

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Penelusuran Banjir (*flood routing*)

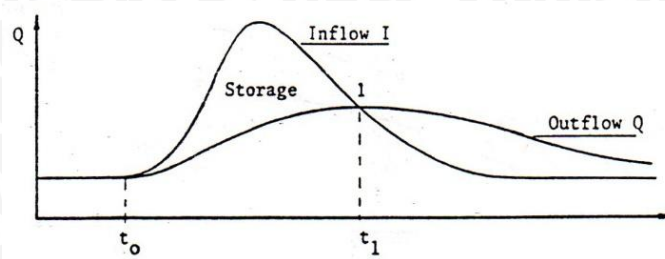
Penelusuran banjir adalah sebuah cara untuk menentukan modifikasi aliran banjir. Hal ini berdasar pada konfigurasi gelombang banjir yang bergerak pada suatu tampungan (saluran atau waduk). Pada rekayasa hidrologi, penelusuran banjir merupakan teknik yang penting, yang diperlukan untuk mendapatkan penyelesaian yang lengkap mengenai persoalan pengendalian banjir dan peramalan banjir. Untuk memenuhi keperluan ini, penelusuran banjir dipandang sebagai prosedur yang dibutuhkan untuk menentukan hidrograf yang diketahui dari suatu titik tinjau.

Penelusuran banjir di waduk diperlukan untuk mengetahui debit outflow maksimum dan tinggi air maksimum pada debit outflow yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur, dalam hal ini antara lain adalah untuk menentukan:

- a. Dimensi lebar pelimpah
- b. Profil pelimpah
- c. Tinggi jagaan pelimpah
- d. Dimensi peredam energi dan sebagainya

Perilaku perubahan elevasi muka air pada proses penelusuran banjir di waduk adalah ketika hidrograf banjir yang terjadi masuk ke tampungan waduk, muka air waduk akan terus mengisi ke kapasitas tampungan sementara (*surcharge storage*) yaitu tampungan yang terletak di atas ambang pelimpah. Aliran keluar melalui pelimpah akan terus mengalami kenaikan sampai elevasi tertentu hingga mencapai elevasi maksimum setara dengan debit outflow maksimumnya, walaupun peningkatan tidak setaraf dengan peningkatan aliran yang masuk. Proses ini akan terjadi sampai puncak banjir tercapai, ketika inflow dan outflow akan menjadi sama. Sesudah itu debit outflow akan berangsur-angsur mengalami pengurangan yang selanjutnya pada waktu tertentu debit outflow lebih besar dari inflow.

Selama proses penelusuran banjir berlangsung, jumlah air yang disimpan sementara di dalam waduk disebut reduksi banjir. Hidrograf outflow dari waduk akan mempunyai puncak terendah tergantung pada ukuran waduk dan besarnya kapasitas banjir yang tersedia. Berikut ini adalah penyajian gambar hidrograf inflow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk:



Gambar 2.1 Hidrograf inflow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk
Sumber: Raudkivi (1979:243)

2.1.1. Kapasitas Debit Pelimpah

Suatu pelimpah banjir merupakan katup pengaman untuk suatu bendungan. Pelimpah harus mampu mengalirkan banjir-banjir besar tanpa merusakkan bendungan atau bangunan-bangunan pelengkapannya, untuk itulah pelimpah harus mempunyai kapasitas debit yang cukup aman. Hal ini juga berguna sebagai stabilisator air di waduk yaitu menjaga air agar tetap berada di bawah ketinggian maksimum yang ditetapkan.

Kapasitas debit pelimpah yang dibutuhkan tergantung pada berapa besar banjir rancangan yang telah didapatkan dari perhitungan. Penetapan banjir rancangan berkaitan dengan tingkat keamanan waduk tersebut, yang pada akhirnya tergantung pada jenis bendungan, letaknya, serta akibat-akibat yang akan terjadi jika bendungan tersebut jebol. Pada prinsipnya, merencanakan bangunan pelimpah pada bendungan urugan, adalah tanpa memperhitungkan adanya kapasitas pengendalian banjir yang biasanya terdapat pada ruangan di bagian sebelah atas permukaan air waduk penuh.

Akan tetapi dalam keadaan dimana bangunan pelimpah harus direncanakan tanpa pintu pengatur (bangunan pelimpah tetap) dan apabila pada saat waduk terisi penuh luas muka airnya cukup besar dibandingkan dengan luas daerah pengaliran sehingga penggunaan pengendalian banjir diperkirakan cukup pantas, maka suatu kapasitas pengendalian banjir pada calon waduk tersebut dapat juga dipertimbangkan.

Bangunan pelimpah yang direncanakan dengan mempertimbangkan suatu kapasitas pengendalian banjir di dalam waduk (*flood storage*), biasanya debit pelimpahan bangunan tersebut akan lebih rendah dari debit banjir maximum-rencana, karena sebagian air banjir untuk sementara akan tertahan di dalam waduk.

2.1.2. Persamaan Kontinuitas Aliran Untuk Perhitungan Penelusuran Banjir

Prosedur penelusuran banjir pada prinsipnya berdasar pada perhitungan persamaan kontinuitas massa aliran sederhana sebagai berikut :

$$\text{Inflow} - \text{outflow} = \text{perubahan kapasitas}$$

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2-1)$$

Bila dinyatakan dalam *finite* interval waktu:

$$S_{t+1} - S_t = \frac{1}{2}(I_t + I_{t+1})\Delta t - \frac{1}{2}(O_t + O_{t+1})\Delta t \quad (2-2)$$

Atau

$$\left[\frac{I_t + I_{t+1}}{2} \right] + \left[\frac{S_t - O_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{2} \right] = \left[\frac{S_{t+1} + O_{t+1}}{\Delta t} + \frac{O_{t+1}}{2} \right] \quad (2-3)$$

$$\left[\frac{I_t + I_{t+1}}{2} \right] + \psi = \phi \quad (2-4)$$

Dengan :

I_t = Aliran masuk (*inflow* hidrograf) pada permulaan waktu Δt

I_{t+1} = Aliran masuk pada akhir waktu Δt

O_t = Aliran keluar (*outflow* hidrograf) pada permulaan waktu Δt

O_{t+1} = Aliran keluar pada akhir waktu Δt

S_t = Aliran masuk pada akhir waktu Δt

S_{t+1} = Aliran masuk pada akhir waktu Δt

ψ, Φ = Fungsi tampungan untuk penelusuran banjir

Walaupun perhitungan ini sederhana, namun tidak mudah dalam komputasi karena besarnya variasi dalam nilai-nilai debit dan kuantitas kapasitas yang berubah-ubah, namun demikian dengan bantuan komputer perhitungan tersebut akan menjadi lebih cepat dan akurat.

2.2. Analisa Hidraulika pada Pelimpah

2.2.1. Pelimpah Langsung (*Overflow*)

Pelimpah langsung (*overflow wier*) sebagai salah satu komponen dari saluran pengatur aliran dibuat untuk lebih meningkatkan pengaturan serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah.

Dimensi saluran pengatur type pelimpah langsung dapat diperoleh dengan rumus-rumus hidrolika sebagai berikut :

- a. Rumus debit yang melewati pelimpah dengan penampang segiempat (Sosrodarsono, 1977:181).

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}} \quad (2.5)$$

Dengan :

Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rancangan, m^3/det)

C = koefisien debit

L = lebar efektif ambang pelimpah (m)

H = tinggi tekan di atas ambang pelimpah (m)

b. Koefisien debit

Secara teori besarnya koefisien debit (C) akan berkurang akibat adanya gesekan.

Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien debit “ C ” adalah :

1. Profil puncak ambang pelimpah
2. Kemiringan bagian hilir setelah lengkung profil pelimpah
3. Pengaruh kedalaman bagian hulu
4. Pengaruh kedalaman bagian hilir di belakang ambang pelimpah
5. Pengaruh kondisi aliran di belakang ambang

Jika aliran di belakang ambang cukup tinggi, maka akan mempengaruhi debit yang masuk ambang, dan disebut dengan aliran tenggelam. Kondisi ini sangat jarang atau hampir tidak pernah untuk aliran pelimpah, dan hanya mungkin pada konstruksi bendung.

Koefisien debit dapat ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk tipe standar (Suyono, 1977 : 182).

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2.6)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \quad (2.7)$$

Dengan:

C = koefisien limpahan untuk semua tinggi tekan

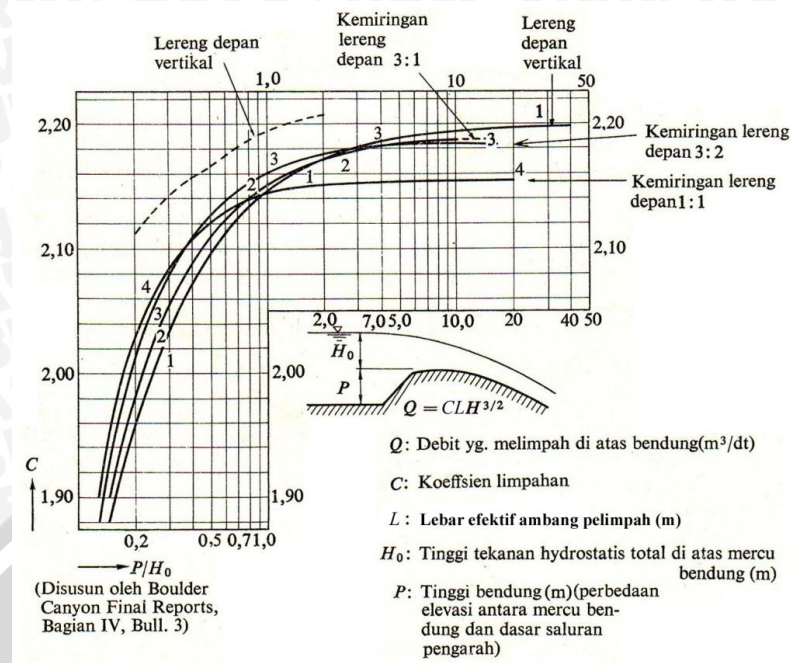
C_d = koefisien limpahan untuk tinggi tekan rencana

h = tinggi air di atas mercu ambang

H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu ambang

P = tinggi ambang

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



Gambar 2.2 Koefisien debit pelimpah metode Iwasaki
 Sumber: Sosrodarsono (1977: 182)

c. Lebar efektif ambang pelimpah (B_{eff})

Pada saat terjadi debit outflow yang melintasi mercu ambang pelimpah akan terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping maupun pada pilar-pilarnya. Debit air yang melewati mercu ambang pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara B_{eff} dan B dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air. (Civil Engineering Department US Army):

$$B_{eff} = B - 2(N.K_p + K_a)H \quad (2.8)$$

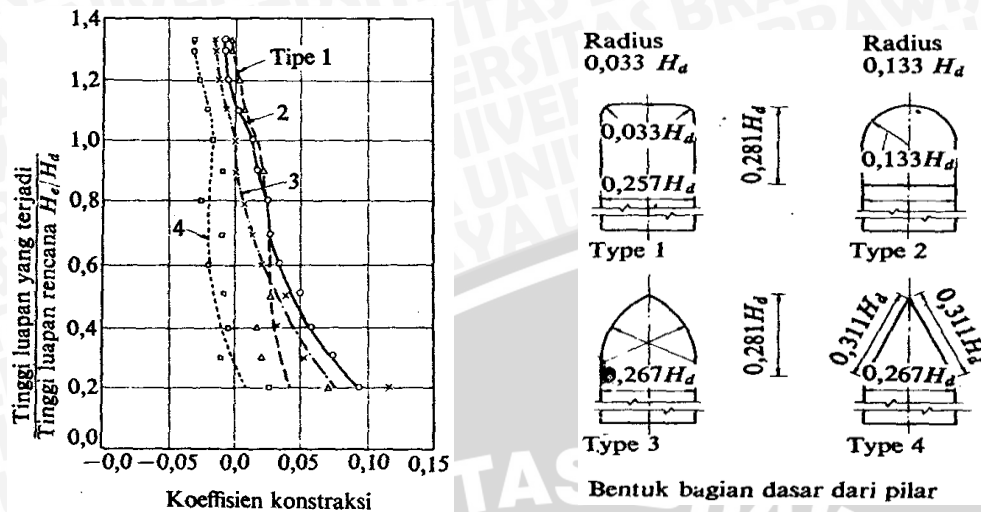
Koefisien kontraksi pilar ditentukan sebagai berikut:

- pilar dengan bentuk depan persegi 0,02
- pilar dengan bentuk depan bulat 0,01
- pilar dengan bentuk depan runcing 0,01

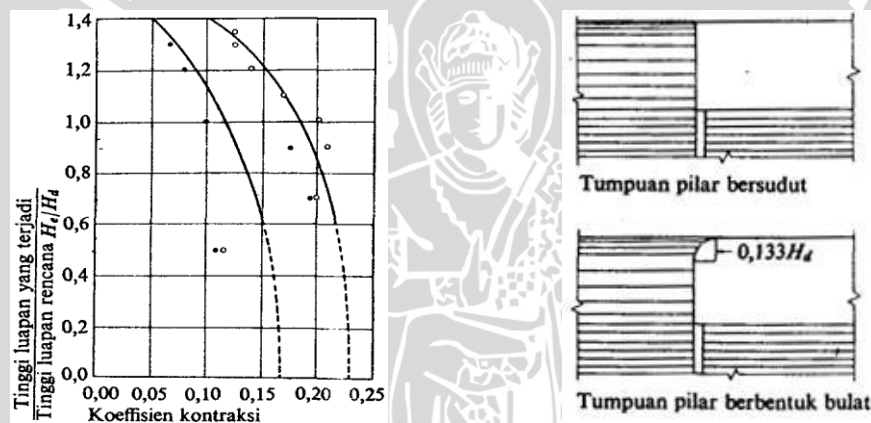
Koefisien kontraksi tembok tepi sebagai berikut:

- tembok tepi bersudut runcing 0,2
- tembok tepi bersudut bulat/tumpul 0,1

Atau dengan grafik pada gambar 2.3 untuk koefisien kontraksi pilar dan 2.4 untuk kontraksi tembok tepi.



Gambar 2.3 Koefisien kontraksi pilar
Sumber: Sosrodarsono (1977: 183)



Gambar 2.4 Koefisien kontraksi pilar sesuai dgn bentuk tumpuannya
Sumber: Sosrodarsono (1977: 184)

d. Tinggi Muka Air diatas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah.

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Chow, Ven Te 1997:345) :

$$V_1 = \sqrt{2g(Z + H_d - y_z)} \quad (2.9)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \quad (2.10)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \quad (2.11)$$

dengan :

Q = debit aliran (m^3/dt)

- L = lebar efektif pelimpah (m)
 V_z = kecepatan aliran (m/dt)
 g = percepatan gravitasi (m/dt²)
 Z = tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir (m)
 H_d = tinggi tekan air hulu (m)
 Y_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 :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}}\right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}}$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.12)$$

dengan :

- y_{cr} = tinggi muka air kritis di atas mercu pelimpah (m)
 q = debit aliran persatuan lebar (m³/dt/m)
 g = percepatan gravitasi (m/dt²)

2.2.2. Kapasitas Pengaliran melalui *Sluice Gate*

Pengaliran air dibawah "*Sluice Gate*" mempunyai dua kondisi, yaitu pengaliran bebas (*free flow*) dan pengaliran tenggelam (*submerged flow*). Kondisi pengaliran bebas dicapai bila aliran didepan pintu adalah subkritis dan dibelakang pintu adalah super kritis. Untuk kondisi pengaliran tenggelam akan dicapai apabila kedalam air dibelakang pintu $Y_1 > C_c \cdot Y_g$, dalam hal ini C_c = koefisien kontraksi dan Y_g = tinggi bukaan pintu.

a. Pengaliran bebas :

$$Q = C_d \cdot b \cdot Y_g \sqrt{2g (y_0 - C_c \cdot Y_g)} \quad (2.13)$$

dengan:

- Q = debit yang melalui pintu (m³/dt)
 C_d = koefisien debit

b = lebar pintu (m)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

Y_g = tinggi bukaan pintu (m)

Y_0 = tinggi muka air dihilu (m)

C_c = koefisien kontraksi

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot b^{1.5} \cdot \sqrt{2g(n - \delta)} \quad (2.14)$$

dimana:

C_v = koefisien kecepatan

n = Y_0 / Y_g

δ = koefisien kontraksi

Tabel 2.1. Koefisien untuk Aliran Bebas Melalui *Sluice Gate*

ratio n	Koefisien Debit C_d	Koefisien Konstraksi δ
1,500	0,600	0,648
1,600	0,599	0,642
1,700	0,598	0,637
1,800	0,597	0,634
1,900	0,597	0,632
2,000	0,596	0,630
2,200	0,596	0,628
2,400	0,596	0,626
2,600	0,597	0,626
2,800	0,598	0,625
3,000	0,599	0,625
3,500	0,602	0,625
4,000	0,604	0,624
4,500	0,605	0,624
5,000	0,607	0,624

Sumber : P. G. Franke, 1968

Pada daerah struktur, akurasi yang memadai akan diperoleh jika kita interpolasi antara nilai-nilai empiris berikut untuk koefisien kontraksi:

$$\delta = 0,630 \text{ untuk } n = 2$$

$$\delta = 0,625 \text{ untuk } n = 3$$

$$\delta = 0,620 \text{ untuk } n = 10$$

Dan antara koefisien debit berikut untuk digunakan dalam persamaan:

$$C_d = 0,600 \text{ untuk } 1,5 < n < 3,5$$

$$C_d = 0,605 \text{ untuk } 3,5 < n < 5,0$$

$$C_d = 0,610 \text{ untuk } n > 5,0$$

b. Pengaliran Tenggelam :

$$Q = C_d \cdot b \cdot Y_g \sqrt{2g (y_0 - Y_1)} \quad (2.15)$$

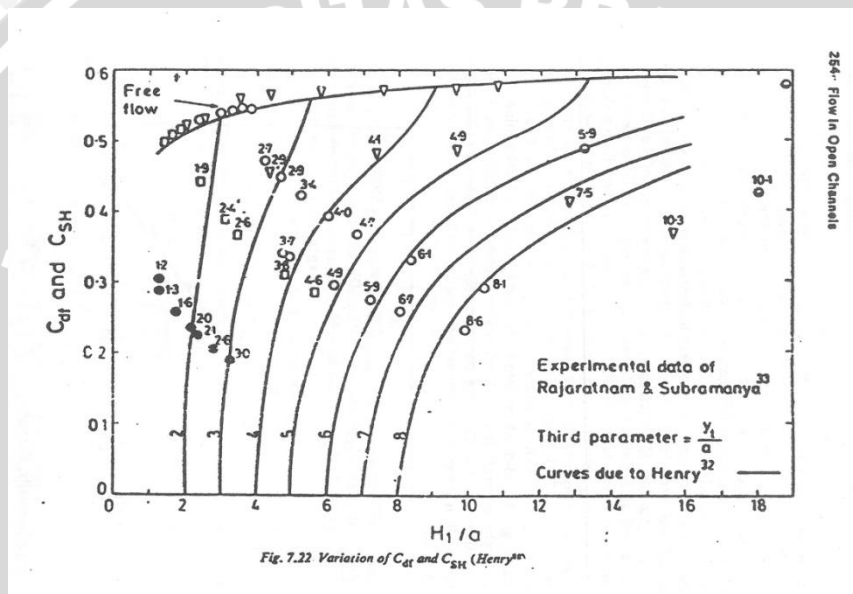
Dalam hal ini Y_1 adalah kedalaman air di hilir pintu.

Menurut Henry H.R, keragaman nilai C_d dengan Y_g/Y_0 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.2. Nilai koefisien debit (C_d) pada pintu menurut Henry H.R.:

Y_g/Y_0	0,000	0,050	0,100	0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,700
C_d	0,610	0,600	0,600	0,605	0,605	0,607	0,620	0,640	0,660

Sumber: Subramanya, (1986: 255)



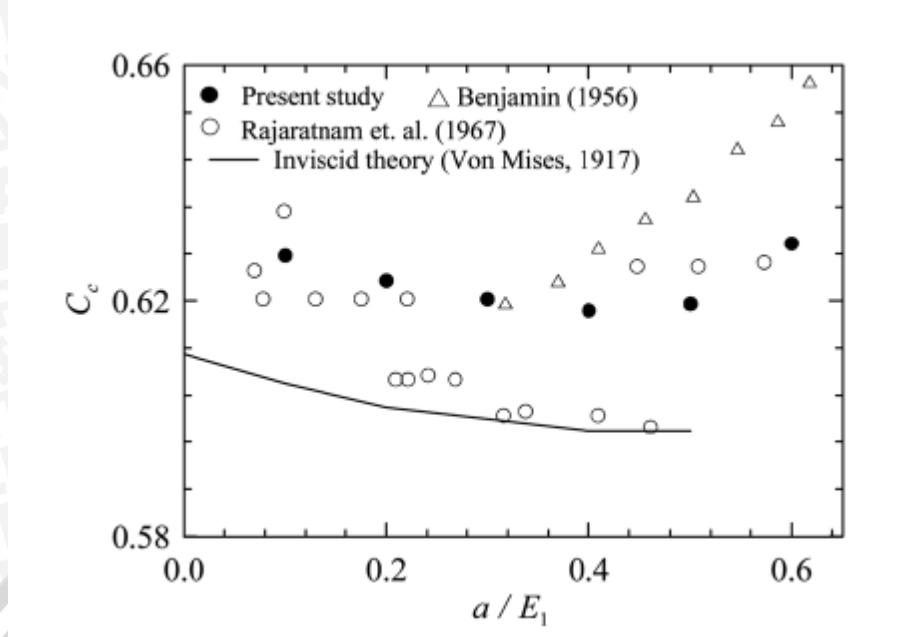
Gambar 2.5. Grafik nilai koefisien debit (C_d) menurut Henry H. R.

Sumber: Subramanya, (1986: 254)

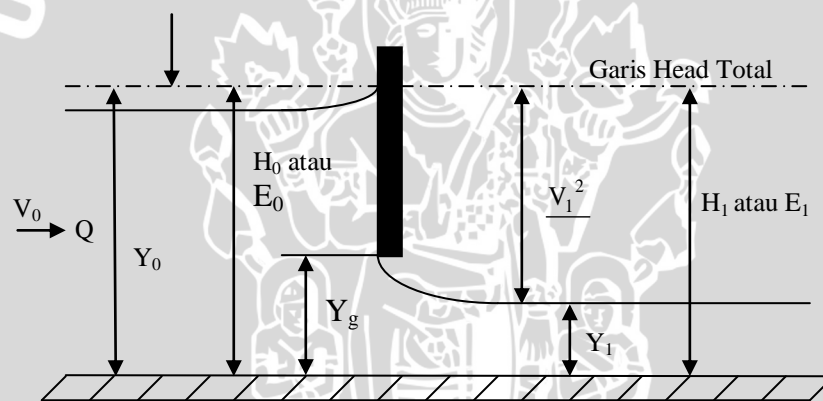
Tabel 2.3. Nilai koefisien kontraksi (C_c) pada pintu menurut T. Brooke Benjamin.:

Y_g/Y_0	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	0,500
C_c	0,611	0,606	0,602	0,600	0,598	0,598

Sumber: Benjamin, (1956: 232)



Gambar 2.6. Grafik nilai koefisien kontraksi (C_c) menurut T. Brooke Benjamin.
 Sumber: KSCE Journal of Civil Engineering, (2007: 130)



Gambar 2.7. Kondisi aliran melalui pintu
 Sumber: KSCE Journal of Civil Engineering, (2007: 128)

2.2.3. Saluran Transisi

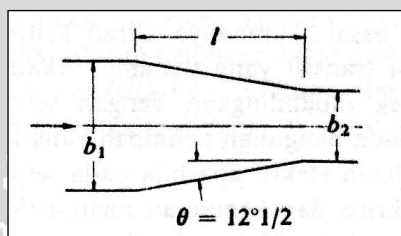
Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perubahan penampang dari ukuran dimensi yang lebih besar ke ukuran yang lebih kecil pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur. Sedangkan secara lebih rinci umumnya perlu dibuat apabila:

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 (contoh *side channel spillway*).
4. Membuat kontrol hidraulis.

Mengingat saluran transisi ini sangat besar pengaruhnya terhadap resim aliran di dalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal, maka bentuk saluran direncanakan dengan sangat hati-hati. Untuk menghindari aliran-aliran yang helisoidal di dalam saluran ini, maka perlu diusahakan agar bentuknya sesimetris mungkin, terutama pada penampang lintang dan tampak atasnya.

Pada umumnya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan iklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (Gambar 2.8).



Gambar 2.8 Skema Penyempitan Dasar Saluran pada Saluran Transisi
Sumber: Sosrodarsono (1977: 203)

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

$$d_e + \frac{v_e^2}{2g} = d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \quad (2.16)$$

dimana:

d_e = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi

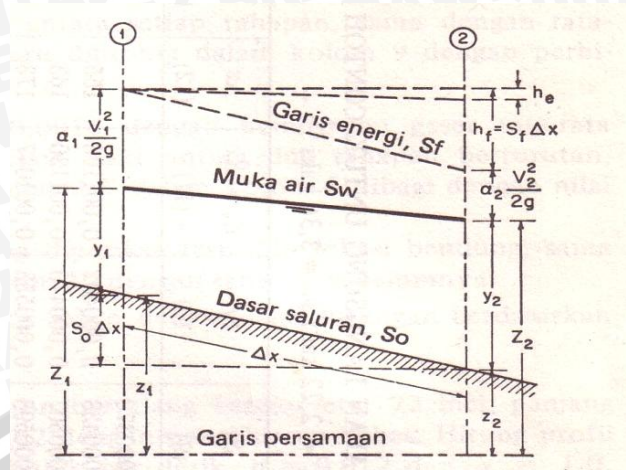
v_e = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi

d_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



Gambar 2.11 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur yang disederhanakan

Sumber: Chow (1985:261)

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

$$Z_1 = S_o \cdot \Delta x + y_1 + Z_2 \text{ dan} \quad (2.17)$$

$$Z_2 = y_2 + Z_2 \quad (2.18)$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah :

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (2.19)$$

dengan kemiringan gesekan S_f diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang

Maka persamaan di atas dapat ditulis :

$$Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_1 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2.20)$$

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 hidraulik 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 $F > 9$. Hal ini akan menimbulkan bahaya kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran, sedang getaran-getaran yang timbul akan memberikan efek negatif bagi stabilitas saluran.

Karena pembagian kecepatan yang tidak sama pada penampang saluran, tinggi kecepatan untuk aliran-saluran-terbuka biasanya lebih besar dari harga yang dihitung berdasarkan rumus $v^2/2g$, dengan v merupakan kecepatan rata-rata. Bila dalil energi diterapkan, tinggi kecepatan yang sesungguhnya dapat dinyatakan sebagai $\alpha V^2/2g$, dengan α adalah Koefisien energi (*energy coefficient*) atau *Koefisien coriolis* untuk menghargai G . Coriolis yang pertama kali menyetengahkannya. Data percobaan menunjukkan bahwa nilai α bervariasi dari sekitar 1,03 sampai 1,36 untuk saluran prismatis yang cukup lurus. Nilai ini biasanya bertambah untuk saluran kecil dan berkurang untuk sungai besar yang cukup dalam. Untuk keperluan praktis, disarankan harga-harga koefisien coriolis seperti di bawah ini:

Tabel 2.4. Koefisien coriolis

Saluran	Nilai α			Nilai β		
	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar
Saluran biasa, talang, pelimpah	1,10	1,15	1,20	1,03	1,05	1,07
Sungai alam dan sungai deras	1,15	1,30	1,50	1,05	1,10	1,17
Sungai tertutup es	1,20	1,50	2,00	1,07	1,17	1,33
Lembah sungai terlimpas banjir	1,50	1,75	2,00	1,17	1,25	1,33

Sumber: Chow (1985:28)

2.2.5. 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 mempunyai berbagai tipe dan khusus untuk bendungan urugan biasanya digunakan tipe-tipe sebagai berikut:

1) Tipe Loncatan (*water jump type*)

Peredam energi tipe loncatan biasanya dibuat untuk sungai-sungai yang dangkal (dengan kedalaman yang kecil dibandingkan dengan kedalaman loncatan hidrolis aliran di ujung udik peredam energi). Akan tetapi tipe ini hanya cocok untuk sungai dengan dasar yang kokoh. Demikian pula biaya pembuatannya cukup rendah, tetapi efektivitas kerjanya lebih rendah dari tipe yang lain.

Penentuan posisi dan lokasi dari ujung akhir peredam energi loncatan elevasi dari ujung akhir peredam energi loncatan biasanya dibuat 1,5 sampai dengan 2,0 m lebih tinggi dari elevasi permukaan tertinggi air sampai dihilirnya.

Sudut kemiringan dasar ujung hilir biasanya dibuat sekitar 20° dan cekungan di udiknya dibuat dengan radius antara 10 dan 15 m, yang disesuaikan dengan jauhnya loncatan yang diharapkan.

Selain itu ujung hilirnya pada titik dimana aliran air mulai meloncat dibuat membentuk sudut 90° dengan tujuan untuk dapat meningkatkan kondisi ventilasi pada titik permulaan loncatan tersebut, karena kondisi ventilasi yang kurang baik akan menimbulkan getaran-getaran tambahan yang berarti akan menambah beban-beban hydrodinamika yang harus didukung oleh konstruksi peredam energi tersebut dan disamping itu getaran tersebut akan mengurangi efektifitas, kerja peredam energi.

Pada rencana teknis detail peredam energi perlu pula diketahui perkiraan jarak loncatan air serta posisi jatuhnya kembali diatas permukaan air sungai di hilirnya dan bentuk loncatan air yang meninggalkan ujung hilir peredam energi dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$\xi = \sin 2\phi + \sqrt{\sin 2\phi + 4 \cos^2 \phi \times \eta} \quad (2.21)$$

Dengan:

$$\xi = \frac{x}{H_1 - y_0} \quad (2.22)$$

$$\eta = \frac{y}{H_1 - y_0} \quad (2.23)$$

Dengan:

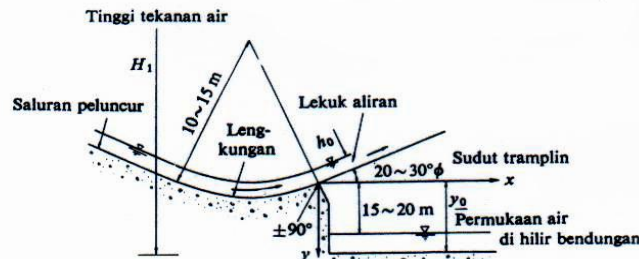
H_1 = total tinggi tekanan pada titik ujung hilir peredam energi

Φ = sudut kemiringan dasar ujung hilir peredam energi

y_0 = perbedaan antara elevasi titik ujung hilir peredam energi dan elevasi permukaan air sungai

Untuk mendapatkan harga ξ yang besar, maka rumus diatas harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\cot \phi = \sqrt{1 + \eta} \quad (2.24)$$



Gambar 2.12 Bentuk Lengkungan Peredam Pada Energi loncatan
Sumber: Sosrodarsono, (1989: 215)

2) Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)

Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan”, 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.

- Kolam olakan datar tipe I secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5$ m³/det/m)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $< 4,50$
- Kolam olakan datar tipe II secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut :
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w > 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 45$ m³/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 ($P_w < 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5$ m³/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 ($P_w < 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan relatif besar (debit spesifik $q > 18,5$ m³/det/m)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $2,5$ s/d $4,50$

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

- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \tag{2.25}$$

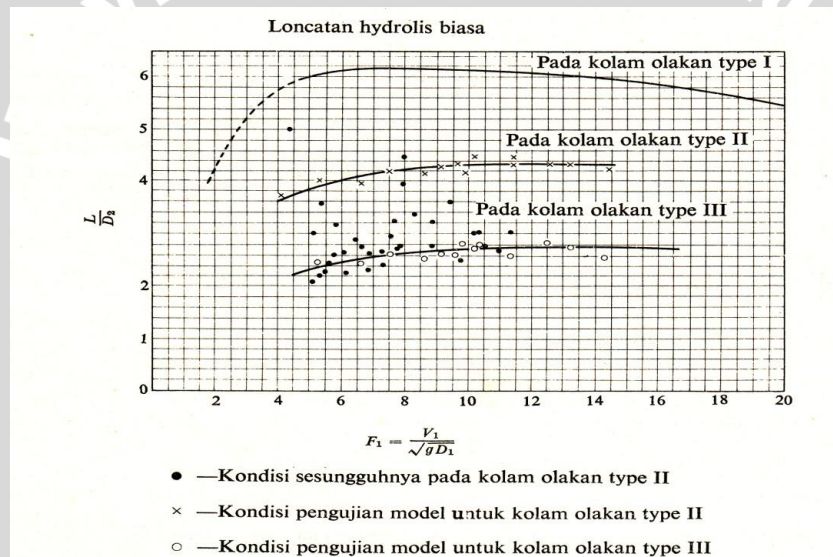
- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi)

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \tag{2.26}$$

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

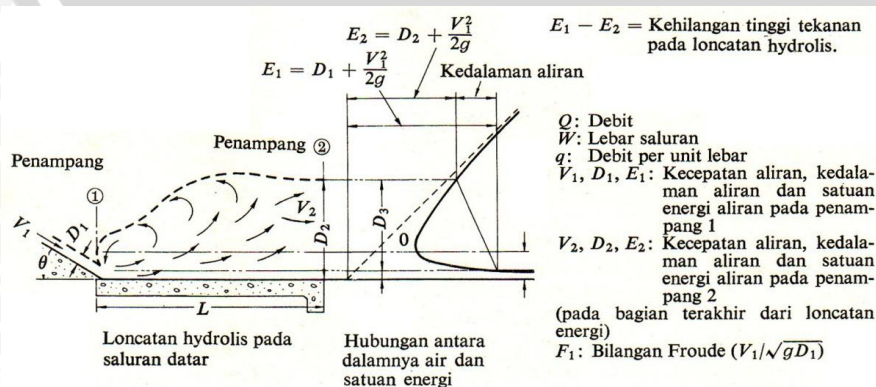
$$L = A (y_2 - y_1) \tag{2.27}$$

Dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9 , atau secara empirik dapat digunakan grafik pada Gambar 2.13 (Sosrodarsono, 1977:222).



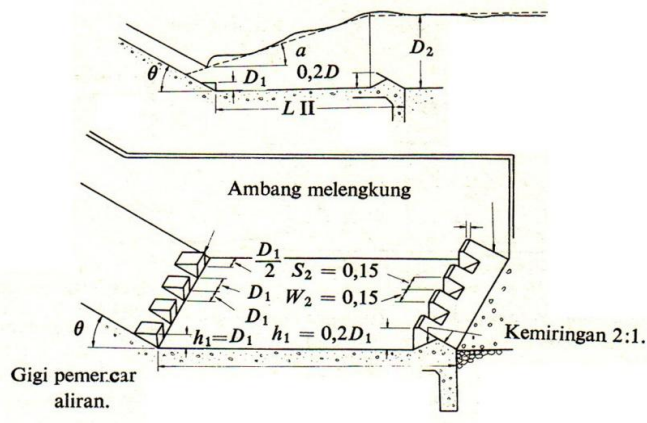
Gambar 2.13 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar tipe I, II dan III
Sumber: Sosrodarsono (1977:222)

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



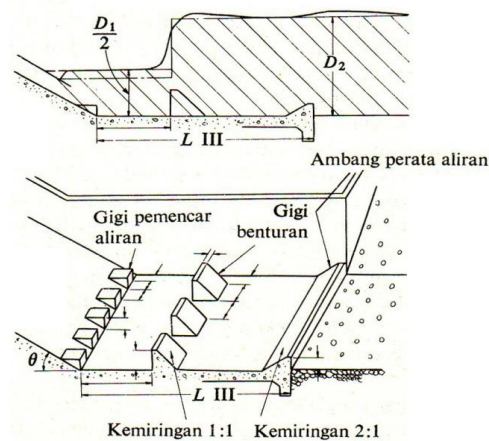
Gambar 2.14 Kolam olakan datar tipe I
Sumber: Sosrodarsono (1977:217)

Penampang memanjang loncatan hidrolis.

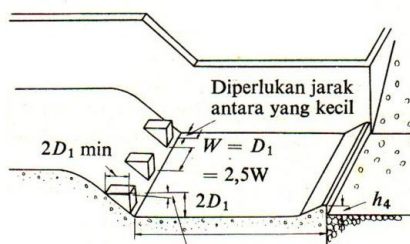


Gambar 2.15 Kolam olakan datar tipe II
Sumber: Sosrodarsono (1977:218)

Penampang memanjang loncatan hidrolis (dalam keadaan elevasi permukaan air sungai sama dengan elevasi loncatan hidrolis)



Gambar 2.16 Kolam olakan datar tipe III
Sumber: Sosrodarsono (1977:218)



Puncak gigi pemecar aliran hendaknya dibuat 5° condong ke hilir. Jarak antara dua gigi pemecar = 2,5W

Gambar 2.17 Kolam olakan datar tipe IV
Sumber: Sosrodarsono (1977:219)

3) Tipe bak pusran (*roller bucket type*)

Peredaman energi dengan bak pusran pada prinsipnya sama dengan kolam olakan datar yaitu dengan sistem *hydraulic jump*, namun dengan lantai yang sangat

pendek, yang bentuknya mirip dengan sistem peredaman *sky jump*. Pada kenyataannya kondisi teknis bak pusran secara detail masih banyak yang belum diketahui dengan jelas, seperti efektifitas pereduksiannya, kondisi alirannya dan aspek-aspek lainnya. Metode pembuatan rencana teknisnya hanya didasarkan pada penelitian-penelitian model. Selanjutnya akan diuraikan dasar-dasar perencanaan teknis yang dihasilkan dari penelitian-penelitian oleh U.S.B.R.

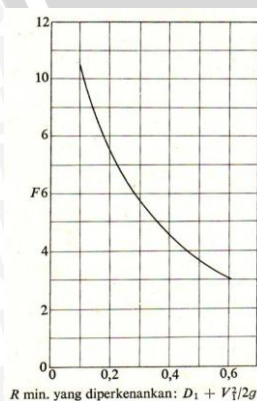
Pada perencanaan teknis bentuk detail bak pusran yang diperoleh dari metode U.S.B.R. tersebut masih perlu diuji pada model-model hidrolika untuk menyesuaikan dengan kondisi-kondisi teknis setempat, dimana kolam pusran tersebut akan dibangun.

Prosedur rencana pembuatan teknis kolam pusran adalah sebagai berikut (Sosrodarsono, 1977:224):

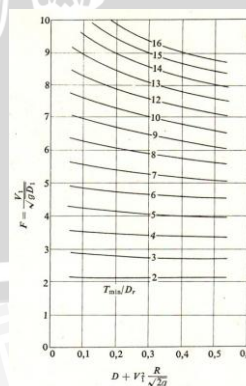
1. Didasarkan pada penetapan debit per-unit lebar q ($\text{m}^3/\text{dt}/\text{m}$) yang akan melintasi kolam pusran serta didasarkan pada perbedaan elevasi permukaan di udik dan di hilir bendungan $H(\text{m})$, maka kecepatan aliran air di ujung hilir saluran peluncur dengan kedalaman y_1 (m) dengan mudah dapat dihitung dan selanjutnya bilangan Froude (F) dari aliran tersebut dapat dihitung pula dengan rumus:

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} \quad (2.28)$$

2. Jari-jari hidrolis yang digunakan untuk rencana *sky jump* dapat digunakan untuk menentukan jari-jari hidrolis bak pusran. Atau dengan menggunakan diagram berikut, maka dari harga bilangan F akan diperoleh harga dan dengan demikian R_{\min} dapat dihitung

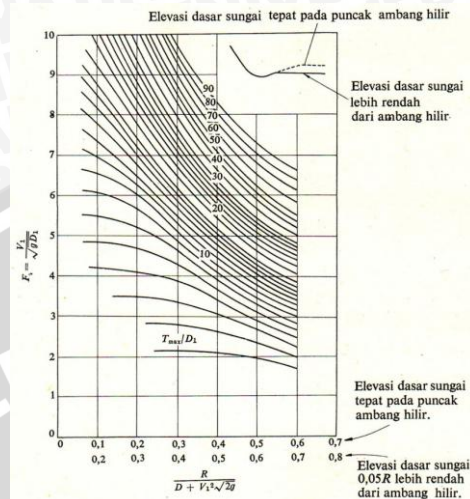


Gambar 2.18 R_{\min} Bak Pusran
Sumber: Sosrodarsono (1977:225)

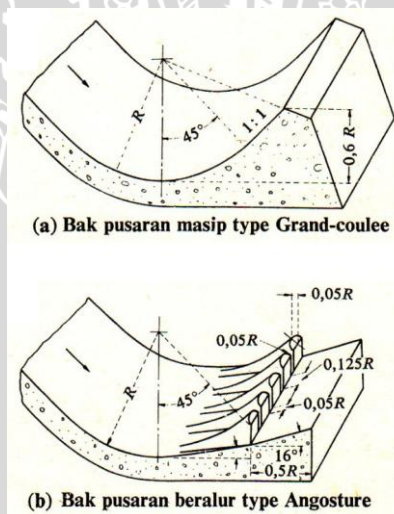


Gambar 2.19 Kedalaman air minimum
Sumber: Sosrodarsono (1977:225)

Dari harga-harga bilangan F dan R_{\min} yang diperkenankan tersebut dan dengan menggunakan diagram pada gambar di atas, maka akan dapat diketahui perbandingan antara kedalaman air minimum di sebelah hilirnya (T_{\min}) dan kedalaman kritis aliran air di ujung hilir peluncur (D_1). Dengan demikian harga T_{\min} dapat diketahui.



Gambar 2.20 Kedalaman air maksimum
Sumber: Sosrodarsono (1977:226)

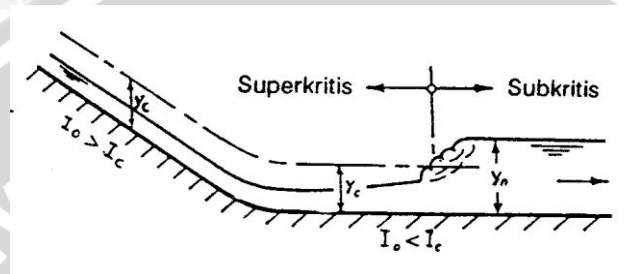


Gambar 2.21 Peredam energi tipe Bak pusran.
Sumber: Sosrodarsono (1977:226)

Kedalaman minimum tersebut dinamakan kedalaman perpindahan pusran (*sweet out water depth*). Diusahakan agar puncak ujung hilir kolam pusran lebih tinggi dari permukaan dasar sungainya. Gambar 2.20 adalah merupakan salah satu contoh peredam energi type bak pusran

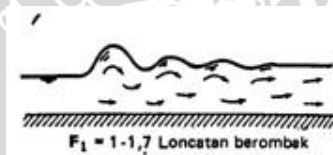
2.3. Loncatan Hidraulik

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 dibgian hilir adalah subkritis. Diantara kedua tipe tersebut terdapat daerah dimana loncatan air terjadi. (Bambang T., 1999:135)

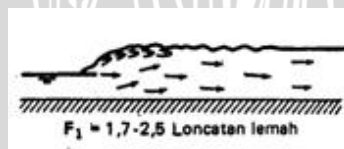


Gambar 2.22 Loncatan hidrolis pada pelimpah
Sumber: Triadmodjo (1996 : 135)

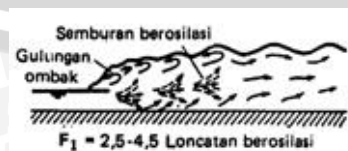
Loncatan hidrolis yang terjadi pada dasar mendatar, terdiri dari beberapa jenis yang berbeda-beda. Sesuai dengan penelitian yang dilakukan oleh biro reklamasi Amerika Serikat. Jenis tersebut dapat dibedakan berdasarkan bilangan froude aliran yang terlibat, antara lain:



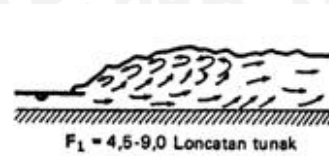
Gambar 2.23 Loncatan berombak
Sumber: Chow (1997:347)



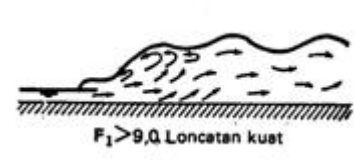
Gambar 2.24 Loncatan lemah
Sumber: Chow (1997:347)



Gambar 2.25 Loncatan berisolasi
Sumber: Chow (1997:347)

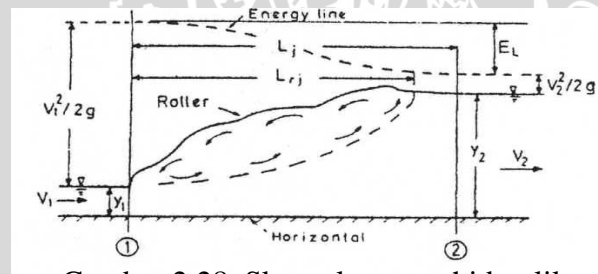


Gambar 2.26 Loncatan lunak
Sumber: Chow (1997:347)



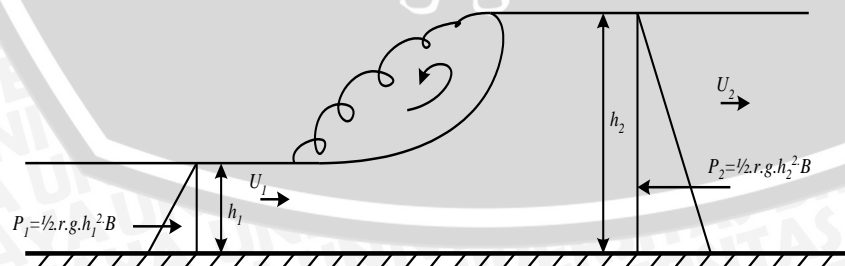
Gambar 2.27 Loncatan kuat
Sumber: Chow (1997:347)

1. Untuk $F = 1$, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan berombak
2. Untuk $F = 1,7$ sampai $2,5$, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan lemah
3. Untuk $F = 2,5$ sampai $4,5$, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan berisolasi
4. Untuk $F = 4,5$ sampai 9 , terjadi loncatan yang dinamakan loncatan lunak
5. Untuk $F =$ lebih dari 9 , terjadi loncatan yang dinamakan loncatan kuat



Gambar 2.28 Sketsa loncatan hidraulik
Sumber: Subramanya (1986:189)

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



Gambar 2.29 Persamaan momentum dalam loncatan hidraulik
Sumber: Ranga Raju (1986:12)

Dimana:

$$P_1 - P_2 = \rho \cdot Q \cdot (v_2 - v_1) \quad (2.29)$$

$$\left(\frac{1}{2} \rho \cdot g y_1^2 - \frac{1}{2} \rho \cdot g y_2^2 \right) \cdot B = \rho \cdot v_1 \cdot y_1 \cdot B \cdot (v_2 - v_1) \quad (2.30)$$

$$(y_1 - y_2)(y_1 + y_2) = \frac{2v_1 y_1}{g} \cdot (v_2 - v_1) \quad (2.31)$$

Sedangkan dari persamaan kontinuitas:

$$q = v_1 \cdot y_1 = v_2 \cdot y_2 \quad (2.32)$$

Dengan menggabungkan persamaan (2-18) dan (2-19), diperoleh:

$$(y_1 + y_2) = \frac{2v_1^2}{g} \cdot \frac{y_1}{y_2} \quad (2.33)$$

$$\frac{y_2}{y_1} \left(1 + \frac{y_2}{y_1} \right) = 2F_1^2 \quad (2.34)$$

Dengan menyederhanakan persamaan diatas maka diperoleh persamaan:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2.35)$$

Panjang loncatan hidrolis adalah jarak dari awal lompatan sampai dengan wilayah subkritis pada bagian hulu (Richard,1985 : 89). Panjang loncatan hidraulis umumnya menunjukkan satu penyebaran. Pada gambar 2.36 menunjukkan hubungan panjang loncatan yang diusulkan oleh USBR dimana L_j/h_2 ditunjukkan menjadi fungsi dari F . Sebagai kemungkinan lain suatu hubungan seperti :

$$L_j = A (h_2 - h_1) \quad (2.36)$$

dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9.

2.4. Kavitasi

Kavitasi 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, O.F., 1995:99)

Kavitasi 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 kavitasi dapat memsuki suatu daerah dimana tekanan mutlaknya sangat jauh lebih besar. Hal ini akan mengakibatkan menggembungnya 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 (Ray dan Joseph, 1989 : 210)

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 (Roberson, Cassidy, Chaudry, 1998:386):

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2.37)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2.38)$$

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 = tekanan setempat (kPa)

= $\rho \cdot g \cdot h$

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 2.3 berikut:

Tabel 2.5 Sifat Fisik Air Pada Tekanan Atmosfer (Satuan SI)

Temperatur (t) °C	Massa jenis (ρ) kg/m ³	Tekanan Uap Air (P _v) kPa	Kekentalan Kinematis (ν) m ² /dt.10 ⁶
0	999,868	0,61	7,787
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	988,052	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, Henry T. (1990:4)

2.5. Skala Model dan Konstruksi Model

Model fisik hidrolis atau sering disebut sebagai skala model adalah penitruan bangunan prototype kedalam satu model miniatur dengan skala tertentu, dengan memperhatikan prinsip kesebangunan dan hubungan antar parameter yang harus dipenuhi. Prinsip pembuatan skala adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototype dengan suatu angka perbandingan. Sehingga kejadian (fenomena) yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototype.

Ada dua jenis yang dapat digunakan dalam pemakaian skala model fisik hidraulika, 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 antara model dan prototipe dipengaruhi oleh hukum-hukum sifat sebangun hidraulika. Perbandingan antara prototipe dan model disebut dengan skala model. Dalam merencanakan suatu model terdapat sifat-sifat kesebangunan model, yang amat 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.

$$n_l = \frac{\text{ukurandi prototipe}}{\text{ukurandi model}} = \frac{L_p}{L_m}$$

Semua ukuran pada titik sembaran 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:

- Tujuan dari pengujian
- Ketelitian yang diharapkan
- Fasilitas yang tersedia di laboratorium
- Waktu dan biaya yang tersedia

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 (2.9) dan (2.10) 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).

2.6. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.6.1. Kecepatan aliran (n_v)

Untuk aliran dengan muka ir bebas dimana gaya gravitasi dominan, maka kecepatan aliran dihitung dengan angka Froude. Dalam hal ini panjang karakteristik adalah kedalaman h (Bambang T, 1996 : 179):

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (2.43)$$

dengan :

v = Kecepatan aliran (m/det)

g = Percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

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 :

$$n_v = \sqrt{n_h} \quad (2.44)$$

2.6.2. 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 (Bambang Triatmodjo, 1996 : 180) :

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

$$n_t = \sqrt{n_h} \quad (2.45)$$

2.6.3. Debit aliran (n_Q)

Rumus kontinuitas aliran :

$$Q = v \cdot A \quad (2.46)$$

dengan :

$$A = \text{Luas penampang basah} \\ = L \cdot h$$

dengan memperhatikan hubungan :

$$n_Q = n_v \cdot n_A$$

$$n_v = \sqrt{n_h}$$

$$n_A = n_l \cdot n_h$$

maka untuk model skala tanpa distorsi diperoleh (Bambang Triatmodjo), 1996 : 180) :

$$n_Q = \sqrt{(n_h)^5} \quad (2.47)$$

2.6.4. Koefisien Chezy dan Manning

a. Koefisien Chezy

Untuk suatu penampang yang lebar : $v = C (h \cdot I)^{1/2}$, maka (Bambang Triatmodjo, 1996:180) :

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

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

$$n_C = 1 \quad (2.48)$$

b. Koefisien Manning

Rumus Manning pada saluran dengan penampang lebar adalah (Bambang Triatmodjo, 1996:180):

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

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

$$n_n = (n_h)^{1/6} \quad (2.49)$$

2.7. Model Numerik Dua Dimensi Aliran Melewati Pelimpah

Asumsi aliran satu dimensi belum tentu berlaku dalam banyak situasi, misalnya aliran dalam saluran non-prismatik (yaitu, saluran dengan bermacam-macam penampang dan kesejajaran), aliran hilir dari bendung pengelak, atau aliran bercabang

akibat dari tanggul rusak. Meskipun aliran dalam situasi ini adalah tiga dimensi, hal ini dapat disederhanakan dengan mempertimbangkan analisis tersebut sebagai aliran dua dimensi dengan menggunakan jumlah rata-rata secara vertikal. Asumsi ini tidak hanya menyederhanakan analisis dengan tepat tapi menghasilkan hasil cukup akurat.

Penelitian dengan menggunakan salah satu model matematis aliran dua dimensi horisontal dengan rata-rata kedalaman (*depth average*) dikenal dengan SMS (*Surface Water Modeling System*). Program matematis ini menggunakan Metode Elemen Hingga (MEH) dalam analisis hitungannya. Penggunaan model matematis ini diterapkan pada hasil pengukuran model fisik di Laboratorium untuk beberapa permasalahan aspek hidraulik.

Hasil hitungan pada simulasi model matematik merupakan prediksi atau juga dapat menjadi pembanding fenomena pada model fisik. Oleh sebab itu, hasil hitungan model matematik harus diuji validitasnya (tingkat kesesuaiannya) dengan hasil simulasi model fisik. Untuk itu, penetapan parameter aliran yang cocok pada model matematik dilakukan dengan *trial and error*, yang dikenal dengan usaha kalibrasi model. Agar proses kalibrasi dapat dilaksanakan dengan cepat, perlu dipilih parameter yang memberikan perubahan signifikan terhadap hasil simulasi model.

Persamaan yang menggambarkan aliran di sungai, estuari dan badan air yang lain didasarkan pada konsep klasik konservasi massa dan momentum. Persamaan aliran 2D horizontal (*depth averaged*) diturunkan dengan mengintegrasikan persamaan tiga dimensi transport massa dan momentum terhadap koordinat vertikal dari dasar sampai ke permukaan air, dengan asumsi bahwa kecepatan dan percepatan vertikal diabaikan. Persamaan kontinuitas dan momentum arah sumbu x dan y untuk aliran dua dimensi rata-rata kedalaman dapat dituliskan (Froehlich 1997) dalam persamaan (1) dan (2) berikut untuk aliran pada arah sumbu x dan persamaan (3) untuk aliran pada arah sumbu y.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(HU) + \frac{\partial}{\partial y}(HV) = q \quad (2.50)$$

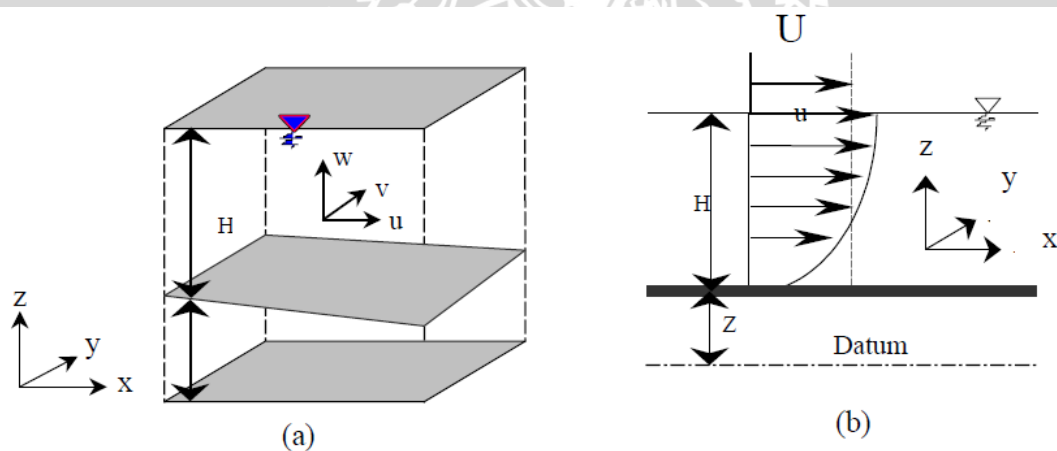
$$\frac{\partial}{\partial t}(HU) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta_{xx} HUU + (\cos \alpha_x \cos \alpha_z)^2 \frac{1}{2} gH^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{xy} HUV) + \cos \alpha_x gH \frac{\partial z_b}{\partial x} - \Omega HV + \frac{1}{\rho} \left(\tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial}{\partial x} (H\tau_{xx}) - \frac{\partial}{\partial y} (H\tau_{xy}) \right) = 0 \quad (2.51)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(HV) + \frac{\partial}{\partial x}(\beta_{xy}HVU) - \frac{\partial}{\partial x}\left(\beta_{xx}HV + (\cos\alpha_y \cos\alpha_z)^2 \frac{1}{2}gH^2\right) + \cos\alpha_y gH \frac{\partial z_b}{\partial y} - \Omega HV + \frac{1}{\rho}\left(\tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial}{\partial x}(H\tau_{yx}) - \frac{\partial}{\partial y}(H\tau_{yy})\right) = 0 \quad (2.52)$$

dengan:

- g = percepatan gravitasi ;
 α_x = $\arctan(\partial z_b/\partial x)$;
 α_y = $\arctan(\partial z_b/\partial y)$;
 Ω = $2\omega \sin \phi$ adalah koefisien koriolis;
 α_z = $\arccos(1 - \cos 2\alpha_x - \cos 2\alpha_y)$;
 ρ = rapat massa air;
 τ_{bx} dan τ_{by} = tegangan geser dasar;
 τ_{sx} dan τ_{sy} = tegangan geser permukaan

τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} dan τ_{yy} adalah tegangan geser akibat turbulensi. β_{xx} , β_{xy} , β_{yx} dan β_{yy} adalah koefisien koreksi momentum. Sistem koordinat dan variabel yang digunakan lihat Gambar 2.30.



Gambar 2.30. Sistem Koordinat dan Variabel yang Dipakai (a) dan Kecepatan Rata-rata Kedalaman pada Arah Sumbu x (b).
 Sumber: Jurnal Natur Indonesia, 2002

SMS menggunakan metode elemen hingga Galerkin dalam menyelesaikan sistem pembentuk persamaan diferensial, yang diawali dengan prosedur diskretisasi, yaitu membagi daerah penyelesaian (domain komputasi) menjadi sejumlah sub-sub domain yang lebih kecil, yang dinamakan elemen. Pada penelitian ini, diskretisasi model menggunakan elemen gabungan segitiga 6 simpul (*sixnode triangles*) dan segiempat 9 simpul (*nine-node "Lagrangian" quadrilateral*). Penyiapan data input

kondisi batas (*boundary condition*), input parameter aliran, serta diskretisasi domain model dilakukan secara interaktif.

Software SMS memiliki *pre* dan *post processor* untuk program komputasi menggunakan distribusi elemen hingga. Penggunaan program komputasi ini meliputi penyiapan data telah disediakan *software SMS*. Dengan siapnya data input tadi, maka eksekusi program ini dapat dilakukan. Hasil simulasi pada umumnya ditampilkan dalam bentuk pola dan arah kecepatan, kontour permukaan air, kontour perubahan dasar, dan grafik perubahan-perubahan parameter fisis pada salah satu simpul terhadap waktu.

Kalibrasi model adalah suatu upaya menentukan parameter yang cocok digunakan pada model matematis, sehingga hasil keluaran model matematis mendekati fenomena hasil simulasi model fisik. Kalibrasi dilakukan dengan beberapa uji coba parameter di atas sampai diperoleh suatu nilai tertentu dimana fenomena pola arus hasil *running* model numeris mendekati fenomena yang terjadi di model fisik. Proses ini dilakukan berulang-ulang (*trial and error*), sampai diperoleh kesesuaian antara hasil simulasi kedua model. Kalibrasi kualitatif dilakukan dengan membandingkan secara visual gambar pola arus yang terbentuk di kedua model, yang dititikberatkan pada daerah sebelah hilir krib untuk membandingkan dimensi pusaran arus yang terbentuk pada kedua model.

