 = r_v^2 + \frac{1}{4}(r_H)^2$$

$$r_F = \sqrt{7^2 + \frac{1}{4} \cdot 3,5^2} = \sqrt{52,06} = 7,22\%$$

4.6. Pengujian Seri Model

Untuk memperoleh desain yang memenuhi kondisi hidrolis, dilakukan pengujian terhadap *original design* sebagai model seri 0 yaitu yang dibuat sesuai desain dari konsultan perencana. Dimana hasil pengujian sebagai berikut:

1. Model Seri 0

Model seri 0 dimaksudkan untuk mengetahui fenomena hidrolika pada bangunan dengan berbagai kondisi debit operasi. Berikut penjelasan untuk hasil beberapa aspek hidrolika yang terkait dengan pengujian model fisik ini.

a. Bendungan

Model pelimpah *overflow* bendungan Jlantah mampu mengalirkan air pada semua debit rancangan yang diujikan tanpa menimbulkan *overtopping*. Dari hasil model test didapatkan bahwa elevasi muka air maksimum saat kondisi $Q_{PMF} = 336,18 \text{ m}^3/\text{det}$ adalah +688,25 m sehingga muka air waduk masih berada 1,75 m di bawah elevasi puncak bendungan. Dinding *approach channel* yang cukup panjang membuat aliran yang menuju pelimpah menjadi tenang pada setiap debit yang diujikan.

b. Pelimpah

Model pelimpah mampu melewati semua debit rancangan yang diujikan tanpa terjadinya aliran balik (*backwater*). Pada saat Q_{PMF} masih terdapat tinggi jagaan sebesar 1,75 m. Kontrol Kavitasi pada Piezometer yang terpasang pada pelimpah, tidak menunjukkan adanya nilai negatif pada pengaliran debit banjir rancangan $Q_{2th} - Q_{PMF}$. Dengan demikian bahaya kavitasi pada tubuh pelimpah tidak terjadi. Perilaku Aliran sangat kondusif, dengan aliran yang merata di bagian sisi kiri, tengah dan sisi kanan pelimpah.

c. Saluran transisi

Kapasitas Saluran Transisi dengan panjang 31,65 m dan kemiringan $-0,06017$ (negatif) mampu mengalirkan dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model. Kontrol Kavitasi Pada Piezometer yang terpasang pada dasar saluran transisi, tidak menunjukkan adanya nilai negatif pada semua pengaliran debit banjir rancangan. Sehingga, dapat disimpulkan bahwa saluran transisi aman terhadap bahaya kavitasi. Perilaku Aliran saluran transisi efektif dalam mengendalikan aliran pada kondisi subkritis sehingga tidak timbul aliran silang untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model.

d. Saluran peluncur

Saluran peluncur mampu menampung air pada setiap Debit rancangan yang diujikan dan tidak terjadi aliran silang (*cross flow*). Pada awal lengkung saluran peluncur (El + 681,10) terjadi aliran kritis ($F_r = 1$) dikarenakan pengaruh dari perubahan saluran transisi dengan aliran subkritis menuju saluran peluncur yang curam (slope 1 : 2,41) dengan aliran super kritis. Kontrol Kavitasi pada Piezometer yang terpasang pada dasar saluran peluncur, untuk debit rancangan Q_{1000th} terdapat nilai negatif terbesar -0,15 m di section 24 (El. +624,88 m) dan -0,25 m di section 27 (El. +614,78 m). Sehingga, dapat disimpulkan bahwa saluran peluncur masih aman terhadap bahaya kavitasi, karena toleransi tekanan subatmosfir maksimum untuk konstruksi beton -3,00 m s/d -4,00 m. Kondisi ini sangat dipengaruhi oleh penempatan 2 (dua) aerator di saluran peluncur. Perilaku Aliran pada saluran peluncur dengan kemiringan 1 : 2,41 kondisi aliran terdistribusi secara merata mulai bagian hulu sampai bagian hilir saluran peluncur, dikarenakan di bagian pengeluaran saluran transisi tidak terdapat aliran silang (*cross flow*).

e. Peredam energi

Secara keseluruhan tinggi dinding peredam energi USBR Tipe II masih mampu menampung setiap debit rancangan yang lewat, namun pada debit rancangan Q_{1000th} aliran di ruang olak mulai tidak terkontrol dan untuk debit Q_{PMF} aliran air meloncat tidak terkendali. Perilaku Aliran pada debit pengujian $Q_{2th} - Q_{100th}$, loncatan hidrolis terjadi di dalam ruang olak, untuk Q_{1000th} loncatan terdorong ke bagian belakang dikarenakan di bagian akhir peredam ukuran penampang diperlebar (dari 15 m menjadi 25 m) demikian pula Q_{PMF} loncatan berada di luar ruang olak (bagian ujung peredam energi). Dengan acuan desain peredam energi Q_{100th} , apabila debit Q_{1000th} sebagai pengontrol, maka fenomena loncatan hidrolis tersebut masih perlu disempurnakan.

f. Saluran pengarah hilir dan sungai bagian hilir

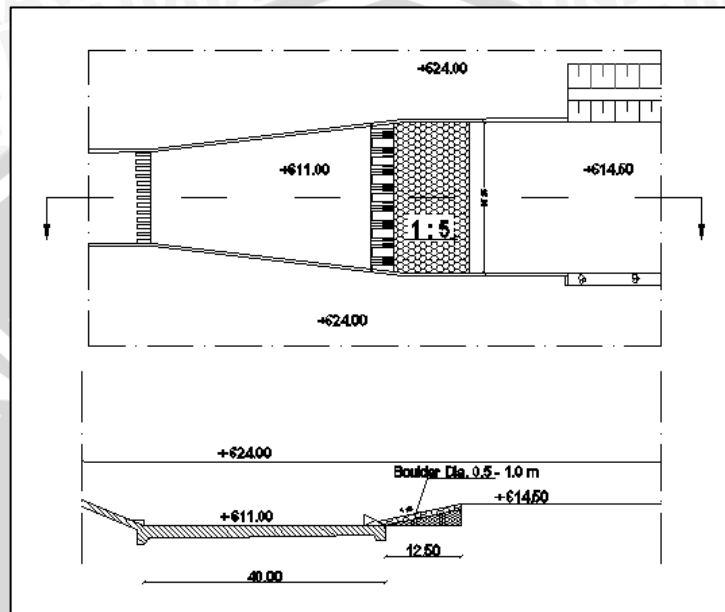
Bentuk penampang saluran pengarah hilir pada bagian hulu segi empat sepanjang 30,00 m ($B = 25,00$ m) dan pada bagian hilir berbentuk trapesium sepanjang 74,12 m ($B = 25$ m), cukup efektif dalam mengalirkan debit yang dioperasikan.

2. Model Alternatif Design

Berdasarkan hasil uji model seri 0 yang kurang memuaskan dengan kelemahan-kelemahan tersebut, maka diperlukan model *alternatif design*. Adapun *alternatif design* sebagai berikut:

A. Seri 1

Alternatif pertama penyempurnaan kondisi aliran pada uji model fisik Bendungan Jlantah kabupaten Karanganyar adalah memperbaiki kondisi aliran di kolam olak (*stilling basin*). Perubahan yang dilakukan adalah menurunkan elevasi dasar saluran *stilling basin* dari El. +611.00 m menjadi +610.00 m dan penampang sebelah kiri saluran pengarah hilir direncanakan dinding tegak.

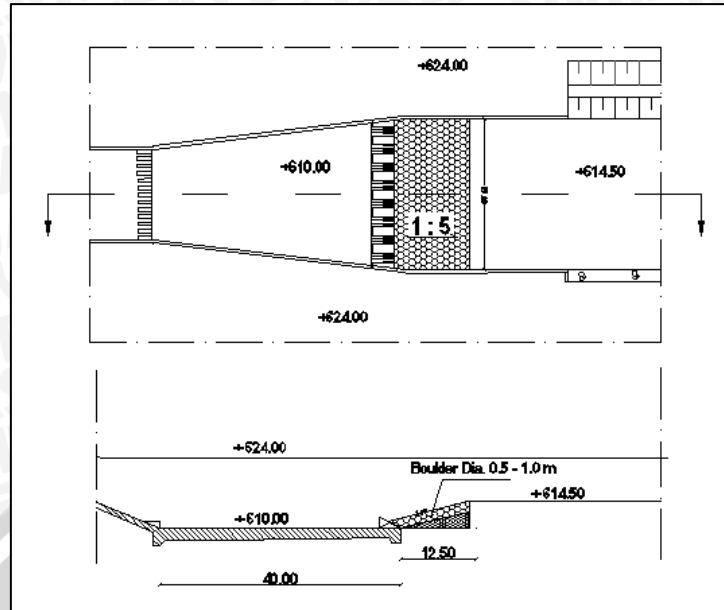


Gambar 4.5 Perubahan seri 1.

Hasil pengujian model seri 1 dengan debit pengaliran Q_{2th} s/d Q_{PMF} adalah penurunan elevasi pada *stilling basin* membuat aliran yang menuju sungai relatif tenang pada setiap debit yang diujikan, tidak terjadi loncatan saat Q_{PMF} . Pada pengujian debit Q_{100th} dan Q_{1000th} olakan masih di dalam ruang peredam energi. Riprap pelindung di hilir peredam energi (*energy dissipator*) mulai bergerak pada debit Q_{1000th} .

B. Seri 2

Mengembalikan elevasi dasar peredam energi menjadi +611.00 m (sesuai desain awal) dengan dinding saluran pengarah hilir bagian kiri direncanakan tegak.

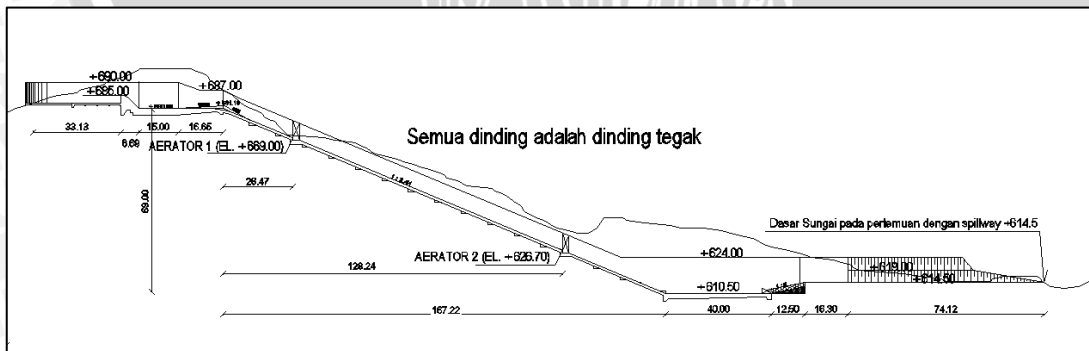


Gambar 4.6 Perubahan seri 2.

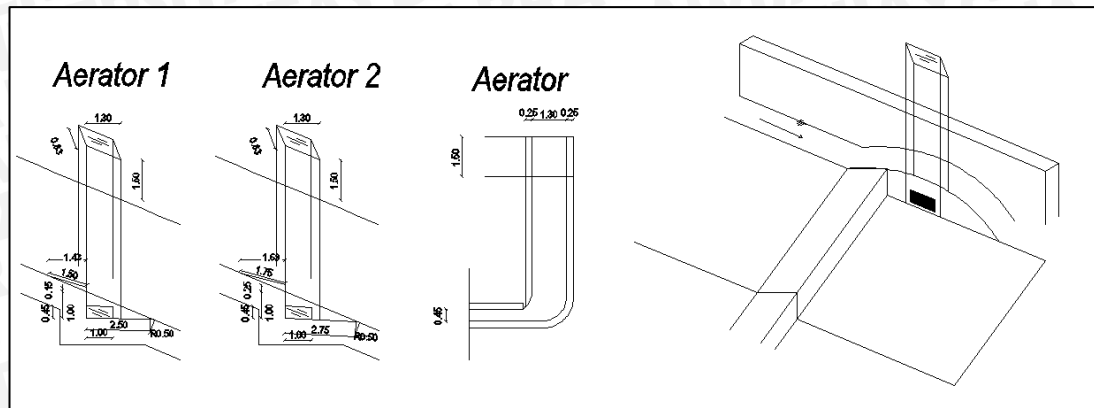
Hasil pengujian model seri 2 dengan debit pengaliran Q_{2th} s/d Q_{1000} adalah dengan elevasi dasar peredam energi dikembalikan menjadi +611.00 m dan dibuat dinding tegak pada saluran pengarah hilir bagian kiri, aliran air pada stilling basin menjadi cukup tenang, akan tetapi pada saat Q_{1000th} loncatan alir pada stilling basin terdorong hampir berada ditengah ruang olak. Oleh sebab itu masih diperlukan alternatif penurunan elevasi dasar peredam energi yang optimal.

C. Seri 3

Mengubah bentuk dua aerator menjadi lebih sederhana pada saluran peluncur (*chuteway*) dengan dimensi panjang 2,41 m dan tinggi 1 m pada jarak 26,50 m (aerator-1) dan pada jarak 128,20 m (aerator-2) dari awal saluran peluncur.



Gambar 4.7 Posisi aerator.

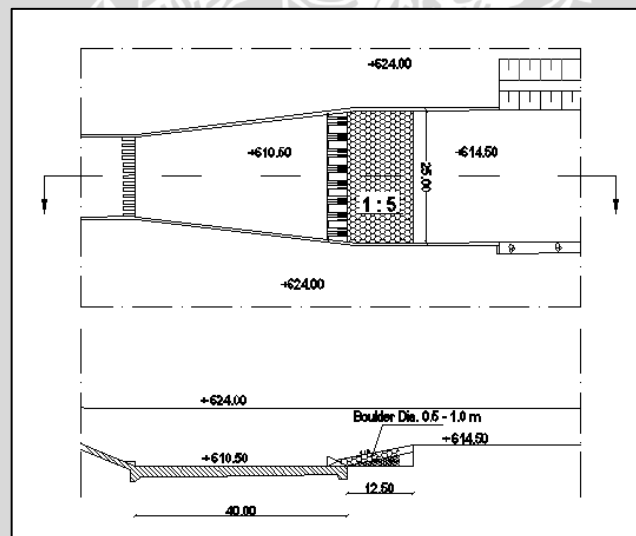


Gambar 4.8 Detail aerator.

Hasil pengujian dengan debit pengaliran pada model seri 3 adalah dengan guratan aliran yang merata untuk semua aliran debit pengujian. Tekanan negatif/sub atmosfer pada section 24 dan section 27 dapat dihindari setelah ada perubahan dimensi aerator.

D. Seri 4 (*Final Design*)

Menurunkan Elevasi peredam energi (*Stilling Basin*) menjadi +610.50 m mendapatkan efek peredaman yang optimal.



Gambar 4.9 Perubahan seri 4.

Hasil pengujian dengan debit pengaliran/pengujian pada model seri 4 adalah penurunan elevasi pada dasar peredam energi menjadi El. +610,50 m sangat efektif, pada saat debit Q_{PMF} tidak terjadi lompatan air ke atas di hilir peredam energi. Pada debit pengujian Q_{100th} dan Q_{1000th} loncatan hidrolis berada di ruang olak dengan aman dan elevasi tertinggi muka air (*sequent depth*) Q_{1000th} pada El. +618.00 m.

Riprap pelindung dasar di hilir peredam energi (*stilling basin*) pada debit pengujian Q_{1000th} masih cukup stabil.

4.7. Analisa Hidrolika Pada Pelimpah

4.7.1. Debit Pada Pelimpah

Debit aliran melalui pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = C.L.H^{3/2}$$

Perencanaan pelimpah pada Bendungan Jlantah menggunakan debit rencana Q_{1000} . Untuk keperluan pengujian model fisik hidrolika tentang waduk diperlukan data hasil perhitungan penelusuran debit banjir yang berupa *outflow*. Debit yang digunakan sebagai berikut:

- Q_2 : 45,04 m³/dt
- Q_{100} : 121,99 m³/dt
- Q_{1000} : 198,49 m³/dt
- Q_{PMF} : 336,18 m³/dt

4.7.2. Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah

a. Metode USBR

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$Q_{1000} = 198,49 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +685,00$$

Langkah 1

Menghitung nilai H_o dengan menggunakan cara *trial and error*.

Trial 1

$$\text{Coba } H_o = 2,500 \text{ m}$$

$$P/H_o = 1,200 \text{ m}$$

Dari grafik pada gambar 2.1 didapatkan $C_o = 3,900 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec} = 2,153 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

$$\begin{aligned} Q_{\text{hitung}} &= C.B.H_o^{1,5} \\ &= 2,153 \cdot 25 \cdot 2,5^{1,5} \\ &= 212,761 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Dikarenakan $Q_{\text{hitung}} \neq Q_{\text{rencana}}$ maka perlu dilakukan *trial and error* lagi.

Trial 2

$$\text{Coba } H_0 = 2,382 \text{ m}$$

$$P/H_0 = 1,259 \text{ m}$$

Dari grafik pada Gambar 2.1 didapatkan $C_0 = 3,911 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec} = 2,159 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

$$\begin{aligned} Q_{\text{hitung}} &= C.B.H_0^{1,5} \\ &= 2,159 \cdot 25 \cdot 2,382^{1,5} \\ &= 198,49 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Dikarenakan $Q_{\text{hitung}} = Q_{\text{rencana}}$ maka nilai $H_0 = 2,382 \text{ m}$ dan $C_0 = 2,159 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$.

Langkah 2

Menghitung nilai H_d dan C_d dengan menggunakan cara *trial and error*. Berikut contoh perhitungan menggunakan debit Q_2 .

$$Q_2 = 45,040 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 25 \text{ m}$$

$$q = Q/B = 1,802 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}^2$$

Trial 1

$$\text{Coba } C_d = 2,1$$

$$q = C_d \cdot H_d^{3/2}$$

$$H_d = \left(\frac{q}{C_d} \right)^{2/3} = \left(\frac{1,802}{2,1} \right)^{2/3} = 0,933 \text{ m}$$

$$H_d/H_0 = 0,398$$

Dari grafik pada Gambar 2.2 didapatkan nilai $C_d/C_0 = 0,903$, sehingga bisa didapatkan nilai $C_d = 1,928$. Dikarenakan nilai $C_{d_{\text{coba-coba}}} \neq C_{d_{\text{grafik}}}$ maka perlu dilakukan *trial and error* lagi.

Trial 2

$$\text{Coba } C_d = 1,950$$

$$H_d = \left(\frac{1,802}{1,950} \right)^{2/3} = 0,949 \text{ m}$$

$$H_d/H_0 = 0,398$$

Dari grafik pada Gambar 2.2 didapatkan nilai $C_d/C_0 = 0,903$, sehingga bisa didapatkan nilai $C_d = 1,950$. Dikarenakan nilai $C_{d_{\text{coba-coba}}} = C_{d_{\text{grafik}}}$ maka nilai $C_d = 1,950 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$ dan $H_d = 0,945 \text{ m}$. Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan C_d dan H_d untuk tiap debit rancangan.

Tabel 4.7 Rekapitulasi nilai Cd dan Hd Untuk Tiap Debit Rancangan Metode USBR

Debit Rencana	Q (m ³ /dt)	Cd (m ^{1/2} /dt)	Hd (m)	Elevasi Muka Air (m)
Q ₂	45,04	1,950	0,949	685,949
Q ₁₀₀	121,99	2,060	1,821	686,821
Q ₁₀₀₀	198,490	2,189	2,360	687,360
Q _{PMF}	336,180	2,293	3,252	688,252

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Metode Iwasaki

Koefisien limpahan (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$Q_{1000} = 198,49 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B = 25 \text{ m} \quad K_a = 0,12$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = + 685,00$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2 \cdot (n \cdot K_p + K_a) \cdot H_d \\ &= 25 - 2 \cdot (0 + (0,12)) \cdot H_d \\ &= 25 - 0,240 H_d \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan $C_{d\text{asumsi}} = 2$ maka perhitungannya menjadi,

$$\begin{aligned} Q_{1000} &= C_d \cdot B' \cdot H_d^{3/2} \\ 198,49 &= 2 \cdot (25 - 0,240 H_d) \cdot H_d^{3/2} \end{aligned}$$

Dengan cara *trial and error* maka didapatkan nilai $H_d = 2,549 \text{ m}$.

Untuk selanjutnya nilai $C_d = 2$ dicek menggunakan persamaan Iwasaki yaitu:

$$C_d = 2,2 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99}$$

$$C_d = 2,2 - 0,0416 \left(\frac{2,549}{3} \right)^{0,99}$$

$$C_d = 2,164$$

Dikarenakan nilai $C_{d\text{asumsi}} \neq C_{d\text{hitung}}$ maka dilakukan *trial and error* lagi sampai menghasilkan nilai $C_{d\text{asumsi}} \neq C_{d\text{hitung}}$. Setelah dilakukan *trial and error* maka dihasilkan nilai $C_d = 2,166$ dan $H_d = 2,415 \text{ m}$.

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

$$C_d = 1,60 \times \frac{1 + 2a(h/H_d)}{1 + a(h/H_d)}$$

$$2,166 = 1,60 \times \frac{1 + 2a(h/H_d)}{1 + a(h/H_d)}, \text{ karena } h = H_d \text{ maka:}$$

$$2,166 = 1,60 \times \frac{1+2a}{1+a}, a = 0,548$$

Untuk nilai a = 0,548 maka persamaan koefisien debit menjadi:

$$Cd = 1,60 \times \frac{1+2 \times 0,548 \times (h/2,415)}{1+0,548 \times (h/2,415)}$$

Untuk perhitungan koefisien limpahan untuk debit selain debit Q₁₀₀₀ sebagai berikut:

$$\text{Misal untuk } Q_2 = 45,040 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Diasumsi } Hd = 0,975 \text{ m}$$

$$B' = 24,766 \text{ m}$$

$$Cd = 1,60 \times \frac{1+2 \times 0,548 \times (h/2,415)}{1+0,548 \times (h/2,415)}$$

$$= 1,890 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$$

$$Q = Cd \cdot B' \cdot Hd^{3/2}$$

$$= 1,890 \cdot 24,766 \cdot 0,975^{3/2}$$

$$= 45,040 \text{ m}^3/\text{dt} \dots \dots \dots \text{Ok!!!!}$$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan pada Tabel 4.8 berikut ini.



Tabel 4.8 Perhitungan Koefisien Pelimpah dengan Metode IWASAKI

Debit Rencana	Q (m ³ /dt)	B (m)	Hd (m)	B' (m)	C (m ^{1/2} /dt)	Q (m ³ /dt)
Q _{2th}	45,040	25,000	0,975	24,766	1,890	45,040
Q _{100th}	121,990	25,000	1,796	24,569	2,063	121,990
Q _{1000th}	198,490	25,000	2,415	24,420	2,166	198,490
Q _{PMF}	336,180	25,000	3,328	24,201	2,288	336,180

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.9 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Debit Menurut USBR, IWASAKI, dan Hasil Uji Model Fisik

Debit Rencana	Q (m ³ /dt)	Koefisien Debit (Cd)			Muka Air Diatas Pelimpah (Hd)		
		USBR (m ^{1/2} /dt)	IWASAKI (m ^{1/2} /dt)	Model (m ^{1/2} /dt)	USBR (m)	IWASAKI (m)	Model (m)
Q ₂	45,04	1,950	1,890	1,946	0,949	0,975	0,950
Q ₁₀₀	121,99	2,060	2,063	2,108	1,821	1,796	1,750
Q ₁₀₀₀	198,490	2,189	2,166	2,204	2,360	2,415	2,350
Q _{PMF}	336,180	2,293	2,288	2,193	3,252	3,328	3,350

Sumber: Hasil Perhitungan

4.7.3. Perhitungan Profil Muka Air Pada Pelimpah

Waduk Jlantah menggunakan pelimpah *overflow*. Dengan menggunakan Persamaan (2-8) sampai (2-10) dapat dihitung profil muka air diatas pelimpah. Berikut contoh perhitungan diambil untuk Q₂:

- Q₂ = 45,04 m³/dt
- Z = 5 m
- Dengan mensubstitusi persamaan $V_z = \sqrt{(2g(Z + H_d - h_z))}$ dengan $V_z = \frac{Q}{L \cdot h_z}$ maka

didapatkan persamaan sebagai berikut:

$$\sqrt{(2g(Z + H_d - h_z))} - \frac{Q}{L \cdot h_z} = 0$$

$$\sqrt{(2 \cdot 9,81(5 + 0,97 - h_z))} - \frac{45,04}{25 \cdot h_z} = 0$$

Selanjutnya dengan coba-coba (*trial & error*) akan didapatkan nilai h_z = 0,169 m.

- Selanjutnya didapatkan nilai $V_z = \frac{45,04}{25 \cdot 0,169} = 10,669 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Bilangan froude, $F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot h_z}} = \frac{10,669}{\sqrt{9,81 \cdot 0,169}} = 8,289$
- Elevasi lereng pelimpah = + 680,00 m

- Elevasi muka air = $680,00 + 0,169 = + 680,169$ m

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.10 – 4.13.

Tabel 4.10 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_2

Z (m)	hz _{coba-coba} (m)	Vz (m/dt)	Q/(B*hz) (m/dt)	Fz	Elv.lereng bendung (m)	Elv. Muka Air (m)
0,000	0,692	2,247	2,605	1,000	685,000	685,692
1,000	0,319	5,656	5,656	3,200	684,000	684,319
2,000	0,247	7,280	7,280	4,673	683,000	683,247
3,000	0,210	8,565	8,564	5,962	682,000	682,210
4,000	0,186	9,667	9,666	7,149	681,000	681,186
5,000	0,169	10,649	10,649	8,266	680,000	680,169

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.11 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{100}

Z (m)	hz _{coba-coba} (m)	Vz (m/dt)	Q/(B*hz) (m/dt)	Fz	Elv.lereng bendung (m)	Elv. Muka Air (m)
0,000	1,344	3,060	3,631	1,000	685,000	686,344
1,000	0,769	6,345	6,345	2,310	684,000	684,769
2,000	0,615	7,931	7,931	3,228	683,000	683,615
3,000	0,532	9,173	9,173	4,016	682,000	682,532
4,000	0,477	10,240	10,240	4,736	681,000	681,477
5,000	0,436	11,193	11,193	5,412	680,000	680,436

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.12 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{1000}

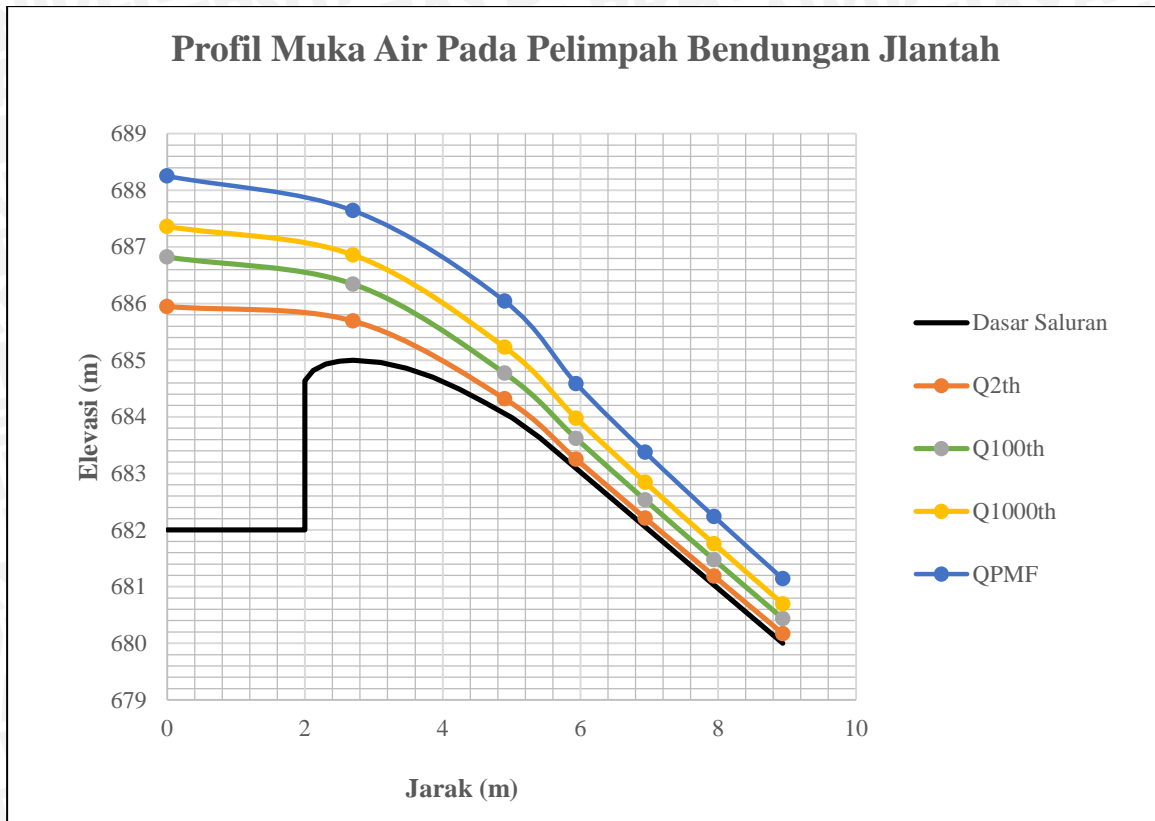
Z (m)	hz _{coba-coba} (m)	Vz (m/dt)	Q/(B*hz) (m/dt)	Fz	Elv.lereng bendung (m)	Elv. Muka Air (m)
0,000	1,859	3,135	4,271	1,000	685,000	686,859
1,000	1,227	6,469	6,469	1,864	684,000	685,227
2,000	0,974	8,151	8,152	2,637	683,000	683,974
3,000	0,843	9,414	9,414	3,273	682,000	682,843
4,000	0,757	10,485	10,484	3,847	681,000	681,757
5,000	0,694	11,436	11,436	4,382	680,000	680,694

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.13 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{PMF}

Z (m)	hz _{coba-coba} (m)	Vz (m/dt)	Q/(B*hz) (m/dt)	Fz	Elv.lereng bendung (m)	Elv. Muka Air (m)
0,000	2,642	3,461	5,091	1,000	685,000	687,642
1,000	2,042	6,584	6,584	1,471	684,000	686,042
2,000	1,585	8,482	8,482	2,151	683,000	684,585
3,000	1,375	9,782	9,782	2,664	682,000	683,375
4,000	1,238	10,863	10,864	3,117	681,000	682,238
5,000	1,138	11,814	11,814	3,536	680,000	681,138

Sumber: Hasil Perhitungan

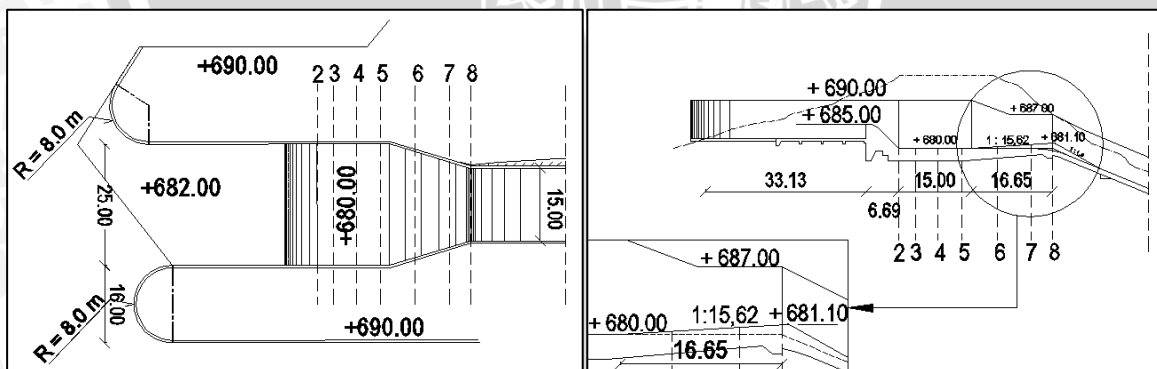


Gambar 4.10 Profil muka air pada pelimpah bendungan Jlantah.

4.8. Analisa Hidrolika Pada Saluran Transisi

4.8.1. Bentuk Saluran Transisi

Bentuk saluran transisi pada Bendungan Jlantah desain mengalami penyempitan dari lebar 25 m menjadi lebar 15 m dan kenaikan elevasi dari 680 m menjadi 681,10 m dengan jarak 16,65. Panjang saluran transisi 31,65 m.



Gambar 4.11 Denah dan potongan memanjang saluran transisi.

4.8.2. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{2th} :

- Contoh perhitungan pada *section 7* dan *8*:

Saluran transisi *section 8*;

$$Q = 45,04 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_8 = 15 \text{ m}$$

$$h_8 = h_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{B}\right)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(45,04/15)^2}{9,81}} = 0,972 \text{ m}$$

$$F_8 = 1,000$$

$$\alpha = 1,000$$

$$\text{Slope} = 0,064 \text{ (kemiringan negatif)}$$

$$\text{Elevasi section} = 681,10 \text{ m}$$

$$\text{Datum} = 675,00 \text{ m}$$

Sehingga:

$$z_1 = \text{Elevasi section} - \text{datum} = 6,1 \text{ m}$$

$$A_8 = B_8 \cdot h_8 = 14,586 \text{ m}^2$$

$$P_8 = 2h_8 + B_8 = 16,945 \text{ m}$$

$$R_8 = \frac{A_8}{P_8} = 0,861 \text{ m}$$

$$V_8 = V_c = Q / A_8 = 3,089 \text{ m/dt}$$

$$h v_8 = \frac{\alpha \cdot v_8^2}{2g} = \frac{1,000 \cdot 3,089^2}{2 \cdot 9,81} = 0,486 \text{ m}$$

Saluran transisi section 7;

$$Q_2 = 45,05 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_7 = 17,600 \text{ m}$$

Sehingga:

$$A_7 = B_7 \cdot h_7 = 17,6 h_7$$

$$P_7 = 2h_7 + B_7 = 17,6 + 2h_7$$

$$R_7 = \frac{A_7}{P_7} = \frac{17,6 h_7}{17,6 + 2h_7}$$

$$V_7 = Q / A_7 = 2,560 / h_7$$

$$h v_7 = \frac{\alpha \cdot v_7^2}{2g} = \frac{1,000 \cdot \left(\frac{2,560}{h_7}\right)^2}{2 \cdot 9,81}$$

Kehilangan tinggi akibat gesekan:

$$hf = \frac{n^2 \cdot \left(\frac{v_7 + v_8}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_7 + R_8}{2} \right)^{4/3}} \cdot \Delta x$$

, dengan nilai $n = 0,014$ dan $\Delta x = 5,180$ m maka,

$$hf = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{\left(\frac{2,560}{h_7} \right) + 3,089}{2} \right)^2}{\left(\frac{\left(\frac{17,6h_7}{17,6 + 2h_7} \right) + 0,861}{2} \right)^{4/3}} \cdot 5,180$$

Kehilangan tinggi akibat perubahan lebar penampang saluran:

$$he = k \left| \frac{(v_7^2 - v_8^2)}{2g} \right| = 0,15 \left| \frac{\left(\left(\frac{2,560}{h_7} \right) - 3,089 \right)}{2 \cdot 9,81} \right|$$

Dengan menggunakan persamaan (2 -13) maka persamaannya menjadi,

$$z_8 + h_8 + \frac{v_8^2}{2g} = z_7 + h_7 + \frac{v_7^2}{2g} - h_f - h_e$$

$$6,100 + 0,972 + 0,486 = 5,790 + h_7 + \frac{1,000 \cdot \left(\frac{2,560}{h_7} \right)^2}{2 \cdot 9,81} - h_f - h_e$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_7 = 1,718$ m. Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.14 – 4.17.

Tabel 4.14 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q₂

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	El. MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	h + Z + V ² /2g m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	Sf _{rata} ·ΔX m	he m	h ₂ + Z ₂ + V ₂ ² /2g + hf + he m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	6,100	0,972	682,072	14,586	3,089	7,559	16,945	0,861	0,0023					
7	5,180	5,180	17,600	5,790	1,718	682,508	30,238	1,490	7,621	21,036	1,437	0,0003	0,0013	0,0066	0,056	7,621	OK
6	12,180	7,000	21,800	5,340	2,249	682,589	49,034	0,919	7,632	26,299	1,865	0,0001	0,0002	0,0012	0,011	7,633	OK
5	19,430	7,250	25,000	5,000	2,611	682,611	65,280	0,690	7,635	30,222	2,160	0,0000	0,0001	0,0004	0,003	7,635	OK
4	24,430	5,000	25,000	5,000	2,611	682,611	65,285	0,690	7,636	30,223	2,160	0,0000	0,0000	0,0002	0,000	7,636	OK
3	29,080	4,650	25,000	5,000	2,612	682,612	65,289	0,690	7,636	30,223	2,160	0,0000	0,0000	0,0002	0,000	7,636	OK
2	31,650	2,570	25,000	5,000	2,612	682,612	65,292	0,690	7,636	30,223	2,160	0,0000	0,0000	0,0001	0,000	7,636	OK

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.15 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q₁₀₀

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	El. MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	h + Z + V ² /2g m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	Sf _{rata} ·ΔX m	he m	h ₂ + Z ₂ + V ₂ ² /2g + hf + he m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	6,100	1,889	682,989	28,337	4,305	8,934	18,778	1,509	0,0021					
7	5,180	5,180	17,600	5,790	2,973	683,763	52,331	2,331	9,040	23,547	2,222	0,0004	0,0012	0,0064	0,100	9,040	OK
6	12,180	7,000	21,800	5,340	3,602	683,942	78,526	1,553	9,065	29,004	2,707	0,0001	0,0002	0,0017	0,023	9,065	OK
5	19,430	7,250	25,000	5,000	3,997	683,997	99,923	1,221	9,073	32,994	3,029	0,0001	0,0001	0,0007	0,007	9,073	OK
4	24,430	5,000	25,000	5,000	3,997	683,997	99,932	1,221	9,073	32,995	3,029	0,0001	0,0001	0,0003	0,000	9,073	OK
3	29,080	4,650	25,000	5,000	3,998	683,998	99,940	1,221	9,074	32,995	3,029	0,0001	0,0001	0,0003	0,000	9,074	OK
2	31,650	2,570	25,000	5,000	3,998	683,998	99,945	1,221	9,074	32,996	3,029	0,0001	0,0001	0,0002	0,000	9,074	OK

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.16 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q₁₀₀₀

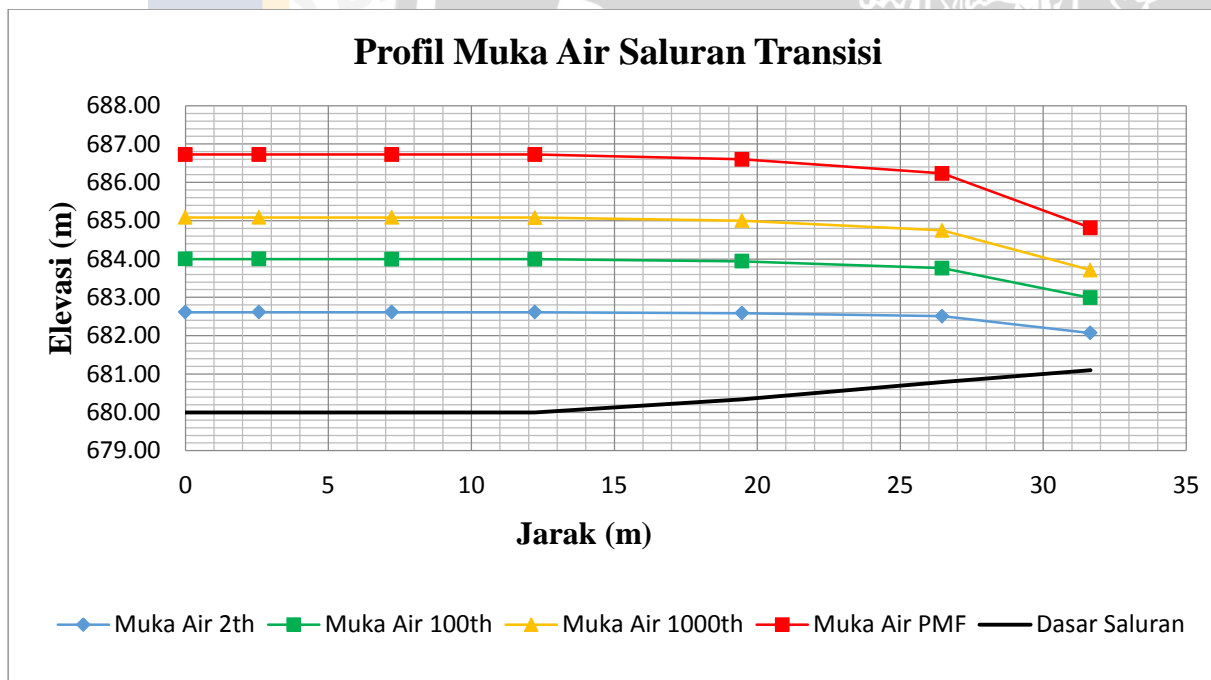
No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	El. MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	h + Z + V ² /2g m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	Sf _{rata} ·ΔX m	he m	h ₂ + Z ₂ + V ₂ ² /2g + hf + he m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	6,100	2,613	683,713	39,201	5,063	10,020	20,227	1,938	0,0021					
7	5,180	5,180	17,600	5,790	3,956	684,746	69,633	2,851	10,161	25,513	2,729	0,0004	0,0012	0,0065	0,134	10,160	OK
6	12,180	7,000	21,800	5,340	4,661	685,001	101,611	1,953	10,196	31,122	3,265	0,0002	0,0003	0,0020	0,033	10,196	OK
5	19,430	7,250	25,000	5,000	5,083	685,083	127,064	1,562	10,207	35,165	3,613	0,0001	0,0001	0,0009	0,011	10,207	OK
4	24,430	5,000	25,000	5,000	5,083	685,083	127,076	1,562	10,207	35,166	3,614	0,0001	0,0001	0,0004	0,000	10,207	OK
3	29,080	4,650	25,000	5,000	5,083	685,083	127,087	1,562	10,208	35,167	3,614	0,0001	0,0001	0,0004	0,000	10,208	OK
2	31,650	2,570	25,000	5,000	5,084	685,084	127,093	1,562	10,208	35,167	3,614	0,0001	0,0001	0,0002	0,000	10,208	OK

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.17 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{PMF}

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m ²	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$s_{f_{rata}} \Delta X$ m	h_e m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + h_e$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	6,100	3,713	684,813	55,700	6,036	11,670	22,427	2,484	0,0021					
7	5,180	5,180	17,600	5,790	5,444	686,234	95,810	3,509	11,861	28,488	3,363	0,0005	0,0013	0,0067	0,184	11,861	OK
6	12,180	7,000	21,800	5,340	6,262	686,602	136,520	2,463	11,911	34,325	3,977	0,0002	0,0003	0,0023	0,048	11,911	OK
5	19,430	7,250	25,000	5,000	6,725	686,725	168,113	2,000	11,928	38,449	4,372	0,0001	0,0001	0,0011	0,016	11,928	OK
4	24,430	5,000	25,000	5,000	6,725	686,725	168,128	2,000	11,929	38,450	4,373	0,0001	0,0001	0,0005	0,000	11,929	OK
3	29,080	4,650	25,000	5,000	6,726	686,726	168,143	1,999	11,929	38,451	4,373	0,0001	0,0001	0,0005	0,000	11,929	OK
2	31,650	2,570	25,000	5,000	6,726	686,726	168,151	1,999	11,930	38,452	4,373	0,0001	0,0001	0,0003	0,000	11,930	OK

Sumber: Hasil Perhitungan

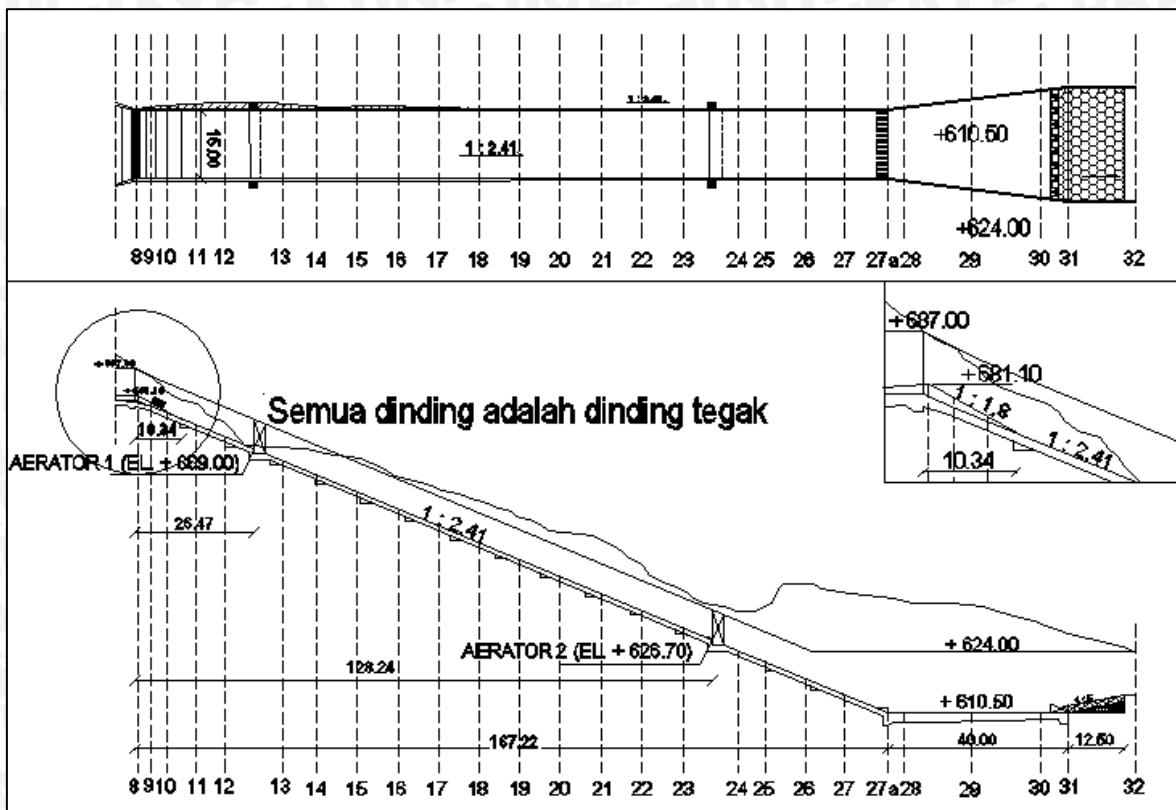


Gambar 4.12 Profil muka air saluran transisi.

4.9. Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur

4.9.1. Saluran Peluncur

Saluran peluncur pada bendungan Jlantah memiliki kemiringan yang cukup curam yaitu 1:2,41 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.13 berikut ini.



Gambar 4.13 Potongan Memanjang Saluran Peluncur Bendungan Jlantah.

4.9.2. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran peluncur

Q_{100th} :

- Contoh perhitungan pada *section 8* dan *9*:

Saluran peluncur *section 8*;

$$Q = 45,04 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_8 = 15 \text{ m}$$

$$h_8 = h_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(45,04/15)^2}{9,81}} = 0,972 \text{ m}$$

$$F_8 = 1,000$$

$$\alpha = 1,000$$

$$\text{Slope} = 0,415$$

$$\text{Elevasi section} = 681,10 \text{ m}$$

$$\text{Datum} = 608,00 \text{ m}$$

Sehingga:

$$Z_8 = \text{Elevasi } section - \text{datum} = 73,10 \text{ m}$$

$$A_8 = B_8 \cdot h_8 = 14,586 \text{ m}^2$$

$$P_8 = 2h_8 + B_8 = 16,945 \text{ m}$$

$$R_8 = \frac{A_8}{P_8} = 0,861 \text{ m}$$

$$V_8 = V_c = Q / A_8 = 3,089 \text{ m/dt}$$

$$h_{v_8} = \frac{\alpha \cdot v_8^2}{2g} = \frac{1,000 \cdot 3,089^2}{2 \cdot 9,81} = 0,486 \text{ m}$$

Saluran peluncur *section* 9;

$$Q_2 = 45,05 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_9 = 15,00 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi } section = 679,53 \text{ m}$$

$$\text{Datum} = 608,00 \text{ m}$$

$$Z_9 = \text{Elevasi } section - \text{datum} = 71,53 \text{ m}$$

Sehingga:

$$A_9 = B_9 \cdot h_9 = 15 h_9$$

$$P_9 = 2h_9 + B_9 = 15 + 2h_9$$

$$R_9 = \frac{A_9}{P_9} = \frac{15h_9}{15 + 2h_9}$$

$$V_9 = Q / A_9 = 3,003 / h_9$$

$$h_{v_9} = \frac{\alpha \cdot v_9^2}{2g} = \frac{1,000 \cdot \left(\frac{3,003}{y_9}\right)^2}{2 \cdot 9,81}$$

Kehilangan tinggi akibat gesekan:

$$hf = \frac{n^2 \cdot \left(\frac{v_8 + v_9}{2}\right)^2}{\left(\frac{R_8 + R_9}{2}\right)^{4/3}} \cdot \Delta x, \text{ dengan nilai } n = 0,014 \text{ dan } \Delta x = 2,610 \text{ m maka,}$$

$$h_f = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{(3,003/h_9) + 3,089}{2} \right)^2}{\left(\frac{(15h_9)}{15 + 2h_9} \right) + 0,861} \cdot 2,610$$

Kehilangan tinggi akibat perubahan bentuk penampang saluran:

dikarenakan tidak ada belokan maka $h_e = 0$.

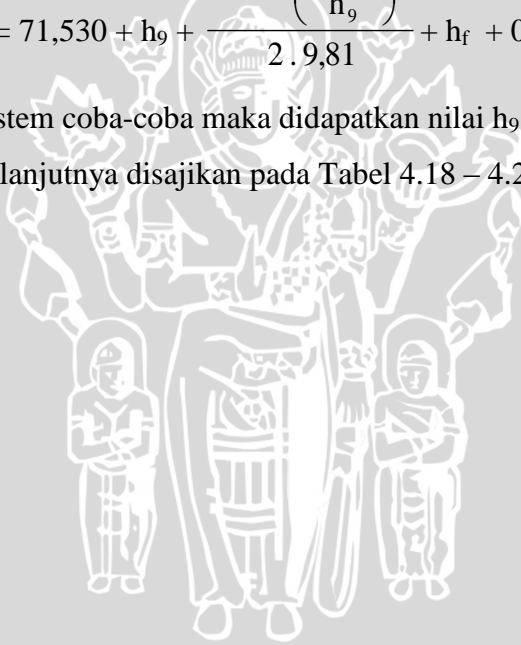
Dengan menggunakan persamaan (2 -13) maka persamaannya menjadi,

$$z_8 + h_8 + \frac{v_8^2}{2g} = z_9 + h_9 + \frac{v_9^2}{2g} + h_f + h_e$$

$$73,100 + 0,972 + 0,486 = 71,530 + h_9 + \frac{1,000 \cdot \left(\frac{3,003}{h_9} \right)^2}{2 \cdot 9,81} + h_f + 0$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_9 = 0,424$ m.

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.18 – 4.29.



1) Perhitungan Seri 0 (Original Design) dan Seri 2

Tabel 4.18 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q₂

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \cdot \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	0,972	682,072	14,586	3,089	74,559	16,945	0,861	0,0023					
9	2,610	2,61	15,000	71,530	0,424	679,954	6,358	7,085	74,513	15,848	0,401	0,0333	0,0178	0,0464	0,0000	74,559	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	0,292	676,732	4,386	10,271	74,110	15,585	0,281	0,1121	0,0727	0,4034	0,0000	74,513	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,260	674,690	3,898	11,558	73,499	15,520	0,251	0,1653	0,1387	0,6102	0,0000	74,109	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,236	672,016	3,544	12,711	72,251	15,473	0,229	0,2259	0,1956	1,2479	0,0000	73,499	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,213	666,733	3,202	14,071	68,824	15,427	0,208	0,3158	0,2709	3,4265	0,0000	72,251	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,207	663,397	3,101	14,530	66,157	15,413	0,201	0,3511	0,3334	2,6674	0,0000	68,824	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,202	659,652	3,035	14,843	62,882	15,405	0,197	0,3767	0,3639	3,2748	0,0000	66,157	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,200	655,910	2,998	15,028	59,421	15,400	0,195	0,3924	0,3845	3,4608	0,0000	62,882	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,198	652,168	2,976	15,137	55,847	15,397	0,193	0,4018	0,3971	3,5740	0,0000	59,421	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,198	648,428	2,964	15,201	52,204	15,395	0,193	0,4074	0,4046	3,6417	0,0000	55,846	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,197	644,687	2,956	15,238	48,522	15,394	0,192	0,4107	0,4091	3,6817	0,0000	52,203	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,197	640,947	2,952	15,260	44,816	15,394	0,192	0,4127	0,4117	3,7055	0,0000	48,522	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,197	637,207	2,950	15,273	41,096	15,393	0,192	0,4139	0,4133	3,7197	0,0000	44,816	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,197	633,467	2,948	15,281	37,368	15,393	0,192	0,4146	0,4142	3,7279	0,0000	41,096	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,196	629,726	2,947	15,285	33,635	15,393	0,191	0,4150	0,4148	3,7329	0,0000	37,368	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,196	624,476	2,946	15,290	28,391	15,393	0,191	0,4153	0,4152	5,2434	0,0000	33,635	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,196	622,026	2,946	15,291	25,944	15,393	0,191	0,4155	0,4154	2,4468	0,0000	28,391	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,196	618,326	2,946	15,292	22,245	15,393	0,191	0,4156	0,4155	3,6983	0,0000	25,944	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,196	614,646	2,945	15,295	18,570	15,393	0,191	0,4158	0,4157	3,6748	0,0000	22,245	OK
27a	165,150	8,300	15,000	3,000	0,196	611,196	2,946	15,294	15,119	15,393	0,191	0,4158	0,4158	3,4511	0,0000	18,570	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.19 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{100}

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m^2	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \cdot \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	1,889	682,989	28,337	4,305	75,934	18,778	1,509	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	0,998	680,528	14,975	8,146	75,911	16,997	0,881	0,0154	0,0087	0,0228	0,0000	75,934	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	0,715	677,155	10,729	11,370	75,744	16,431	0,653	0,0447	0,0301	0,1668	0,0000	75,911	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,632	675,062	9,482	12,865	75,498	16,264	0,583	0,0666	0,0557	0,2449	0,0000	75,743	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,563	672,343	8,446	14,444	74,976	16,126	0,524	0,0969	0,0817	0,5215	0,0000	75,498	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,484	667,004	7,267	16,786	73,366	15,969	0,455	0,1578	0,1273	1,6105	0,0000	74,976	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,455	663,645	6,819	17,890	71,958	15,909	0,429	0,1941	0,1759	1,4075	0,0000	73,365	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,431	659,881	6,462	18,877	70,044	15,862	0,407	0,2313	0,2127	1,9142	0,0000	71,958	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,414	656,124	6,206	19,656	67,816	15,827	0,392	0,2639	0,2476	2,2280	0,0000	70,044	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,401	652,371	6,018	20,271	65,316	15,802	0,381	0,2918	0,2778	2,5004	0,0000	67,816	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,392	648,622	5,877	20,758	62,584	15,784	0,372	0,3153	0,3035	2,7319	0,0000	65,316	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,385	644,875	5,770	21,143	59,659	15,769	0,366	0,3348	0,3250	2,9254	0,0000	62,584	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,379	641,129	5,688	21,447	56,574	15,758	0,361	0,3508	0,3428	3,0853	0,0000	59,659	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,375	637,385	5,625	21,688	53,358	15,750	0,357	0,3638	0,3573	3,2159	0,0000	56,574	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,372	633,642	5,576	21,877	50,036	15,743	0,354	0,3743	0,3691	3,3218	0,0000	53,358	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,369	629,899	5,538	22,027	46,629	15,738	0,352	0,3828	0,3786	3,4071	0,0000	50,036	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,367	624,647	5,498	22,187	41,736	15,733	0,349	0,3920	0,3874	4,8926	0,0000	46,629	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,366	622,196	5,484	22,245	39,417	15,731	0,349	0,3953	0,3936	2,3186	0,0000	41,736	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,364	618,494	5,466	22,317	35,880	15,729	0,348	0,3995	0,3974	3,5372	0,0000	39,417	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,363	614,813	5,452	22,376	32,333	15,727	0,347	0,4030	0,4013	3,5472	0,0000	35,880	OK
27a	165,150	8,300	15,000	3,000	0,363	611,363	5,442	22,418	28,978	15,726	0,346	0,4055	0,4042	3,3551	0,0000	32,333	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.20 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000}

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m^2	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	h_e m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + h_e$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	2,613	683,713	39,201	5,063	77,020	20,227	1,938	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	1,499	681,029	22,480	8,829	77,002	17,997	1,249	0,0114	0,0067	0,0175	0,0000	77,020	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	1,102	677,542	16,535	12,004	76,887	17,205	0,961	0,0298	0,0206	0,1142	0,0000	77,001	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,979	675,409	14,681	13,520	76,725	16,957	0,866	0,0434	0,0366	0,1610	0,0000	76,887	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,872	672,652	13,082	15,173	76,386	16,744	0,781	0,0627	0,0531	0,3386	0,0000	76,725	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,745	667,265	11,179	17,755	75,333	16,491	0,678	0,1038	0,0832	1,0529	0,0000	76,386	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,694	663,884	10,415	19,058	74,397	16,389	0,635	0,1303	0,1170	0,9362	0,0000	75,333	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,652	660,102	9,781	20,293	73,092	16,304	0,600	0,1595	0,1449	1,3042	0,0000	74,396	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,620	656,330	9,304	21,335	71,530	16,240	0,573	0,1875	0,1735	1,5617	0,0000	73,092	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,596	652,566	8,934	22,217	69,724	16,191	0,552	0,2138	0,2006	1,8058	0,0000	71,530	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,576	648,806	8,642	22,967	67,691	16,152	0,535	0,2380	0,2259	2,0330	0,0000	69,724	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,561	645,051	8,409	23,605	65,450	16,121	0,522	0,2601	0,2491	2,2415	0,0000	67,692	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,548	641,298	8,220	24,148	63,019	16,096	0,511	0,2800	0,2701	2,4305	0,0000	65,449	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,538	637,548	8,065	24,611	60,419	16,075	0,502	0,2978	0,2889	2,6001	0,0000	63,019	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,529	633,799	7,938	25,005	57,668	16,058	0,494	0,3136	0,3057	2,7510	0,0000	60,419	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,522	630,052	7,833	25,341	54,783	16,044	0,488	0,3274	0,3205	2,8845	0,0000	57,668	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,514	624,794	7,714	25,732	50,542	16,029	0,481	0,3441	0,3358	4,2409	0,0000	54,783	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,511	622,341	7,668	25,886	48,495	16,022	0,479	0,3509	0,3475	2,0467	0,0000	50,542	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,507	618,637	7,608	26,090	45,332	16,014	0,475	0,3599	0,3554	3,1631	0,0000	48,495	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,504	614,954	7,557	26,265	42,115	16,008	0,472	0,3678	0,3639	3,2167	0,0000	45,332	OK
27a	165,150	8,300	15,000	3,000	0,501	611,501	7,517	26,404	39,035	16,002	0,470	0,3742	0,3710	3,0794	0,0000	42,115	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.21 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF}

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m ²	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$sf_{rata} \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	3,713	684,813	55,700	6,036	78,670	22,427	2,484	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	2,304	681,834	34,565	9,726	78,656	19,609	1,763	0,0087	0,0054	0,0141	0,0000	78,670	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	1,747	678,187	26,205	12,829	78,575	18,494	1,417	0,0203	0,0145	0,0804	0,0000	78,656	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	1,563	675,993	23,452	14,335	78,467	18,127	1,294	0,0286	0,0244	0,1074	0,0000	78,575	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	1,400	673,180	20,996	16,012	78,247	17,799	1,180	0,0403	0,0344	0,2198	0,0000	78,467	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	1,197	667,717	17,960	18,718	77,576	17,395	1,032	0,0658	0,0531	0,6713	0,0000	78,247	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	1,113	664,303	16,690	20,142	76,981	17,225	0,969	0,0829	0,0744	0,5950	0,0000	77,576	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	1,040	660,490	15,605	21,543	76,145	17,081	0,914	0,1026	0,0928	0,8350	0,0000	76,980	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,984	656,694	14,761	22,775	75,132	16,968	0,870	0,1224	0,1125	1,0127	0,0000	76,145	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,939	652,909	14,086	23,867	73,941	16,878	0,835	0,1421	0,1323	1,1903	0,0000	75,132	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,902	649,132	13,535	24,838	72,575	16,805	0,805	0,1614	0,1517	1,3655	0,0000	73,941	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,872	645,362	13,078	25,705	71,039	16,744	0,781	0,1800	0,1707	1,5362	0,0000	72,575	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,846	641,596	12,695	26,481	69,338	16,693	0,761	0,1980	0,1890	1,7011	0,0000	71,039	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,825	637,835	12,370	27,177	67,479	16,649	0,743	0,2151	0,2066	1,8590	0,0000	69,338	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,806	634,076	12,092	27,801	65,470	16,612	0,728	0,2314	0,2232	2,0091	0,0000	67,479	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,790	630,320	11,853	28,362	63,319	16,580	0,715	0,2466	0,2390	2,1510	0,0000	65,470	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,771	625,051	11,570	29,055	60,078	16,543	0,699	0,2665	0,2566	3,2405	0,0000	63,319	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,764	622,594	11,456	29,345	58,483	16,528	0,693	0,2751	0,2708	1,5951	0,0000	60,078	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,753	618,883	11,302	29,745	55,980	16,507	0,685	0,2874	0,2813	2,5031	0,0000	58,483	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,744	615,194	11,167	30,106	53,390	16,489	0,677	0,2987	0,2930	2,5905	0,0000	55,980	OK
27a	165,150	8,300	15,000	3,000	0,737	611,737	11,055	30,410	50,870	16,474	0,671	0,3085	0,3036	2,5199	0,0000	53,389	OK

Sumber: Hasil perhitungan

2) Perhitungan Seri 1

Tabel 4.22 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q₂ (Seri 1)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \cdot \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	0,972	682,072	14,586	3,089	74,559	16,945	0,861	0,0023					
9	2,610	2,61	15,000	71,530	0,424	679,954	6,358	7,085	74,513	15,848	0,401	0,0333	0,0178	0,0464	0,0000	74,559	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	0,292	676,732	4,386	10,271	74,110	15,585	0,281	0,1121	0,0727	0,4034	0,0000	74,513	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,260	674,690	3,898	11,558	73,499	15,520	0,251	0,1653	0,1387	0,6102	0,0000	74,109	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,236	672,016	3,544	12,711	72,251	15,473	0,229	0,2259	0,1956	1,2479	0,0000	73,499	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,213	666,733	3,202	14,071	68,824	15,427	0,208	0,3158	0,2709	3,4265	0,0000	72,251	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,207	663,397	3,101	14,530	66,157	15,413	0,201	0,3511	0,3334	2,6674	0,0000	68,824	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,202	659,652	3,035	14,843	62,882	15,405	0,197	0,3767	0,3639	3,2748	0,0000	66,157	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,200	655,910	2,998	15,028	59,421	15,400	0,195	0,3924	0,3845	3,4608	0,0000	62,882	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,198	652,168	2,976	15,137	55,847	15,397	0,193	0,4018	0,3971	3,5740	0,0000	59,421	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,198	648,428	2,964	15,201	52,204	15,395	0,193	0,4074	0,4046	3,6417	0,0000	55,846	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,197	644,687	2,956	15,238	48,522	15,394	0,192	0,4107	0,4091	3,6817	0,0000	52,203	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,197	640,947	2,952	15,260	44,816	15,394	0,192	0,4127	0,4117	3,7055	0,0000	48,522	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,197	637,207	2,950	15,273	41,096	15,393	0,192	0,4139	0,4133	3,7197	0,0000	44,816	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,197	633,467	2,948	15,281	37,368	15,393	0,192	0,4146	0,4142	3,7279	0,0000	41,096	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,196	629,726	2,947	15,285	33,635	15,393	0,191	0,4150	0,4148	3,7329	0,0000	37,368	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,196	624,476	2,946	15,290	28,391	15,393	0,191	0,4153	0,4152	5,2434	0,0000	33,635	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,196	622,026	2,946	15,291	25,944	15,393	0,191	0,4155	0,4154	2,4468	0,0000	28,391	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,196	618,326	2,946	15,292	22,245	15,393	0,191	0,4156	0,4155	3,6983	0,0000	25,944	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,196	614,646	2,945	15,295	18,570	15,393	0,191	0,4158	0,4157	3,6748	0,0000	22,245	OK
27a	167,560	10,710	15,000	2,000	0,196	610,196	2,946	15,293	14,117	15,393	0,191	0,4157	0,4158	4,4527	0,0000	18,570	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.23 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q₁₀₀ (Seri 1)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	El. MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \cdot \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	1,889	682,989	28,337	4,305	75,934	18,778	1,509	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	0,998	680,528	14,975	8,146	75,911	16,997	0,881	0,0154	0,0087	0,0228	0,0000	75,934	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	0,715	677,155	10,729	11,370	75,744	16,431	0,653	0,0447	0,0301	0,1668	0,0000	75,911	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,632	675,062	9,482	12,865	75,498	16,264	0,583	0,0666	0,0557	0,2449	0,0000	75,743	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,563	672,343	8,446	14,444	74,976	16,126	0,524	0,0969	0,0817	0,5215	0,0000	75,498	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,484	667,004	7,267	16,786	73,366	15,969	0,455	0,1578	0,1273	1,6105	0,0000	74,976	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,455	663,645	6,819	17,890	71,958	15,909	0,429	0,1941	0,1759	1,4075	0,0000	73,365	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,431	659,881	6,462	18,877	70,044	15,862	0,407	0,2313	0,2127	1,9142	0,0000	71,958	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,414	656,124	6,206	19,656	67,816	15,827	0,392	0,2639	0,2476	2,2280	0,0000	70,044	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,401	652,371	6,018	20,271	65,316	15,802	0,381	0,2918	0,2778	2,5004	0,0000	67,816	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,392	648,622	5,877	20,758	62,584	15,784	0,372	0,3153	0,3035	2,7319	0,0000	65,316	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,385	644,875	5,770	21,143	59,659	15,769	0,366	0,3348	0,3250	2,9254	0,0000	62,584	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,379	641,129	5,688	21,447	56,574	15,758	0,361	0,3508	0,3428	3,0853	0,0000	59,659	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,375	637,385	5,625	21,688	53,358	15,750	0,357	0,3638	0,3573	3,2159	0,0000	56,574	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,372	633,642	5,576	21,877	50,036	15,743	0,354	0,3743	0,3691	3,3218	0,0000	53,358	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,369	629,899	5,538	22,027	46,629	15,738	0,352	0,3828	0,3786	3,4071	0,0000	50,036	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,367	624,647	5,498	22,187	41,736	15,733	0,349	0,3920	0,3874	4,8926	0,0000	46,629	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,366	622,196	5,484	22,245	39,417	15,731	0,349	0,3953	0,3936	2,3186	0,0000	41,736	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,364	618,494	5,466	22,317	35,880	15,729	0,348	0,3995	0,3974	3,5372	0,0000	39,417	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,363	614,813	5,452	22,376	32,333	15,727	0,347	0,4030	0,4013	3,5472	0,0000	35,880	OK
27a	167,560	10,710	15,000	2,000	0,363	610,363	5,439	22,428	28,000	15,725	0,346	0,4061	0,4045	4,3324	0,0000	32,333	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.24 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000} (Seri 1)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m^2	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	h_e m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + h_e$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	2,613	683,713	39,201	5,063	77,020	20,227	1,938	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	1,499	681,029	22,480	8,829	77,002	17,997	1,249	0,0114	0,0067	0,0175	0,0000	77,020	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	1,102	677,542	16,535	12,004	76,887	17,205	0,961	0,0298	0,0206	0,1142	0,0000	77,001	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,979	675,409	14,681	13,520	76,725	16,957	0,866	0,0434	0,0366	0,1610	0,0000	76,887	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,872	672,652	13,082	15,173	76,386	16,744	0,781	0,0627	0,0531	0,3386	0,0000	76,725	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,745	667,265	11,179	17,755	75,333	16,491	0,678	0,1038	0,0832	1,0529	0,0000	76,386	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,694	663,884	10,415	19,058	74,397	16,389	0,635	0,1303	0,1170	0,9362	0,0000	75,333	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,652	660,102	9,781	20,293	73,092	16,304	0,600	0,1595	0,1449	1,3042	0,0000	74,396	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,620	656,330	9,304	21,335	71,530	16,240	0,573	0,1875	0,1735	1,5617	0,0000	73,092	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,596	652,566	8,934	22,217	69,724	16,191	0,552	0,2138	0,2006	1,8058	0,0000	71,530	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,576	648,806	8,642	22,967	67,691	16,152	0,535	0,2380	0,2259	2,0330	0,0000	69,724	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,561	645,051	8,409	23,605	65,450	16,121	0,522	0,2601	0,2491	2,2415	0,0000	67,692	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,548	641,298	8,220	24,148	63,019	16,096	0,511	0,2800	0,2701	2,4305	0,0000	65,449	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,538	637,548	8,065	24,611	60,419	16,075	0,502	0,2978	0,2889	2,6001	0,0000	63,019	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,529	633,799	7,938	25,005	57,668	16,058	0,494	0,3136	0,3057	2,7510	0,0000	60,419	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,522	630,052	7,833	25,341	54,783	16,044	0,488	0,3274	0,3205	2,8845	0,0000	57,668	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,514	624,794	7,714	25,732	50,542	16,029	0,481	0,3441	0,3358	4,2409	0,0000	54,783	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,511	622,341	7,668	25,886	48,495	16,022	0,479	0,3509	0,3475	2,0467	0,0000	50,542	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,507	618,637	7,608	26,090	45,332	16,014	0,475	0,3599	0,3554	3,1631	0,0000	48,495	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,504	614,954	7,557	26,265	42,115	16,008	0,472	0,3678	0,3639	3,2167	0,0000	45,332	OK
27a	167,560	10,710	15,000	2,000	0,500	610,500	7,507	26,440	38,132	16,001	0,469	0,3759	0,3718	3,9825	0,0000	42,115	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.25 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF} (Serai 1)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m^2	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$sf_{rata} \Delta X$ m	h_e m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + h_e$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	3,713	684,813	55,700	6,036	78,670	22,427	2,484	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	2,304	681,834	34,565	9,726	78,656	19,609	1,763	0,0087	0,0054	0,0141	0,0000	78,670	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	1,747	678,187	26,205	12,829	78,575	18,494	1,417	0,0203	0,0145	0,0804	0,0000	78,656	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	1,563	675,993	23,452	14,335	78,467	18,127	1,294	0,0286	0,0244	0,1074	0,0000	78,575	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	1,400	673,180	20,996	16,012	78,247	17,799	1,180	0,0403	0,0344	0,2198	0,0000	78,467	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	1,197	667,717	17,960	18,718	77,576	17,395	1,032	0,0658	0,0531	0,6713	0,0000	78,247	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	1,113	664,303	16,690	20,142	76,981	17,225	0,969	0,0829	0,0744	0,5950	0,0000	77,576	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	1,040	660,490	15,605	21,543	76,145	17,081	0,914	0,1026	0,0928	0,8350	0,0000	76,980	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,984	656,694	14,761	22,775	75,132	16,968	0,870	0,1224	0,1125	1,0127	0,0000	76,145	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,939	652,909	14,086	23,867	73,941	16,878	0,835	0,1421	0,1323	1,1903	0,0000	75,132	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,902	649,132	13,535	24,838	72,575	16,805	0,805	0,1614	0,1517	1,3655	0,0000	73,941	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,872	645,362	13,078	25,705	71,039	16,744	0,781	0,1800	0,1707	1,5362	0,0000	72,575	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,846	641,596	12,695	26,481	69,338	16,693	0,761	0,1980	0,1890	1,7011	0,0000	71,039	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,825	637,835	12,370	27,177	67,479	16,649	0,743	0,2151	0,2066	1,8590	0,0000	69,338	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,806	634,076	12,092	27,801	65,470	16,612	0,728	0,2314	0,2232	2,0091	0,0000	67,479	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,790	630,320	11,853	28,362	63,319	16,580	0,715	0,2466	0,2390	2,1510	0,0000	65,470	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,771	625,051	11,570	29,055	60,078	16,543	0,699	0,2665	0,2566	3,2405	0,0000	63,319	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,764	622,594	11,456	29,345	58,483	16,528	0,693	0,2751	0,2708	1,5951	0,0000	60,078	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,753	618,883	11,302	29,745	55,980	16,507	0,685	0,2874	0,2813	2,5031	0,0000	58,483	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,744	615,194	11,167	30,106	53,390	16,489	0,677	0,2987	0,2930	2,5905	0,0000	55,980	OK
27a	167,560	10,710	15,000	2,000	0,735	610,735	11,025	30,492	50,123	16,470	0,669	0,3112	0,3050	3,2660	0,0000	53,389	OK

Sumber: Hasil perhitungan

3) Perhitungan Seri 3 dan Seri 4

Tabel 4.26 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q₂ (Seri 3 dan Seri 4)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \cdot \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	0,972	682,072	14,586	3,089	74,559	16,945	0,861	0,0023					
9	2,610	2,61	15,000	71,530	0,424	679,954	6,358	7,085	74,513	15,848	0,401	0,0333	0,0178	0,0464	0,0000	74,559	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	0,292	676,732	4,386	10,271	74,110	15,585	0,281	0,1121	0,0727	0,4034	0,0000	74,513	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,260	674,690	3,898	11,558	73,499	15,520	0,251	0,1653	0,1387	0,6102	0,0000	74,109	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,236	672,016	3,544	12,711	72,251	15,473	0,229	0,2259	0,1956	1,2479	0,0000	73,499	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,213	666,733	3,202	14,071	68,824	15,427	0,208	0,3158	0,2709	3,4265	0,0000	72,251	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,207	663,397	3,101	14,530	66,157	15,413	0,201	0,3511	0,3334	2,6674	0,0000	68,824	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,202	659,652	3,035	14,843	62,882	15,405	0,197	0,3767	0,3639	3,2748	0,0000	66,157	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,200	655,910	2,998	15,028	59,421	15,400	0,195	0,3924	0,3845	3,4608	0,0000	62,882	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,198	652,168	2,976	15,137	55,847	15,397	0,193	0,4018	0,3971	3,5740	0,0000	59,421	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,198	648,428	2,964	15,201	52,204	15,395	0,193	0,4074	0,4046	3,6417	0,0000	55,846	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,197	644,687	2,956	15,238	48,522	15,394	0,192	0,4107	0,4091	3,6817	0,0000	52,203	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,197	640,947	2,952	15,260	44,816	15,394	0,192	0,4127	0,4117	3,7055	0,0000	48,522	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,197	637,207	2,950	15,273	41,096	15,393	0,192	0,4139	0,4133	3,7197	0,0000	44,816	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,197	633,467	2,948	15,281	37,368	15,393	0,192	0,4146	0,4142	3,7279	0,0000	41,096	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,196	629,726	2,947	15,285	33,635	15,393	0,191	0,4150	0,4148	3,7329	0,0000	37,368	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,196	624,476	2,946	15,290	28,391	15,393	0,191	0,4153	0,4152	5,2434	0,0000	33,635	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,196	622,026	2,946	15,291	25,944	15,393	0,191	0,4155	0,4154	2,4468	0,0000	28,391	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,196	618,326	2,946	15,292	22,245	15,393	0,191	0,4156	0,4155	3,6983	0,0000	25,944	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,196	614,646	2,945	15,295	18,570	15,393	0,191	0,4158	0,4157	3,6748	0,0000	22,245	OK
27a	166,355	9,505	15,000	2,500	0,196	610,696	2,946	15,294	14,618	15,393	0,191	0,4157	0,4158	3,9519	0,0000	18,570	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.27 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q₁₀₀ (Seri 3 dan Seri 4)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	El. MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \cdot \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	1,889	682,989	28,337	4,305	75,934	18,778	1,509	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	0,998	680,528	14,975	8,146	75,911	16,997	0,881	0,0154	0,0087	0,0228	0,0000	75,934	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	0,715	677,155	10,729	11,370	75,744	16,431	0,653	0,0447	0,0301	0,1668	0,0000	75,911	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,632	675,062	9,482	12,865	75,498	16,264	0,583	0,0666	0,0557	0,2449	0,0000	75,743	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,563	672,343	8,446	14,444	74,976	16,126	0,524	0,0969	0,0817	0,5215	0,0000	75,498	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,484	667,004	7,267	16,786	73,366	15,969	0,455	0,1578	0,1273	1,6105	0,0000	74,976	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,455	663,645	6,819	17,890	71,958	15,909	0,429	0,1941	0,1759	1,4075	0,0000	73,365	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,431	659,881	6,462	18,877	70,044	15,862	0,407	0,2313	0,2127	1,9142	0,0000	71,958	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,414	656,124	6,206	19,656	67,816	15,827	0,392	0,2639	0,2476	2,2280	0,0000	70,044	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,401	652,371	6,018	20,271	65,316	15,802	0,381	0,2918	0,2778	2,5004	0,0000	67,816	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,392	648,622	5,877	20,758	62,584	15,784	0,372	0,3153	0,3035	2,7319	0,0000	65,316	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,385	644,875	5,770	21,143	59,659	15,769	0,366	0,3348	0,3250	2,9254	0,0000	62,584	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,379	641,129	5,688	21,447	56,574	15,758	0,361	0,3508	0,3428	3,0853	0,0000	59,659	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,375	637,385	5,625	21,688	53,358	15,750	0,357	0,3638	0,3573	3,2159	0,0000	56,574	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,372	633,642	5,576	21,877	50,036	15,743	0,354	0,3743	0,3691	3,3218	0,0000	53,358	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,369	629,899	5,538	22,027	46,629	15,738	0,352	0,3828	0,3786	3,4071	0,0000	50,036	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,367	624,647	5,498	22,187	41,736	15,733	0,349	0,3920	0,3874	4,8926	0,0000	46,629	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,366	622,196	5,484	22,245	39,417	15,731	0,349	0,3953	0,3936	2,3186	0,0000	41,736	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,364	618,494	5,466	22,317	35,880	15,729	0,348	0,3995	0,3974	3,5372	0,0000	39,417	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,363	614,813	5,452	22,376	32,333	15,727	0,347	0,4030	0,4013	3,5472	0,0000	35,880	OK
27a	166,355	9,505	15,000	2,500	0,363	610,863	5,440	22,423	28,489	15,725	0,346	0,4058	0,4044	3,8436	0,0000	32,333	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.28 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000} (Seri 3 dan Seri 4)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m^2	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	h_e m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + h_e$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	2,613	683,713	39,201	5,063	77,020	20,227	1,938	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	1,499	681,029	22,480	8,829	77,002	17,997	1,249	0,0114	0,0067	0,0175	0,0000	77,020	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	1,102	677,542	16,535	12,004	76,887	17,205	0,961	0,0298	0,0206	0,1142	0,0000	77,001	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	0,979	675,409	14,681	13,520	76,725	16,957	0,866	0,0434	0,0366	0,1610	0,0000	76,887	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	0,872	672,652	13,082	15,173	76,386	16,744	0,781	0,0627	0,0531	0,3386	0,0000	76,725	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	0,745	667,265	11,179	17,755	75,333	16,491	0,678	0,1038	0,0832	1,0529	0,0000	76,386	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	0,694	663,884	10,415	19,058	74,397	16,389	0,635	0,1303	0,1170	0,9362	0,0000	75,333	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	0,652	660,102	9,781	20,293	73,092	16,304	0,600	0,1595	0,1449	1,3042	0,0000	74,396	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,620	656,330	9,304	21,335	71,530	16,240	0,573	0,1875	0,1735	1,5617	0,0000	73,092	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,596	652,566	8,934	22,217	69,724	16,191	0,552	0,2138	0,2006	1,8058	0,0000	71,530	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,576	648,806	8,642	22,967	67,691	16,152	0,535	0,2380	0,2259	2,0330	0,0000	69,724	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,561	645,051	8,409	23,605	65,450	16,121	0,522	0,2601	0,2491	2,2415	0,0000	67,692	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,548	641,298	8,220	24,148	63,019	16,096	0,511	0,2800	0,2701	2,4305	0,0000	65,449	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,538	637,548	8,065	24,611	60,419	16,075	0,502	0,2978	0,2889	2,6001	0,0000	63,019	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,529	633,799	7,938	25,005	57,668	16,058	0,494	0,3136	0,3057	2,7510	0,0000	60,419	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,522	630,052	7,833	25,341	54,783	16,044	0,488	0,3274	0,3205	2,8845	0,0000	57,668	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,514	624,794	7,714	25,732	50,542	16,029	0,481	0,3441	0,3358	4,2409	0,0000	54,783	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,511	622,341	7,668	25,886	48,495	16,022	0,479	0,3509	0,3475	2,0467	0,0000	50,542	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,507	618,637	7,608	26,090	45,332	16,014	0,475	0,3599	0,3554	3,1631	0,0000	48,495	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,504	614,954	7,557	26,265	42,115	16,008	0,472	0,3678	0,3639	3,2167	0,0000	45,332	OK
27a	166,355	9,505	15,000	2,500	0,501	611,001	7,512	26,422	38,584	16,002	0,469	0,3750	0,3714	3,5304	0,0000	42,115	OK

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.29 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF} (Seri 3 dan Seri 4)

No. Section	Jarak m	ΔX m	B_1 m	Z_1 m	h_1 m	El. MA m	A_1 m^2	V_1 m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P_1 m	R_1 m	Sf	Sf-rata	$sf_{rata} \Delta X$ m	h_e m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + h_e$ m	Keterangan
8	0,000	0,000	15,000	73,100	3,713	684,813	55,700	6,036	78,670	22,427	2,484	0,0021					
9	2,610	2,610	15,000	71,530	2,304	681,834	34,565	9,726	78,656	19,609	1,763	0,0087	0,0054	0,0141	0,0000	78,670	OK
10	8,160	5,550	15,000	68,440	1,747	678,187	26,205	12,829	78,575	18,494	1,417	0,0203	0,0145	0,0804	0,0000	78,656	OK
11	12,560	4,400	15,000	66,430	1,563	675,993	23,452	14,335	78,467	18,127	1,294	0,0286	0,0244	0,1074	0,0000	78,575	OK
12	18,940	6,380	15,000	63,780	1,400	673,180	20,996	16,012	78,247	17,799	1,180	0,0403	0,0344	0,2198	0,0000	78,467	OK
13	31,590	12,650	15,000	58,520	1,197	667,717	17,960	18,718	77,576	17,395	1,032	0,0658	0,0531	0,6713	0,0000	78,247	OK
14	39,590	8,000	15,000	55,190	1,113	664,303	16,690	20,142	76,981	17,225	0,969	0,0829	0,0744	0,5950	0,0000	77,576	OK
15	48,590	9,000	15,000	51,450	1,040	660,490	15,605	21,543	76,145	17,081	0,914	0,1026	0,0928	0,8350	0,0000	76,980	OK
16	57,590	9,000	15,000	47,710	0,984	656,694	14,761	22,775	75,132	16,968	0,870	0,1224	0,1125	1,0127	0,0000	76,145	OK
17	66,590	9,000	15,000	43,970	0,939	652,909	14,086	23,867	73,941	16,878	0,835	0,1421	0,1323	1,1903	0,0000	75,132	OK
18	75,590	9,000	15,000	40,230	0,902	649,132	13,535	24,838	72,575	16,805	0,805	0,1614	0,1517	1,3655	0,0000	73,941	OK
19	84,590	9,000	15,000	36,490	0,872	645,362	13,078	25,705	71,039	16,744	0,781	0,1800	0,1707	1,5362	0,0000	72,575	OK
20	93,590	9,000	15,000	32,750	0,846	641,596	12,695	26,481	69,338	16,693	0,761	0,1980	0,1890	1,7011	0,0000	71,039	OK
21	102,590	9,000	15,000	29,010	0,825	637,835	12,370	27,177	67,479	16,649	0,743	0,2151	0,2066	1,8590	0,0000	69,338	OK
22	111,590	9,000	15,000	25,270	0,806	634,076	12,092	27,801	65,470	16,612	0,728	0,2314	0,2232	2,0091	0,0000	67,479	OK
23	120,590	9,000	15,000	21,530	0,790	630,320	11,853	28,362	63,319	16,580	0,715	0,2466	0,2390	2,1510	0,0000	65,470	OK
24	133,220	12,630	15,000	16,280	0,771	625,051	11,570	29,055	60,078	16,543	0,699	0,2665	0,2566	3,2405	0,0000	63,319	OK
25	139,110	5,890	15,000	13,830	0,764	622,594	11,456	29,345	58,483	16,528	0,693	0,2751	0,2708	1,5951	0,0000	60,078	OK
26	148,010	8,900	15,000	10,130	0,753	618,883	11,302	29,745	55,980	16,507	0,685	0,2874	0,2813	2,5031	0,0000	58,483	OK
27	156,850	8,840	15,000	6,450	0,744	615,194	11,167	30,106	53,390	16,489	0,677	0,2987	0,2930	2,5905	0,0000	55,980	OK
27a	166,355	9,505	15,000	2,500	0,736	611,236	11,040	30,451	50,497	16,472	0,670	0,3099	0,3043	2,8922	0,0000	53,389	OK

Sumber: Hasil perhitungan

4.10. Analisa Loncatan Hidrolis

4.10.1. Perhitungan Loncatan Hidrolis

Perhitungan tinggi muka air pada loncatan air setelah adanya pelimpah dipengaruhi oleh hukum persamaan momentum. Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100th} = 121,99 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tinggi muka air dan kecepatan sebelum loncatan didapat dari perhitungan muka air pelimpah pada Tabel 4.11.

$$h_1 = 0,436 \text{ m}$$

$$v_1 = 11,193 \text{ m/dt}$$

Tinggi muka air setelah loncatan adalah

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh}} = \frac{11,193}{\sqrt{9,81 \cdot 0,436}} = 5,412$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{h_2}{0,436} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 5,412^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 3,126 \text{ m}$$

Dengan nilai $Fr = 5,412$ maka tipe loncatan hidrolis yang terjadi adalah tipe loncatan tetap. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.30.

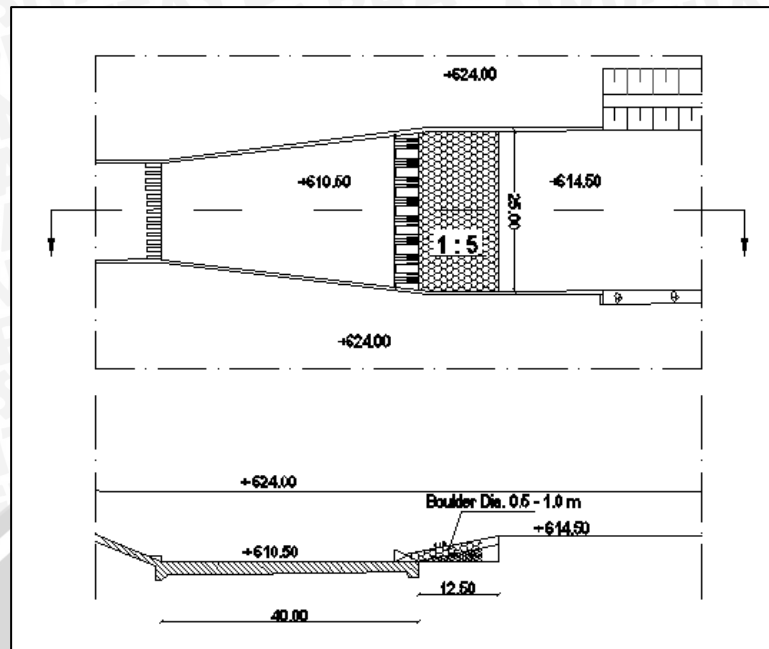
Tabel 4.30 Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Hulu

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1	Kecepatan (v_1)	Fr	h_2	Tipe Loncatan
		(m)	(m/dt)		(m)	
Q_{2th}	45,05	0,169	10,649	8,266	1,895	Loncatan tetap
Q_{100th}	121,99	0,436	11,193	5,412	3,126	Loncatan tetap
Q_{1000th}	198,49	0,694	11,436	4,382	3,969	Loncatan berosilasi
Q_{PMF}	336,18	1,138	11,814	3,536	5,150	Loncatan berosilasi

Sumber: Hasil perhitungan

4.10.2. Perhitungan Tinggi Muka Air Pada Peredam Energi

Perhitungan tinggi muka air pada peredam energi dipengaruhi oleh hukum persamaan momentum. Peredam energi yang digunakan adalah USBR type II dengan modifikasi pelebaran penampang, pelebaran saluran dari 15 m di hulu peredam energi menjadi 25 m di hilir peredam energi, seperti terlihat pada Gambar 4.15. Maka menggunakan Persamaan (2-27) untuk menghitung kedalaman konjugasi di peredam energi.



Gambar 4.14 Peredam Energi

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100th} = 121,99 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tinggi muka air dan kecepatan sebelum loncatan didapat dari perhitungan muka air saluran peluncur pada Tabel 4.19.

$$B_{hulu} = 15 \text{ m}$$

$$B_{hilir} = 25 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,363 \text{ m}$$

$$v_1 = 22,418 \text{ m}/\text{dt}$$

$$r_1 = 63 \text{ m (dari gambar)}$$

$$r_2 = L_j + r_1$$

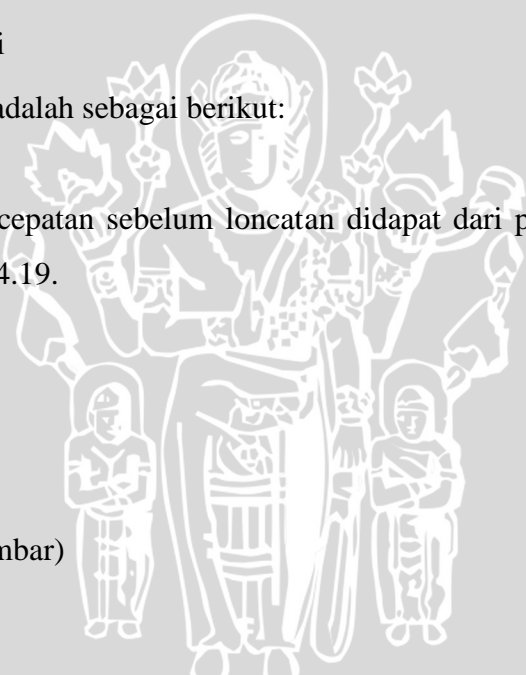
$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = 11,883$$

$$r_0 h_0 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_c^2} - 1 \right)$$

$$r_0 = \frac{r_2}{r_1}; h_0 = \frac{h_2}{h_1}$$

$$\frac{L_j}{h_1} = 3,70F_1^{1,35}, \text{ maka } L_j = 37,932 \text{ m sehingga } r_2 = 100,933 \text{ m}$$

$$F_c^2 = (F_1^2 r_0 + C_p)$$



$$C_p = \frac{r_0 h_0 (r_0 - 1) \left[r_0 \left(\frac{h_0^2}{3} + 0,118h_0 + 0,0480 \right) + 0,5 \right]}{(r_0 h_0 - 1)}$$

$$C_p = \frac{1,602h_0 (1,602 - 1) \left[1,602 \left(\frac{h_0^2}{3} + 0,118h_0 + 0,0480 \right) + 0,5 \right]}{(1,602h_0 - 1)}$$

$$C_p = \frac{0,964h_0 \left[(0,534h_0^2 + 0,189h_0 + 0,077) + 0,5 \right]}{(1,602h_0 - 1)}$$

$$C_p = \frac{(0,515h_0^3 + 0,182h_0^2 + 0,074h_0 + 0,48h_0)}{(1,602h_0 - 1)}$$

$$C_p = \frac{(0,515h_0^3 + 0,182h_0^2 + 0,556h_0)}{(1,602h_0 - 1)}$$

$$r_0 h_0 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_c^2} - 1 \right)$$

$$1,602h_0 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \left(11,883^2 \cdot 1,602 + \frac{(0,515h_0^3 + 0,182h_0^2 + 0,556h_0)}{(1,602h_0 - 1)} \right)} - 1 \right), \text{ maka dengan}$$

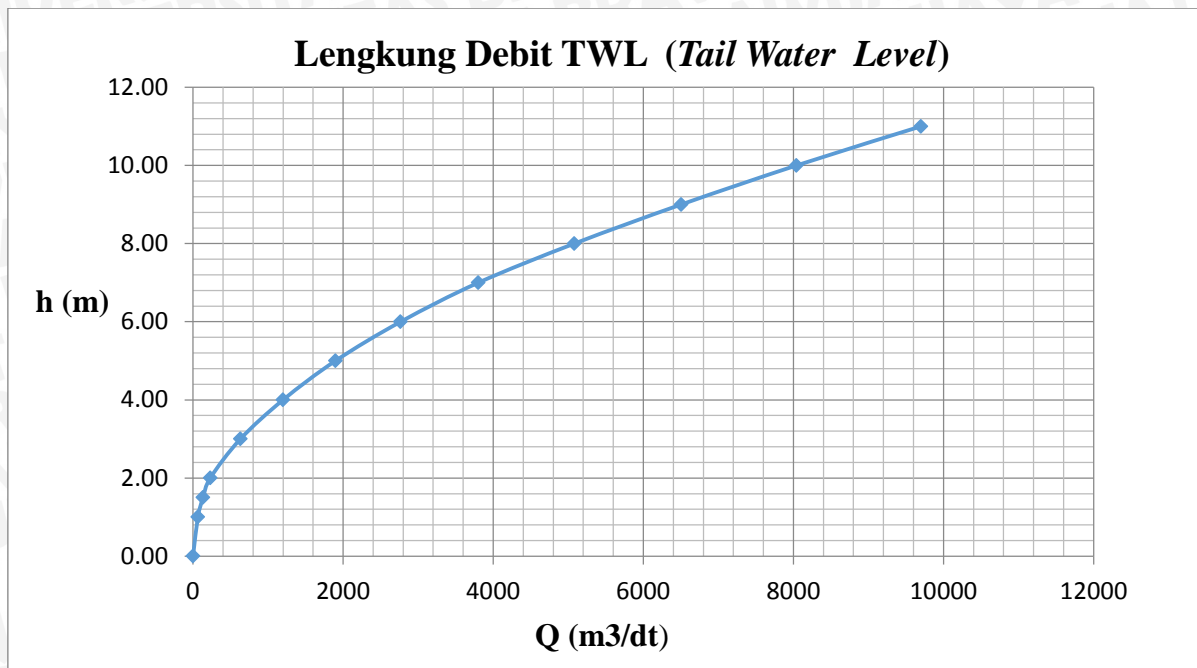
cara cara coba-coba didapatkan nilai $h_0 = 15,52$ sehingga nilai h_2 adalah 5,630 m. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.37 – 4.40.

Perhitungan tinggi muka air pada saluran pengarah hilir, untuk menghitung tinggi muka air saluran pengarah hilir diperlukan perhitungan TWL sungai pada *section* 36, Tabel 4.31 berikut adalah hasil perhitungan TWL (*Tail Water Level*).

Tabel 4.31 Liku Debit Tail Water Level

No	Elevasi	h (m)	Lebar (B) (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m ³ /dt)	T (m)	D (m)	Froude	Keterangan Aliran
0	614,000	0,000	6,900	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	6,900	0,000	0,000	-
1	614,500	0,500	6,900	3,699	8,324	0,444	3,843	14,217	7,900	0,468	1,793	super kritis
2	615,000	1,000	6,900	19,024	32,047	0,594	4,662	88,683	30,840	0,617	1,895	super kritis
3	616,000	2,000	6,900	50,256	34,281	1,466	8,517	428,037	31,620	1,589	2,157	super kritis
4	617,000	3,000	6,900	82,258	36,535	2,252	11,338	932,627	32,410	2,538	2,272	super kritis
5	618,000	4,000	6,900	114,956	38,719	2,969	13,634	1567,287	33,020	3,481	2,333	super kritis
6	619,000	5,000	6,900	148,528	41,214	3,604	15,514	2304,230	34,130	4,352	2,374	super kritis
7	620,000	6,000	6,900	184,132	45,334	4,062	16,802	3093,726	37,080	4,966	2,407	super kritis
8	621,000	7,000	6,900	221,491	47,477	4,665	18,427	4081,478	37,640	5,884	2,425	super kritis
9	622,000	8,000	6,900	259,580	49,827	5,210	19,834	5148,583	38,540	6,735	2,440	super kritis
10	623,000	9,000	6,900	298,442	52,013	5,738	21,153	6313,036	39,180	7,617	2,447	super kritis
11	624,000	10,000	6,900	338,020	54,290	6,226	22,337	7550,391	39,970	8,457	2,452	super kritis

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.15 Lengkung debit TWL (*Tail Water Level*).

Contoh perhitungan parameter hidrolis (F) pada TWL sebagai berikut $n = 0,035$; $S = 0,05336$ dari Tabel 4.30 dan Gambar 4.14 dengan $Q_2 = 45,04 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $h = 0,707 \text{ m}$ dan $D = 0,575 \text{ m}$.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{45,04}{10,091} = 4,464 \text{ m/dt}$$

$$\text{Kondisi aliran } F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{4,464}{\sqrt{9,81 \cdot 0,580}} = 1,871 \text{ (aliran Super kritis)}$$

Tabel 4.32 TWL Sungai Pada Debit Rencana Section 36

No	Q (m ³ /dt)	H (m)	Elevasi	B (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	T (m)	D (m)	Froude
Q2	45,040	0,707	614,707	6,900	10,091	18,143	0,556	4,464	17,395	0,580	1,871
Q100	121,990	1,098	615,098	6,900	23,098	32,266	0,716	5,282	30,917	0,747	1,951
Q1000	198,490	1,324	615,324	6,900	31,125	32,770	0,950	6,377	31,092	1,001	2,035
QPMF	389,580	1,887	615,887	6,900	47,355	34,028	1,392	8,227	31,532	1,502	2,143

Sumber: Perhitungan

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran pengarah hilir pada Q_2 seri *final design*:

- Contoh perhitungan pada *section 36* dan *35*:

Section 36/TWL;

$$Q = 45,04 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{36} = 6,9 \text{ m}$$

$$H_{36} = 0,707 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,000$$

$$\text{Elevasi section} = 614,00 \text{ m}$$

$$\text{Datum} = 610,00 \text{ m}$$

Sehingga:

$$z_1 = \text{Elevasi section} - \text{datum} = 4 \text{ m}$$

$$A_{36} = 10,091 \text{ m}^2$$

$$P_{36} = 18,143 \text{ m}$$

$$R_{36} = \frac{A_{36}}{P_{36}} = 0,556 \text{ m}$$

$$V_{36} = Q / A_{36} = 4,464 \text{ m/dt}$$

$$h v_{36} = \frac{\alpha \cdot v_{36}^2}{2g} = \frac{1,000 \cdot 4,464^2}{2 \cdot 9,81} = 1,016 \text{ m}$$

Saluran transisi section 35;

$$Q_{35} = 45,05 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{35} = 25,00 \text{ m}$$

Saluran pengarah sisi kiri aliran berdinding tegak sedangkan sisi kanan aliran berdinding miring dengan perbandingan 1:1 sehingga:

$$A_{35} = \frac{B_{35} + (B_{35} + 1 \cdot h_{35})}{2} \cdot h_{35} = 25h_{35} + 0,5 h_{35}^2$$

$$P_{35} = h_{35} + B_{35} + \sqrt{h_{35}^2 + 1 \cdot h_{35}^2} = 25 + h_{35} + \sqrt{2h_{35}^2}$$

$$R_{35} = \frac{A_{35}}{P_{35}} = \frac{25h_{35} + 0,5h_{35}^2}{25 + h_{35} + \sqrt{2h_{35}^2}}$$

$$V_{35} = Q / A_{35} = 45,05 / (25h_{35} + 0,5 h_{35}^2)$$

$$h v_{35} = \frac{\alpha \cdot v_{35}^2}{2g} = \frac{1,000 \cdot \left(\frac{45,05}{25h_{35} + 0,5h_{35}^2} \right)^2}{2 \cdot 9,81}$$

Kehilangan tinggi akibat gesekan:

$$h_f = \frac{n^2 \cdot \left(\frac{v_{35} + v_{36}}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_{35} + R_{36}}{2} \right)^{4/3}} \cdot \Delta x, \text{ dengan nilai } n = 0,014 \text{ dan } \Delta x = 20,00 \text{ m maka,}$$

$$hf = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{\left(\frac{45,05}{25h_{35} + 0,5h_{35}} \right) + 4,464}{2} \right)^2}{\left(\frac{\left(\frac{25h_{35} + 0,5h_{35}^2}{25 + h_{35} + \sqrt{2h_{35}^2}} \right) + 0,556}{2} \right)^{\frac{4}{3}}} \cdot 20,00$$

Kehilangan tinggi akibat perubahan lebar penampang saluran:

$$h_e = k \left| \frac{(v_{35}^2 - v_{36}^2)}{2g} \right| = 0,2 \left| \frac{\left(\frac{\left(\frac{45,05}{25h_{35} + 0,5h_{35}} \right)^2 + 4,464^2}{2 \cdot 9,81} \right)}{2} \right|$$

Dengan menggunakan persamaan (2-13) maka persamaannya menjadi,

$$z_{36} + h_{36} + \frac{v_{36}^2}{2g} = z_{35} + h_{35} + \frac{v_{35}^2}{2g} - h_f - h_e$$

$$4,000 + 0,707 + 1,016 = 4,500 + h_{35} + \frac{v_{35}^2}{2g} - h_f - h_e$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{35} = 1,420$ m. Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.33 – 4.36.

Tabel 4.33 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q₂

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	F
TWL	0,000	0,000	6,900	4,000	0,707	4,707	10,091	4,464	5,722	18,143	0,556	0,0085					
35	20,000	20,000	25,000	4,500	1,420	5,920	36,507	1,234	5,998	28,428	1,284	0,0002	0,0044	0,0875	0,188	5,998	0,33063
34	40,000	20,000	25,000	4,500	1,425	5,925	36,637	1,230	6,002	28,440	1,288	0,0002	0,0002	0,0043	0,000	6,002	0,32889
33	60,000	20,000	25,000	4,500	1,426	5,926	35,644	1,264	6,007	27,852	1,280	0,0002	0,0002	0,0044	0,001	6,007	0,33795
32	74,000	14,000	25,000	4,500	1,429	5,929	35,732	1,261	6,010	27,859	1,283	0,0002	0,0002	0,0031	0,000	6,010	0,33670

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.34 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q₁₀₀

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	F
TWL	0,000	0,000	6,900	4,000	1,098	5,098	23,098	5,282	6,520	32,266	0,716	0,0085					
35	20,000	20,000	25,000	4,500	2,086	6,586	54,313	2,246	6,843	30,035	1,808	0,0004	0,0045	0,0899	0,233	6,843	0,49656
34	40,000	20,000	25,000	4,500	2,097	6,597	54,636	2,233	6,852	30,064	1,817	0,0004	0,0004	0,0089	0,000	6,852	0,49222
33	60,000	20,000	25,000	4,500	2,087	6,587	52,180	2,338	6,866	29,174	1,789	0,0005	0,0005	0,0093	0,005	6,866	0,51665
32	74,000	14,000	25,000	4,500	2,097	6,597	52,413	2,327	6,873	29,193	1,795	0,0005	0,0005	0,0069	0,000	6,873	0,51321

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.35 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q₁₀₀₀

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	F
TWL	0,000	0,000	6,900	4,000	1,324	5,324	31,125	6,377	7,396	32,770	0,950	0,0085					
35	20,000	20,000	25,000	4,500	3,025	7,525	80,198	2,475	7,837	32,303	2,483	0,0004	0,0044	0,0889	0,352	7,838	0,45434
34	40,000	20,000	25,000	4,500	3,034	7,534	80,452	2,467	7,844	32,325	2,489	0,0004	0,0004	0,0071	0,000	7,844	0,45223
33	60,000	20,000	25,000	4,500	3,005	7,505	75,133	2,642	7,861	31,011	2,423	0,0004	0,0004	0,0077	0,009	7,861	0,48655
32	74,000	14,000	25,000	4,500	3,013	7,513	75,324	2,635	7,867	31,026	2,428	0,0004	0,0004	0,0059	0,000	7,867	0,48470

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.36 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q_{PMF}

No. Section	Jarak m	ΔX m	B ₁ m	Z ₁ m	h ₁ m	EL MA m	A ₁ m ²	V ₁ m/det	$h + Z + V^2/2g$ m	P ₁ m	R ₁ m	Sf	Sf-rata	$Sf_{rata} \Delta X$ m	he m	$h_2 + Z_2 + V_2^2/2g + hf + he$ m	F
TWL	0,000	0,000	6,900	4,000	1,887	5,887	47,355	8,227	9,336	34,028	1,392	0,0085					
35	20,000	20,000	25,000	4,500	5,154	9,654	142,141	2,741	10,037	37,444	3,796	0,0002	0,0044	0,0879	0,613	10,037	0,14856
34	40,000	20,000	25,000	4,500	5,160	9,660	142,319	2,737	10,042	37,458	3,799	0,0002	0,0002	0,0050	0,000	10,042	0,14802
33	60,000	20,000	25,000	4,500	5,089	9,589	127,232	3,062	10,067	35,179	3,617	0,0003	0,0003	0,0058	0,019	10,067	0,18779
32	74,000	14,000	25,000	4,500	5,095	9,595	127,375	3,059	10,072	35,190	3,620	0,0003	0,0003	0,0046	0,000	10,072	0,18716

Sumber: Hasil Perhitungan

Dengan asumsi $h_3 = h_{32}$ maka, dari Tabel 4.33 – 4.36 didapatkan nilai h_3 sebagai berikut:

Tabel 4.37 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 0

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1	Kecepatan (v_1)	Fr	h_2	Tipe Loncatan	Lj	h_3
		(m)	(m/dt)		(m)		(m)	(m)
Q_{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429
Q_{100th}	121,99	0,363	22,418	11,883	5,630	Loncatan Kuat	37,933	2,097
Q_{1000th}	198,49	0,501	26,404	11,908	7,575	Loncatan Kuat	52,550	3,013
Q_{PMF}	336,18	0,737	30,410	11,309	10,217	Loncatan Kuat	72,080	5,095

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.38 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 1

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1	Kecepatan (v_1)	Fr	h_2	Tipe Loncatan	Lj	h_3
		(m)	(m/dt)		(m)		(m)	(m)
Q_{2th}	45,05	0,196	15,293	11,018	2,943	Loncatan Kuat	18,542	1,429
Q_{100th}	121,99	0,363	22,428	11,891	5,631	Loncatan Kuat	37,950	2,097
Q_{1000th}	198,49	0,500	26,440	11,933	7,579	Loncatan Kuat	52,624	3,013
Q_{PMF}	336,18	0,735	30,492	11,355	10,226	Loncatan Kuat	72,281	5,095

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.39 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 2

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1	Kecepatan (v_1)	Fr	h_2	Tipe Loncatan	Lj	h_3
		(m)	(m/dt)		(m)		(m)	(m)
Q_{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429
Q_{100th}	121,99	0,363	22,418	11,883	5,630	Loncatan Kuat	37,933	2,097
Q_{1000th}	198,49	0,501	26,404	11,908	7,575	Loncatan Kuat	52,550	3,013
Q_{PMF}	336,18	0,737	30,410	11,309	10,217	Loncatan Kuat	72,080	5,095

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.40 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 3

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1	Kecepatan (v_1)	Fr	h_2	Tipe Loncatan	Lj	h_3
		(m)	(m/dt)		(m)		(m)	(m)
Q_{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429
Q_{100th}	121,99	0,363	22,423	11,887	5,631	Loncatan Kuat	37,941	2,097
Q_{1000th}	198,49	0,501	26,422	11,921	7,577	Loncatan Kuat	52,587	3,013
Q_{PMF}	336,18	0,736	30,451	11,333	10,221	Loncatan Kuat	72,181	5,095

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.41 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 4

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1	Kecepatan (v_1)	Fr	h_2	Tipe Loncatan	Lj	h_3
		(m)	(m/dt)		(m)		(m)	(m)
Q_{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429
Q_{100th}	121,99	0,363	22,423	11,887	5,631	Loncatan Kuat	37,941	2,097
Q_{1000th}	198,49	0,501	26,422	11,921	7,577	Loncatan Kuat	52,587	3,013
Q_{PMF}	336,18	0,736	30,451	11,333	10,221	Loncatan Kuat	72,181	5,095

Sumber: Hasil Perhitungan

Kontrol kedalaman konjugasi h_2 hasil perhitungan dengan menggunakan persamaan energi spesifik, dengan contoh perhitungan sebagai berikut:

$$h_2 = 2,943 \text{ m (} Q_2 \text{ pada seri 4)}$$

$$E_2 = h_2 + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_2^2}$$

$$E_2 = 2,943 + \frac{(45,05/25)^2}{2 \cdot 9,81 \cdot (2,943)^2}$$

$$E_2 = 2,962 \text{ m}$$

Dengan asumsi $h_3 = h_{32}$ maka :

$$E_3 = h_3 + \frac{V_3^2}{2g} + \Delta Z$$

$$E_3 = 1,429 + \frac{1,261^2}{2,9,81} + 4$$

$$E_3 = 5,510 \text{ m}$$

Karena $E_3 > E_2$ maka h_2 mengalami kenaikan menjadi h_2' maka

$$E_3 = E_2'$$

$$5,510 = h_2' + \frac{(45,05/25)^2}{2,9,81 \cdot (h_2')^2} \text{ dengan cara coba - coba didapatkan nilai } h_2' = 5,505 \text{ m}$$

Perhitungan selanjutnya disajikan dalam Tabel 4.42 – 4.46.

Tabel 4.42 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 0

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1 (m)	Kecepatan (v_1) (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan	Lj (m)	h_3 (m)	h_2' (m)
Q _{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429	5,004
Q _{100th}	121,99	0,363	22,418	11,883	5,630	Loncatan Kuat	37,933	2,097	5,838
Q _{1000th}	198,49	0,501	26,404	11,908	7,575	Loncatan Kuat	52,550	3,013	6,797
Q _{PMF}	336,18	0,737	30,410	11,309	10,217	Loncatan Kuat	72,080	5,095	8,957

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.43 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 1

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1 (m)	Kecepatan (v_1) (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan	Lj (m)	h_3 (m)	h_2' (m)
Q _{2th}	45,05	0,196	15,293	11,018	2,943	Loncatan Kuat	18,542	1,429	6,006
Q _{100th}	121,99	0,363	22,428	11,891	5,631	Loncatan Kuat	37,950	2,097	6,846
Q _{1000th}	198,49	0,500	26,440	11,933	7,579	Loncatan Kuat	52,624	3,013	7,815
Q _{PMF}	336,18	0,735	30,492	11,355	10,226	Loncatan Kuat	72,281	5,095	9,977

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.44 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 2

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1 (m)	Kecepatan (v_1) (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan	Lj (m)	h_3 (m)	h_2' (m)
Q _{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429	5,004
Q _{100th}	121,99	0,363	22,418	11,883	5,630	Loncatan Kuat	37,933	2,097	5,838
Q _{1000th}	198,49	0,501	26,404	11,908	7,575	Loncatan Kuat	52,550	3,013	6,797
Q _{PMF}	336,18	0,737	30,410	11,309	10,217	Loncatan Kuat	72,080	5,095	8,957

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.45 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 3

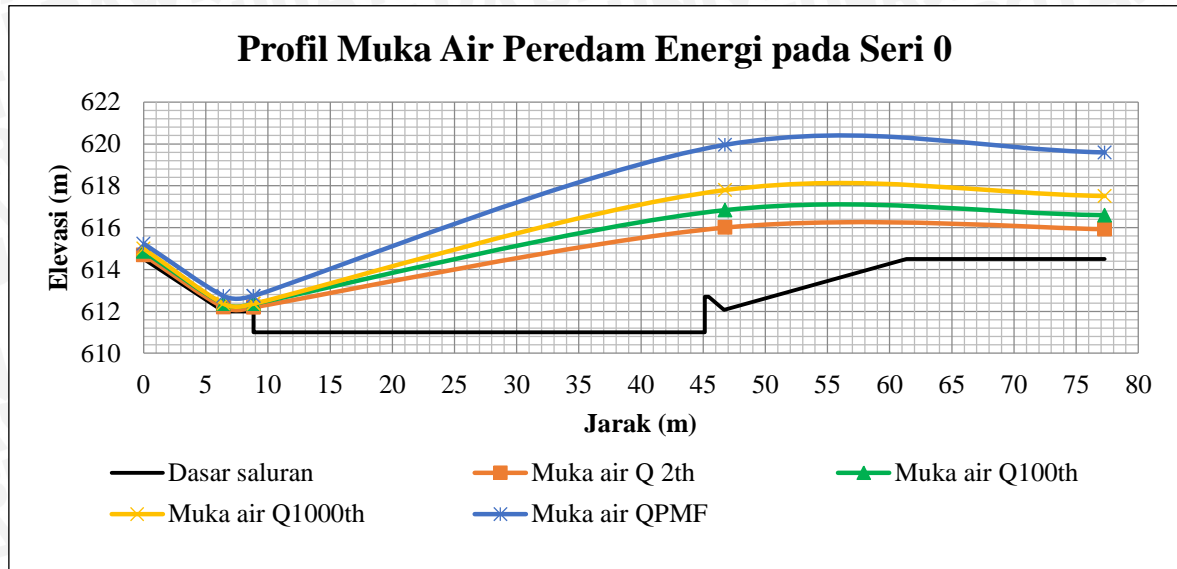
Kala Ulang	Debit Rencana	h_1 (m)	Kecepatan (v_1) (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan	Lj (m)	h_3 (m)	h_2' (m)
Q _{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429	5,505
Q _{100th}	121,99	0,363	22,423	11,887	5,631	Loncatan Kuat	37,941	2,097	6,343
Q _{1000th}	198,49	0,501	26,422	11,921	7,577	Loncatan Kuat	52,587	3,013	7,307
Q _{PMF}	336,18	0,736	30,451	11,333	10,221	Loncatan Kuat	72,181	5,095	9,469

Sumber: Hasil Perhitungan

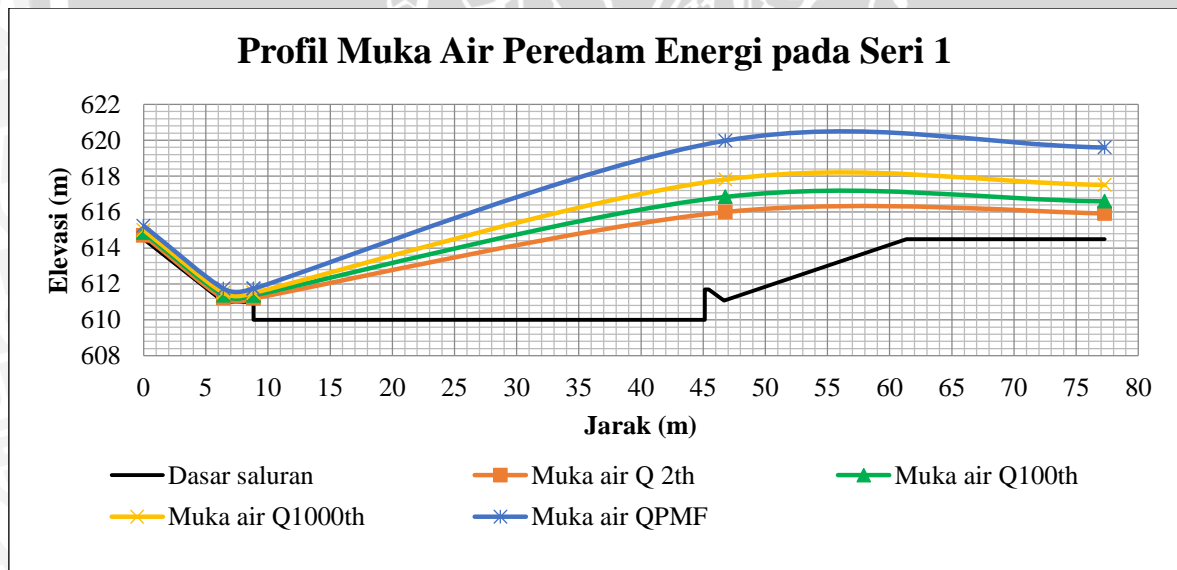
Tabel 4.46 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 4

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1 (m)	Kecepatan (v_1) (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan	L_j (m)	h_3 (m)	h_2' (m)
Q_{2th}	45,05	0,196	15,294	11,019	2,943	Loncatan Kuat	18,543	1,429	5,505
Q_{100th}	121,99	0,363	22,423	11,887	5,631	Loncatan Kuat	37,941	2,097	6,343
Q_{1000th}	198,49	0,501	26,422	11,921	7,577	Loncatan Kuat	52,587	3,013	7,307
Q_{PMF}	336,18	0,736	30,451	11,333	10,221	Loncatan Kuat	72,181	5,095	9,469

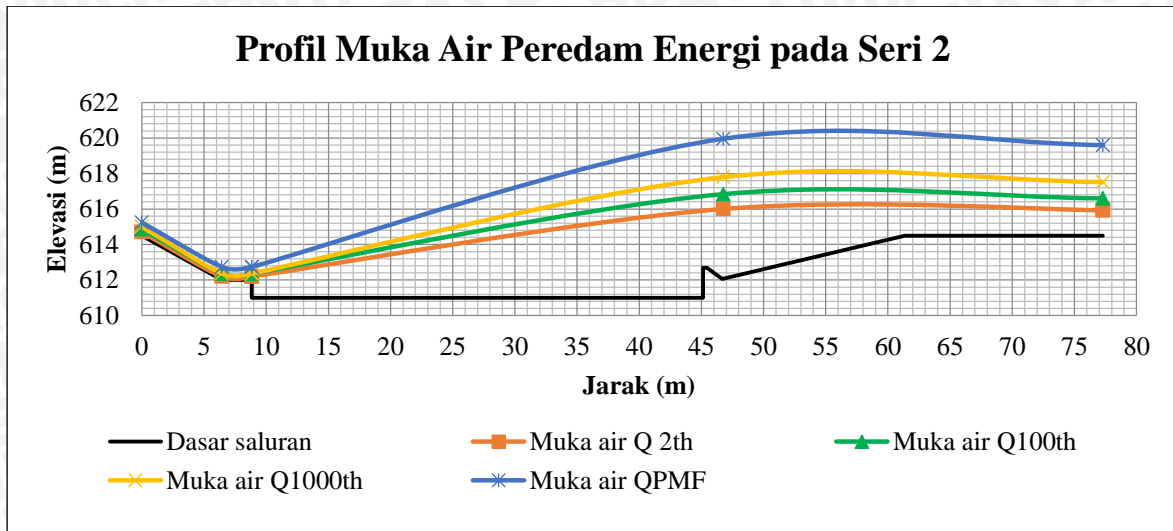
Sumber: Hasil Perhitungan



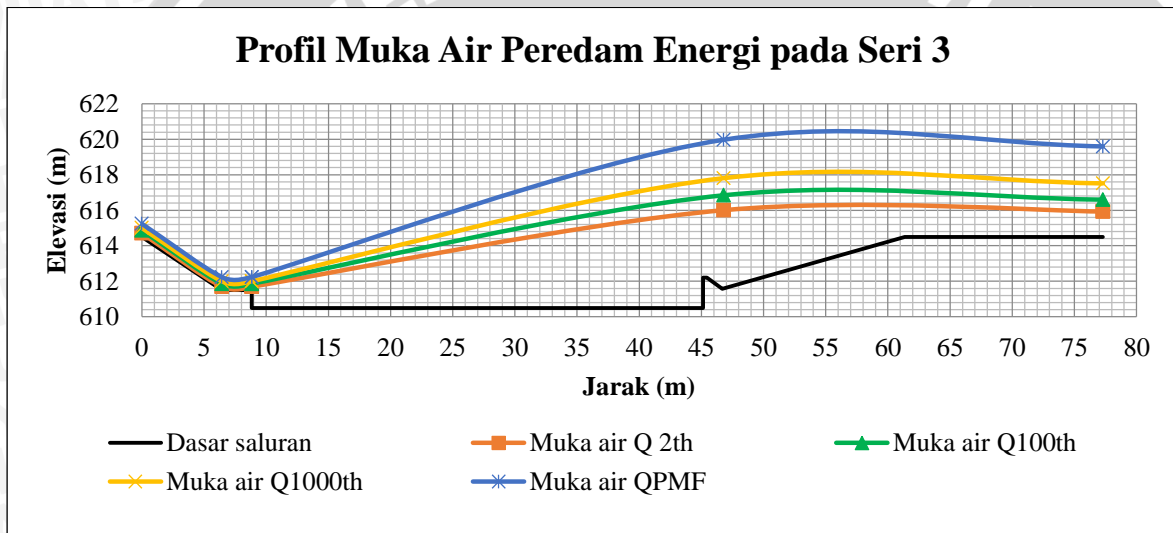
Gambar 4.16 Profil muka air peredam energi pada seri 0.



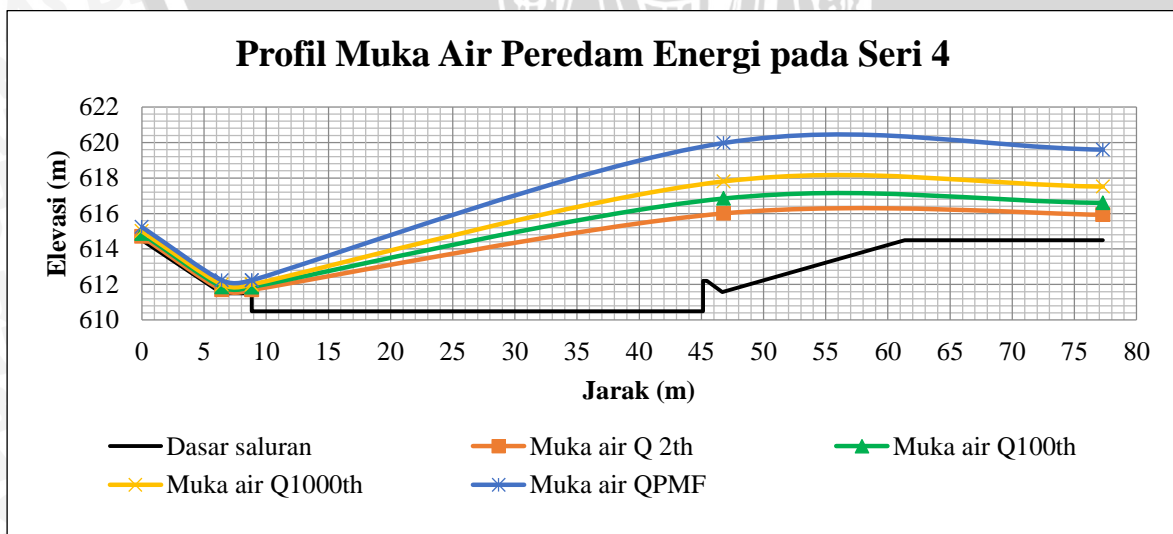
Gambar 4.17 Profil muka air peredam energi pada seri 1.



Gambar 4.18 Profil muka air peredam energi pada seri 2.



Gambar 4.19 Profil muka air peredam energi pada seri 3.



Gambar 4.20 Profil muka air peredam energi pada seri 4.

4.11. Perbandingan Hasil Perhitungan dengan Hasil Pengujian

Hasil pengujian dapat dilihat dalam Tabel 4.47-4.50

Tabel 4.47 Hasil Pengujian dengan Debit Q_2 (Seri 4/*Final Design*)

Saluran	Titik	Jarak Section (m)	Kecepatan Rerata m/dt	Elevasi Dasar Saluran m	Tinggi Muka Air Prototipe			Tinggi Rerata m	Elevasi Muka Air			Elevasi Rerata m	Froude Rerata	Jenis Aliran
					Kiri m	As m	Kanan m		Kiri m	As m	Kanan m			
Saluran Transisi	2	2,57	7,45	681,03	1,42	1,42	1,32	1,39	682,45	682,45	682,35	682,42	2,020	superkritis
	3	4,50	3,21	680,00	1,95	1,95	1,95	1,95	681,95	681,95	681,95	681,95	0,735	subkritis
	4	4,65	2,28	680,00	2,00	2,10	2,10	2,07	682,00	682,10	682,10	682,07	0,507	subkritis
	5	5,00	1,48	680,00	2,45	2,40	2,40	2,42	682,45	682,40	682,40	682,42	0,303	subkritis
	6	7,25	1,56	680,34	2,16	2,16	2,16	2,16	682,50	682,50	682,50	682,50	0,339	subkritis
	7	7,00	2,09	680,79	1,66	1,66	1,66	1,66	682,45	682,45	682,45	682,45	0,519	subkritis
	8	5,18	5,37	681,10	1,02	1,00	1,02	1,02	682,13	682,10	682,13	682,12	1,701	superkritis
	9	2,61	7,13	679,53	0,67	0,77	0,62	0,69	680,20	680,30	680,15	680,22	2,748	superkritis
Saluran Peluncur	10	5,55	9,26	676,44	0,41	0,41	0,31	0,38	676,85	676,85	676,75	676,82	4,816	superkritis
	11	4,40	12,18	674,43	0,30	0,35	0,27	0,30	674,73	674,78	674,70	674,73	7,058	superkritis
	12	6,38	12,69	671,78	0,30	0,25	0,32	0,29	672,08	672,03	672,10	672,07	7,566	superkritis
	13	12,65	-	666,52	0,25	0,33	0,18	0,26	666,78	666,85	666,70	666,78	-	-
	14	8,00	15,01	663,19	0,26	0,31	0,36	0,31	663,45	663,50	663,55	663,50	8,610	superkritis
	15	9,00	15,24	659,45	0,25	0,35	0,38	0,32	659,70	659,80	659,83	659,78	8,535	superkritis
	16	9,00	14,93	655,71	0,54	0,39	0,54	0,49	656,25	656,10	656,25	656,20	6,809	superkritis
	17	9,00	15,28	651,97	0,33	0,36	0,30	0,33	652,30	652,33	652,28	652,30	8,491	superkritis
	18	9,00	15,47	648,23	0,32	0,29	0,27	0,29	648,55	648,53	648,50	648,53	9,091	superkritis
	19	9,00	15,77	644,49	0,26	0,31	0,28	0,28	644,75	644,80	644,78	644,78	9,432	superkritis
	20	9,00	15,42	640,75	0,33	0,30	0,27	0,30	641,08	641,05	641,03	641,05	8,987	superkritis
	21	9,00	15,56	637,01	0,29	0,26	0,29	0,28	637,30	637,28	637,30	637,29	9,360	superkritis
	22	9,00	15,00	633,27	0,28	0,31	0,28	0,29	633,55	633,58	633,55	633,56	8,919	superkritis
	23	9,00	15,25	629,53	0,30	0,27	0,30	0,29	629,83	629,80	629,83	629,82	9,097	superkritis
	24	12,63	-	624,28	0,27	0,32	0,37	0,32	624,55	624,60	624,65	624,60	-	-
	25	5,89	16,00	621,83	0,62	0,57	0,52	0,57	622,45	622,40	622,35	622,40	6,768	superkritis
	26	8,90	16,37	618,13	0,39	0,39	0,42	0,40	618,53	618,53	618,55	618,53	8,227	superkritis
27	8,84	14,63	614,45	0,30	0,30	0,27	0,29	614,75	614,75	614,73	614,74	8,649	superkritis	

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.48 Hasil Pengujian dengan Debit Q_{100} (Seri 4/Final Design)

Saluran	Titik	Jarak Section (m)	Kecepatan Rerata m/dt	Elevasi Dasar Saluran m	Tinggi Muka Air Prototipe			Tinggi Rerata m	Elevasi Muka Air			Elevasi Rerata m	Froude Rerata	Jenis Aliran
					Kiri	As	Kanan		Kiri	As	Kanan			
					m	m	m		m	m	m			
Saluran Transisi	2	2,57	8,61	681,03	2,62	2,47	2,62	2,57	683,65	683,50	683,65	683,60	1,714	superkritis
	3	4,50	2,57	680,00	2,65	2,60	2,65	2,63	682,65	682,60	682,65	682,63	0,505	subkritis
	4	4,65	2,17	680,00	2,80	2,75	2,80	2,78	682,80	682,75	682,80	682,78	0,415	subkritis
	5	5,00	2,17	680,00	3,50	3,55	3,50	3,52	683,50	683,55	683,50	683,52	0,370	subkritis
	6	7,25	2,30	680,34	3,31	3,26	3,31	3,29	683,65	683,60	683,65	683,63	0,405	subkritis
	7	7,00	3,26	680,79	2,81	2,76	2,81	2,79	683,60	683,55	683,60	683,58	0,622	subkritis
	8	5,18	6,58	681,10	2,05	2,05	2,05	2,05	683,15	683,15	683,15	683,15	1,468	superkritis
	9	2,61	7,24	679,53	1,22	1,27	1,22	1,24	680,75	680,80	680,75	680,77	2,079	superkritis
Saluran Peluncur	10	5,55	10,39	676,44	0,86	0,61	0,81	0,76	677,30	677,05	677,25	677,20	3,806	superkritis
	11	4,40	12,25	674,43	0,87	0,87	0,72	0,82	675,30	675,30	675,15	675,25	4,320	superkritis
	12	6,38	12,42	671,78	0,62	0,67	0,62	0,64	672,40	672,45	672,40	672,42	4,969	superkritis
	13	12,65	-	666,52	0,88	0,88	0,98	0,91	667,40	667,40	667,50	667,43	-	-
	14	8,00	16,14	663,19	0,76	0,91	1,31	0,99	663,95	664,10	664,50	664,18	5,171	superkritis
	15	9,00	16,46	659,45	0,50	0,50	0,60	0,53	659,95	659,95	660,05	659,98	7,197	superkritis
	16	9,00	17,06	655,71	0,59	0,54	0,64	0,59	656,30	656,25	656,35	656,30	7,092	superkritis
	17	9,00	17,59	651,97	0,43	0,48	0,43	0,45	652,40	652,45	652,40	652,42	8,402	superkritis
	18	9,00	18,24	648,23	0,72	0,77	0,87	0,79	648,95	649,00	649,10	649,02	6,564	superkritis
	19	9,00	19,09	644,49	0,66	0,66	0,61	0,64	645,15	645,15	645,10	645,13	7,600	superkritis
	20	9,00	19,55	640,75	0,30	0,30	0,35	0,32	641,05	641,05	641,10	641,07	11,092	superkritis
	21	9,00	20,07	637,01	0,39	0,34	0,44	0,39	637,40	637,35	637,45	637,40	10,262	superkritis
	22	9,00	20,06	633,27	0,53	0,48	0,43	0,48	633,80	633,75	633,70	633,75	9,243	superkritis
	23	9,00	20,14	629,53	0,47	0,47	0,37	0,44	630,00	630,00	629,90	629,97	9,732	superkritis
	24	12,63	-	624,28	1,02	1,02	0,97	1,00	625,30	625,30	625,25	625,28	-	-
	25	5,89	-	621,83	0,57	0,52	0,47	0,52	622,40	622,35	622,30	622,35	-	-
	26	8,90	22,03	618,13	0,57	0,57	0,52	0,55	618,70	618,70	618,65	618,68	9,457	superkritis
	27	8,84	21,29	614,45	0,90	0,95	1,00	0,95	615,35	615,40	615,45	615,40	6,975	superkritis

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.49 Hasil Pengujian dengan Debit Q_{1000} (Seri 4/*Final Design*)

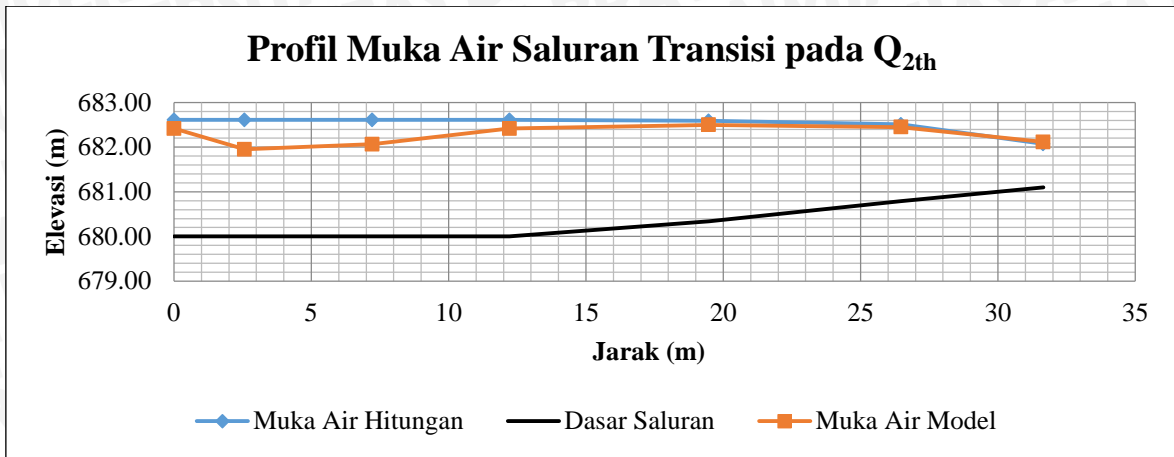
Saluran	Titik	Jarak Section (m)	Kecepatan Rerata m/dt	Elevasi Dasar Saluran m	Tinggi Muka Air Prototipe			Tinggi Rerata m	Elevasi Muka Air			Elevasi Rerata m	Froude Rerata	Jenis Aliran
					Kiri	As	Kanan		Kiri	As	Kanan			
					m	m	m		m	m	m			
Saluran Transisi	2	2,57	7,76	681,03	3,52	3,57	3,47	3,52	684,55	684,60	684,50	684,55	1,321	superkritis
	3	4,50	3,89	680,00	3,10	3,13	3,13	3,12	683,10	683,13	683,13	683,12	0,704	subkritis
	4	4,65	5,44	680,00	3,45	3,40	3,40	3,42	683,45	683,40	683,40	683,42	0,939	subkritis
	5	5,00	3,40	680,00	4,10	4,10	4,10	4,10	684,10	684,10	684,10	684,10	0,536	subkritis
	6	7,25	2,85	680,34	3,61	4,16	4,16	3,98	683,95	684,50	684,50	684,32	0,456	subkritis
	7	7,00	4,12	680,79	3,66	3,61	3,61	3,63	684,45	684,40	684,40	684,42	0,690	subkritis
	8	5,18	7,88	681,10	2,70	2,75	2,75	2,73	683,80	683,85	683,85	683,83	1,522	superkritis
	9	2,61	7,64	679,53	1,87	2,05	2,05	1,99	681,40	681,58	681,58	681,52	1,731	superkritis
Saluran Peluncur	10	5,55	10,09	676,44	1,56	1,51	1,56	1,54	678,00	677,95	678,00	677,98	2,594	superkritis
	11	4,40	11,77	674,43	0,77	1,12	0,82	0,90	675,20	675,55	675,25	675,33	3,955	superkritis
	12	6,38	13,38	671,78	0,67	0,72	0,72	0,70	672,45	672,50	672,50	672,48	5,093	superkritis
	13	12,65	-	666,52	0,78	0,83	0,83	0,81	667,30	667,35	667,35	667,33	-	-
	14	8,00	16,60	663,19	0,66	0,51	0,61	0,59	663,85	663,70	663,80	663,78	6,882	superkritis
	15	9,00	17,80	659,45	0,70	0,50	0,85	0,68	660,15	659,95	660,30	660,13	6,875	superkritis
	16	9,00	18,06	655,71	0,59	0,49	0,64	0,57	656,30	656,20	656,35	656,28	7,616	superkritis
	17	9,00	19,75	651,97	0,68	0,78	0,68	0,71	652,65	652,75	652,65	652,68	7,465	superkritis
	18	9,00	20,31	648,23	0,72	0,82	0,82	0,79	648,95	649,05	649,05	649,02	7,310	superkritis
	19	9,00	20,21	644,49	0,71	0,86	0,71	0,76	645,20	645,35	645,20	645,25	7,403	superkritis
	20	9,00	20,19	640,75	0,60	0,65	0,60	0,62	641,35	641,40	641,35	641,37	8,209	superkritis
	21	9,00	21,05	637,01	0,59	0,59	0,54	0,57	637,60	637,60	637,55	637,58	8,876	superkritis
	22	9,00	21,42	633,27	0,53	0,53	0,58	0,55	633,80	633,80	633,85	633,82	9,250	superkritis
	23	9,00	21,24	629,53	0,52	0,52	0,47	0,50	630,05	630,05	630,00	630,03	9,557	superkritis
	24	12,63	-	624,28	0,87	0,97	0,92	0,92	625,15	625,25	625,20	625,20	-	-
	25	5,89	-	621,83	0,97	1,02	0,72	0,90	622,80	622,85	622,55	622,73	-	-
	26	8,90	27,11	618,13	0,62	0,57	0,62	0,60	618,75	618,70	618,75	618,73	11,142	superkritis
	27	8,84	23,37	614,45	1,05	1,00	1,00	1,02	615,50	615,45	615,45	615,47	7,401	superkritis

Sumber: Hasil perhitungan

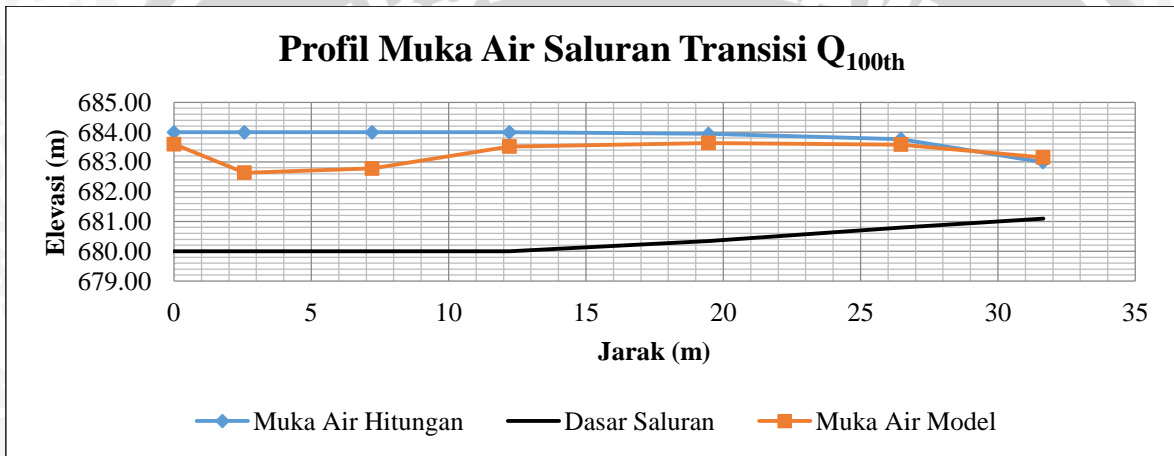
Tabel 4.50 Hasil Pengujian dengan Debit Q_{PMF} (Seri 4/*Final Design*)

Saluran	Titik	Jarak Section (m)	Kecepatan Rerata m/dt	Elevasi Dasar Saluran m	Tinggi Muka Air Prototipe			Tinggi Rerata m	Elevasi Muka Air			Elevasi Rerata m	Froude Rerata	Jenis Aliran
					Kiri	As	Kanan		Kiri	As	Kanan			
					m	m	m		m	m	m			
Saluran Transisi	2	2,57	7,76	681,03	4,17	4,17	4,12	4,15	685,20	685,20	685,15	685,18	1,216	superkritis
	3	4,50	3,89	680,00	5,15	5,15	5,20	5,17	685,15	685,15	685,20	685,17	0,547	subkritis
	4	4,65	5,44	680,00	5,55	5,55	5,50	5,53	685,55	685,55	685,50	685,53	0,738	subkritis
	5	5,00	3,40	680,00	6,30	6,25	6,15	6,23	686,30	686,25	686,15	686,23	0,435	subkritis
	6	7,25	2,85	680,34	6,26	6,26	6,41	6,31	686,60	686,60	686,75	686,65	0,362	subkritis
	7	7,00	4,12	680,79	5,66	5,66	5,76	5,69	686,45	686,45	686,55	686,48	0,551	subkritis
	8	5,18	7,88	681,10	3,95	3,85	4,00	3,93	685,05	684,95	685,10	685,03	1,269	superkritis
	9	2,61	7,64	679,53	3,17	3,22	3,32	3,24	682,70	682,75	682,85	682,77	1,356	superkritis
Saluran Peluncur	10	5,55	10,09	676,44	2,66	3,01	2,71	2,79	679,10	679,45	679,15	679,23	1,928	superkritis
	11	4,40	11,77	674,43	1,52	1,77	1,52	1,60	675,95	676,20	675,95	676,03	2,969	superkritis
	12	6,38	13,38	671,78	1,57	1,52	1,57	1,55	673,35	673,30	673,35	673,33	3,427	superkritis
	13	12,65	-	666,52	1,78	1,73	2,18	1,90	668,30	668,25	668,70	668,42	-	-
	14	8,00	16,60	663,19	1,26	0,96	1,46	1,23	664,45	664,15	664,65	664,42	4,787	superkritis
	15	9,00	17,80	659,45	1,00	1,00	1,30	1,10	660,45	660,45	660,75	660,55	5,419	superkritis
	16	9,00	18,06	655,71	1,09	1,24	1,24	1,19	656,80	656,95	656,95	656,90	5,287	superkritis
	17	9,00	19,75	651,97	1,18	1,28	1,23	1,23	653,15	653,25	653,20	653,20	5,685	superkritis
	18	9,00	20,31	648,23	1,22	1,42	1,22	1,29	649,45	649,65	649,45	649,52	5,716	superkritis
	19	9,00	20,21	644,49	0,91	1,26	0,86	1,01	645,40	645,75	645,35	645,50	6,422	superkritis
	20	9,00	20,19	640,75	0,80	0,85	0,85	0,83	641,55	641,60	641,60	641,58	7,061	superkritis
	21	9,00	21,05	637,01	0,94	0,99	0,94	0,96	637,95	638,00	637,95	637,97	6,871	superkritis
	22	9,00	21,42	633,27	0,88	0,83	0,93	0,88	634,15	634,10	634,20	634,15	7,290	superkritis
	23	9,00	21,24	629,53	0,77	0,72	0,82	0,77	630,30	630,25	630,35	630,30	7,727	superkritis
	24	12,63	-	624,28	1,67	1,67	1,72	1,69	625,95	625,95	626,00	625,97	-	-
	25	5,89	-	621,83	1,62	1,62	1,72	1,65	623,45	623,45	623,55	623,48	-	-
	26	8,90	27,11	618,13	1,47	1,42	1,42	1,44	619,60	619,55	619,55	619,57	7,220	superkritis
	27	8,84	23,37	614,45	2,25	2,30	2,35	2,30	616,70	616,75	616,80	616,75	4,921	superkritis

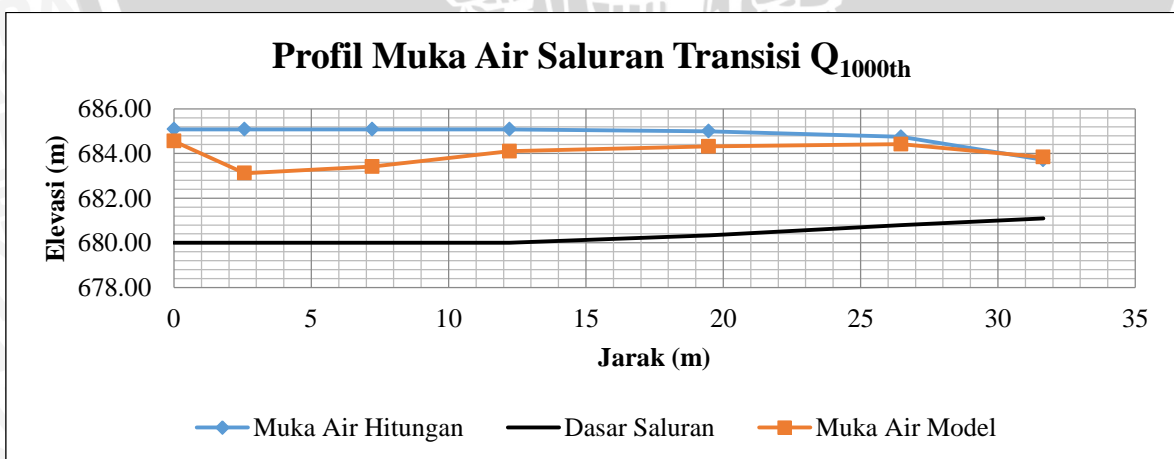
Sumber: Hasil perhitungan



Gambar 4.21 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{2th} di saluran transisi.

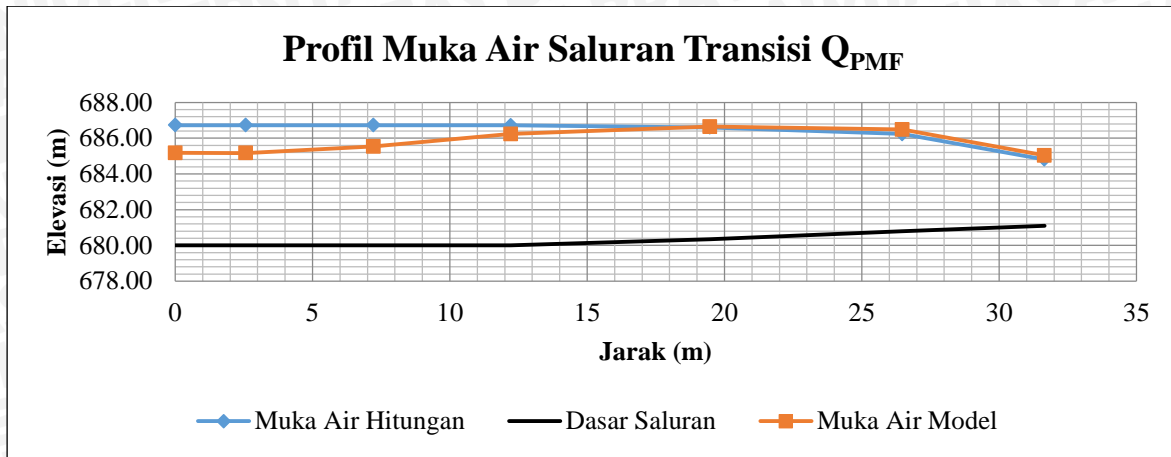


Gambar 4.22 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{100th} di saluran transisi.

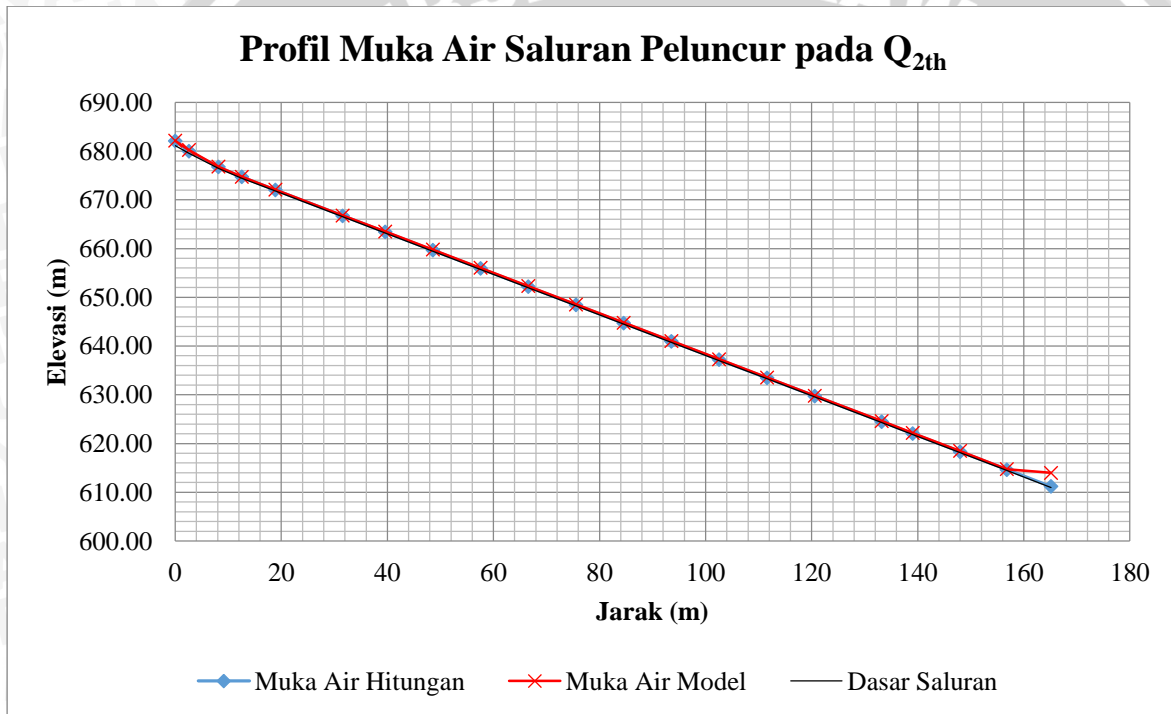


Gambar 4.23 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{1000th} di saluran transisi.

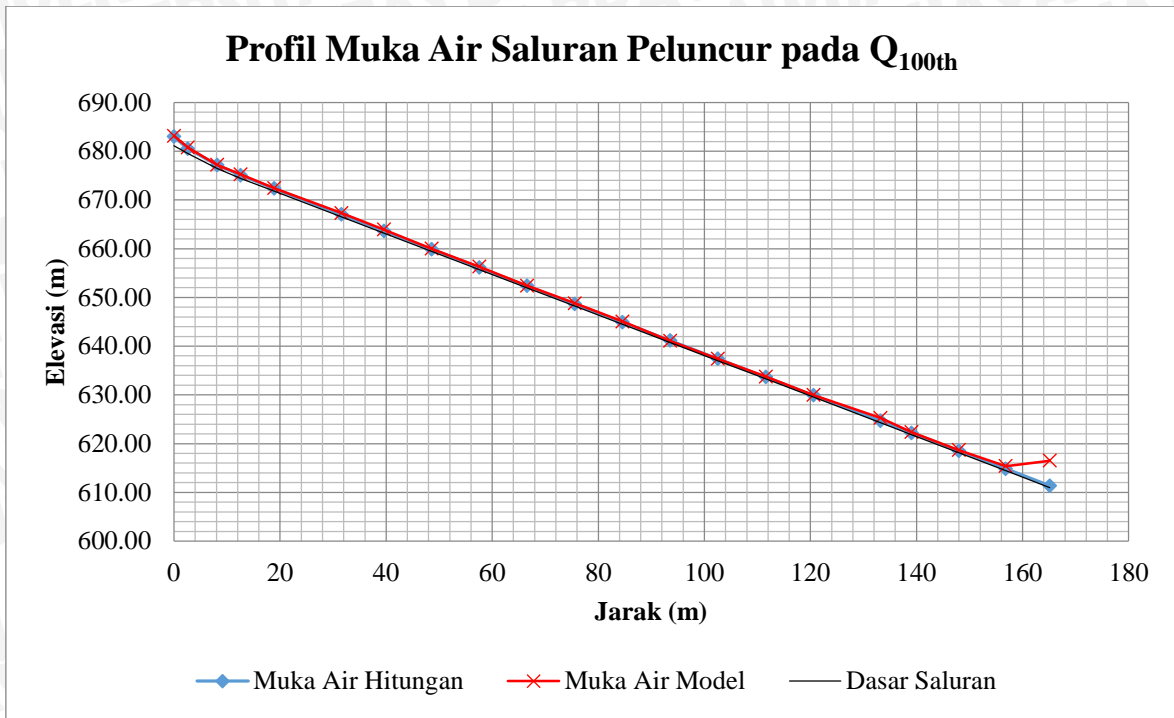




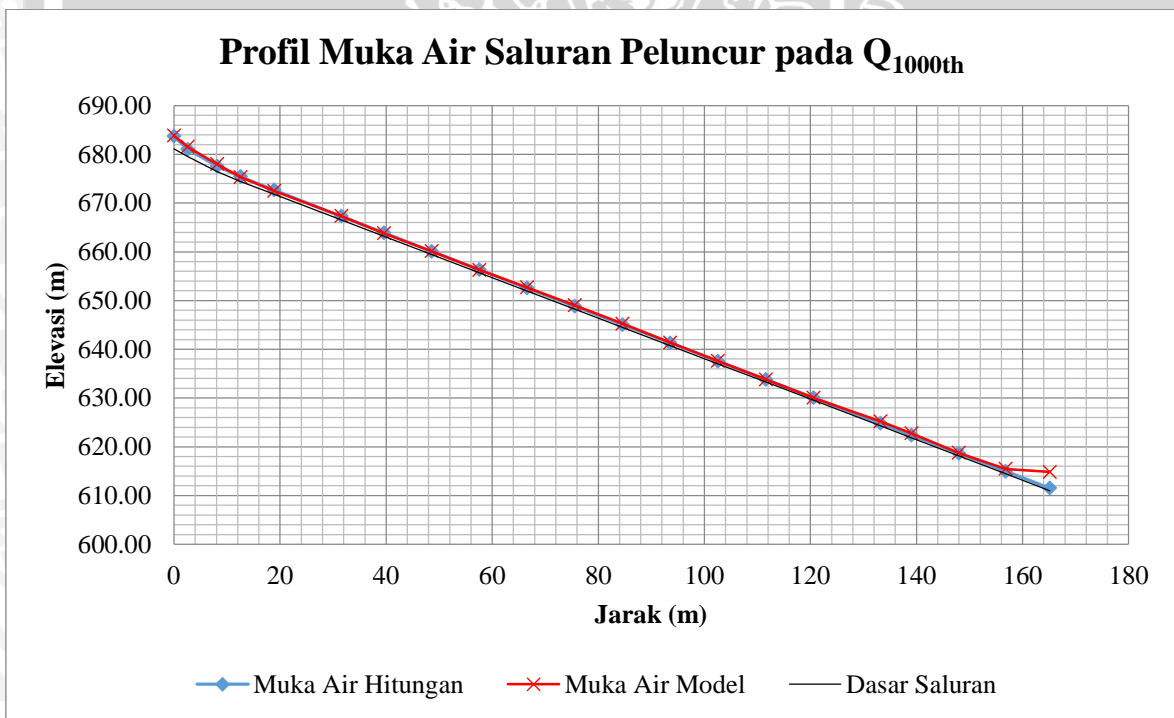
Gambar 4.24 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{PMF} di saluran transisi.



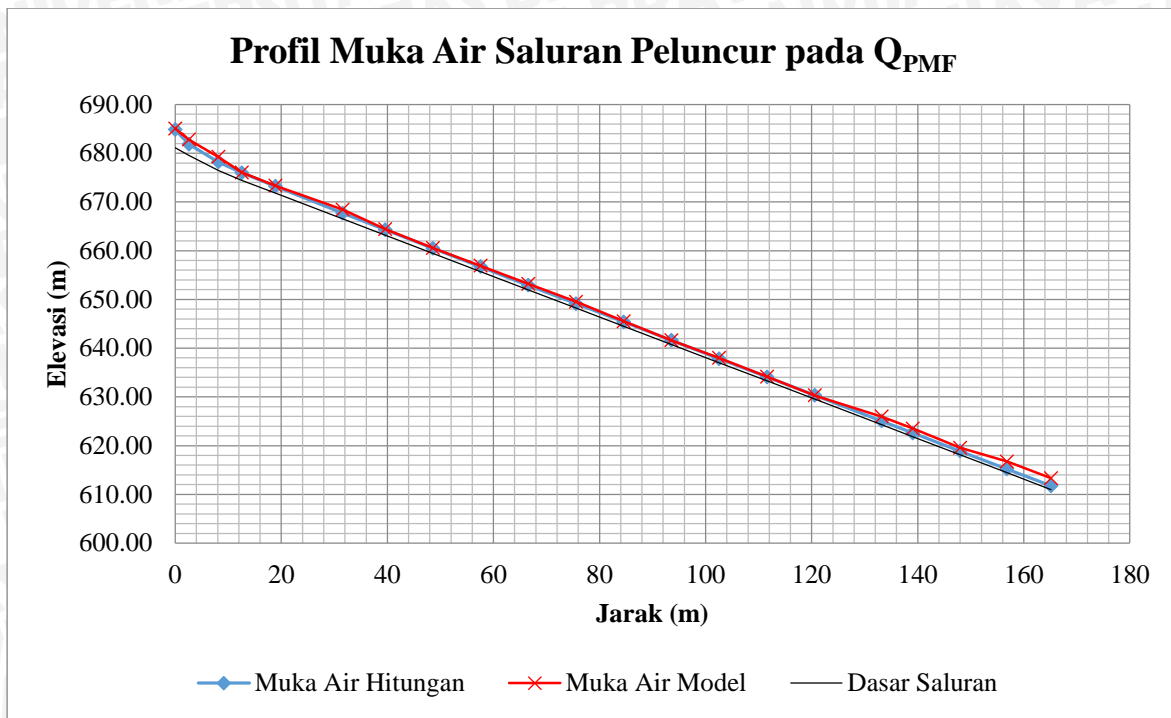
Gambar 4.25 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{2th} di saluran peluncur.



Gambar 4.26 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{100th} di saluran peluncur.

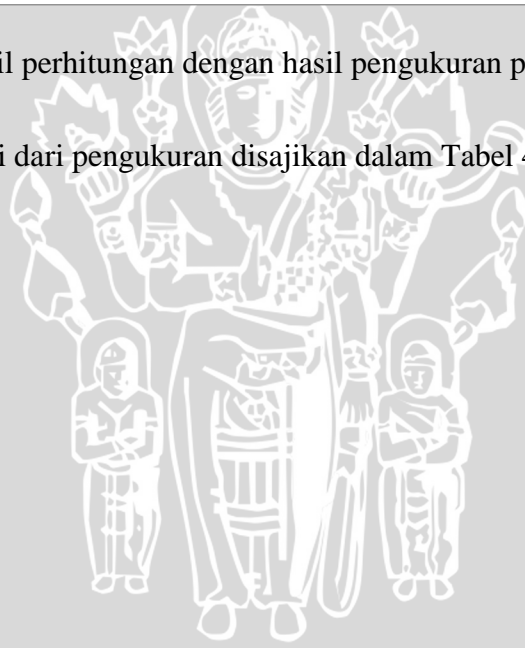


Gambar 4.27 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{1000th} di saluran peluncur.



Gambar 4.28 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{PMF} di saluran peluncur.

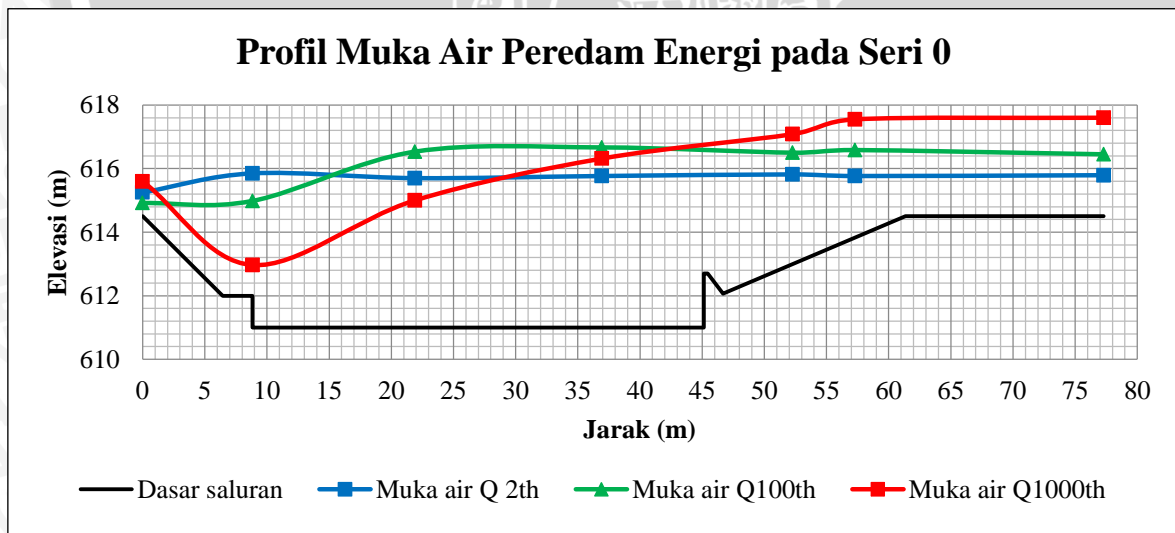
Tinggi muka air peredam energi dari pengukuran disajikan dalam Tabel 4.51 – 4.55.



Tabel 4.51 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 0

Debit	Section	Jarak	Dasar Saluran	Elevasi Muka Air	Kecepatan	h	Fr
		(m)	(m)	(m)	(m/dt)	m	
Q 2th	27	0	614,45	615,25	11,93	0,80	4,26
	28	8,84	611,00	615,85	2,58	4,85	0,37
	29	21,89	611,00	615,70	1,79	4,70	0,26
	30	36,94	611,00	615,77	1,47	4,77	0,22
	31	52,29	614,50	615,82	2,17	1,32	0,60
	32	57,29	614,50	615,77	1,37	1,27	0,39
	33	77,29	614,50	615,79	1,68	1,29	0,47
Q 100th	27	0	614,45	614,92	12,92	0,47	6,04
	28	8,84	611,00	614,98	3,63	3,98	0,58
	29	21,89	611,00	616,53	2,77	5,53	0,38
	30	36,94	611,00	616,67	2,75	5,67	0,37
	31	52,29	614,50	616,50	2,96	2,00	0,67
	32	57,29	614,50	616,58	3,07	2,08	0,68
	33	77,29	614,50	616,45	2,86	1,95	0,65
Q 1000th	27	0	614,45	615,60	22,03	1,15	6,56
	28	8,84	611,00	612,97	23,39	1,97	5,33
	29	21,89	611,00	615,00	7,07	4,00	1,13
	30	36,94	611,00	616,32	4,19	5,32	0,58
	31	52,29	614,50	617,08	2,61	2,58	0,52
	32	57,29	614,50	617,55	2,14	3,05	0,39
	33	77,29	614,50	617,60	2,30	3,10	0,42

Sumber: Hasil Perhitungan

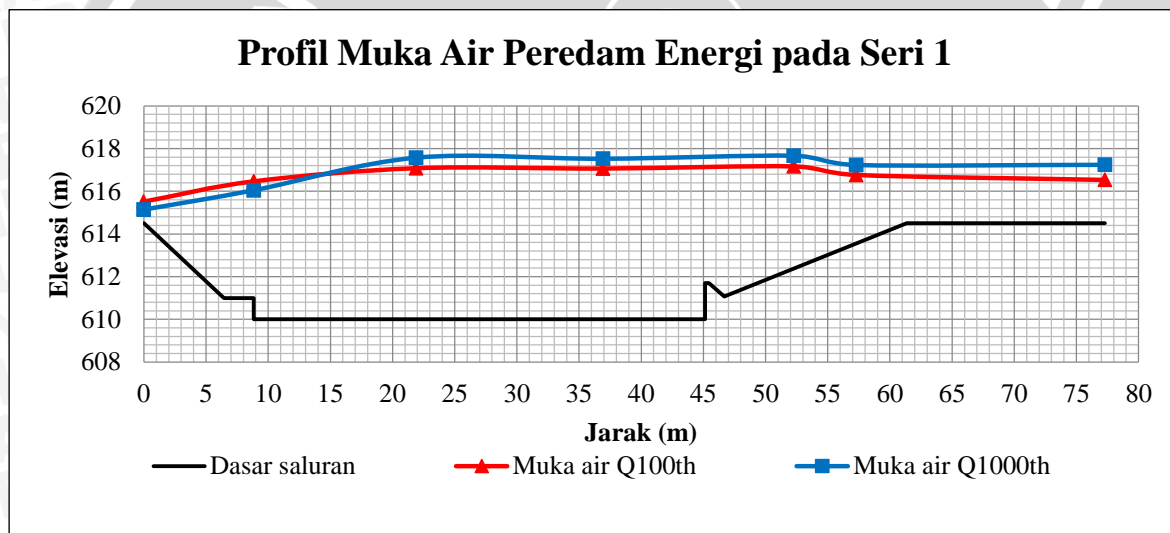


Gambar 4.29 Profil muka air peredam energi pada seri 0 (Pengukuran).

Tabel 4.52 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 1

Debit	Section	Jarak	Dasar Saluran	Elevasi Muka Air	Kecepatan	h	Fr
		(m)	(m)	(m)	(m/dt)	m	
Q 100th	27	0	614,45	615,52	6,03	1,07	1,86
	28	8,84	610,00	616,47	2,23	6,47	0,28
	29	21,89	610,00	617,08	1,68	7,08	0,20
	30	36,94	610,00	617,07	1,40	7,07	0,17
	31	52,29	614,50	617,17	2,21	2,67	0,43
	32	57,29	614,50	616,77	2,13	2,27	0,45
	33	77,29	614,50	616,53	2,17	2,03	0,49
Q 1000th	27	0	614,45	615,14	22,56	0,69	8,66
	28	8,84	610,00	616,05	10,93	6,05	1,42
	29	21,89	610,00	617,58	4,58	7,57	0,53
	30	36,94	610,00	617,53	2,52	7,52	0,29
	31	52,29	614,50	617,67	2,06	3,17	0,37
	32	57,29	614,50	617,23	3,52	2,73	0,68
	33	77,29	614,50	617,24	3,21	2,74	0,62

Sumber: Hasil Perhitungan

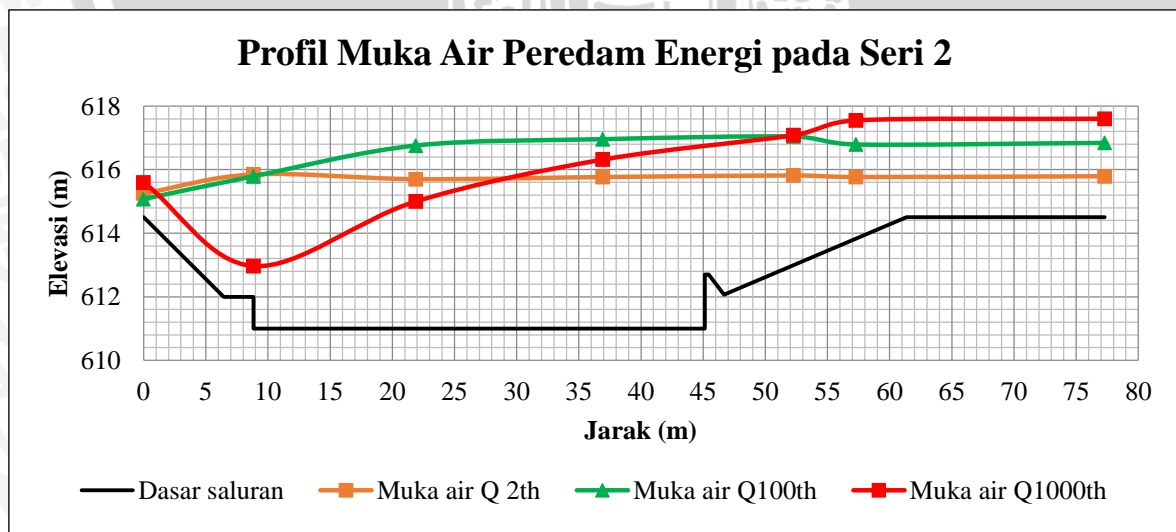


Gambar 4.30 Profil muka air peredam energi pada seri 1 (Pengukuran).

Tabel 4.53 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 2

Debit	Section	Jarak	Dasar Saluran	Elevasi Muka Air	Kecepatan	h	Fr
		(m)	(m)	(m)	(m/dt)	m	
Q 2th	27	0	614,45	615,25	15,23	0,80	5,44
	28	8,84	611,00	615,85	2,55	4,85	0,37
	29	21,89	611,00	615,70	1,83	4,70	0,27
	30	36,94	611,00	615,77	1,63	4,77	0,24
	31	52,29	614,50	615,82	1,37	1,32	0,38
	32	57,29	614,50	615,77	1,67	1,27	0,47
	33	77,29	614,50	615,79	1,93	1,29	0,54
Q 100th	27	0	614,45	615,08	12,01	0,63	4,85
	28	8,84	611,00	615,79	3,33	4,79	0,49
	29	21,89	611,00	616,76	1,48	5,76	0,20
	30	36,94	611,00	616,96	1,48	5,96	0,19
	31	52,29	614,50	617,04	2,37	2,54	0,48
	32	57,29	614,50	616,79	2,24	2,29	0,47
	33	77,29	614,50	616,84	2,44	2,34	0,51
Q 1000th	27	0	614,45	615,60	22,98	1,15	6,84
	28	8,84	611,00	612,97	20,67	1,97	4,71
	29	21,89	611,00	615,00	5,42	4,00	0,87
	30	36,94	611,00	616,32	3,11	5,32	0,43
	31	52,29	614,50	617,08	2,39	2,58	0,48
	32	57,29	614,50	617,55	2,31	3,05	0,42
	33	77,29	614,50	617,60	3,03	3,10	0,55

Sumber: Hasil Perhitungan

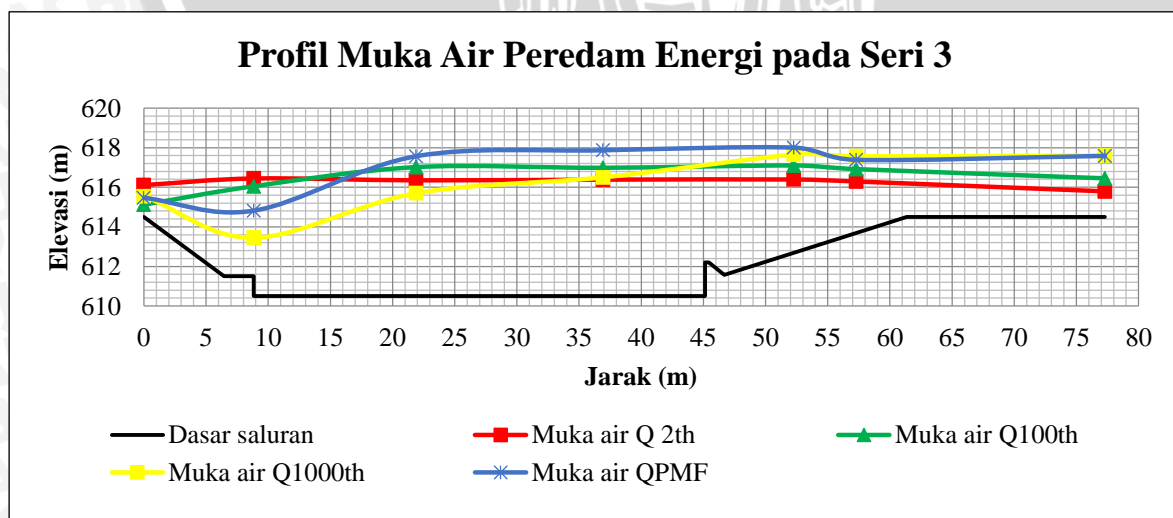


Gambar 4.31 Profil muka air peredam energi pada seri 2 (Pengukuran).

Tabel 4.54 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 3

Debit	Section	Jarak	Dasar Saluran	Elevasi Muka Air	Kecepatan	h	Fr
		(m)	(m)	(m)	(m/dt)	m	
Q 2th	27	0	614,45	616,11	15,96	1,66	3,96
	28	8,84	610,50	616,44	2,96	5,94	0,39
	29	21,89	610,50	616,35	1,70	5,85	0,22
	30	36,94	610,50	616,38	1,43	5,88	0,19
	31	52,29	614,50	616,39	1,84	1,89	0,43
	32	57,29	614,50	616,29	1,68	1,79	0,40
	33	77,29	614,50	615,79	1,68	1,29	0,47
Q 100th	27	0	614,45	615,12	12,86	0,67	5,03
	28	8,84	610,50	616,05	4,05	5,55	0,55
	29	21,89	610,50	617,02	2,31	6,52	0,29
	30	36,94	610,50	616,98	2,16	6,48	0,27
	31	52,29	614,50	617,10	2,50	2,60	0,50
	32	57,29	614,50	616,92	3,07	2,42	0,63
	33	77,29	614,50	616,45	2,86	1,95	0,65
Q 1000th	27	0	614,45	615,55	23,92	1,10	7,28
	28	8,84	610,50	613,45	0,00	2,95	0,00
	29	21,89	610,50	615,70	8,44	5,20	1,18
	30	36,94	610,50	616,50	4,84	6,00	0,63
	31	52,29	614,50	617,65	3,13	3,15	0,56
	32	57,29	614,50	617,57	3,48	3,07	0,63
	33	77,29	614,50	617,60	2,30	3,10	0,42
Q PMF	27	0	614,45	615,47	23,92	1,02	7,57
	28	8,84	610,50	614,82	-	4,32	-
	29	21,89	610,50	617,57	25,66	7,07	3,08
	30	36,94	610,50	617,87	19,66	7,37	2,31
	31	52,29	614,50	618,00	15,91	3,50	2,72
	32	57,29	614,50	617,38	21,25	2,88	3,99
	33	77,29	614,50	617,58	16,40	3,08	2,98

Sumber: Hasil Perhitungan

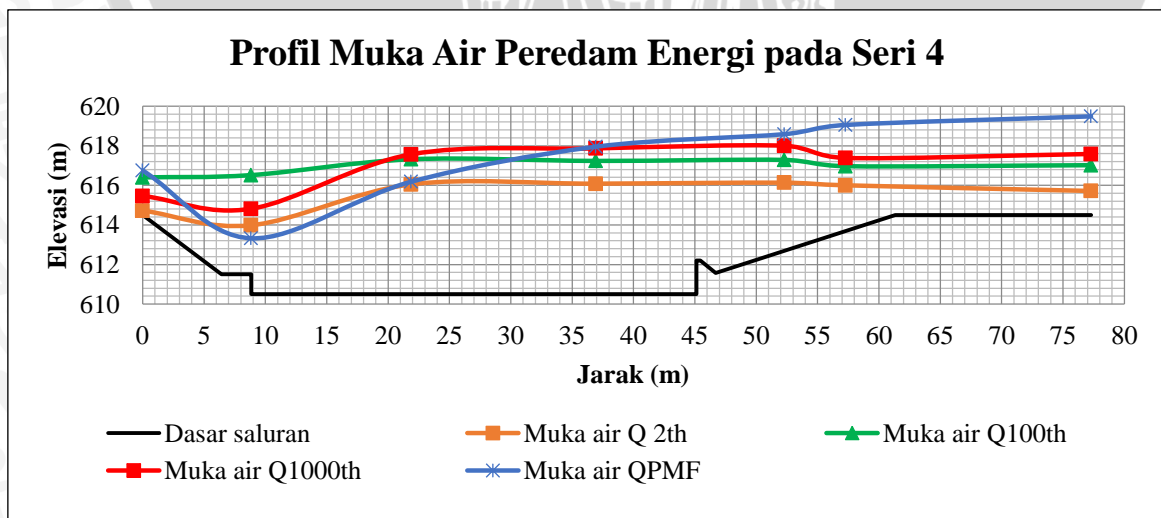


Gambar 4.32 Profil muka air peredam energi pada seri 3 (Pengukuran).

Tabel 4.55 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 4

Debit	Section	Jarak	Dasar Saluran	Elevasi Muka Air	Kecepatan	h	Fr
		(m)	(m)	(m)	(m/dt)	m	
Q 2th	27	0	614,45	614,73	14,63	0,27	8,91
	28	8,84	610,50	613,98	1,21	3,48	0,21
	29	21,89	610,50	616,05	1,01	5,55	0,14
	30	36,94	610,50	616,08	1,10	5,58	0,15
	31	52,29	614,50	616,13	0,97	1,63	0,24
	32	57,29	614,50	616,00	1,37	1,50	0,36
	33	77,29	614,50	615,72	1,37	1,22	0,40
Q 100th	27	0	614,45	616,40	8,32	1,95	1,90
	28	8,84	610,50	616,52	2,59	6,02	0,34
	29	21,89	610,50	617,32	1,68	6,82	0,21
	30	36,94	610,50	617,23	2,38	6,73	0,29
	31	52,29	614,50	617,28	2,28	2,78	0,44
	32	57,29	614,50	616,97	2,47	2,47	0,50
	33	77,29	614,50	617,02	2,66	2,52	0,53
Q 1000th	27	0	614,45	615,47	23,37	1,02	7,40
	28	8,84	610,50	614,82	19,96	4,32	3,07
	29	21,89	610,50	617,57	6,32	7,07	0,76
	30	36,94	610,50	617,87	2,10	7,37	0,25
	31	52,29	614,50	618,00	2,46	3,50	0,42
	32	57,29	614,50	617,38	2,90	2,88	0,55
	33	77,29	614,50	617,58	2,99	3,08	0,54
Q PMF	27	0	614,45	616,75	23,37	2,30	4,92
	28	8,84	610,50	613,33	40,32	2,82	7,66
	29	21,89	610,50	616,18	19,22	5,68	2,57
	30	36,94	610,50	617,95	8,51	7,45	1,00
	31	52,29	614,50	618,58	12,49	4,08	1,97
	32	57,29	614,50	619,05	17,73	4,55	2,65
	33	77,29	614,50	619,48	21,27	4,98	3,04

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.33 Profil muka air peredam energi pada seri 4 (Pengukuran).

Perhitungan kesalahan relatif dari hasil perhitungan dan hasil pengukuran pada titik kontrol untuk debit Q_{2th} , Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} seri 4 (*final design*) selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.56-4.59.

Contoh perhitungan pada saat Q_{2th} , di saluran transisi, *section 8*:

Tinggi muka air perhitungan = 0,972 m

Tinggi muka air pada model = 1,017 m

$$\text{Kesalahan relatif, Kr} = \left| \frac{h_{\text{hitungan}} - h_{\text{model}}}{h_{\text{model}}} \right| \times 100\% = \left| \frac{0,972 - 1,017}{1,017} \right| \times 100\% = 4,35\%$$

Tabel 4.56 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{2th}

Section	Titik kontrol	Tinggi Muka Air (m)		Kr (%)
		Perhitungan	Model	
II	Hd	0,949	0,95	0,11
8	h_{cr}	0,972	1,02	4,35
30	h_2	5,505	5,58	1,41
32	h_3	1,429	1,50	4,71

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.57 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{100th}

Section	Titik kontrol	Tinggi Muka Air (m)		Kr (%)
		Perhitungan	Model	
II	Hd	1,821	1,75	4,06
8	h_{cr}	1,889	2,05	7,85
30	h_2	6,343	6,73	5,80
32	h_3	2,097	2,47	15,01

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.58 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{1000th}

Section	Titik kontrol	Tinggi Muka Air (m)		Kr (%)
		Perhitungan	Model	
II	Hd	2,360	2,35	0,43
8	h_{cr}	2,613	2,73	4,39
30	h_2	7,307	7,37	0,81
32	h_3	3,013	2,88	4,50

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.59 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{PMF}

Section	Titik kontrol	Tinggi Muka Air (m)		Kr (%)
		Perhitungan	Model	
II	Hd	3,252	3,35	2,93
8	h_{cr}	3,713	3,93	5,59
30	h_2	9,469	7,45	27,10
33	h_3	5,095	4,98	2,24

Sumber: Hasil Perhitungan

Kesalahan relatif pada saluran pengarah hilir (h_3) pada debit Q_{100th} mempunyai kesalahan relatif sebesar 15,01% hal ini dikarenakan energi spesifik pada peredam energi masih mempengaruhi tinggi muka air di titik kontrol yang menyebabkan tinggi muka air di model menjadi lebih besar.

4.12. Perhitungan Aliran Getar

Perhitungan Aliran getar pada saluran peluncur dilakukan dengan menggunakan bilangan Montouri dan bilangan Vendernikov, dan dikoreksi dengan menggunakan grafik pada Gambar 2.12.

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100} = 121,990 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$b = 15 \text{ m}$$

$$d = 0,520 \text{ m}$$

$$V = 22,030 \text{ m/dt}$$

$$P = 16,040 \text{ m}$$

$$\theta = 22,535^\circ$$

$$I = 0,415$$

Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd\cos\theta}}$$

$$\underline{V} = \frac{2.15.22,030}{3.16,040\sqrt{9,81.0,520.\cos 22,535^\circ}}$$

$$\underline{V} = 6,453$$

Bilangan Montuori (\underline{M})

$$\underline{M}^2 = \frac{V^2}{g.I.L.\cos\theta}$$

$$\underline{M}^2 = \frac{22,030^2}{9,81.0,415.166.\cos 22,535^\circ}$$

$$\underline{M}^2 = 0,803$$

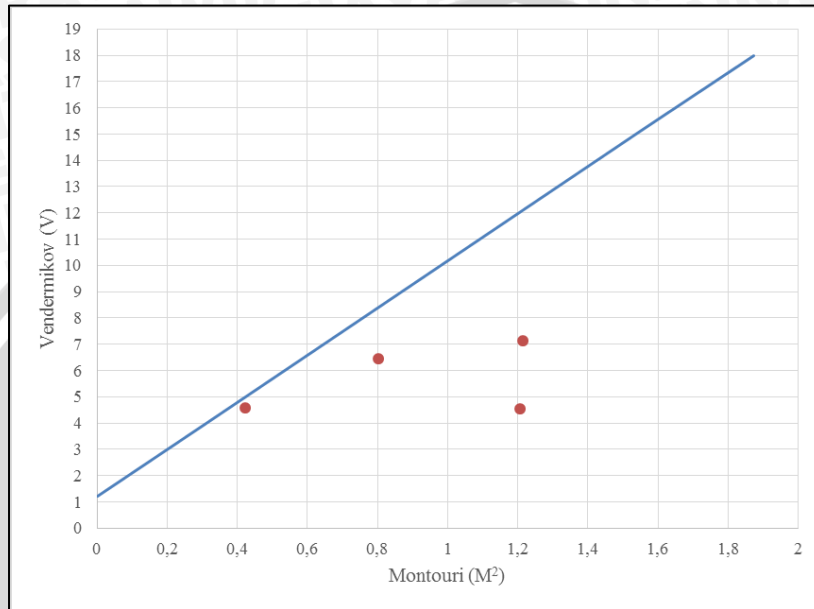
Untuk perhitungan selanjutnya dan mengetahui kriteria aliran getar untuk menentukan batas terjadinya aliran getar, dapat dilihat dalam Tabel 4.60.



Tabel 4.60 Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian

Kala Ulang	Debit (m ³ /dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ	I	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
Q _{2th}	45,040	15	0,520	16,000	16,040	161	22,535	0,415	4,595	0,423	Tidak terjadi aliran getar
Q _{100th}	121,990	15	0,520	22,030	15,727	161	22,535	0,415	6,453	0,803	Tidak terjadi aliran getar
Q _{1000th}	198,490	15	0,620	27,110	16,008	161	22,535	0,415	7,145	1,215	Tidak terjadi aliran getar
Q _{PMF}	336,180	15	1,440	27,010	16,489	161	22,535	0,415	4,535	1,206	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.34 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian.

4.13. Perhitungan Indeks Kavitas

Sebagai contoh diambil debit Q_{2th} pada *section 0* pelimpah dengan data-data tinggi muka air (h) dan kecepatan aliran (v) didapatkan dari hasil pengukuran. Berikut langkah-langkah perhitungan indeks kavitas:

1. Diketahui massa jenis air pada suhu 22°C adalah sebesar 997,8 kg/m³
2. Kedalaman aliran di *section 0* pelimpah Q_{2th}, h = 0,508 m
3. Tekanan pada titik yang ditinjau, dalam hal ini menggunakan persamaan:

$$P_g = \rho \times g \times h$$

$$P_g = 997,80 \times 9,81 \times 0,508 = 4975,779 \text{ N/m}^2$$

4. Tekanan pada titik yang ditinjau dikonversikan kedalam satuan kPa

$$P_g = \frac{4975,779 \text{ N/m}^2}{1000} = 4,975 \text{ kPa}$$

5. Tekanan atmosfer (P_a) sebesar 101 kPa

6. Tekanan setempat (P₀) diperoleh dari:

$$P_0 = P_g + P_a = 4,975 + 101 = 105,975 \text{ kPa}$$

7. Tekanan uap (P_v) untuk suhu 22°C adalah sebesar $2,726 \text{ kPa}$
 8. Kecepatan aliran di *section* 0 pelimpah Q_{2th} , $V_0 = 4,002 \text{ m/dt}$

$$9. \frac{V_0^2}{2} = \frac{4,002^2}{2} = 8,008 \text{ m}^2/\text{dt}^2$$

10. Indeks kavitasi (σ)

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \cdot \frac{V_0^2}{2}} = \frac{105,975 - 2,726}{997,80 \cdot 8,008} = 0,01292$$

11. Angka batas kavitasi (σ_1)

$$\sigma_1 = -\frac{P_g - P_0}{\rho \cdot \frac{V_0^2}{2}} = -\frac{4,975 - 105,975}{997,80 \cdot 8,008} = 0,01264$$

12. Karena $\sigma = 0,01292$ dan $\sigma_1 = 0,01264$, maka $\sigma > \sigma_1$ sehingga tidak terjadi kavitasi.

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.61 – 4.64.



Tabel 4.61 Perhitungan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{2th}

Section	r_w	h	P_g		P_a	P_o	P_v	V_o	$V_o^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
	(kg/m^3)	(m)	(N/m^2)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m^3)			
0	997,8	0,508	4975,779	4,9758	101	105,9758	2,726	4,002	8,0083	0,01292	0,01264	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	1,820	17814,921	17,8149	101	118,8149	2,726	6,033	18,1962	0,00639	0,00556	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	1,387	13573,273	13,5733	101	114,5733	2,726	7,449	27,7427	0,00404	0,00365	Tidak terjadi kavitasi
3	997,8	1,950	19087,415	19,0874	101	120,0874	2,726	3,213	5,1613	0,02279	0,01961	Tidak terjadi kavitasi
4	997,8	2,067	20229,397	20,2294	101	121,2294	2,726	2,284	2,6089	0,04552	0,03880	Tidak terjadi kavitasi
5	997,8	2,417	23655,344	23,6553	101	124,6553	2,726	1,476	1,0886	0,11225	0,09298	Tidak terjadi kavitasi
6	997,8	2,160	21142,983	21,1430	101	122,1430	2,726	1,562	1,2203	0,09808	0,08295	Tidak terjadi kavitasi
7	997,8	1,660	16248,774	16,2488	101	117,2488	2,726	2,094	2,1925	0,05235	0,04617	Tidak terjadi kavitasi
8	997,8	1,017	9951,558	9,9516	101	110,9516	2,726	5,373	14,4354	0,00751	0,00701	Tidak terjadi kavitasi
9	997,8	0,687	6721,380	6,7214	101	107,7214	2,726	7,132	25,4337	0,00414	0,00398	Tidak terjadi kavitasi
10	997,8	0,377	3686,971	3,6870	101	104,6870	2,726	9,258	42,8568	0,00238	0,00236	Tidak terjadi kavitasi
11	997,8	0,303	2969,153	2,9692	101	103,9692	2,726	12,175	74,1158	0,00137	0,00137	Tidak terjadi kavitasi
12	997,8	0,287	2806,013	2,8060	101	103,8060	2,726	12,687	80,4859	0,00126	0,00126	Tidak terjadi kavitasi
13	997,8	0,255	2496,047	2,4960	101	103,4960	2,726	-	-	-	-	-
14	997,8	0,310	3034,410	3,0344	101	104,0344	2,726	15,015	112,7250	0,00090	0,00090	Tidak terjadi kavitasi
15	997,8	0,325	3181,236	3,1812	101	104,1812	2,726	15,239	116,1158	0,00088	0,00087	Tidak terjadi kavitasi
16	997,8	0,348	3409,632	3,4096	101	104,4096	2,726	14,929	111,4389	0,00091	0,00091	Tidak terjadi kavitasi
17	997,8	0,330	3230,178	3,2302	101	104,2302	2,726	15,278	116,7100	0,00087	0,00087	Tidak terjadi kavitasi
18	997,8	0,295	2887,583	2,8876	101	103,8876	2,726	15,466	119,5985	0,00085	0,00085	Tidak terjadi kavitasi
19	997,8	0,285	2789,699	2,7897	101	103,7897	2,726	15,771	124,3557	0,00081	0,00081	Tidak terjadi kavitasi
20	997,8	0,300	2936,525	2,9365	101	103,9365	2,726	15,417	118,8407	0,00085	0,00085	Tidak terjadi kavitasi
21	997,8	0,282	2757,071	2,7571	101	103,7571	2,726	15,559	121,0350	0,00084	0,00084	Tidak terjadi kavitasi
22	997,8	0,288	2822,327	2,8223	101	103,8223	2,726	15,000	112,4977	0,00090	0,00090	Tidak terjadi kavitasi
23	997,8	0,287	2806,013	2,8060	101	103,8060	2,726	15,255	116,3516	0,00087	0,00087	Tidak terjadi kavitasi
24	997,8	0,320	3132,294	3,1323	101	104,1323	2,726	-	-	-	-	-
25	997,8	0,320	3132,294	3,1323	101	104,1323	2,726	16,005	128,0785	0,00079	0,00079	Tidak terjadi kavitasi
26	997,8	0,337	3295,434	3,2954	101	104,2954	2,726	16,366	133,9177	0,00076	0,00076	Tidak terjadi kavitasi
27	997,8	0,292	2854,955	2,8550	101	103,8550	2,726	14,631	107,0297	0,00095	0,00095	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.62 Perhitungan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{100th}

Section	r_w	h	P_g		P_a	P_o	P_v	V_o	$V_o^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
	(kg/m^3)	(m)	(N/m^2)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m^3)			
0	997,8	1,558	15253,618	15,2536	101	116,2536	2,726	4,746	11,2618	0,01010	0,00899	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	2,337	22872,270	22,8723	101	123,8723	2,726	6,132	18,8009	0,00646	0,00538	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	2,570	25156,234	25,1562	101	126,1562	2,726	8,608	37,0456	0,00334	0,00273	Tidak terjadi kavitasi
3	997,8	2,633	25776,167	25,7762	101	126,7762	2,726	2,568	3,2967	0,03771	0,03070	Tidak terjadi kavitasi
4	997,8	2,783	27244,430	27,2444	101	128,2444	2,726	2,170	2,3554	0,05341	0,04298	Tidak terjadi kavitasi
5	997,8	3,517	34422,603	34,4226	101	135,4226	2,726	2,170	2,3554	0,05646	0,04298	Tidak terjadi kavitasi
6	997,8	3,293	32236,523	32,2365	101	133,2365	2,726	2,303	2,6519	0,04932	0,03817	Tidak terjadi kavitasi
7	997,8	2,793	27342,314	27,3423	101	128,3423	2,726	3,258	5,3073	0,02372	0,01907	Tidak terjadi kavitasi
8	997,8	2,050	20066,257	20,0663	101	121,0663	2,726	6,583	21,6695	0,00547	0,00467	Tidak terjadi kavitasi
9	997,8	1,237	12105,010	12,1050	101	113,1050	2,726	7,242	26,2228	0,00422	0,00386	Tidak terjadi kavitasi
10	997,8	0,760	7439,198	7,4392	101	108,4392	2,726	10,393	54,0070	0,00196	0,00187	Tidak terjadi kavitasi
11	997,8	0,820	8026,503	8,0265	101	109,0265	2,726	12,251	75,0481	0,00142	0,00135	Tidak terjadi kavitasi
12	997,8	0,637	6231,959	6,2320	101	107,2320	2,726	12,417	77,0964	0,00136	0,00131	Tidak terjadi kavitasi
13	997,8	0,805	7879,676	7,8797	101	108,8797	2,726	-	-	-	-	-
14	997,8	0,735	7194,487	7,1945	101	108,1945	2,726	16,143	130,2967	0,00081	0,00078	Tidak terjadi kavitasi
15	997,8	0,533	5220,490	5,2205	101	106,2205	2,726	16,462	135,5062	0,00077	0,00075	Tidak terjadi kavitasi
16	997,8	0,590	5775,167	5,7752	101	106,7752	2,726	17,062	145,5618	0,00072	0,00070	Tidak terjadi kavitasi
17	997,8	0,447	4372,160	4,3722	101	105,3722	2,726	17,587	154,6502	0,00067	0,00065	Tidak terjadi kavitasi
18	997,8	0,545	5334,688	5,3347	101	106,3347	2,726	18,236	166,2684	0,00062	0,00061	Tidak terjadi kavitasi
19	997,8	0,552	5399,944	5,3999	101	106,3999	2,726	19,093	182,2719	0,00057	0,00056	Tidak terjadi kavitasi
20	997,8	0,317	3099,666	3,0997	101	104,0997	2,726	19,549	191,0831	0,00053	0,00053	Tidak terjadi kavitasi
21	997,8	0,390	3817,483	3,8175	101	104,8175	2,726	20,073	201,4597	0,00051	0,00050	Tidak terjadi kavitasi
22	997,8	0,480	4698,441	4,6984	101	105,6984	2,726	20,057	201,1488	0,00051	0,00050	Tidak terjadi kavitasi
23	997,8	0,437	4274,276	4,2743	101	105,2743	2,726	20,143	202,8713	0,00051	0,00050	Tidak terjadi kavitasi
24	997,8	1,003	9821,046	9,8210	101	110,8210	2,726	-	-	-	-	-
25	997,8	0,520	5089,977	5,0900	101	106,0900	2,726	-	-	-	-	-
26	997,8	0,553	5416,258	5,4163	101	106,4163	2,726	22,033	242,7264	0,00043	0,00042	Tidak terjadi kavitasi
27	997,8	0,950	9298,997	9,2990	101	110,2990	2,726	21,294	226,7117	0,00048	0,00045	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.63 Perhitungan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{100th}

Section	r_w	h	P_g		P_a	P_o	P_v	V_o	$V_o^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
	(kg/m^3)	(m)	(N/m^2)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m^3)			
0	997,8	2,067	20229,397	20,2294	101	121,2294	2,726	5,930	17,5840	0,00675	0,00576	Tidak terjadi kavitas
1	997,8	2,878	28174,330	28,1743	101	129,1743	2,726	7,283	26,5231	0,00478	0,00382	Tidak terjadi kavitas
2	997,8	3,520	34455,231	34,4552	101	135,4552	2,726	7,763	30,1327	0,00441	0,00336	Tidak terjadi kavitas
3	997,8	3,117	30507,236	30,5072	101	131,5072	2,726	3,894	7,5816	0,01702	0,01335	Tidak terjadi kavitas
4	997,8	3,417	33443,762	33,4438	101	134,4438	2,726	5,436	14,7770	0,00893	0,00685	Tidak terjadi kavitas
5	997,8	4,100	40132,514	40,1325	101	141,1325	2,726	3,399	5,7775	0,02401	0,01752	Tidak terjadi kavitas
6	997,8	3,977	38925,276	38,9253	101	139,9253	2,726	2,850	4,0607	0,03386	0,02493	Tidak terjadi kavitas
7	997,8	3,627	35499,329	35,4993	101	136,4993	2,726	4,115	8,4666	0,01583	0,01196	Tidak terjadi kavitas
8	997,8	2,733	26755,009	26,7550	101	127,7550	2,726	7,884	31,0757	0,00403	0,00326	Tidak terjadi kavitas
9	997,8	1,987	19446,324	19,4463	101	120,4463	2,726	7,641	29,1918	0,00404	0,00347	Tidak terjadi kavitas
10	997,8	1,543	15106,792	15,1068	101	116,1068	2,726	10,093	50,9325	0,00223	0,00199	Tidak terjadi kavitas
11	997,8	0,903	8842,204	8,8422	101	109,8422	2,726	11,774	69,3178	0,00155	0,00146	Tidak terjadi kavitas
12	997,8	0,703	6884,521	6,8845	101	107,8845	2,726	13,378	89,4796	0,00118	0,00113	Tidak terjadi kavitas
13	997,8	0,813	7961,247	7,9612	101	108,9612	2,726	-	-	-	-	-
14	997,8	0,593	5807,795	5,8078	101	106,8078	2,726	16,605	137,8548	0,00076	0,00073	Tidak terjadi kavitas
15	997,8	0,683	6688,752	6,6888	101	107,6888	2,726	17,800	158,4170	0,00066	0,00064	Tidak terjadi kavitas
16	997,8	0,573	5612,026	5,6120	101	106,6120	2,726	18,063	163,1336	0,00064	0,00062	Tidak terjadi kavitas
17	997,8	0,713	6982,405	6,9824	101	107,9824	2,726	19,748	195,0003	0,00054	0,00052	Tidak terjadi kavitas
18	997,8	0,787	7700,222	7,7002	101	108,7002	2,726	20,306	206,1739	0,00052	0,00049	Tidak terjadi kavitas
19	997,8	0,760	7439,198	7,4392	101	108,4392	2,726	20,213	204,2893	0,00052	0,00050	Tidak terjadi kavitas
20	997,8	0,617	6036,191	6,0362	101	107,0362	2,726	20,190	203,8158	0,00051	0,00050	Tidak terjadi kavitas
21	997,8	0,573	5612,026	5,6120	101	106,6120	2,726	21,050	221,5546	0,00047	0,00046	Tidak terjadi kavitas
22	997,8	0,547	5351,002	5,3510	101	106,3510	2,726	21,420	229,4130	0,00045	0,00044	Tidak terjadi kavitas
23	997,8	0,503	4926,837	4,9268	101	105,9268	2,726	21,236	225,4812	0,00046	0,00045	Tidak terjadi kavitas
24	997,8	0,920	9005,345	9,0053	101	110,0053	2,726	-	-	-	-	-
25	997,8	0,903	8842,204	8,8422	101	109,8422	2,726	-	-	-	-	-
26	997,8	0,603	5905,679	5,9057	101	106,9057	2,726	27,106	367,3684	0,00028	0,00028	Tidak terjadi kavitas
27	997,8	1,017	9951,558	9,9516	101	110,9516	2,726	23,374	273,1799	0,00040	0,00037	Tidak terjadi kavitas

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.64 Perhitungan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{PMF}

Section	r_w	h	P_g		P_a	P_o	P_v	V_o	$V_o^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
	(kg/m^3)	(m)	(N/m^2)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m^3)			
0	997,8	3,483	34096,323	34,0963	101	135,0963	2,726	5,930	17,5840	0,00754	0,00576	Tidak terjadi kavitas
1	997,8	3,620	35434,073	35,4341	101	136,4341	2,726	7,283	26,5231	0,00505	0,00382	Tidak terjadi kavitas
2	997,8	4,153	40654,563	40,6546	101	141,6546	2,726	7,763	30,1327	0,00462	0,00336	Tidak terjadi kavitas
3	997,8	5,167	50573,493	50,5735	101	151,5735	2,726	3,894	7,5816	0,01968	0,01335	Tidak terjadi kavitas
4	997,8	5,533	54162,580	54,1626	101	155,1626	2,726	5,436	14,7770	0,01034	0,00685	Tidak terjadi kavitas
5	997,8	6,233	61014,472	61,0145	101	162,0145	2,726	3,399	5,7775	0,02763	0,01752	Tidak terjadi kavitas
6	997,8	6,310	61764,918	61,7649	101	162,7649	2,726	2,850	4,0607	0,03950	0,02493	Tidak terjadi kavitas
7	997,8	5,693	55728,726	55,7287	101	156,7287	2,726	4,115	8,4666	0,01823	0,01196	Tidak terjadi kavitas
8	997,8	3,933	38501,111	38,5011	101	139,5011	2,726	7,884	31,0757	0,00441	0,00326	Tidak terjadi kavitas
9	997,8	3,237	31681,846	31,6818	101	132,6818	2,726	7,641	29,1918	0,00446	0,00347	Tidak terjadi kavitas
10	997,8	2,793	27342,314	27,3423	101	128,3423	2,726	10,093	50,9325	0,00247	0,00199	Tidak terjadi kavitas
11	997,8	1,603	15694,097	15,6941	101	116,6941	2,726	11,774	69,3178	0,00165	0,00146	Tidak terjadi kavitas
12	997,8	1,553	15204,676	15,2047	101	116,2047	2,726	13,378	89,4796	0,00127	0,00113	Tidak terjadi kavitas
13	997,8	1,897	18565,366	18,5654	101	119,5654	2,726	-	-	-	-	-
14	997,8	1,227	12007,126	12,0071	101	113,0071	2,726	16,605	137,8548	0,00080	0,00073	Tidak terjadi kavitas
15	997,8	1,100	10767,260	10,7673	101	111,7673	2,726	17,800	158,4170	0,00069	0,00064	Tidak terjadi kavitas
16	997,8	1,190	11648,217	11,6482	101	112,6482	2,726	18,063	163,1336	0,00068	0,00062	Tidak terjadi kavitas
17	997,8	1,230	12039,754	12,0398	101	113,0398	2,726	19,748	195,0003	0,00057	0,00052	Tidak terjadi kavitas
18	997,8	1,287	12594,431	12,5944	101	113,5944	2,726	20,306	206,1739	0,00054	0,00049	Tidak terjadi kavitas
19	997,8	1,010	9886,302	9,8863	101	110,8863	2,726	20,213	204,2893	0,00053	0,00050	Tidak terjadi kavitas
20	997,8	0,833	8157,015	8,1570	101	109,1570	2,726	20,190	203,8158	0,00052	0,00050	Tidak terjadi kavitas
21	997,8	0,957	9364,253	9,3643	101	110,3643	2,726	21,050	221,5546	0,00049	0,00046	Tidak terjadi kavitas
22	997,8	0,880	8613,808	8,6138	101	109,6138	2,726	21,420	229,4130	0,00047	0,00044	Tidak terjadi kavitas
23	997,8	0,770	7537,082	7,5371	101	108,5371	2,726	21,236	225,4812	0,00047	0,00045	Tidak terjadi kavitas
24	997,8	1,687	16509,798	16,5098	101	117,5098	2,726	-	-	-	-	-
25	997,8	1,653	16183,518	16,1835	101	117,1835	2,726	-	-	-	-	-
26	997,8	1,437	14062,694	14,0627	101	115,0627	2,726	27,106	367,3684	0,00031	0,00028	Tidak terjadi kavitas
27	997,8	2,300	22513,361	22,5134	101	123,5134	2,726	23,374	273,1799	0,00044	0,00037	Tidak terjadi kavitas

Sumber: Hasil Perhitungan

4.14. Perhitungan Gerusan Lokal pada Hilir Peredam Energi

Perhitungan gerusan lokal pada hilir peredam energi menggunakan persamaan momentum, dan dilakukan koreksi dengan menggunakan metode Isbach untuk menentukan gerak butiran pada kecepatan rerata ijin.

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

Section 36 - 37

V pengukuran pada model *section 36* = 2,77 m/dt

V pengukuran pada model *section 37* = 2,95 m/dt

V pengukuran pada model *section 36 - 37* = 2,86 m/dt

$$\bar{V}_{cr} = 1,7 (\Delta g D)^{1/2}$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

Dengan $D = 0,5$ m, $\rho_s = 2650$ kg/m³, dan $\rho_w = 1000$ kg/m³ maka:

$$\begin{aligned} \bar{V}_{cr} &= 1,7 \left(\frac{2650 - 1000}{1000} 9,81 \cdot 0,5 \right)^{1/2} \\ &= 4,836 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Dengan metode Isbach $V_{\text{pengukuran}}$ dibandingkan dengan \bar{V}_{cr} untuk mengetahui material dasar bergerak/diam. Jika $V_{\text{pengukuran}} < \bar{V}_{cr}$ maka material dasar tidak bergerak, sedangkan jika $V_{\text{pengukuran}} > \bar{V}_{cr}$ maka material dasar bergerak. Dari perhitungan didapatkan $2,86$ m/dt $<$ $4,84$ m/dt maka material dasar sungai tidak bergerak pada *section 36 – 37*.

Contoh perhitungan τ_o adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} 1. \quad P_1 &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_1^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 1,3^2 \cdot 6,9 \\ &= 57197,20 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad P_2 &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 1,7^2 \cdot 9,09 \\ &= 128854,84 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad W \sin \theta &= \rho \cdot g \cdot B \cdot h (Z_1 - Z_2) \\ &= 1000 \cdot 9,81 \cdot \frac{6,90 + 9,09}{2} \cdot \frac{1,3 + 1,7}{2} \cdot (14 - 13) \\ &= 117646,43 \text{ N} \end{aligned}$$

$$4. \quad \rho Q(\beta V_2 - \beta V_1) = 45,05 \cdot 1000 \cdot (1,05 \cdot 2,95 - 1,05 \cdot 2,77)$$

$$= 8421,53 \text{ N}$$

$$5. \quad F_f = P_1 - P_2 + W \sin \theta - \rho Q(\beta V_2 - \beta V_1)$$

$$= 57197,20 - 128854,84 + 117646,43 - 8421,53$$

$$= 37567,26 \text{ N}$$

$$6. \quad \tau_o = \frac{F_f}{\left(\frac{p_1 + p_2}{2}\right)L}$$

$$= \frac{37567,26}{\left(\frac{32,69 + 28,61}{2}\right)20}$$

$$= 61,29 \text{ N/m}^2$$

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.65 – 4.67.



Tabel 4.65 Perhitungan τ_o dan Keadaan Butiran Dasar Sungai pada Debit Q_{2th}

Section	Tinggi muka air m	Jarak section m	Lebar dasar m	p (perimetri) m	V m/dt	V rerata m/dt	β	dasar saluran m	z m	ρ_w kg/m ³	ρ_s kg/m ³	P N	W sin θ N	$\rho Q(\beta 2V_2 - \beta 1V_1)$ N	Ff N	τ_o N/m ²	Vcr m/dt	Keadaan dasar sungai
36	1,30	0,00	6,90	32,69	2,77	2,86	1,05	614,00	14,00	1000	2650	57197,20	117646,43	8421,53	37567,26	61,29	4,84	Tidak bergerak
37	1,7	20,00	9,09	28,61	2,95		1,05	613,00	13,00			128854,84	168138,50	-22436,76	100674,08	221,05		Tidak bergerak
38	2,45	20,00	7,43	16,94	2,47		1,05	612,00	12,00			218756,01	0,00	31797,85	9683,61	28,70		Tidak bergerak
39	1,85	20,00	10,56	16,80	3,14		1,05	612,00	12,00			177274,55	148238,91	51607,35	180321,77	369,27		Tidak bergerak
40	1,75	30,00	6,23	15,75	4,23		1,05	611,00	11,00			93584,33						

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.66 Perhitungan τ_o dan Keadaan Butiran Dasar Sungai pada Debit Q_{100th}

Section	Tinggi muka air m	Jarak section m	Lebar dasar m	p (perimetri) m	V m/dt	V rerata m/dt	β	dasar saluran m	z m	ρ_w kg/m ³	ρ_s kg/m ³	P N	W sin θ N	$\rho Q(\beta 2V_2 - \beta 1V_1)$ N	Ff N	τ_o N/m ²	Vcr m/dt	Keadaan dasar sungai
36	2,15	0,00	6,90	34,62	4,75	4,82	1,05	614,00	14,00	1000	2650	156446,20	192155,83	6541,43	4875,57	7,31	4,84	Tidak bergerak
37	2,75	20,00	9,09	32,10	4,89		1,05	613,00	13,00			337185,03	268751,49	24235,79	32112,83	56,49		Bergerak
38	3,88	20,00	7,43	24,74	5,41		1,05	612,00	12,00			549587,91	0,00	-15579,40	18063,60	39,23		Bergerak
39	3,25	20,00	10,56	21,30	5,08		1,05	612,00	12,00			547103,70	244319,68	34598,94	536797,28	891,07		Bergerak
40	2,68	30,00	6,23	18,86	5,81		1,05	611,00	11,00			220027,17						

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.67 Perhitungan τ_o dan Keadaan Butiran Dasar Sungai pada Debit Q_{1000th}

Section	Tinggi muka air m	Jarak section m	Lebar dasar m	p (perimetri) m	V m/dt	V rerata m/dt	β	dasar saluran m	z m	ρ_w kg/m ³	ρ_s kg/m ³	P N	W sin θ N	$\rho Q(\beta 2V_2 - \beta 1V_1)$ N	Ff N	τ_o N/m ²	Vcr m/dt	Keadaan dasar sungai
36	2,42	0,00	6,90	35,23	4,48	4,67	1,05	614,00	14,00	1000	2650	197661,28	187580,69	18009,42	117498,89	178,01	4,84	Tidak bergerak
37	2,37	20,00	9,09	30,78	4,86		1,05	613,00	13,00			249733,66	214055,84	25608,58	128152,56	250,20		Bergerak
38	2,92	20,00	7,43	20,44	5,40		1,05	612,00	12,00			310028,36	0,00	-8319,59	11653,34	29,93		Bergerak
39	2,43	20,00	10,56	18,49	5,23		1,05	612,00	12,00			306694,61	203828,50	42858,62	274121,05	495,60		Bergerak
40	2,52	30,00	6,23	18,39	6,13		1,05	611,00	11,00			193543,44						

Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut merupakan dokumentasi gerusan local pada seri *final design*.

Tabel 4.68 Gerusan Lokal pada Model Setelah Pengaliran Q_{10th}

Section	Elevasi Dasar (m)	Elevasi Gerusan (m)	Kedalaman Gerusan (m)	Keterangan
34	614,50	614,5	0,00	
35	614,50	614,50	0,00	
36	614,50	614,40	-0,10	
37	614,00	614,40	0,40	
38	613	612,3	-0,7	
39	612	612,7	0,7	
40	612	612	0	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.69 Gerusan Lokal pada Model Setelah Pengaliran Q_{100th}

Section	Elevasi Dasar (m)	Elevasi Gerusan (m)	Kedalaman Gerusan (m)	Keterangan
36	614,5	614,5	0	
37	614	613,15	-0,85	
38	613	612,4	-0,6	
39	612	612,55	0,55	
40	612	612	0	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.70 Gerusan Lokal pada Model Setelah Pengaliran Q_{1000th}

Section	Elevasi Dasar (m)	Elevasi Gerusan (m)	Kedalaman Gerusan (m)	Keterangan
35	614,5	614,5	0	
36	614,5	614,5	0	
37	614	614	0	
38	613	610,6	-2,4	
39	612	611,15	-0,85	
40	612	612	0	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.71 Rekapitulasi Gerusan Lokal

Debit	Section	V m/dt	V rerata m/dt	τ_0 N/m ²	Vcr m/dt	Keadaan dasar sungai		Kedalaman Gerusan (m)				
						Perhitungan	Pengamatan model					
Q _{2th}	36	2,77	2,86	61,29	4,84	Tidak bergerak	Tidak bergerak	0				
	37	2,95						0				
	38	2,47	2,71	221,05				0				
	39	3,14	2,81	28,70				0				
	40	4,23	3,69	369,27				0				
Q _{100th}	36	4,75	4,82	7,31	4,84	Tidak bergerak	Bergerak	0				
	37	4,89	5,15	56,49				Bergerak	Bergerak	-0,85		
	38	5,41								5,24	39,23	-0,6
	39	5,08	5,44	891,07						Bergerak	Bergerak	0,55
	40	5,81										0
Q _{1000th}	36	4,48	4,67	178,01	4,84	Tidak bergerak	Tidak bergerak					0
	37	4,86	5,13	250,20				Bergerak	Bergerak			0
	38	5,40										5,31
	39	5,23	5,68	495,60						Bergerak	Bergerak	-0,85
	40	6,13										0

Sumber: Hasil Perhitungan

Pada alur sungai di bagian hilir khususnya di section 37 dan 38 terjadi gerusan sebesar -0,6 m sampai -2,4 m pada pengamatan model setelah pengaliran debit Q_{100th} dan Q_{1000th}, dari perhitungan dengan metode Isbach terlihat bahwa material dasar sungai bergerak karena kecepatan yang terjadi di model lebih besar dari kecepatan kritis rerata sebesar 4,84 m/dt untuk diameter material dasar 0,5 m dan rapat massa material 2650 kg/m³.

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisa perhitungan dan pengujian pada model fisik Bendungan Jlantah dengan skala 1 : 50 yang dilakukan sesuai dengan rumusan masalah pada kajian ini, maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Pendekatan hitungan terhadap kondisi aliran yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Pelimpah

Pendekatan perhitungan tinggi muka air menggunakan metode USBR dan Iwasaki, pada hasil pengujian mempunyai perbedaan dengan hitungan menggunakan metode USBR yaitu pada $Q_{2th} = 0,11\%$, $Q_{100th} = 4,06\%$, $Q_{1000th} = 0,43\%$, dan $Q_{PMF} = 2,93\%$

- Saluran transisi

Pendekatan hitungan pada saluran transisi menggunakan metode tahapan standar dengan titik kontrol pada ujung hilir saluran transisi dengan kondisi kritis atau bilangan Froude sama dengan 1 (satu). Dengan pendekatan hitungan metode tahapan standar memperoleh hasil pendekatan yang baik sehingga dapat dijadikan referensi untuk memprediksi tinggi muka air dan kecepatan saluran transisi.

- Saluran peluncur

Pendekatan hitungan pada saluran peluncur menggunakan metode tahapan langsung dengan titik kontrol pada ujung hilir saluran transisi dengan kondisi kritis atau bilangan Froude sama dengan 1 (satu) dan mengabaikan adanya 2 (dua) aerator di saluran peluncur.

- Peredam energi

Pendekatan hitungan pada peredam energi menggunakan persamaan momentum untuk perhitungan kedalaman konjugasi dan dikontrol dengan persamaan energi agar sesuai dengan perilaku aliran pada percobaan model test. Maka mendapatkan nilai kesalahan relatif $Q_{2th} = 1,41\%$, $Q_{100th} = 5,80\%$, $Q_{1000th} = 0,81\%$, dan $Q_{PMF} = 27,10\%$.

2. Kondisi hidrolika aliran setelah perubahan desain berdasarkan hasil uji model fisik adalah sebagai berikut:

- Pelimpah

Pelimpah mampu melewati semua debit rancangan yang diujikan tanpa terjadinya aliran balik (*backwater*). Pada saat Q_{PMF} masih terdapat tinggi jagaan sebesar 1,75 m.

- Saluran transisi

Dengan adanya kemiringan negatif pada hilir transisi sebesar $-0,064$ dan penyempitan saluran dari 25 m menjadi 15 m, Kapasitas Saluran Transisi mampu mengalirkan debit dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model.

- Saluran peluncur

Dengan mengubah bentuk dua aerator menjadi lebih sederhana/simple dari tipe *grooves*/celah ke tipe *deflector* pada saluran peluncur (*chuteway*) dengan dimensi panjang 2,41 m dan tinggi 1 m pada jarak 26,50 m (aerator 1) dan pada jarak 128,20 m (aerator 2) dari awal saluran peluncur. Hasilnya menunjukkan guratan aliran yang merata untuk semua aliran pada debit pengujian, dan tekanan negatif/sub atmosfer pada section 24 dan section 27 dapat dihindari.

- Peredam energi

Dengan menurunkan elevasi dasar peredam energi menjadi El. +610,50 m sangat efektif, pada saat debit Q_{PMF} tidak terjadi lompatan air ke atas di hilir peredam energi. Pada debit pengujian Q_{100th} dan Q_{1000th} loncatan hidrolis berada di ruang olak dengan aman dan elevasi tertinggi muka air (*sequent depth*) Q_{1000th} pada El. +618.00 m. Riprap pelindung dasar di hilir peredam energi (*stilling basin*) pada debit pengujian Q_{1000th} masih cukup stabil dan aliran air yang masuk ke saluran pengarah hilir mempunyai nilai F sebesar $0,36 - 0,55$ (aliran sub kritis).

- Saluran pengarah hilir

Kapasitas saluran pengarah hilir mampu mengalirkan debit dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model.

3. Desain *stilling basin* USBR tipe II modifikasi pelebaran saluran dari 15 m menjadi 25 m dengan elevasi dasar + 610.50 dan panjang $L = 40$ m (seperti model seri 4), merupakan dimensi yang optimal untuk meredam kecepatan aliran dari saluran peluncur. Sehingga loncatan hidrolis berada di ruang olak dengan aman.
4. Pada alur sungai di bagian hilir khususnya di section 37 dan 38 terjadi gerusan sebesar $-0,6$ m sampai $-2,4$ m pada pengamatan model setelah pengaliran debit Q_{100th} dan Q_{1000th} , dari perhitungan dengan metode Isbach terlihat bahwa material dasar sungai bergerak karena kecepatan yang terjadi di model lebih besar dari kecepatan kritis rerata sebesar $4,84$ m/dt untuk diameter material dasar 0,5 m dan rapat massa material 2650 kg/m³.

5.2. Saran

1. Berdasarkan perhitungan analitik dan uji model yang dilakukan, maka disarankan pendekatan hidrolika sebaiknya mengacu pada uji model karena teori yang ada belum tentu dapat memenuhi kesesuaian kondisi di lapangan.
2. Untuk pekerjaan detail desain perlu dilengkapi observasi muka air di lapangan dengan berbagai kondisi debit aliran guna lebih memantapkan data fluktuasi muka air hilir (TWL).
3. Konsolidasi pondasi untuk mengamankan dasar sungai dari gerusan setempat (*local scouring*) disarankan pada section 37 dan section 38 khususnya palung bagian kanan

UNIVERSITAS BRAWIJAYA





KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan ke hadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat, petunjuk dan hidayah-Nya kepada penulis sehingga dapat menyelesaikan Skripsi dengan judul “Uji Model Fisik Bendungan Jlantah Kabupaten Karanganyar, Jawa Tengah”.

Penyusunan Usulan Skripsi ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh oleh mahasiswa Teknik Pengairan Universitas Brawijaya untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik. Dalam kesempatan ini penulis mengucapkan banyak terima kasih yang sebesar-besarnya kepada pihak-pihak yang telah membantu dalam proses penyelesaian Skripsi ini, antara lain:

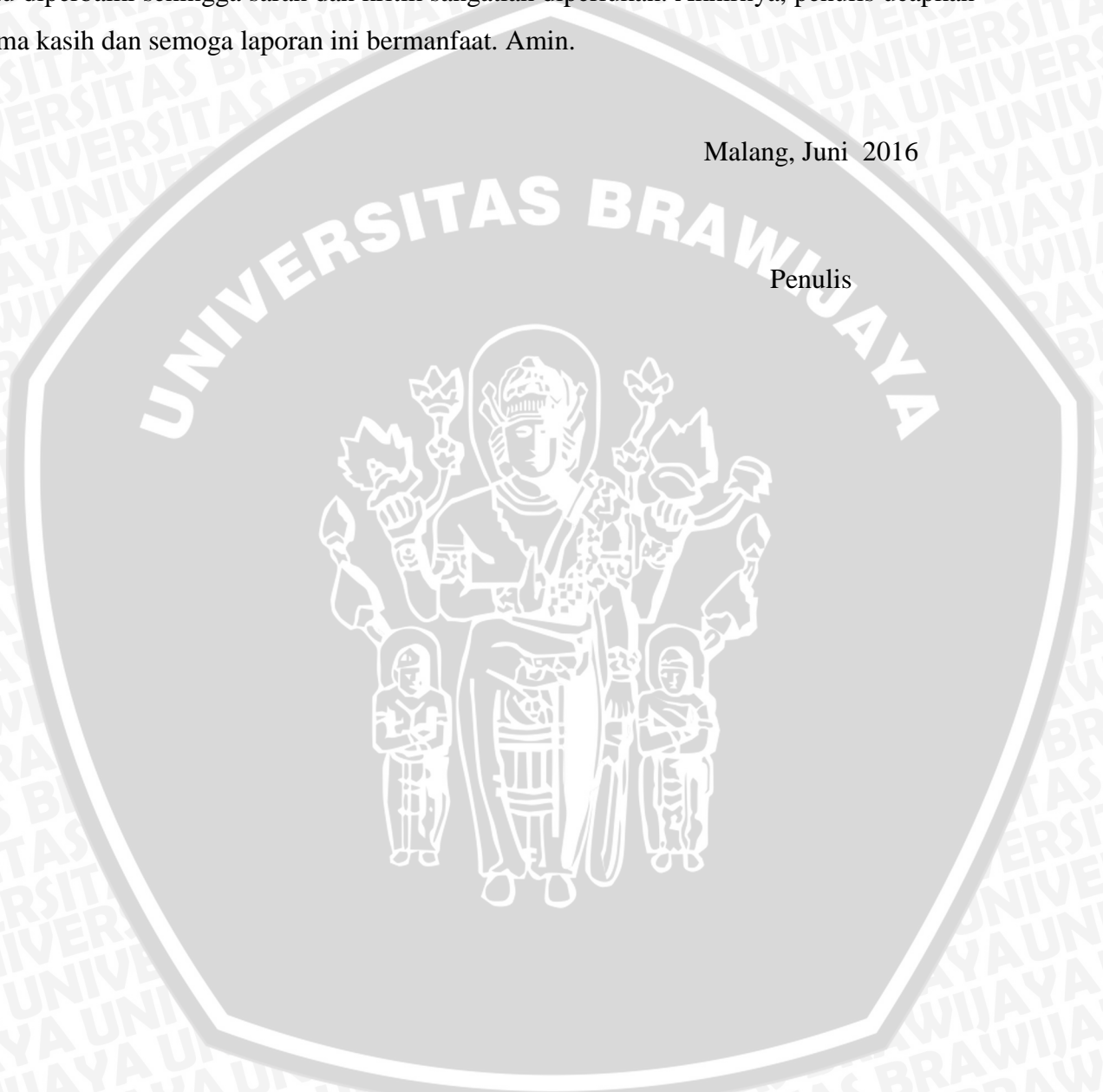
1. Ayahanda, Ibunda, dan Adikku yang selalu mendoakan, memberi dukungan dan semangat.
2. Ir. Moh. Sholichin, MT., Ph. D. selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan.
3. Ir. Heri Suprijanto, MS. dan Dr. Very Dermawan, ST., MT selaku Dosen Pembimbing yang dengan sabar dan setulus hati memberikan motivasi, bimbingan, dan arahan untuk penulisan tugas akhir ini.
4. Ir. Dwi Priyantor, MS. dan Dian Sisinggih, ST., MT. selaku Dosen Penilai yang telah memberikan masukan untuk kelengkapan tugas akhir ini..
5. Teman – teman Kontrakan (Praditya, Rizal, Iqbal, Arga), terimakasih atas beragam canda tawa serta semangat selama ini.
6. Keluarga Besar Teknik Pengairan angkatan 2010, terkhusus kepada Daru Nurisma Pramukti, Eko Rahmadianto, Rizky Aditya Tristanto, Bagus Ibrahim Prijanto, Nando Prananca Winarto, Moch. Aswar Nurmansyah, Husein Triono, Wingga Ramadhion, Cristian Aji, Yonathan Anung Lusela, Fakhri Abi, Fajar Aldoko Kurniawan, Ulil Allbab, Mufti Ananda, Azizah Permatasari, Maytri Handayani, Jannatul Ma’wa, Jayanti Putri Kiswandhi, Hestina Eviyanti, Qonit Ayu Pranita, Tri Utami Handayani, Rizky Nur Fitri, Linda Irnawati Gunawan, Wardatul Firdaus, Okta Rahma, Dona, Anisa Rachmawardani, Yusvika Amalia, Dico Nasrulloh, Andi Gora Prasetya, Andrew Agung Wibisono, Yusuf Randy, Tommy Sugiarto, Rizky Setyawan, Agung Rizky Ramadhani, Samuel Harjanto, Luftan Alses, Muhammad Arby, Ali Radinal, Eko Budi Cahyono, Andre Prasetyo dan M Adib Rohmatullah. Terimakasih untuk semua canda tawa serta semangat selama ini.

7. Pak rupiadi, Pak Tiran, Mas Giat, Mas Wanda, Mas Anggara, dan para tukang terimakasih untuk kerjamanya untuk pembuatan Model Fisik dan canda tawanya.
8. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang telah banyak membantu dalam segala proses pengerjaan tugas akhir ini.

Dalam penyusunan laporan ini penulis sadar bahwa masih banyak kekurangan yang perlu diperbaiki sehingga saran dan kritik sangatlah diperlukan. Akhirnya, penulis ucapkan terima kasih dan semoga laporan ini bermanfaat. Amin.

Malang, Juni 2016

Penulis



DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	v
DAFTAR GAMBAR	vii
DAFTAR NOTASI	ix
RINGKASAN	x
BAB 1. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	4
1.3 Batasan Masalah	5
1.4 Rumusan Masalah	5
1.5 Maksud dan Tujuan.....	5
1.6 Manfaat	6
BAB II. LANDASAN TEORI	7
2.1 Analisa Hidrolika Pada Pelimpah	7
2.1.1 Aliran Pada Pelimpah	7
2.1.2 Koefisien Debit Pelimpah	7
2.1.3 Lebar Efektif Pelimpah	9
2.1.4 Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah.....	11
2.2 Saluran Transisi.....	12
2.3 Saluran Peluncur (<i>chute way</i>)	13
2.4 Peredam Energi	16
2.5 Loncatan Hidrolis.....	20
2.6 Kavitasi	23
2.7 Aerator	25
2.8 Tegangan geser pada batas.....	27
2.9 Stabilitas Batuan	28
2.10 Perhitungan Debit Aliran	29
2.11 Skala Model dan Konstruksi Model.....	30
2.12 Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (<i>Undistorted</i>)	32
2.12.1 Kecepatan aliran (n_v).....	32
2.12.2 Waktu aliran (n_t).....	33
2.12.3 Debit aliran (n_Q)	33
2.12.4 Koefisien Chezy dan Manning.....	34
BAB III. METODOLOGI PENELITIAN	35
3.1 Fasilitas Pengujian	35
3.2 Skala Model	35
3.3 Konstruksi Model.....	37
3.4 Tahapan dan Rancangan Pengujian	37
3.4.1 Tahapan Pengujian	37



3.4.2	Rancangan Pengujian	37
3.5	Rancangan Hasil Pengujian	38
BAB IV. DATA DAN ANALISA DATA		41
4.1	Perhitungan Muka Air	41
4.2	Perhitungan Kecepatan	41
4.3	Perhitungan Tinggi Tekan	42
4.4	Kalibrasi dan Verifikasi Model	43
4.4.1	Kalibrasi	43
4.4.2	Verifikasi	47
4.5	Analisa Perambatan Kesalahan	49
4.6	Pengujian Seri Model	51
4.7	Analisa Hidrolika Pada Pelimpah	56
4.7.1	Debit Pada Pelimpah	56
4.7.2	Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah	56
4.7.3	Perhitungan Profil Muka Air Pada Pelimpah	60
4.8	Analisa Hidrolika Pada Saluran Transisi	62
4.8.1	Bentuk Saluran Transisi	62
4.8.2	Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi	62
4.9	Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur	67
4.9.1	Saluran Peluncur	67
4.9.2	Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur	67
4.10	Analisa Loncatan Hidrolis	82
4.10.1	Perhitungan Loncatan Hidrolis	82
4.10.2	Perhitungan Tinggi Muka Air Pada Peredam Energi	82
4.11	Perbandingan Hasil Perhitungan dengan Hasil Pengujian	93
4.12	Perhitungan Aliran Getar	107
4.13	Perhitungan Indeks Kavitasasi	108
4.14	Perhitungan Gerusan Lokal pada Hilir Peredam Energi	114
BAB V. PENUTUP		119
5.1	Kesimpulan	119
5.2	Saran	121

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1 Sifat Fisik Air Pada Tekanan Atmosfer (Satuan SI)	25
Tabel 3.1 Rasio Besaran Pemodelan	36
Tabel 3.2 Konversi Dimensi Dari Prototipe Ke Model Pada Desain Awal	36
Tabel 3.3 Data Teknis Debit Operasi	37
Tabel 3.4 Rancangan Hasil Pengujian	38
Tabel 4.1 Liku Debit Alat Ukur Rechbox	45
Tabel 4.2 Bacaan Rechbox Pada Debit Rencana	46
Tabel 4.3 Liku Debit Tail Water Level	46
Tabel 4.4 TWL Sungai Pada Debit Rencana	47
Tabel 4.5 Tingkat Kesalahan Relatif Hd Hasil Pengujian	48
Tabel 4.6 Tingkat Kesalahan Relatif Tinggi Muka Air TWL Hasil Pengujian	48
Tabel 4.7 Rekapitulasi nilai Cd dan Hd Untuk Tiap Debit Rancangan Metode USBR ...	58
Tabel 4.8 Perhitungan Koefisien Pelimpah dengan Metode IWASAKI	60
Tabel 4.9 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Debit Menurut USBR, IWASAKI, dan Hasil Uji Model Fisik	60
Tabel 4.10 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_2	61
Tabel 4.11 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{100}	61
Tabel 4.12 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{1000}	61
Tabel 4.13 Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{PMF}	61
Tabel 4.14 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_2	65
Tabel 4.15 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{100}	65
Tabel 4.16 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{1000}	65
Tabel 4.17 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{PMF}	66
Tabel 4.18 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_2	70
Tabel 4.19 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{100}	71
Tabel 4.20 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000}	72
Tabel 4.21 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF}	73
Tabel 4.22 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_2 (Seri 1)	74
Tabel 4.23 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{100} (Seri 1)	75
Tabel 4.24 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000} (Seri 1)	76
Tabel 4.25 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF} (Seri 1)	77
Tabel 4.26 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_2 (Seri 3 dan Seri 4) ...	78
Tabel 4.27 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{100} (Seri 3 dan Seri 4)	79
Tabel 4.28 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000} (Seri 3 dan Seri 4)	80
Tabel 4.29 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF} (Seri 3 dan Seri 4)	81
Tabel 4.30 Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Hulu	82
Tabel 4.31 Liku Debit Tail Water Level	84
Tabel 4.32 TWL Sungai Pada Debit Rencana Section 36	85
Tabel 4.33 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q_2	88
Tabel 4.34 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q_{100}	88
Tabel 4.35 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q_{1000}	88
Tabel 4.36 Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Pengarah Hilir Q_{PMF}	88
Tabel 4.37 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 0	89
Tabel 4.38 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 1	89
Tabel 4.39 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 2	89
Tabel 4.40 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 3	89
Tabel 4.41 Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi Seri 4	89

Tabel 4.42 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 0	90
Tabel 4.43 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 1	90
Tabel 4.44 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 2	90
Tabel 4.45 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 3	90
Tabel 4.46 Rekapitulasi Kedalaman Konjugasi dan Kedalaman Hilir Peredam Energi Seri 4	91
Tabel 4.47 Hasil Pengujian dengan Debit Q_2 (Seri 4/Final Design)	93
Tabel 4.48 Hasil Pengujian dengan Debit Q_{100} (Seri 4/Final Design).....	94
Tabel 4.49 Hasil Pengujian dengan Debit Q_{1000} (Seri 4/Final Design)	95
Tabel 4.50 Hasil Pengujian dengan Debit Q_{PMF} (Seri 4/Final Design)	96
Tabel 4.51 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 0	101
Tabel 4.52 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 1	102
Tabel 4.53 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 2	103
Tabel 4.54 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 3	104
Tabel 4.55 Tinggi Muka Air Peredam Energi dari Pengukuran Seri 4	105
Tabel 4.56 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{2th}	106
Tabel 4.57 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{100th}	106
Tabel 4.58 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{1000th}	106
Tabel 4.59 Perhitungan Kesalahan Relatif Pada Titik Kontrol dengan Debit Q_{PMF}	106
Tabel 4.60 Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian.....	108
Tabel 4.61 Perhitugan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{2th}	110
Tabel 4.62 Perhitugan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{100th}	111
Tabel 4.63 Perhitugan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{1000th}	112
Tabel 4.64 Perhitugan Kavitas Berdasarkan Hasil Pengukuran Q_{PMF}	113
Tabel 4.65 Perhitungan τ_o dan Keadaan Butiran Dasar Sungai pada Debit Q_{2th}	116
Tabel 4.66 Perhitungan τ_o dan Keadaan Butiran Dasar Sungai pada Debit Q_{100th}	116
Tabel 4.67 Perhitungan τ_o dan Keadaan Butiran Dasar Sungai pada Debit Q_{1000th}	116
Tabel 4.68 Gerusan Lokal pada Model Setelah Pengaliran Q_{10th}	117
Tabel 4.69 Gerusan Lokal pada Model Setelah Pengaliran Q_{100th}	117
Tabel 4.70 Gerusan Lokal pada Model Setelah Pengaliran Q_{1000th}	117
Tabel 4.71 Rekapitulasi Gerusan Lokal	118

DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 1.1 Peta lokasi bendungan jlantah kabupaten karanganyar.....	2
Gambar 1.2 Detail Lokasi Bendungan Jlantah Kabupaten Karanganyar.	3
Gambar 1.3 Loncatan hidraulik pada kolam olak debit Q_{PMF}	4
Gambar 2.1 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_o	8
Gambar 2.2 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_o	8
Gambar 2.3 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_o	8
Gambar 2.4 Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah).....	9
Gambar 2.5 Koefisien kontraksi pilar.	10
Gambar 2.6 Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk tumpuannya).	10
Gambar 2.7 Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah.....	11
Gambar 2.8 Skema penyempitan pada saluran transisi.	12
Gambar 2.9 Skema aliran pada saluran transisi.	13
Gambar 2.10 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur.....	14
Gambar 2.11 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur yang disederhanakan.	14
Gambar 2.12 Kriteria aliran getar (USBR 1978).	16
Gambar 2.13 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar tipe I, II dan III	18
Gambar 2.14 Kolam olakan datar tipe I.	18
Gambar 2.15 Kolam olakan datar tipe II.	19
Gambar 2.16 Kolam olakan datar tipe III.	19
Gambar 2.17 Kolam olakan datar tipe IV.	20
Gambar 2.18 Loncatan hidrolis pada peredam energi.....	20
Gambar 2.19 Loncatan hidrolis yang terjadi pada dasar mendatar.	21
Gambar 2.20 Persamaan momentum dalam loncatan hidrolis.	21
Gambar 2.21 Loncatan hidrolis dalam ekspansi saluran berangsur-angsur.	22
Gambar 2.22 Pengendalian loncatan hidrolis dengan kenaikan mendadak.	23
Gambar 2.23 Jenis aerator.	27
Gambar 2.24 Tipe-tipe aerator.	27
Gambar 2.25 Gaya – gaya pada prisma awal dari cairan.	28
Gambar 3.1 Diagram alir pengerjaan skripsi.	39
Gambar 4.1 Dimensi alat ukur Rechbox.....	44
Gambar 4.2 Lengkung debit alat ukur rechbox model test bendungan Jlantah.	46
Gambar 4.3 Lengkung debit TWL (Tail Water Level).....	47
Gambar 4.4 Lengkung perbandingan nilai Q dan H_d	48
Gambar 4.5 Perubahan seri 1.	53
Gambar 4.6 Perubahan seri 2.	54
Gambar 4.7 Posisi aerator.	54
Gambar 4.8 Detail aerator.....	55
Gambar 4.9 Perubahan seri 4.	55
Gambar 4.10 Profil muka air pada pelimpah bendungan Jlantah.	62
Gambar 4.11 Denah dan potongan memanjang saluran transisi.	62
Gambar 4.12 Profil muka air saluran transisi.....	66
Gambar 4.13 Potongan Memanjang Saluran Peluncur Bendungan Jlantah.....	67
Gambar 4.14 Peredam Energi	83
Gambar 4.15 Lengkung debit TWL (Tail Water Level).	85
Gambar 4.16 Profil muka air peredam energi pada seri 0.....	91



Gambar 4.17 Profil muka air peredam energi pada seri 1.....	91
Gambar 4.18 Profil muka air peredam energi pada seri 2.....	92
Gambar 4.19 Profil muka air peredam energi pada seri 3.....	92
Gambar 4.20 Profil muka air peredam energi pada seri 4.....	92
Gambar 4.21 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{2th} di saluran transisi	97
Gambar 4.22 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{100th} di saluran transisi	97
Gambar 4.23 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{1000th} di saluran transisi	97
Gambar 4.24 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{PMF} di saluran transisi	98
Gambar 4.25 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{2th} di saluran peluncur.....	98
Gambar 4.26 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{100th} di saluran peluncur	99
Gambar 4.27 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{1000th} di saluran peluncur.....	99
Gambar 4.28 Perbandingan hasil perhitungan dengan hasil pengukuran pada debit Q_{PMF} di saluran peluncur.....	100
Gambar 4.29 Profil muka air peredam energi pada seri 0 (Pengukuran).....	101
Gambar 4.30 Profil muka air peredam energi pada seri 1 (Pengukuran).....	102
Gambar 4.31 Profil muka air peredam energi pada seri 2 (Pengukuran).....	103
Gambar 4.32 Profil muka air peredam energi pada seri 3 (Pengukuran).....	104
Gambar 4.33 Profil muka air peredam energi pada seri 4 (Pengukuran).....	105
Gambar 4.34 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian.....	108



DAFTAR NOTASI

Nama Notasi	Satuan dan Singkatannya	Notasi
Luas penampang melintang	Meter persegi atau m ²	A
Lebar dasar saluran	Meter atau m	B
Koefisien debit limpahan	-	C
Koefisien debit limpahan pada saat h = Hd	-	Cd
Koefisien kavitasi	-	Cp
Kedalaman hidrolis saluran	Meter atau m	D
Ukuran rata-rata diameter butiran sedimen	Meter atau m	d
Energi spesifik aliran	Meter atau m	E
Gaya	Newton atau N	F
Bilangan froude	-	F
Percepatan yang disebabkan oleh gravitasi	Meter per detik kuadrat atau m/dt ²	g
Tinggi tekanan rencana diatas mercu bendung	Meter atau m	Hd
Kedalaman aliran	Meter atau m	h
Kedalaman kritis	Meter atau m	h _c
Kedalaman normal	Meter atau m	h _n
Koefisien kontraksi pilar	-	K _p
Koefisien kontraksi dinding samping	-	K _a
Panjang saluran	Meter atau m	L
Bilangan montouri	-	M ²
Koefisien kekasaran manning	-	n
Keliling basah saluran	Meter atau m	P
Ambient pressure	Pascal atau Pa	P _o
Tekanan atmosfer	Pascal atau Pa	Pa
Tekanan setempat	Pascal atau Pa	Pg
Tekanan uap	Pascal atau Pa	Pv
Debit air	Meter kubik per detik atau m ³ /dt	Q
Debit per satuan lebar	Meter persegi per detik atau m ² /dt	q
Radius hidrolis saluran	Meter atau m	R
Kemiringan memanjang	-	S
Kemiringan dasar saluran	-	S _o
Kemiringan gradien energi	-	S _f
Lebar permukaan air	Meter atau m	T
Kecepatan rata-rata melalui penampang	Meter per detik atau m/dt	V
Bilangan vendernikov	-	<u>V</u>
Kecepatan kritis rata-rata	Meter per detik atau m/dt	V _{cr}
Tinggi diatas bidang persamaan	Meter atau m	Z
Sudut gradien energi	Derajat atau °	θ
Faktor koreksi energi	-	α
Faktor koreksi momentum	-	β
Indeks kavitasi	-	σ
Massa jenis air	Kilogram per meter kubik atau kg/m ³	ρ _w
Massa jenis sedimen	Kilogram per meter kubik atau kg/m ³	ρ _s
Tagangan geser rata-rata pada batas	Newton per meter persegi atau N/m ²	τ _o



RINGKASAN

Ardian Bayuadi, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Juni 2016, "*Uji Model Fisik Bendungan Jlantah Kabupaten Karanganyar, Jawa Tengah*", Pembimbing: Ir. Heri Suprijanto, MS. dan Dr. Very Dermawan, ST., MT.

Salah satu upaya untuk memenuhi kebutuhan air baku di wilayah Kabupaten Karanganyar adalah dengan membangun Bendungan Jlantah. Dalam membangun suatu bendungan, salah satu tahapan yang harus dilalui untuk memperoleh kesempurnaan desain adalah dengan melakukan uji model fisik hidrolika pelimpah. Pada skripsi ini, bertujuan untuk mengetahui perbandingan kondisi hidrolika pelimpah langsung Bendungan Jlantah dengan uji model fisik skala 1 : 50 dengan hasil perhitungan. Kajian hidrolika dilakukan pada pelimpah, saluran transisi, saluran peluncur, peredam energi, dan hilir peredam energi yang didasarkan pada pengujian model sebagai kontrol terhadap pendekatan hitungan.

Dalam kajian hidrolika pada model fisik ini, untuk analisa hidrolika pada pelimpah menggunakan persamaan kontinuitas dengan perhitungan koefisien debit Cd menggunakan pendekatan metode USBR dan Iwasaki. Untuk saluran transisi dan saluran peluncur menggunakan persamaan energi dengan metode perhitungan tahapan standar. Sedangkan untuk analisa hidrolika pada peredam energi USBR tipe II modifikasi pelebaran penampang menggunakan persamaan momentum dan kontinuitas kenaikan mendadak, demikian juga untuk perhitungan gerak material dasar sungai menggunakan metode Isbach.

Dari hasil pengujian *original design*, secara keseluruhan saluran peluncur dengan 2 aerator tipe *glove* mampu mengalirkan semua debit rancangan, akan tetapi masih ditemukan potensi kavitasi sebesar -0,15 m dan -0,25 m. Sehingga aerator tipe *glove* diganti dengan aerator tipe *deflector* maka potensi kavitasi tidak ditemukan lagi pada *final design*. Tinggi dinding peredam energi USBR Tipe II masih mampu menampung setiap debit rancangan yang lewat, namun pada debit rancangan Q_{1000th} aliran di ruang olak mulai tidak terkontrol dan untuk debit Q_{PMF} aliran air meloncat tidak terkendali. Perilaku Aliran pada debit pengujian $Q_{2th} - Q_{100th}$, loncatan hidrolis terjadi di dalam ruang olak, untuk Q_{1000th} loncatan terdorong ke bagian belakang dikarenakan di bagian akhir peredam ukuran penampang diperlebar (dari 15 m menjadi 25 m) demikian pula Q_{PMF} loncatan berada di luar ruang olak (bagian ujung peredam energi). Dengan acuan desain peredam energi Q_{100th} , apabila debit Q_{1000th} sebagai pengontrol, maka fenomena loncatan hidrolis tersebut masih perlu disempurnakan. Dengan menurunkan elevasi dasar peredam energi dari + 611,00 m menjadi + 610,50 m sangat efektif, pada saat debit Q_{PMF} tidak terjadi lompatan air ke atas di hilir peredam energi. Pada debit pengujian Q_{100th} dan Q_{1000th} loncatan hidrolis berada di ruang olak dengan aman dan elevasi tertinggi muka air (*sequent depth*) Q_{1000th} pada El. +618.00 m. Riprap pelindung dasar di hilir peredam energi (*stilling basin*) pada debit pengujian Q_{1000th} masih cukup stabil dan aliran air yang masuk ke saluran pengarah hilir mempunyai nilai F (froude) sebesar 0,36 – 0,55 (aliran *subkritis*). Gerusan local pada hilir peredam energi mulai terjadi gerakan material dasar sungai saat kecepatan kritis rerata dari Isbach sebesar 4,84 m/dt. Pada pengamatan model test gerusan yang terjadi sebesar -0,6, sampai -2,4 m.

Kata kunci : Analisa hidrolika, aerator, peredam energi USBR tipe II modifikasi, kecepatan rerata ijin

SUMMARY

Ardian Bayuadi, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, in June 2016, " *Physical Model Test for Jlantah Dam Karanganyar Regency Central Java* ", Lecturer: Ir. Heri Suprijanto, MS. and Dr. Very Dermawan, ST., MT.

One of the solution to supply raw water demand on Karanganyar District is to construct Jlantah Dam. On the dam construction process, one of the stages that must be fulfill to obtain the perfection of design is to test the hydraulics of spillway physical model. This thesis aimed to compare hydraulics aspect of 1:50 Jlantah Dam overflow spillway physical model test scale with the calculation results. Hydraulic studies conducted on the spillway, transition channel, chutes channel, stilling basin, and downstream stilling basin which based on model testing as control over matter approach.

In this physical model hydraulics study, the spillway hydraulic analysis use continuity equation with Cd discharge coefficient calculation using USBR and Iwasaki method approach. The energy equality with the standard step of calculation method being used for the transition channel and chutes channel. Momentum and sudden rise continuity equations are being used for hydraulics analysis on USBR type II stilling basin with sectional widening modification, as well as for calculation of riverbed material movement using Isbach Method.

From the original design test result, the overall of chutes channel with 2 aerator type of glove is able to stream all of the discharge plan, but the cavitation potential of -0.15 m and -0.25 m were still founded. With the glove type aerator were replaced with deflector type aerator, then the cavitation potential no longer found in the final design. The height of USBR Type II stilling basin's wall is still able to accommodate any passing planned discharge, but for the flow of Q_{100} planned discharge on stilling basin begin uncontrolled and the flow of Q_{PMF} discharge jumped uncontrollable. Hydraulic jump occur on stilling basin during $Q_2 - Q_{100}$ test discharge, for Q_{1000} discharge, it was pushed back because the sectional size at the end of the stilling basin were widened (from 15 m to 25 m) as well as Q_{PMF} , it occur on the outside of stilling basin (at the end of the stilling basin). According to Q_{100} stilling basin design reference, if Q_{1000} discharge as the controller, then the occured hydraulic jump phenomenon still need to be refined. It is very effective by lowering stilling basin's bottom elevation from + 611.00 m to + 610.50 m , hydraulic jump not occured at downstream of stilling basin during Q_{PMF} . During Q_{100} and Q_{1000} test discharge, hydraulic jump occured securely inside the stilling basin and the highest Q_{1000} sequent depth elevation is +618.00 m. Q_{1000} test discharge basic protective riprap at the downstream of stilling basin still quite stable and the water currents which enter the downstream channel guides have F (Froude) value of 0.36 to 0.55 (subcritical flow). At the downstream of stilling basin, movement of riverbed material starting to occur when the average of Isbach critical velocity become 4.84 m / sec. -0,6 to -2.4 m scouring occur during test model obsevation.

Keyword : Hydraulic analysis, aerator, USBR type II Stilling Basin, Average of Critical Velocity

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim 1. 2014. *Laporan Akhir Uji Model Fisik Bendungan Jlantah Kabupaten Karanganyar Propinsi Jawa Tengah*. Malang : Jurusan Pengairan FT UB.
- Anonim 2. 1987. *Design of Small Dams*. Oxford & IBH Publishing CO. New Delhi Bombay Calcutta.
- Anonim 3. 2010. *Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan, Bagian Bangunan Pengatur Debit*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Chow, Ven Te. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka, terjemahan E.V. Nensi Rosalina*. Jakarta : Erlangga.
- De Vries, M. 1987. *Scalling Model Hydraulic*. Netherland: IHE Published
- Falvey, Henry T. 1990. *Cavitation in Chutes and Spillways*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- Hager, Willi H. 1992. *Energy Dissipators And Hydraulic Jump*, Dordrecht : Kluwer Academic Publishers.
- Novak, P. 1984. *Developments In Hydraulic Engineering 2*. Elsevier Applied Science Publishers London and New York.
- Patty, O.F. 1995. *Tenaga Air*. Surabaya: Erlangga.
- Peterka, A.J. 1984. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- Priyantoro, Dwi. 1987. *Teknik Pengangkutan Sedimen*. Malang : Himpunan Mahasiswa Pengairan FT UB.
- Raju, K.G.R. 1986. *Aliran Melalui Saluran Terbuka, terjemahan Yan Piter Pangaribuan B.E., M.Eng*. Jakarta : Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 1989. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : Erlangga.
- Subramanya, K. 1986. *Flow In Open Channels*, New Delhi : Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited.
- Triatmodjo, Bambang. 1996. *Hidrolika II*. Yogyakarta : Beta Offset.
- Yuwono, Nur. 1996. *Perencanaan Model Hidraulik*. Yogyakarta: Laboratorium Hidraulik dan Hidrologi UGM.