

MODUL

PENGANTAR MATA KULIAH
HIDRAULIKA DASAR



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA
BANDUNG

Bab I

PENDAHULUAN: HIDROLIKA

Kata hidrolika berasal dari bahasa Yunani *hydraulikos*, yang terdiri dari kata *hydro* yang berarti air dan *aulos* yang berarti pipa. Penemuan terkait hidrolika terjadi pada zaman Romawi Kuno. Pada masa Romawi Kuno, beragam penerapan hidrolika telah dikembangkan. Hal ini mencakup penyediaan air untuk umum, kincir air, dan pertambangan hidrolis. Masyarakat Romawi Kuno termasuk golongan masyarakat awal yang menggunakan prinsip *siphon* untuk membawa air melintasi lembah, serta menggunakan teknik hidrolika tertentu dalam pertambangan. Mereka menggunakan timbal dalam sistem perpipaan untuk suplai domestik dan umum, misalnya pemandian umum pada masa itu.

A. Jenis-Jenis Ilmu Hidrolika

Hidrolika dapat dibedakan menjadi 2 (dua) bidang ilmu, yaitu hidrostatis yang mempelajari zat cair dalam keadaan diam dan hidrodinamik yang mempelajari zat cair dalam keadaan bergerak. Hidrodinamik mempelajari zat cair ideal yang tidak memiliki kekentalan dan tidak termampatkan. Sebenarnya zat cair ideal tidak ada di alam, tetapi anggapan zat cair ideal perlu dilakukan, terutama untuk memudahkan analisis perilaku gerak zat cair. Air mempunyai kekentalan dan pemampatan yang sangat kecil sehingga pada kondisi tertentu dapat dianggap sebagai zat cair ideal.

Hidrolika adalah bagian dari hidromekanika (*hydromechanics*) yang berhubungan dengan gerak air. Hidrolika merupakan suatu bidang keilmuan yang berurusan dengan sifat-sifat mekanis fluida; yang mempelajari perilaku aliran air secara mikro maupun makro. Dalam mekanika fluida, hidrolika digunakan untuk pembangkit, kontrol, dan perpindahan tenaga menggunakan fluida yang dimanfaatkan. Penelitian hidrolika mencakup konsep-konsep seperti aliran tertutup (pipa), perancangan bendungan, pompa, turbin, tenaga air, hitungan dinamika fluida, pengukuran aliran, serta perilaku aliran saluran

terbuka seperti sungai dan selokan. Hidrolika terkait dengan gerak air atau mekanika aliran; dan ditinjau dari mekanika aliran, terdapat dua macam aliran yaitu aliran saluran tertutup dan aliran saluran terbuka.

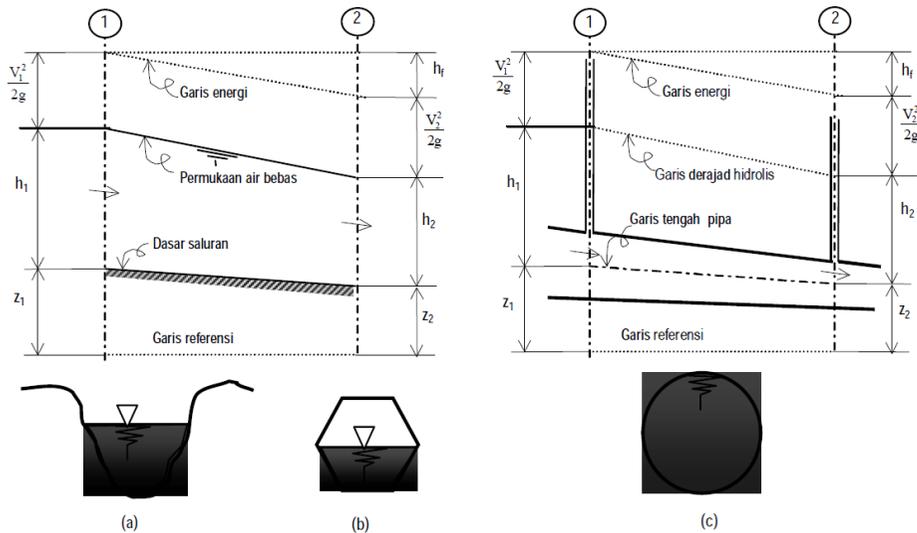
B. Aliran dalam Saluran Terbuka

Air dapat dipindahkan dari suatu tempat ke tempat lain melalui bangunan pembawa air alamiah ataupun buatan manusia. Bangunan pembawa air ini dapat terbuka maupun tertutup di bagian atasnya. Saluran yang tertutup bagian atasnya disebut saluran tertutup (*closed conduits*), sedangkan yang terbuka bagian atasnya disebut saluran terbuka (*open channels*). Sungai, saluran irigasi, selokan, dan estuari merupakan saluran terbuka; sedangkan terowongan, pipa, *aqueduct*, gorong-gorong, dan *siphon* merupakan saluran tertutup.

Definisi

Aliran dalam saluran terbuka maupun saluran tertutup yang mempunyai permukaan bebas disebut aliran permukaan bebas (*free surface flow*) atau aliran saluran terbuka (*open channel flow*). Permukaan bebas mempunyai tekanan sama dengan tekanan atmosfer. Jika pada aliran tidak terdapat permukaan bebas dan aliran dalam saluran penuh, aliran yang terjadi disebut aliran dalam pipa (*pipe flow*) atau aliran tertekan (*pressurized flow*). Aliran dalam pipa tidak mempunyai tekanan atmosfer akan tetapi tekanan hidraulik (Gambar 1.1).

Dalam saluran tertutup kemungkinan dapat terjadi aliran bebas maupun aliran tertekan pada saat yang berbeda. Misalnya gorong-gorong untuk drainase; pada saat normal alirannya bebas, sedangkan pada saat banjir karena hujan tiba-tiba air akan memenuhi gorong-gorong sehingga alirannya tertekan. Hal yang sama dapat juga ditemui pada ujung saluran tertutup; yang satu terjadi aliran bebas, sementara ujung yang lain alirannya tertekan. Kondisi ini dapat terjadi jika ujung hilir saluran terendam (*submerged*).

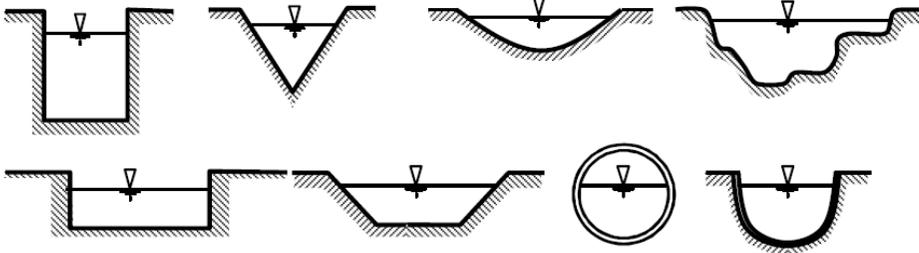


Gambar 1.1 Aliran Permukaan Bebas Pada Saluran Terbuka (a), Aliran Permukaan Bebas pada Saluran Tertutup (b), dan Aliran Tertekan atau dalam Pipa (c) (sumber: Suripin dan Sri Sangkawati. 2008)

Zat cair yang mengalir pada saluran terbuka mempunyai bidang kontak hanya pada dinding dan dasar saluran. Saluran terbuka dapat berupa:

1. Saluran alamiah atau buatan,
2. Galian tanah dengan atau tanpa lapisan penahan yang terbuat dari pipa, beton, batu, bata, atau material lain,
3. Berbentuk persegi, segitiga, trapesium, lingkaran, tapal kuda, atau tidak beraturan.

Bentuk-bentuk saluran terbuka, baik saluran buatan maupun alamiah, yang dapat kita jumpai pada Gambar 1.2 berikut.



Gambar 1.2 Bentuk-Bentuk Potongan Melintang Saluran Terbuka (sumber: Suripin dan Sri Sangkawati. 2008)

1.2.2 Klasifikasi Aliran

Aliran permukaan bebas dapat diklasifikasikan menjadi berbagai tipe dan tergantung kriteria yang digunakan. Berdasarkan perubahan kedalaman dan/atau kecepatan mengikuti fungsi

waktu, aliran dibedakan menjadi aliran permanen (*steady*) dan tidak permanen (*unsteady*). Sedangkan berdasarkan fungsi ruang, aliran dibedakan menjadi aliran seragam (*uniform*) dan tidak seragam (*non-uniform*).

i. Aliran permanen dan tidak permanen

Jika kecepatan aliran pada suatu titik tidak berubah terhadap waktu, maka alirannya disebut aliran permanen atau tunak (*steady flow*). Jika kecepatan pada suatu lokasi tertentu berubah terhadap waktu maka alirannya disebut aliran tidak permanen atau tidak tunak (*unsteady flow*).

ii. Aliran seragam dan berubah

Jika kecepatan aliran pada suatu waktu tertentu tidak berubah sepanjang saluran yang ditinjau, maka alirannya disebut aliran seragam (*uniform flow*). Namun, jika kecepatan aliran pada saat tertentu berubah terhadap jarak, alirannya disebut aliran tidak seragam atau aliran berubah (*non-uniform flow or varied flow*). Bergantung pada laju perubahan kecepatan terhadap jarak, aliran dapat diklasifikasikan menjadi aliran berubah lambat laun (*gradually varied flow*) atau aliran berubah tiba-tiba (*rapidly varied flow*).

iii. Aliran laminar dan turbulen

Jika partikel zat cair yang bergerak mengikuti alur tertentu dan aliran tampak seperti gerakan serat-serat atau lapisan-lapisan tipis yang paralel, maka alirannya disebut aliran laminar. Sebaliknya jika partikel zat cair bergerak mengikuti alur yang tidak beraturan, baik ditinjau terhadap ruang maupun waktu, maka alirannya disebut aliran turbulen. Faktor yang menentukan keadaan aliran adalah pengaruh relatif antara gaya kekentalan (viskositas) dan gaya inersia. Jika gaya viskositas dominan, alirannya laminar, jika gaya inersia yang dominan, alirannya turbulen. Perbandingan antara gaya kekentalan dan inersia dinyatakan dalam bilangan Reynold (Re). Batas peralihan antara aliran laminar dan turbulen pada aliran bebas terjadi pada bilangan Reynold, $Re \pm 600$, yang dihitung berdasarkan jari-jari hidraulik sebagai panjang karakteristik.

1.2.3 Aliran Subkritis, Kritis, dan Superkritis

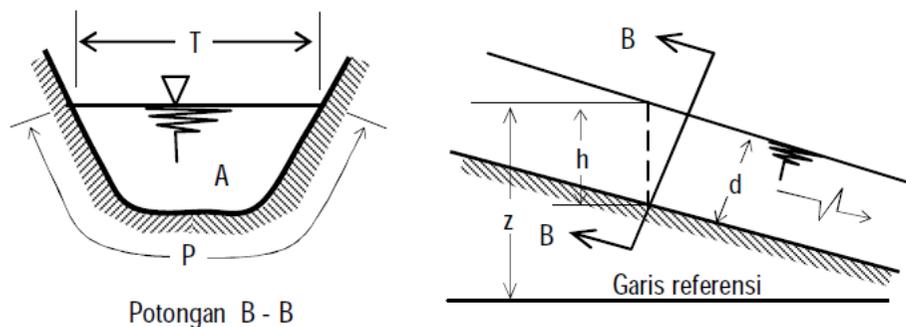
Aliran dikatakan kritis apabila kecepatan aliran sama dengan kecepatan gelombang gravitasi dengan amplitudo kecil. Gelombang gravitasi dapat dibangkitkan dengan merubah kedalaman. Jika kecepatan aliran lebih kecil daripada kecepatan kritis, maka alirannya disebut subkritis, dan jika kecepatan

alirannya lebih besar daripada kecepatan kritis, alirannya disebut superkritis. Parameter yang menentukan ketiga jenis aliran tersebut adalah perbandingan antara gaya gravitasi dan gaya inerti, yang dinyatakan dengan bilangan Froude (Fr).

1.2.4 Definisi dan Terminologi Saluran Air

Saluran air dapat berupa saluran alamiah atau buatan. Terdapat beberapa macam sebutan untuk saluran alamiah; saluran panjang dengan kemiringan sedang yang dibuat dengan menggali tanah disebut kanal (*canal*). Saluran yang disangga di atas permukaan tanah dan terbuat dari kayu, beton, atau logam disebut flum (*flume*). Saluran yang sangat curam dengan dinding hampir vertikal disebut *chute*. Terowongan (*tunnel*) adalah saluran yang digali melalui bukit atau gunung. Saluran tertutup pendek yang mengalir tidak penuh disebut *culvert*.

Potongan yang diambil tegak lurus arah aliran disebut potongan melintang (*cross section*), sedangkan potongan yang diambil searah aliran disebut potongan memanjang (Gambar 1.3).



Gambar 1.3 Definisi Potongan Melintang dan Memanjang Saluran
(sumber: Suripin dan Sri Sangkawati. 2008)

dengan:

h = kedalaman aliran vertikal, adalah jarak vertikal antara titik terendah pada dasar saluran dan permukaan air (m),

d = kedalaman air normal, adalah kedalaman yang diukur tegak lurus terhadap garis aliran (m),

Z = adalah elevasi atau jarak vertikal antara permukaan air dan garis referensi tertentu (m),

T = lebar potongan melintang pada permukaan air (m),

A = luas penampang basah yang diukur tegak lurus arah aliran (m^2),

P = keliling basah, yaitu panjang garis persinggungan antara air dan dinding dan atau dasar saluran yang diukur tegak lurus arah aliran,

R = jari-jari hidraulik, $R = A/P$ (m), dan
 D = kedalaman hidraulik, $D = A/T$ (m).

C. Hukum Konservasi

Pada sub-bab berikut akan dibahas konservasi massa, konservasi momentum, dan konservasi energi untuk aliran permanen dengan permukaan bebas. Pembahasan dibatasi pada aliran satu dimensi dan kecepatan aliran hanya ke arah arus (memanjang saluran).

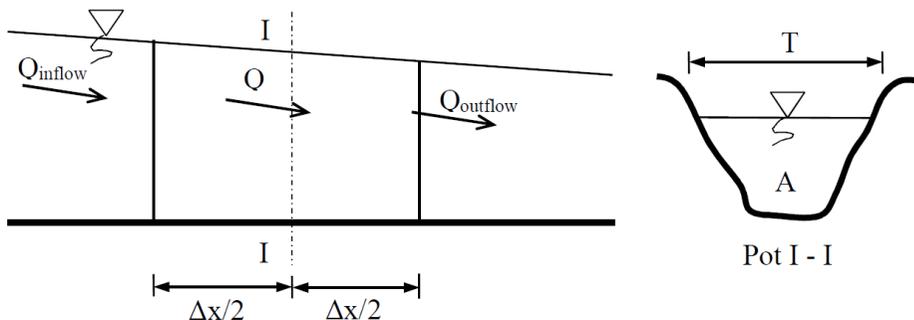
a) Konservasi massa (persamaan kontinuitas)

Hukum kekekalan massa pada suatu pias tertentu menyatakan bahwa aliran bersih pada suatu pias akan sama dengan perubahan tampungan yang terjadi di dalam pias tersebut. Untuk menjabarkan persamaan kontinuitas, maka ditinjau aliran zat cair tidak mampu mampat di dalam suatu pias saluran terbuka, seperti pada Gambar 1.4. Pada saluran tersebut tidak terjadi aliran masuk atau keluar menembus dinding saluran, dan aliran adalah permanen. Apabila debit yang melewati saluran besarnya sama dengan Q dan mempunyai kedalaman aliran h pada Δt , maka besarnya aliran netto yang lewat pada pias tersebut selama waktu Δt dapat didefinisikan sebagai

$$\left\{ \left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) \right\} \Delta t = - \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \Delta t$$

Apabila luas penampang adalah A dengan lebar muka air T , maka jumlah pertambahan volume pada pias tersebut selama Δt adalah

$$\frac{\partial}{\partial t} (A \cdot \Delta x) \cdot \Delta t$$



Gambar 1.4 Kontinuitas Aliran dalam Suatu Pias (sumber: Jazaul Ikhsan, et al. 2018)

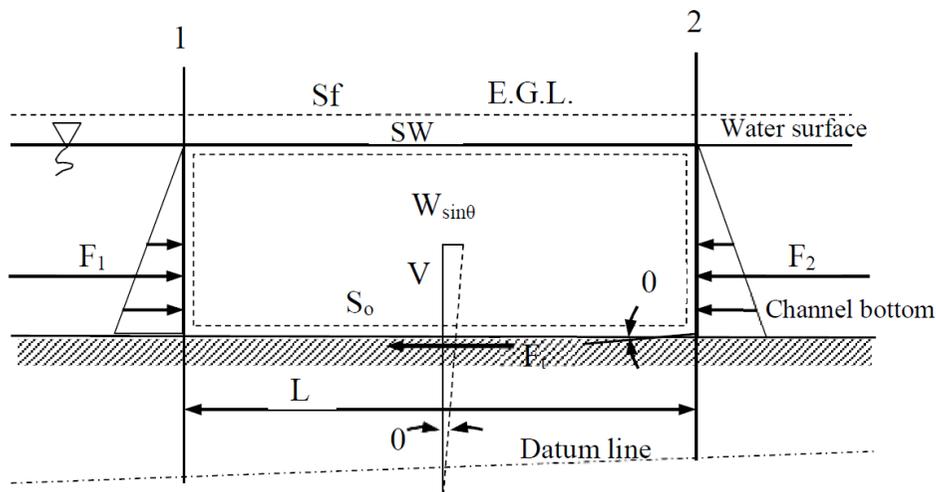
Prinsip kontinuitas menyatakan bahwa jumlah pertambahan volume sama dengan besarnya aliran netto yang lewat pada pias tersebut, sehingga dengan menyamakan kedua persamaan di atas maka akan di dapat

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Pada aliran tetap (*steady*) luasampang basah tidak berubah selama Δt , sehingga integrasi persamaan di atas menghasilkan $Q = \text{konstan}$ atau $Q_1 = Q_2 \rightarrow A_1V_1 = A_2V_2$

b) Konservasi energi (persamaan energi)

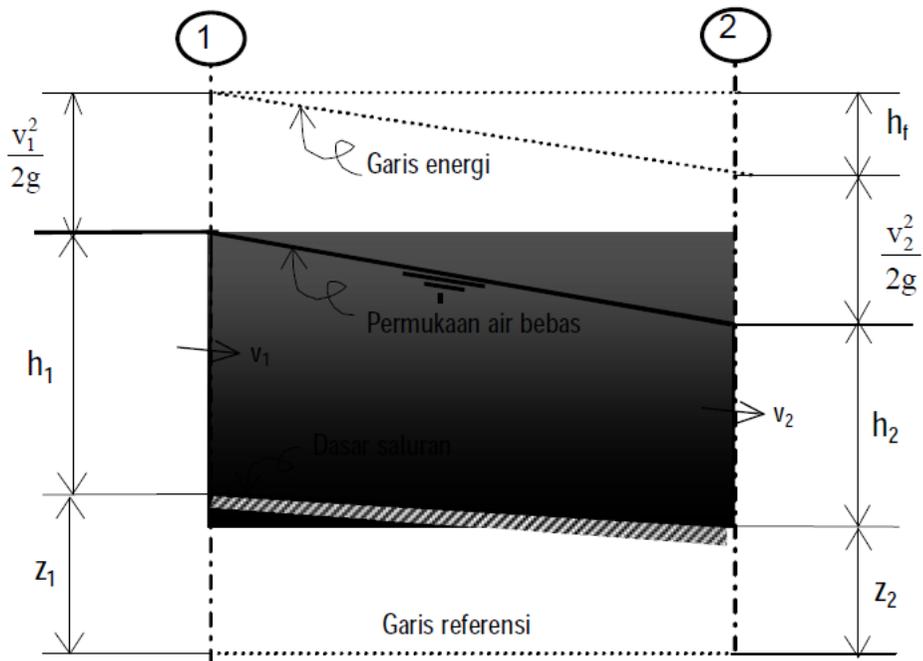
Energi yang ada pada tiap satuan berat dari aliran air pada saluran terbuka terdiri atas tiga bentuk dasar, yaitu: energi kinetik, energi tekanan, dan energi elevasi di atas garis datum (Hwang, 1981). Dari ketiga bentuk dasar energi tersebut akan didapatkan Persamaan Bernoulli yang menyatakan bahwa konservasi energi merupakan bentuk persamaan energi untuk aliran tanpa geseran dasar.



Gambar 1.5 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Suatu Pias (Hwang, 1981)
(sumber: Jazaul Ikhsan, et al. 2018)

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

$$H = z + d \cos \theta + \frac{v^2}{2g}$$



Gambar 1.6 Energi dalam Aliran Saluran Terbuka (sumber: Suripin dan Sri Sangkawati. 2008)

Menurut prinsip kekekalan energi, jumlah tinggi fungsi energi pada penampang 1 di hulu akan sama dengan jumlah fungsi energi pada penampang 2 di hilir dan fungsi h_f diantara kedua penampang tersebut.

$$z_1 + d_1 \cos\theta + \alpha_1 \frac{v_1^2}{g} = z_2 + d_2 \cos\theta + \alpha_2 \frac{v_2^2}{g} + h_f$$

Untuk saluran yang kemiringannya kecil, $\theta \approx 0$, persamaan di atas menjadi

$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{g} = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{g} + h_f$$

dengan:

z = fungsi titik diatas garis referensi,

h = fungsi tekanan di suatu titik,

v = kecepatan aliran,

g = gaya gravitasi bumi.

Pada aliran yang sebenarnya (Gambar 1.6), persamaan tersebut dapat ditulis menjadi

$$y_1 + z_1 + \frac{U_1^2}{2g} = y_2 + z_2 + \frac{U_2^2}{2g} + E_1$$

dengan E_1 merupakan kehilangan tenaga karena geseran dasar atau karena perubahan bentuk saluran.

Energi spesifik dalam suatu penampang saluran dinyatakan sebagai energi air pada setiap penampang saluran, dan

diperhitungkan terhadap dasar saluran. Untuk total energi pada aliran arus di saluran yang memiliki kemiringan yang besar dapat dinyatakan sebagai

$$H = z + y \cos\theta + \frac{U^2}{2g}$$

Untuk $z = 0$, energi spesifiknya menjadi

$$E = y \cos\theta + \alpha \frac{U^2}{2g}$$

Untuk saluran yang kemiringannya kecil

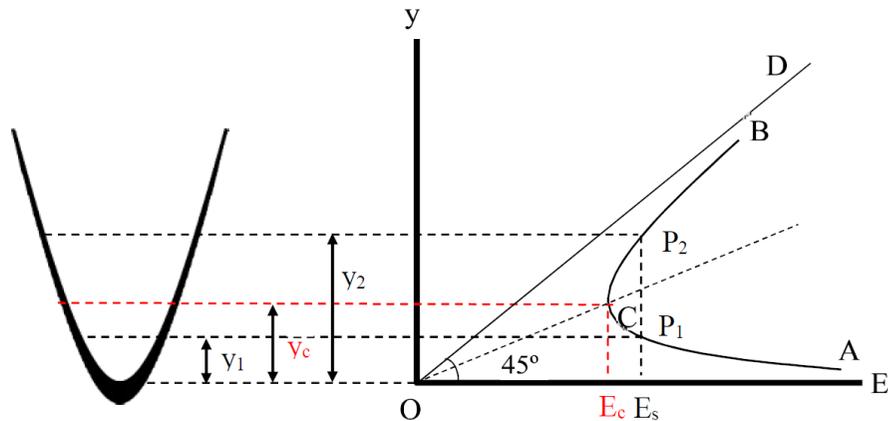
$$E = y + \alpha \frac{U^2}{2g}$$

Persamaan di atas menunjukkan bahwa energi spesifik sama dengan jumlah kedalaman air dan tinggi kecepatan. Karena $U = Q/A$ maka persamaan di atas dapat ditulis menjadi:

$$E = y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Dari persamaan di atas dapat dilihat bahwa untuk suatu penampang saluran dan debit Q tertentu, energi spesifik dalam penampang saluran hanya merupakan fungsi dari kedalaman aliran.

Bila kedalaman aliran digambarkan terhadap energi spesifik untuk suatu penampang saluran dan debit tertentu seperti ditunjukkan pada Gambar 1.7, maka akan diperoleh lengkung energi spesifik. Lengkung energi spesifik memiliki 2 cabang, AC dan BC. Cabang AC mendekati sumbu mendatar secara asimtotis ke arah kanan. Sedangkan cabang BC mendekati garis OD, yang apabila diteruskan ke atas, akan menuju ke kanan. Garis OD adalah garis yang melalui titik awal dengan sudut kemiringan 45° . Untuk setiap titik P, ordinat menyatakan kedalaman, dan absis menyatakan energi spesifik yang sama dengan jumlah tinggi tekanan y dan tinggi kecepatan $\frac{U^2}{2g}$.



Gambar 1.7 Lengkung Energi Spesifik (sumber: Jazaul Ikhsan, et al. 2018)

Pada suatu energi spesifik (E_s) yang sama, dapat ditinjau 2 kemungkinan kedalaman, yaitu kedalaman y_1 yang disebut kedalaman lanjutan (*alternate depth*) dari kedalaman y_2 , begitu juga sebaliknya. Energi spesifik akan mencapai minimum pada titik C, dan pada titik tersebut kedua kedalaman seolah-olah menyatu dan dikenal sebagai kedalaman kritis (*critical depth*) y_c ,

$$\text{dimana } y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Apabila kedalaman aliran melebihi kedalaman kritis, kecepatan aliran lebih kecil dari pada kecepatan kritis untuk suatu debit tertentu, sehingga aliran disebut sub-kritis. Tetapi bila kedalaman aliran kurang dari kedalaman kritis, maka aliran disebut super-kritis. Dengan kata lain dapat dinyatakan bahwa y_1 merupakan kedalaman aliran superkritis dan y_2 adalah kedalaman aliran subkritis.

c) Konservasi momentum (persamaan momentum)

Persamaan momentum sering digunakan pada kondisi yang memiliki kompleksitas aliran, terutama jika kehilangan energinya belum diketahui (Sturm, 2001). Berdasarkan hukum mekanika, momentum cairan yang melalui penampang saluran per satuan waktu dinyatakan dengan

$$\frac{\beta \cdot w \cdot Q \cdot V}{g}$$

dengan:

β = koefisien momentum (*momentum coefficient*) atau koefisien Boussinesq

w = berat isi air (kg/m^3)

Q = debit (m^3/det)

V = kecepatan rata-rata (m/det)

Hukum Newton kedua tentang gerakan menyatakan bahwa besarnya perubahan momentum persatuan waktu pada suatu persamaan adalah sama dengan besarnya resultante semua gaya-gaya yang bekerja pada pias tersebut.

$$\sum F = PQ \cdot \Delta V$$

Berdasar Gambar 1.8, maka persamaan konservasi momentum tersebut dapat ditulis sebagai

$$P_1 - P_2 + W \sin\theta - F_f - F_a = PQ (V_2 - V_1)$$

dengan:

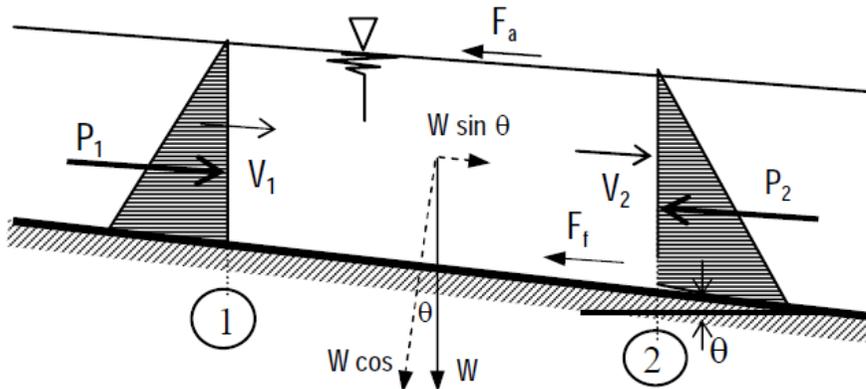
P = tekanan hidrostatis

W = berat volume pada pias (1) - (2)

S_o = kemiringan dasar saluran

F_a = tekanan udara pada muka air bebas

F_f = gaya geser yang terjadi akibat kekasaran dasar.



Gambar 1.8 Penerapan Dalil Momentum (*sumber: Suripin dan Sri Sangkawati. 2008*)

Persamaan momentum sangat besar kegunaannya terutama pada hitungan di suatu pias yang mengalami kehilangan energi, misal pada loncat air. Pada keadaan tersebut prinsip konservasi energi sudah tidak dapat dipakai lagi.

D. Tugas

E. Rangkuman

F. Evaluasi

Konten materi disesuaikan dengan RPS

Bab II

ALIRAN SALURAN TERBUKA

Saluran terbuka adalah saluran alami maupun buatan yang memiliki permukaan bebas pada tekanan atmosfer. Saluran terbuka dapat diklasifikasikan berdasarkan asal-usulnya dan konsistensi bentuk penampang dan kemiringan dasar saluran.

- Klasifikasi saluran terbuka berdasarkan asal-usulnya adalah sebagai berikut:

1. Saluran alam (*natural channel*) adalah saluran terbuka yang terbentuk secara alami tanpa campur tangan manusia. Contohnya sungai-sungai kecil di daerah hulu (pegunungan) hingga sungai besar di muara.

2. Saluran buatan (*artificial channel*) adalah saluran yang dibuat dan direncanakan oleh manusia. Contohnya saluran drainase, saluran irigasi persawahan, saluran pembuangan limbah, saluran untuk membawa air menuju pembangkit listrik tenaga air, saluran untuk *supply* air minum, dan saluran banjir.

- Klasifikasi saluran terbuka berdasarkan konsistensi bentuk penampang dan kemiringan dasar saluran adalah sebagai berikut:

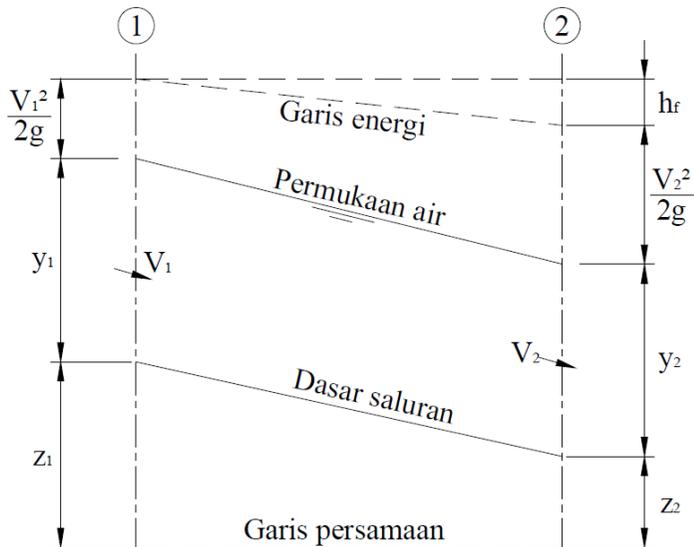
1. Saluran prismatic (*prismatic channel*) yaitu saluran dengan bentuk penampang melintang dan kemiringan dasarnya tetap. Contohnya saluran drainase dan saluran irigasi.

2. Saluran non prismatic (*non-prismatic channel*) yaitu saluran dengan bentuk penampang melintang dan kemiringan dasarnya berubah-ubah. Contohnya sungai.

A. Aliran Saluran Terbuka

Ditinjau dari mekanika aliran, aliran air dalam suatu saluran dapat berupa aliran saluran terbuka (*open channel flow*) maupun aliran saluran tertutup atau aliran pipa (*pipe flow*). Terdapat satu perbedaan penting dari kedua macam aliran tersebut yaitu adanya keberadaan permukaan bebas. Aliran saluran terbuka mempunyai permukaan bebas, sedangkan aliran saluran tertutup tidak mempunyai permukaan bebas dikarenakan air mengisi seluruh penampang saluran. Dengan demikian aliran saluran terbuka mempunyai

permukaan yang berhubungan dengan udara luar sehingga memiliki tekanan atmosfer. Hal sebaliknya dengan aliran saluran tertutup yang tidak mempunyai hubungan langsung dengan tekanan atmosfer.



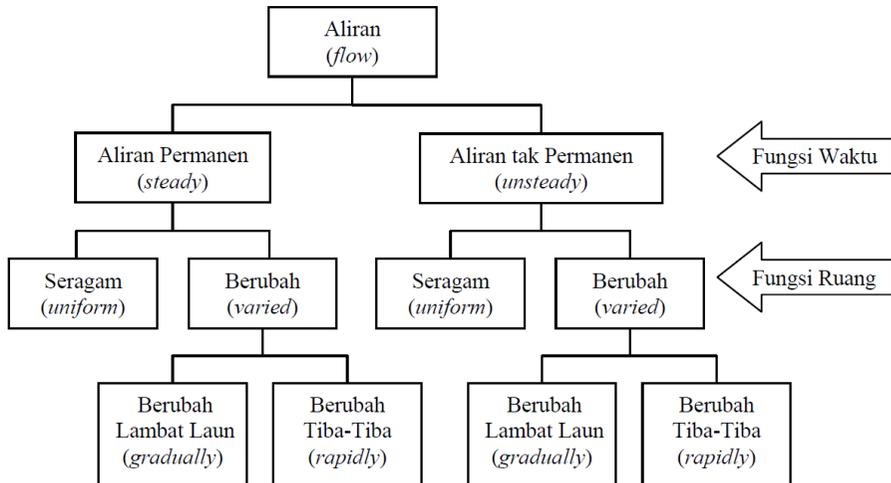
Gambar 9 Aliran Saluran Terbuka (*sumber: <http://library.binus.ac.id>>Bab2*)

Karakteristik aliran dalam saluran terbuka seperti disebutkan berikut, yaitu:

- Permukaan aliran bebas.
- Tekanan relatif di permukaan sama dengan nol (0).
- Khusus untuk pipa, dapat dikatakan saluran terbuka jika tinggi air yang mengalir dalam pipa tidak sama dengan diameter pipa ($D = y$).
- Garis energi (garis tenaga), dasar saluran, dan garis muka air terjadi kemungkinan ketiganya sejajar atau kebalikannya.
- Tekanan atmosfer pada semua titik biasanya sama di sepanjang saluran.

Aliran pada saluran terbuka dapat diklasifikasikan menjadi berbagai tipe tergantung kriteria yang digunakan yaitu berdasarkan kekentalan (bilangan Reynolds), waktu, ruang, dan perbandingan antara gaya inersia dan gravitasi (bilangan Froude). Berdasarkan perubahan kedalaman dan/atau kecepatan mengikuti fungsi waktu, maka aliran dibedakan menjadi permanen (*steady*) dan tidak permanen (*unsteady*). Sedangkan berdasarkan

fungsi ruang yang didasarkan pada variasi kedalaman dan/atau kecepatan aliran, maka aliran dibedakan menjadi aliran seragam (*uniform*) dan tidak seragam/berubah (*non-uniform* atau *varied*). Klasifikasi aliran pada saluran terbuka dapat dilihat pada gambar di bawah ini:



Gambar 10 Klasifikasi Aliran pada Saluran Terbuka (sumber: <http://library.binus.ac.id>>Bab2)

1) Klasifikasi aliran saluran terbuka berdasarkan bilangan Reynolds atau kekentalan zat cair

Berdasarkan bilangan Reynolds, aliran yang melalui saluran terbuka dapat dibagi menjadi dua tipe, yaitu aliran laminar dan turbulen. Jika partikel zat cair yang bergerak mengikuti alur tertentu dan aliran tampak seperti gerakan lapisan-lapisan tipis yang paralel, maka alirannya disebut aliran laminar. Kecepatan aliran selalu tetap selama durasi waktu pengamatan pada aliran laminar. Sebaliknya jika partikel zat cair bergerak mengikuti alur yang tidak beraturan, baik ditinjau terhadap ruang maupun waktu, maka alirannya disebut aliran turbulen. Kecepatan aliran berfluktuasi selama durasi waktu pengamatan pada aliran turbulen. Jika kecepatan rata-ratanya dianalisis maka akan memperlihatkan nilai kecepatan rata-rata yang tidak berubah selama waktu pengamatan.

Faktor yang menentukan keadaan aliran adalah pengaruh relatif antara kekentalan (viskositas) dan gaya inersia. Jika gaya viskositas yang dominan maka alirannya laminar; sedangkan jika gaya inersia yang dominan maka alirannya turbulen. Perbandingan antara gaya kekentalan dan inersia dinyatakan

dalam bilangan Reynold (Re) yang didefinisikan dengan persamaan berikut:

$$Re = \frac{V \times L}{\nu}$$

dengan:

Re = bilangan Reynold

V = kecepatan aliran (m/det)

L = panjang karakteristik (m) pada saluran muka air bebas, L = R

R = jari-jari hidrolis saluran (m)

ν = kekentalan kinematik (m^2/det)

Batas peralihan antara aliran laminar dan turbulen pada aliran bebas terjadi pada bilangan Reynold ± 600 , yang dihitung berdasarkan jari-jari hidrolis sebagai panjang karakteristik.

2) Klasifikasi aliran saluran terbuka berdasarkan waktu

Klasifikasi ini didasarkan pada peninjauan kecepatan aliran atau kontinuitas kedalaman aliran pada sebuah penampang saluran terhadap waktu; dan dibedakan menjadi dua yaitu aliran permanen dan tidak permanen. Jika kecepatan (v), kedalaman (h), dan debit (Q) aliran pada suatu titik tidak berubah terhadap waktu, maka aliran disebut aliran permanen atau tunak (*steady flow*). Sedangkan, jika kecepatan, kedalaman, dan debit aliran pada suatu lokasi tertentu berubah terhadap waktu maka alirannya disebut aliran tidak permanen atau tidak tunak (*unsteady flow*).

3) Klasifikasi aliran saluran terbuka berdasarkan ruang

Klasifikasi yang didasarkan pada perubahan kecepatan aliran/kedalaman aliran terhadap ruang/penampang aliran, yang dapat dibedakan menjadi aliran seragam dan tidak seragam.

Jika kecepatan, kedalaman, dan debit aliran tidak berubah antara tampang hulu dan tampang hilir di sepanjang saluran yang ditinjau, maka alirannya disebut aliran seragam (*uniform flow*).

Berikut ini ciri-ciri aliran seragam:

- Debit aliran (Q), kecepatan aliran (V), kedalaman aliran (Y_n), dan tampang basah aliran (T) di sepanjang saluran konstan (tidak berubah).
- Garis energi, dasar saluran, dan permukaan air sejajar di sepanjang saluran.

Aliran ini tidak secara alami ditemui di alam melainkan buatan manusia, contohnya adalah aliran pada saluran irigasi dan saluran drainase perkotaan. Saluran-saluran ini memiliki bentuk tampang dan kekasaran dasar maupun tebing yang seragam.

Jika kecepatan, kedalaman, dan tampang basah aliran pada saat tertentu berubah terhadap jarak di sepanjang ruas saluran, maka

alirannya disebut aliran tidak seragam/berubah (*non-uniform flow* atau *varied flow*). Aliran ini merupakan bentuk aliran yang terjadi secara alamiah di alam. Kondisi topografi daerah yang menyebabkan perubahan taraf muka air aliran dengan mengikuti bentuk saluran yang dilewati. Laju perubahan kecepatan terhadap jarak dan terjadi mengikuti kondisi alam sehingga aliran tak seragam dapat diklasifikasikan menjadi tiga aliran, yaitu:

- a. Aliran berubah lambat laun (*gradually varied flow*) yang terjadi bila perubahan variabel aliran seperti kedalaman dan kecepatan berubah secara perlahan-lahan dengan jarak perubahan yang cukup jauh.
- b. Aliran berubah tiba-tiba (*rapidly varied flow*) yang terjadi karena adanya perubahan kedalaman dan kecepatan yang terjadi secara tiba-tiba dengan jarak yang cukup pendek/kecil.
- c. Aliran berubah beraturan yang terjadi karena adanya perubahan debit air yang terjadi secara berangsur-angsur, misalnya adanya penyerapan air yang cukup besar pada sebuah dasar saluran sehingga mempengaruhi debit air yang mengalir melalui ruas tertentu pada saluran tersebut.

4) Klasifikasi aliran saluran terbuka berdasarkan bilangan Froude (Fr)

Bilangan Froude (Fr) merupakan perbandingan antara gaya inersia dan gaya gravitasi yang bekerja pada aliran dan secara matematis dapat dituliskan secara berikut

$$Fr = \frac{v^2}{\sqrt{g \cdot y}}$$

dengan:

V = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi (m/det²)

y = kedalaman aliran (m)

Berdasarkan kondisi tersebut maka aliran dapat diklasifikasikan dalam tiga bentuk, yaitu:

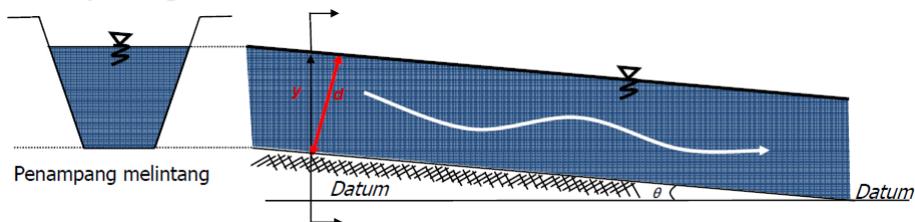
- Aliran sub kritis (Fr < 1) merupakan aliran dengan kondisi gaya inersia aliran (kecepatan aliran) lebih kecil daripada gravitasi.
- Aliran kritis (Fr = 1) merupakan aliran dengan kondisi gaya inersia aliran sama dengan gaya gravitasi.
- Aliran super kritis (Fr > 1) merupakan aliran yang terjadi bila inersia aliran lebih besar dari gaya gravitasi.

B. Elemen Geometri

Yang dimaksud dengan penampang saluran (*channel cross section*) adalah penampang yang diambil tegak lurus arah aliran, sedangkan penampang yang diambil vertikal disebut penampang vertikal (*vertical section*). Dengan demikian apabila dasar saluran terletak horizontal maka penampang saluran akan sama dengan penampang vertikal. Saluran buatan biasanya direncanakan dengan penampang beraturan menurut bentuk geometri yang biasa digunakan, yaitu bentuk-bentuk trapesium, persegi panjang (dengan sudut tajam atau lengkung), segitiga (dengan sudut dasar tajam atau lengkung), lingkaran, dan parabol.

- Bentuk penampang trapesium adalah bentuk yang biasa digunakan untuk saluran-saluran irigasi atau drainase karena menyerupai bentuk saluran alam; dengan kemiringan tebingnya menyesuaikan dengan sudut lereng alam dari tanah yang digunakan untuk saluran tersebut.
- Bentuk penampang persegi empat atau segitiga merupakan penyederhanaan dari bentuk trapesium yang biasanya digunakan untuk saluran-saluran drainase yang melalui lahan-lahan sempit.
- Bentuk penampang lingkaran biasanya digunakan pada perlintasan dengan jalan; saluran ini disebut gorong-gorong (*culvert*).

Elemen geometri penampang memanjang saluran terbuka dapat dilihat pada gambar berikut ini:



Gambar 11 Penampang Memanjang dan Penampang Melintang Aliran Saluran Terbuka (*sumber: Bahan Ajar Hidrolika (SIL 232)*)
Berikut ini elemen-elemen geometri aliran saluran terbuka:

1. Kedalaman aliran dengan notasi d adalah kedalaman dari penampang aliran, sedang kedalaman y adalah kedalaman vertikal (lihat gambar 3). Dalam hal sudut kemiringan dasar saluran sama dengan θ maka: $d = y \cos \theta$
2. Duga (*stage*) adalah elevasi atau jarak vertikal dari permukaan air di atas suatu datum (bidang persamaan).
3. Lebar permukaan (*top width*) adalah lebar penampang saluran pada permukaan bebas (lihat gambar 4). Notasi atau

simbol yang digunakan untuk lebar permukaan adalah T ; dan satuannya adalah satuan panjang.

4. Luas penampang basah (*area*) mengacu pada luas penampang melintang dari aliran di dalam saluran. Notasi yang digunakan untuk luas penampang ini adalah A ; dan satuannya adalah satuan luas. Luas penampang basah merupakan luas penampang yang diambil tegak lurus dari aliran saluran.

$$A = b \times y$$

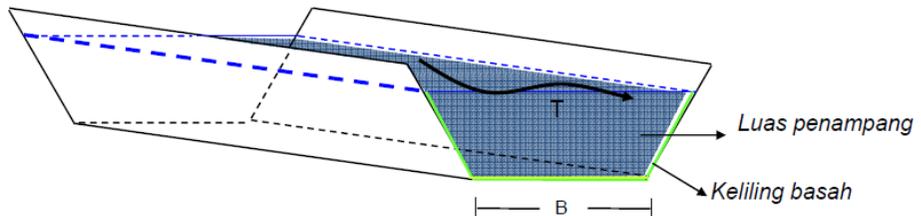
dengan:

A = luas penampang basah (m^2)

y = kedalaman saluran (cm)

b = lebar saluran (cm)

5. Keliling basah saluran (*wetted perimeter*) didefinisikan sebagai bagian/porsi dari parameter penampang aliran yang bersentuhan (kontak) dengan batas benda padat yaitu dasar dan/atau dinding saluran. Pada aliran saluran terbuka, batas tersebut adalah dasar dan dinding/tebing saluran seperti yang tampak pada gambar di bawah ini. Notasi yang digunakan untuk keliling basah ini adalah P ; dan satuannya adalah satuan panjang.



Gambar 12 Parameter Lebar Permukaan (T), Lebar Dasar (B), Luas Penampang dan Keliling Basah Aliran (*sumber: Bahan Ajar Hidrolika (SIL 232)*)

Keliling basah saluran didefinisikan sebagai bagian aliran yang bersentuhan dengan batas benda padat yaitu dasar dinding saluran.

$$P = b + 2y$$

dengan:

b = lebar saluran (m)

y = kedalaman saluran (m)

P = keliling basah (m)

6. Jari-jari hidrolis (R) memiliki definisi yaitu luas penampang dibagi keliling basah, dan mempunyai satuan panjang. Notasi yang digunakan adalah R ; dan satuannya adalah satuan panjang.

$$R = A/P$$

dengan:

- R = jari-jari hidrolis (m)
- A = luas penampang basah (m²)
- P = keliling basah (m)

7. Kedalaman hidrolis (*hydraulic depth*) dari suatu penampang aliran adalah luas penampang dibagi lebar permukaan, dan mempunyai satuan panjang. Simbol yang digunakan adalah D.

$$D = \frac{A}{T}$$

8. Kemiringan dasar saluran untuk penampang persegi empat dapat dihitung dengan persamaan

$$I_o = \frac{t_1 - t_2}{L} \times 100\%$$

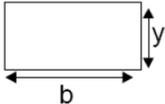
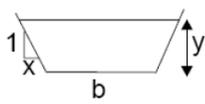
dengan:

- I_o = kemiringan tanah/dasar saluran (%)
- t₁ = elevasi di titik awal/bagian tinggi (m)
- t₂ = elevasi di bagian akhir/bagian rendah (m)
- L = panjang saluran dari titik awal ke akhir (m)

C. Parameter Geometri Saluran Terbuka

Aliran saluran terbuka melewati saluran dengan bentuk bervariasi, yaitu bentuk segi empat, trapesium, segitiga, lingkaran, dan bentuk lainnya. Bentuk variasi saluran tersebut sangat mempengaruhi kemampuan saluran dalam mengalirkan debit. Beberapa parameter penting yang sering digunakan dalam analisis hidrolis saluran terbuka terkait dengan geometri saluran untuk beberapa bentuk tampang lintang saluran dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 1 Variasi Bentuk Penampang Saluran dan Parameter Geometrinya

	Rectangle	Trapezoid	Circle
			
Area, A	by	$(b+xy)y$	$\frac{1}{8}(\phi - \sin \phi)D^2$
Wetted perimeter P	$b + 2y$	$b + 2y\sqrt{1+x^2}$	$\frac{1}{2}\phi D$
Top width B	b	$b + 2xy$	$(\sin \phi / 2)D$
Hydraulic radius R	$by / (b + 2y)$	$\frac{(b + xy)y}{b + 2y\sqrt{1+x^2}}$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right) D$
Hydraulic mean depth D _m	y	$\frac{(b + xy)y}{b + 2xy}$	$\frac{1}{8} \left(\frac{\phi - \sin \phi}{\sin(1/2\phi)} \right) D$

2.3.1 Penampang Saluran Hidrolik Terbaik

Beberapa variasi penampang saluran lebih efisien daripada penampang lainnya karena dapat memberikan luas yang lebih besar untuk keliling basah tertentu. Tujuan merancang tampang melintang ekonomis adalah untuk mendapatkan dimensi saluran yang dalam pengerjaannya efisien tetapi tetap mengalirkan debit maksimum sesuai dengan kebutuhan yang direncanakan. Berikut ini syarat penampang saluran hidrolik terbaik yaitu:

- a) Keefektifan hidrolik. Secara hidrolik, penampang yang paling efektif adalah yang memiliki keliling basah terkecil atau minimum dan luas terkecil untuk tipe penampang tertentu. Dalam hal ini, penampang bulat adalah yang paling efisien.
- b) Stabilisasi sisi miring. Hal ini ditentukan oleh bahan pembuat saluran dengan pertimbangan mekanika tanah.
- c) Penguapan (evaporasi). Pada iklim panas, penguapan merupakan pertimbangan utama karena semakin lebar permukaan basah maka semakin besar faktor kehilangan air akibat penguapan.
- d) Kontur tanah. Kontur tanah dengan kemiringan yang tajam dapat menimbulkan pengikisan dasar tanah yang cepat karena kecepatan air yang melewati saluran tersebut tinggi.
- e) Endapan. Apabila masuknya endapan ke saluran tidak dapat dihindari, maka kecepatan aliran perlu diperhitungkan agar pengangkutan sedimen tersebut terjadi sejauh mungkin. Sedimen yang terangkut aliran air dapat mengendap dan merusak efisiensi saluran.
- f) Permeabilitas. Apabila kehilangan air tidak diinginkan, maka penutupan diperlukan agar bahan saluran yang berpori tidak dapat meloloskan rembesan aliran air.
- g) Faktor alam yang dapat dikendalikan. Gangguan tumbuh-tumbuhan air, hewan, dan konflik dengan masyarakat.
- h) Mudah dalam pemeliharaan saluran.

Tabel berikut ini adalah ringkasan untuk saluran hidrolis terbaik

Tabel 2 Saluran Hidrolis Terbaik

Penampang melintang	Luas, A	Keliling basah, P	Jari-jari hidrolis, R	Lebar puncak, T	Kedalaman hidrolik, D	Faktor penampang, Z
Trapeusium, setengah	$\sqrt{3}y^2$	$2\sqrt{3}y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{4}{3}\sqrt{3}y$	$\frac{3}{4}y$	$\frac{3}{2}y^{2.5}$

bagian segi enam						
Persegi panjang, setengah bagian bujur sangkar	$2y^2$	$4y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	y	$2y^{2,5}$
Segitiga, setengah bagian bujur sangkar	y^2	$2\sqrt{2}y$	$\frac{1}{4}\sqrt{2}y$	$2y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}y^{2,5}$
Setengah lingkaran	$\frac{\pi}{2}y^2$	πy	$\frac{1}{2}y$	$2y$	$\frac{\pi}{4}y$	$\frac{\pi}{4}y^{2,5}$
Parabola	$\frac{4}{3}\sqrt{2}y^2$	$\frac{8}{3}\sqrt{2}y$	$\frac{1}{2}y$	$2\sqrt{2}y$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{8}{9}\sqrt{3}y^{2,5}$
Lengkung hidrostatik	$1,40y^2$	$2,9836y$	$0,468y$	$1,918y$	$0,728y$	$1,191y^{2,5}$

Bab III

ENERGI SPESIFIK PADA ALIRAN SALURAN TERBUKA

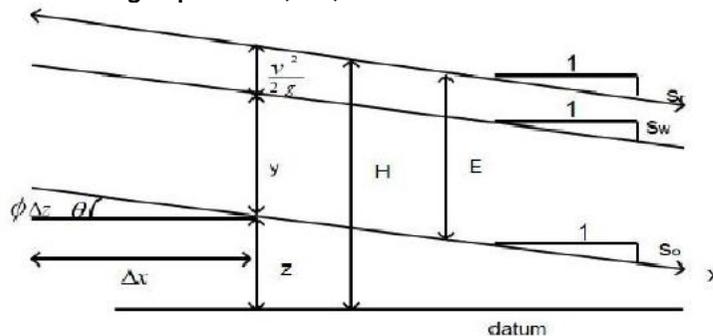
A. Energi Spesifik

Energi adalah tenaga atau gaya yang dihasilkan dari suatu pergerakan baik zat padat maupun cair, ataupun berasal dari perubahan pergerakan tersebut. Konsep energi spesifik dikenalkan oleh Bakhmetef pada tahun 1912. Energi spesifik adalah tinggi tenaga pada sembarang tampang yang diukur dari dasar saluran (bukan dari datum) atau tenaga tiap berat satuan air pada sembarang tampang diukur dari dasar saluran. Energi spesifik secara matematis dapat ditulis sebagai berikut:

Persamaan energi secara umum adalah $H = z + h \cos \theta + \alpha \frac{V}{2g}$, sehingga persamaan energi untuk saluran datar ($\theta = 0$) adalah

$$E = \frac{V^2}{2g} + h$$

dengan E = energi spesifik (cm).



Gambar 3.13 Parameter Energi Spesifik (*sumber: Ven Te Chow, 1992*)

- dasar saluran diasumsikan mempunyai kemiringan landai atau tanpa kemiringan.
- z adalah ketinggian dasar diatas garis referensi yang dipilih.
- h adalah kedalaman aliran.
- faktor koreksi energi (α) dimisalkan sama dengan satu.

Berdasarkan persamaan di atas, kecepatan laju air dan tinggi kedalaman air sangat mempengaruhi hasil dari energi spesifik. Ketika tinggi kedalaman air besar maka energi yang dihasilkan cukup besar dan sebaliknya.

Dengan debit $Q = V \times A$, maka rumus energi spesifik menjadi

$$E = \frac{Q^2}{2gA^2} + h$$

dengan:

H = tinggi energi (cm),

z = tinggi suatu titik terhadap bidang referensi (cm)

α = koefisien energi (pada perhitungan selanjutnya $\alpha = 1$)

E = energi spesifik (cm)

h = kedalaman aliran (cm)

v = kecepatan aliran rata-rata (cm/det)

A = luas penampang (cm²)

g = percepatan gravitasi (cm/det²)

Q = debit (cm³/det).

3.2 Perilaku Aliran

Menurut Ven Te Chow (1989), pada saluran terbuka terdapat dua persamaan untuk membedakan perilaku aliran, yaitu persamaan bilangan *Reynold* dan persamaan bilangan *Froude*. Bilangan *Reynold* akan membagi aliran menjadi laminar, transisi dan turbulen. Sedangkan bilangan *Froude* akan membagi aliran menjadi subkritis, kritis dan superkritis. Menurut Chow (1989), bilangan *Froude* aliran (Fr) dapat digunakan dalam menentukan bentuk aliran dan bentuk konfigurasi dasar saluran.

Bilangan *Froude* untuk saluran terbuka dinyatakan sebagai berikut:

- $Fr < 1$, aliran yang terjadi adalah aliran subkritis.
- $Fr = 1$, aliran yang terjadi adalah aliran kritis.
- $Fr > 1$, aliran yang terjadi adalah aliran superkritis.

Bilangan *Froude* membedakan tipe aliran menjadi:

1. Aliran kritis: aliran yang mengalami gangguan permukaan, seperti yang diakibatkan oleh riak yang terjadi karena batu yang dilempar ke dalam sungai tidak akan bergerak menyebar melawan arus. Aliran dapat dikategorikan aliran kritis apabila bilangan *Froude* memiliki nilai sama dengan satu ($Fr = 1$).
2. Aliran subkritis: kedalaman aliran lebih besar daripada kecepatan aliran yang cenderung rendah; semua riak yang timbul dapat bergerak melawan arus. Apabila bilangan *Froude* lebih kecil dari satu ($Fr < 1$) maka termasuk aliran subkritis.
3. Aliran superkritis: kedalaman aliran relatif lebih kecil dan kecepatan relatif tinggi; segala riak yang ditimbulkan dari suatu

gangguan mengikuti arah arus. Apabila bilangan Froude lebih besar dari satu ($Fr > 1$) maka aliran tersebut termasuk aliran superkritis.

Persamaan untuk menghitung bilangan Froude, yaitu:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h}}$$

dengan:

Fr = bilangan Froude

U = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi (m/det²)

h = kedalaman aliran (m)

Nilai U diperoleh dengan persamaan

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

dengan

Q = debit aliran (m³/det)

A = luas saluran (m²)

Dan nilai A diperoleh dengan persamaan $A = b \times h$

dengan

h = tinggi aliran (m)

b = lebar saluran (m)

I. Penyempitan Saluran

Penyempitan saluran adalah suatu fenomena yang biasa dijumpai pada saluran terbuka. Aliran yang melalui penyempitan dapat berupa aliran superkritis atau subkritis. Pada aliran subkritis, adanya penyempitan saluran akan menyebabkan terjadinya efek pembendungan yang meluas ke arah hulu, sedangkan pada aliran superkritis hanya akan menimbulkan perubahan ketinggian permukaan air dekat penyempitan dan tidak meluas ke arah hulu. Bila kedalaman air di penyempitan lebih besar dibandingkan kedalaman kritis, maka perluasan genangan air ke arah hulu hanya terjadi pada jarak yang dekat, dan pada bagian akhir efek pembendungan itu akan terjadi suatu loncatan hidrolis. Kedalaman kritis dapat dirumuskan sebagai berikut: $h_c = 2/3E$.

II. Kehilangan Energi

Kehilangan energi menurut Bernoulli dapat terjadi karena adanya gesekan antara zat cair dan dinding batas (hf) atau karena adanya perubahan tampang lintang aliran (he). Menurut prinsip kekekalan energi, jumlah tinggi energi pada penampang 1 di hulu akan sama dengan jumlah tinggi energi pada penampang 2 di hilir dan akan sama dengan jumlah tinggi hf antara kedua penampang.

Kehilangan energi dinyatakan dengan persamaan energi dari Bernoulli berikut ini

$$z_1 + d_1 + \frac{v_1^2}{g} = z_2 + d_2 + \frac{v_2^2}{g} + hf$$

dengan:

z_1 = tinggi titik A di atas bidang persamaan pada penampang 1 (m)

d_1 = dalamnya titik A di bawah muka air diukur sepanjang penampang 1 (m)

v_1 = kecepatan rata-rata aliran melalui A pada penampang 1 (m/det)

z_2 = tinggi titik A di atas bidang persamaan pada penampang 2 (m)

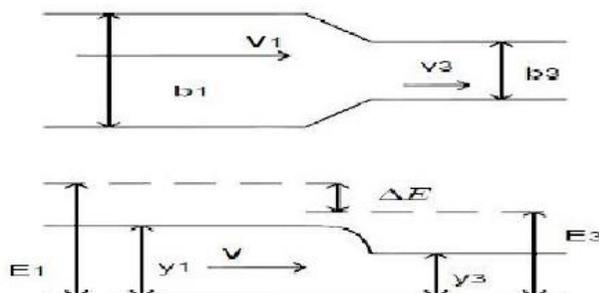
d_2 = dalamnya titik A di bawah muka air diukur sepanjang penampang 2 (m)

v_2 = kecepatan rata-rata aliran melalui A pada penampang 2 (m/det)

g = percepatan gaya gravitasi bumi (m/det²)

hf = kehilangan tekanan akibat gesekan (m)

Perbedaan energi sebelum penyempitan dan energi setelah penyempitan dikenal sebagai kehilangan energi, yaitu ΔE .



Gambar 3.14 Profil Aliran melalui Penyempitan (*sumber: Ven Te Chow, 1992*)

$$\Delta E = y_1 + \frac{v_1^2}{g} - y_3 - \frac{v_3^2}{g}$$

dengan:

ΔE = kehilangan energi (cm)

y_1 = tinggi air sebelum penyempitan (cm)

y_3 = tinggi air pada penyempitan (cm)

v_1 = kecepatan air sebelum penyempitan (cm/det)

v_3 = kecepatan air pada penyempitan (cm/det)

Kecepatan air diturunkan dari persamaan sebelumnya, maka persamaan di atas menjadi

$$\Delta E = y_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2} - y_3 - \frac{Q^2}{2gA_3^2}$$

dengan:

A_1 = luas penampang titik 1 (cm^2)

A_3 = luas penampang titik 3 (cm^2)

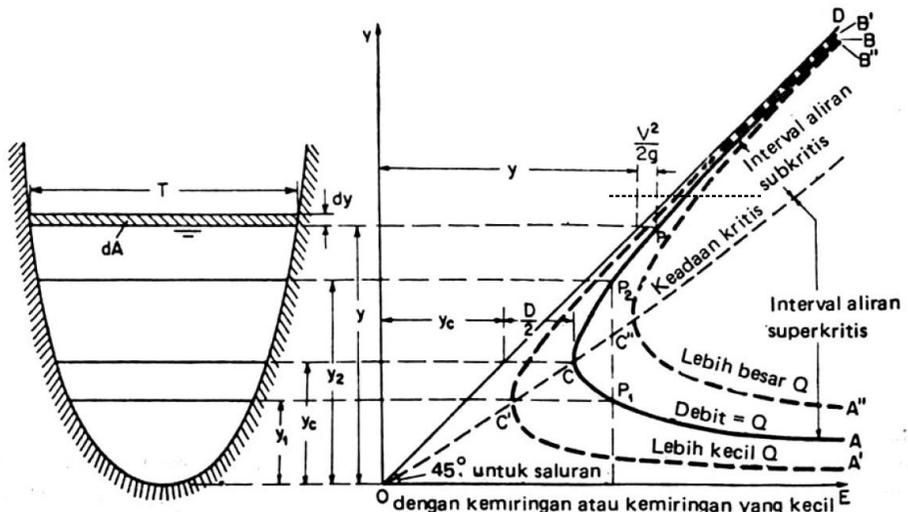
III. Kriteria Aliran Kritis

Pada kondisi aliran kritis, energi spesifik adalah minimum atau $\frac{dE}{dy} = 0$ sehingga persamaan kehilangan energi sebelumnya dapat ditulis menjadi

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{v^2}{gD} = 0 \text{ atau } 1 = \frac{v^2}{gD} \text{ atau } \frac{v^2}{g} = D \text{ atau } \frac{v^2}{2g} = \frac{D}{2}$$

Pada kondisi aliran kritis, tinggi kecepatan akan sama dengan kedalaman hidrauliknya. Kriteria aliran kritis sebagai berikut:

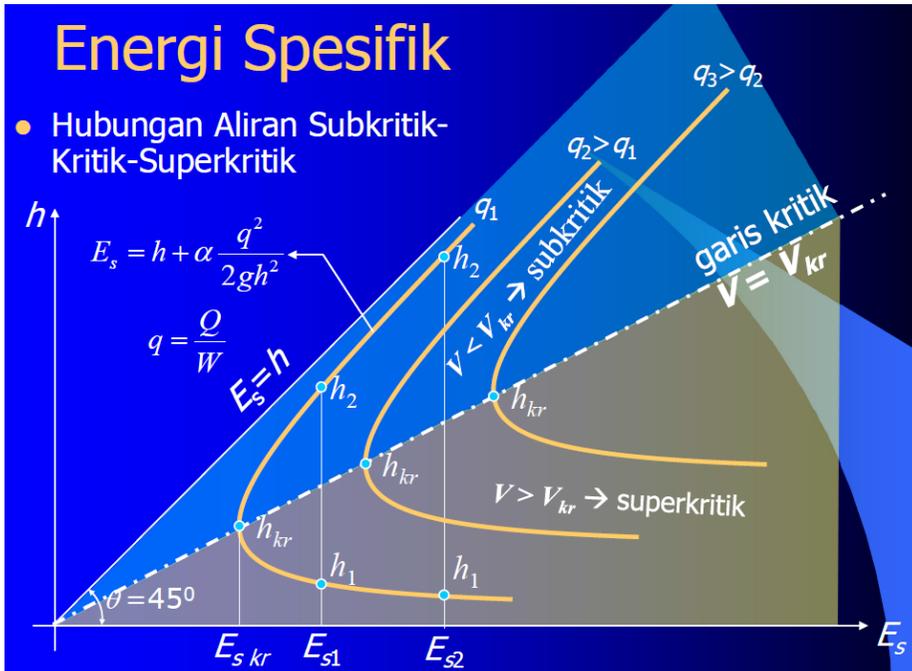
- Aliran sejajar atau berubah lambat laun.
- Kemiringan saluran adalah kecil.
- Koefisien energi dianggap sama dengan 1.



Gambar 3.15 Kurva Energi Spesifik pada Saluran Terbuka
(sumber: Suroso, A)

Energi Spesifik

- Hubungan Aliran Subkritik-Kritik-Superkritik

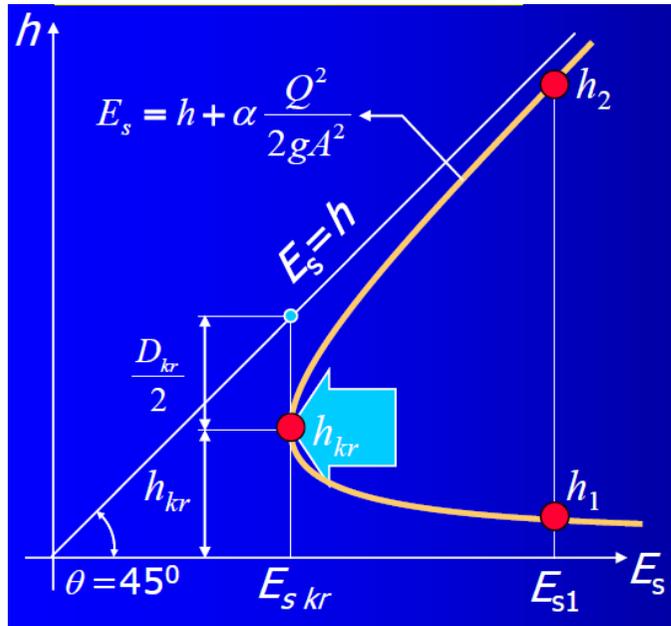


Gambar 3.16 Hubungan Aliran Subkritik-Kritik-Superkritik (sumber: Luknanto, D)

Energi spesifik minimum

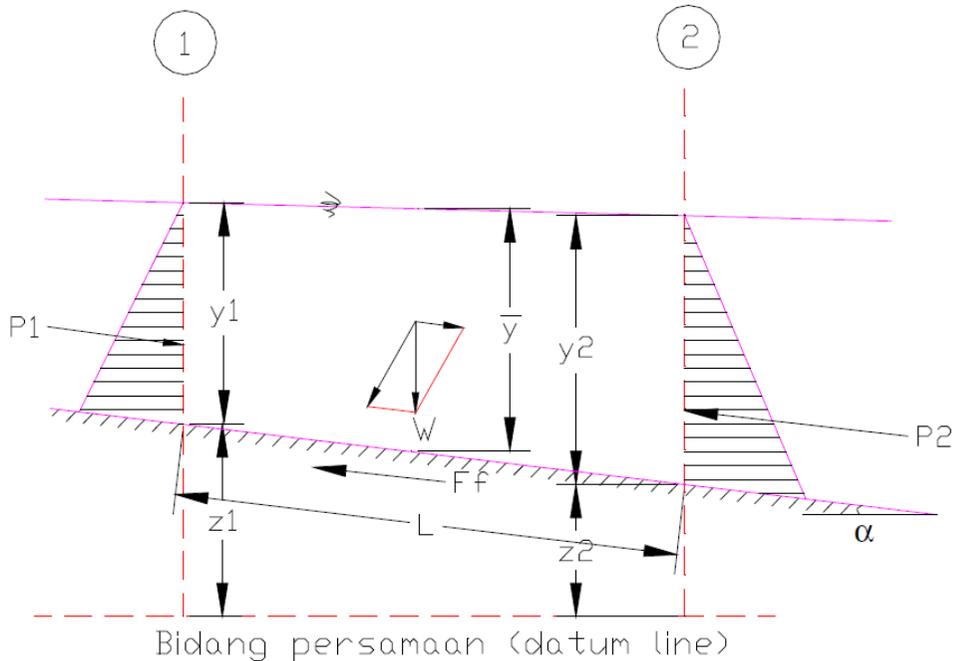
$$E_{s_{kr}} = h_{kr} + \frac{D_{kr}}{2}$$

Perubahan aliran dari subkritik (h_2) menuju superkritik (h_1) atau sebaliknya akan melalui h_{kr} . Pada saat melalui h_{kr} maka energi spesifik menjadi minimum.



Gambar 3.17 Perubahan Aliran Subkritik menjadi Kritis dan Sebaliknya melalui h_{kr} (sumber: Luknanto, D)

IV. Momentum pada Aliran Saluran Terbuka



Gambar 3.18 Penerapan Dalil Momentum pada Saluran Terbuka (sumber: Suroso, A)

Perubahan momentum per satuan waktu pada aliran diantara penampang (1) dan penampang (2) adalah (Persamaan Momentum):

$$Q \frac{w}{g} (b_2 v_2 - b_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \alpha - F_f$$

P_1 dan P_2 = resultan tekanan yang bekerja di sepanjang bidang kontak antara air dan saluran.

W = berat air yang terdapat di antara penampang (1) dan (2).

F_f = jumlah gaya luar dari gesekan dan tahanan yang bekerja di sepanjang bidang kontak antara air dan dasar saluran.

w = berat satuan air.

b = koefisien momentum

Q = debit aliran

v = kecepatan aliran rata-rata

3.4 Loncatan Air

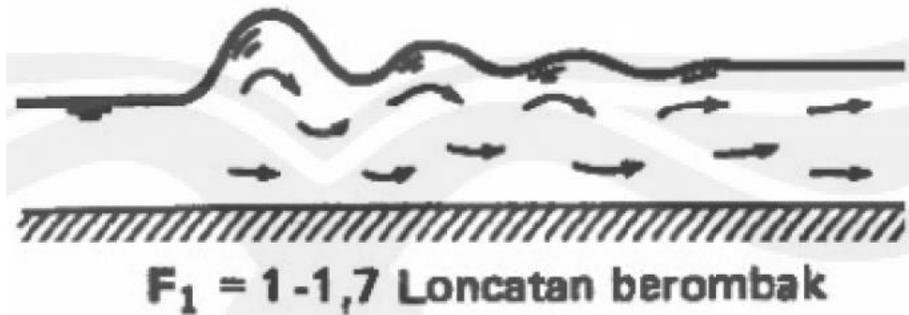
Apabila tipe aliran di saluran turbulen berubah dari aliran superkritis menjadi subkritis, maka akan terjadi loncat air. Loncat air merupakan salah satu contoh bentuk aliran berubah cepat (*rapidly varied flow*). Aliran di bagian hulu adalah superkritis sedangkan di bagian hilir adalah subkritis. Di antara kedua tipe aliran tersebut terdapat daerah transisi ketika loncat air terjadi.

i. Tipe loncat air

Loncatan hidrolis yang terjadi pada dasar horisontal terdiri dari beberapa tipe. Sesuai penelitian yang dilakukan oleh Biro Reklamasi Amerika Serikat, tipe-tipe tersebut dapat dibedakan berdasarkan bilangan *Froude* (Fr), yaitu:

1. *Undular Jump* ($Fr = 1 - 1,7$)

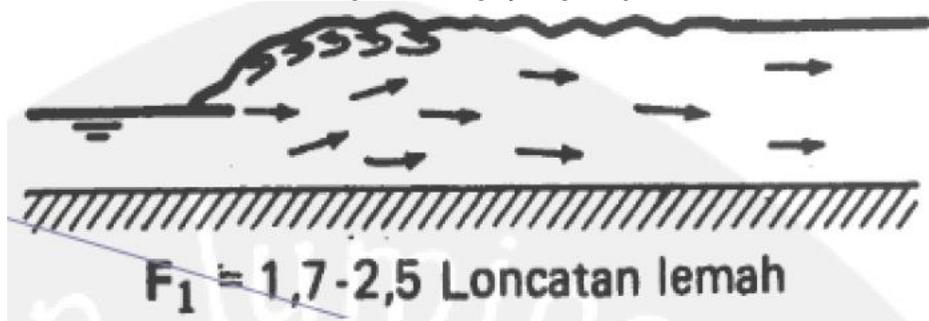
Perubahan aliran superkritis menjadi subkritis terjadi secara tiba-tiba. Terlihat deretan gelombang berombak di permukaan air atau loncatan berombak (*undular jump* seperti Gambar 2.19). Pembuangan energi yang terjadi sekitar 5%.



Gambar 3.19 *Under Jump* (Widiyanto, 2012)

2. *Weak Jump* ($Fr = 1,7 - 2,5$)

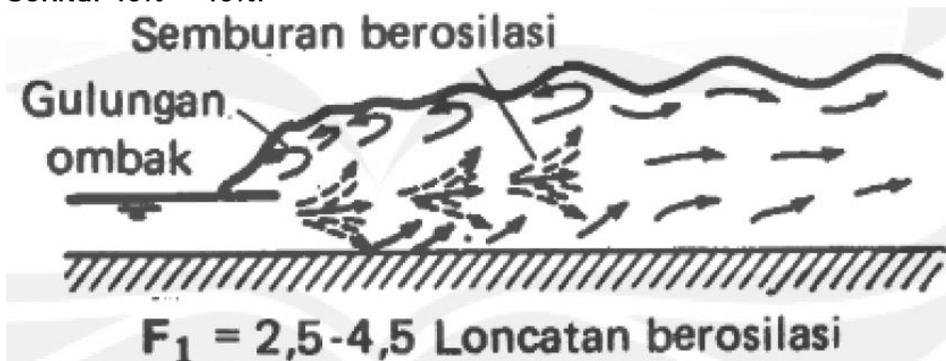
Terbentuk rangkaian gulungan ombak pada permukaan loncatan, tetapi permukaan air di hilir tetap halus. Secara keseluruhan kecepatannya seragam; gelombang pada permukaan (loncat air) mulai pecah tetapi loncat air masih lemah (*weak jump* seperti Gambar 2.20). Pembuangan energi yang terjadi sekitar 5% – 15%.



Gambar 3.20 *Weak Jump* (sumber: Widiyanto, 2012)

3. *Oscilating Jump* ($Fr = 2,5 - 4,5$)

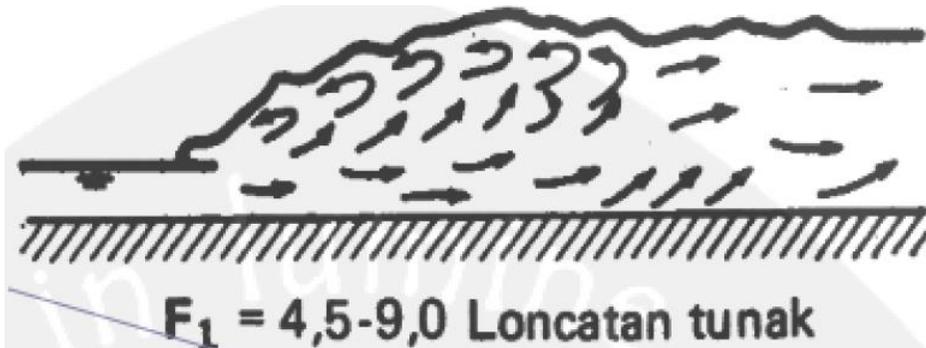
Terdapat semburan berosilasi menyertai dasar loncatan bergerak ke permukaan dan kembali lagi tanpa periode tertentu. Terjadi osilasi (*oscillating jump* seperti Gambar 2.21) loncat air dengan gelombang di belakangnya. Pembuangan energi yang terjadi sekitar 15% – 45%.



Gambar 3.21 *Oscilating Jump* (sumber: Widiyanto, 2012)

4. *Steady Jump* ($Fr = 4,5 - 9,0$)

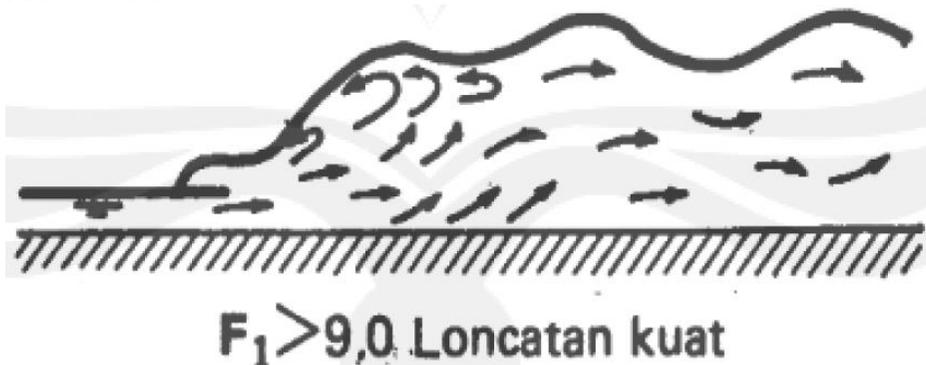
Ujung-ujung permukaan hilir akan bergulung dan titik ketika kecepatan semburannya tinggi maka cenderung memisahkan diri dari aliran. Loncatan semacam ini sangat seimbang dan karakteristiknya adalah yang terbaik. Oleh karena itu loncatan ini yang terbaik untuk peredam energi yaitu loncatan tetap (*steady jump* seperti Gambar 2.22). loncatan ini tidak menimbulkan gelombang di hilir. Pembuangan energi yang terjadi sekitar 45% – 70%.



Gambar 3.22 *Steady Jump* (sumber: Widiyanto, 2012)

5. *Strong Jump* ($Fr > 9,0$)

Kecepatan semburan yang tinggi akan memisahkan hampasan gelombang gulung dari permukaan loncatan. Hal ini menimbulkan gelombang – gelombang hilir dan loncatan ini disebut loncatan kuat (*strong jump* seperti Gambar 2.23); loncatan ini menimbulkan gelombang di hilirnya. Pembuangan energi yang terjadi sekitar 70% – 85%.



Gambar 3.23 *Strong Jump* (sumber: Widiyanto, 2012)

ii. Perhitungan loncat air

Pengaruh gravitasi terhadap aliran dapat dinyatakan dengan angka *Froude*. Untuk menghitung angka *Froude* pada awal loncat

air dan di bagian hilir setelah loncatan air digunakan persamaan sebagai berikut

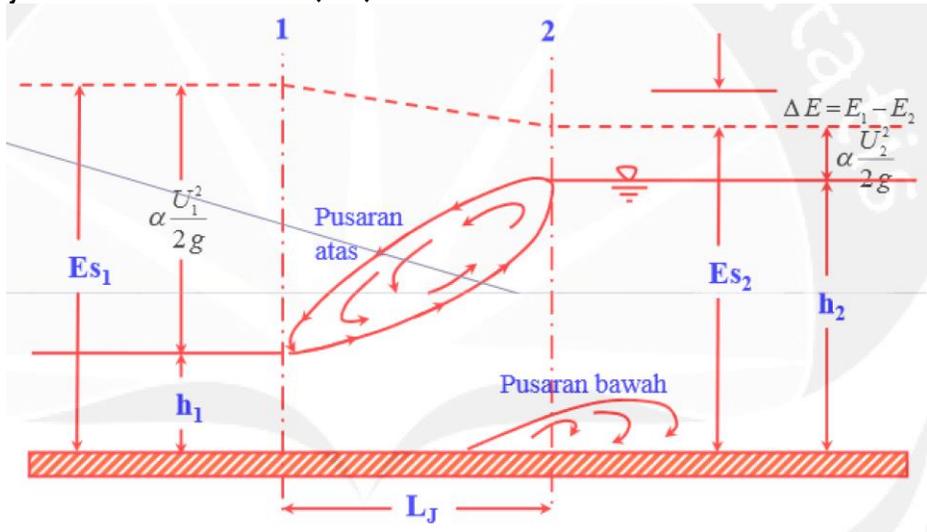
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Fr = angka Froude

V = kecepatan aliran (cm/det)

g = gravitasi (cm/det²)

y = kedalaman aliran (cm)



Gambar 3.24 Persamaan Loncat Air (sumber: Widiyanto, 2012)
Gaya spesifik antara tampang 1 dan tampang 2 adalah sama, yaitu $F_1 = F_2$.

$$F = P \cdot A \rightarrow F = \rho \cdot Y \cdot A \rightarrow \frac{Q_1^2}{gA_1} + z_1A_1 = \frac{Q_2^2}{gA_2} + z_2A_2$$

Dengan penurunan persamaan gaya spesifik, momentum dan energi spesifik didapatkan persamaan:

$$y_2 = \frac{1}{2} y_1 \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right), \text{ notasi } y \text{ umumnya diganti dengan } h$$

Kehilangan energi akibat loncat air adalah sama dengan perbedaan energi sebelum dan sesudah terjadinya loncat air (Gambar 2.24).

$$\Delta E_s = E_{s1} - E_{s2} \rightarrow \Delta E_s = \left(h_1 + \frac{\alpha U_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{\alpha U_2^2}{2g} \right)$$

sehingga didapatkan persamaan

$$\Delta E_s = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_1 y_2}$$

iii. Gejala Lokal (*Local Phenomenon*)

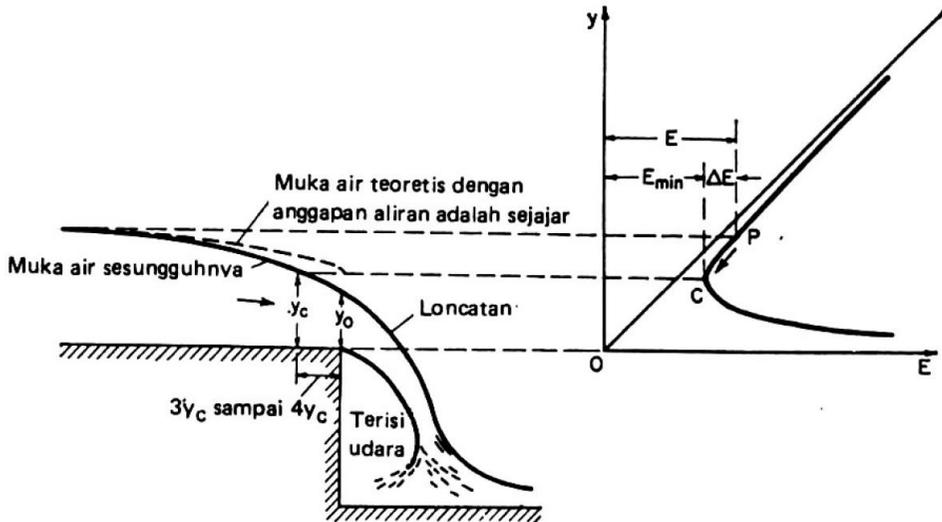
Perubahan dari kondisi aliran subkritis ke aliran superkritis atau dari superkritis ke subkritis pada jarak yang pendek dikenal

sebagai gejala lokal (*local phenomenon*). Gejala lokal yang sering dijumpai yaitu:

- Penurunan hidraulik (*hydraulic drop*) berupa loncatan bebas.
- Loncatan hidraulik (*hydraulic jump*).

Penurunan Hidraulik (*hydraulic drop*)

Contoh penurunan hidraulik salah satunya adalah loncatan bebas seperti ditunjukkan pada gambar berikut ini:



Gambar 3.25 Loncatan Bebas Ditafsirkan dari Lengkung Energi Spesifik (*sumber: Suroso, A*)

Beberapa hal terkait dengan loncatan bebas:

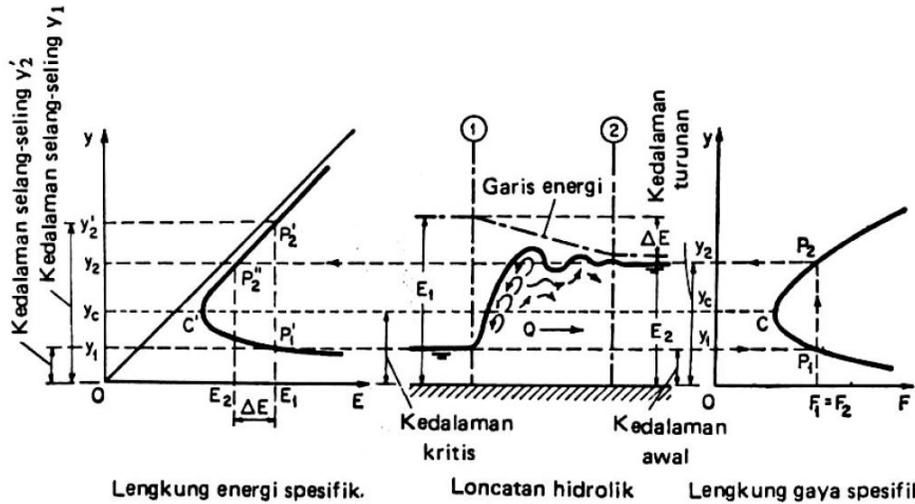
- Terjadi akibat dasar saluran tiba-tiba terputus (terjadi terjunan).
- Aliran berubah dari kondisi subkritis menjadi superkritis dalam jarak pendek.
- Pada saluran dengan kemiringan kecil, kedalaman kritisnya adalah 1.4 kali kedalaman di tepi ($y_c = 1.4y$).
- Letak kedalaman kritis berada pada $3y_c$ hingga $4y_c$ dari tepi terjunan.

Loncatan hidraulik (*Hydraulic jump*)

Beberapa hal mengenai loncatan hidraulik (*hydraulic jump*):

- Aliran berubah dari kondisi superkritis menjadi subkritis dalam jarak pendek.
- Kedalaman aliran sebelum loncatan dinamakan kedalaman awal (*initial depth*) y_1 .
- Kedalaman aliran sesudah loncatan dinamakan kedalaman turunan (*sequent depth*) y_2 .

- Kedalaman awal (*initial depth*) dan kedalaman turunan (*sequent depth*) tidak sama dengan kedalaman selang-seling (*alternate depth*).



Lengkung energi spesifik. Loncatan hidrolis. Lengkung gaya spesifik
 Gambar 3.26 Penafsiran Loncatan Hidrolis dari Lengkung Energi dan Gaya Spesifik (sumber: Suroso, A)

Bab IV

ALIRAN SERAGAM

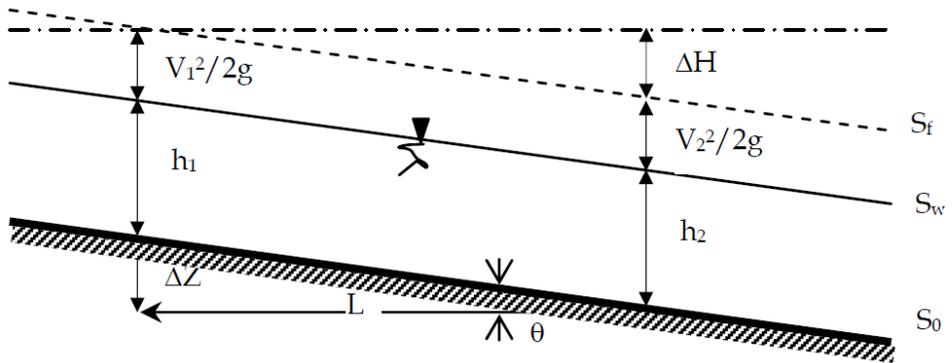
Aliran seragam (uniform flow) dapat diartikan sebagai aliran yang memiliki kedalaman, kecepatan dan debit yang konstan di sepanjang saluran yang ditinjau ($\frac{dy}{dx} = 0$). Aliran seragam biasanya dapat dijumpai pada saluran irigasi yang mempunyai bentuk tampang, bahan saluran, dan kekasaran dasar maupun tebing seragam; dan hanya ruas-ruas tertentu yang dibuat berbeda sesuai dengan kebutuhan perencanaan dan kegunaan di lapangan. Sedangkan pada sungai alami, jarang sekali dijumpai aliran yang benar-benar seragam karena tampang aliran sungai maupun dasar sungai yang tidak beraturan sepanjang ruas tertentu. Saluran yang dibuat oleh manusia untuk aliran seragam umumnya berbentuk trapesium, segi empat, setengah lingkaran, dan segitiga.

Aliran seragam adalah aliran yang tidak berubah menurut tempat. Terdapat dua kriteria utama untuk aliran seragam yaitu:

- Kedalaman aliran: luas penampang, penampang basah, dan debit aliran pada setiap penampang dari suatu panjang aliran adalah tetap.
- Garis energi: garis permukaan aliran, dan dasar saluran sejajar, dan ini berarti bahwa kemiringan garis energi (i_f), garis permukaan air (i_w), dan dasar saluran (i_b) adalah sama atau: $i_f = i_w = i_b$.

4.1 Sifat-Sifat Aliran Seragam

Aliran dikatakan seragam jika aliran tersebut konstan sepanjang saluran, baik kedalaman, luas penampang basah, maupun kecepatan alirannya. Pada aliran seragam distribusi tekanan adalah hidrostatis dan gaya-gaya yang bekerja pada pias air berada pada kondisi seimbang. Keseragaman aliran hanya mungkin terjadi di saluran prismatis. Penjelasan tersebut, jika ditinjau antara dua titik pada suatu saluran dapat digambarkan melalui gambar 4.1 sebagai berikut.



Gambar 4.27 Aliran Seragam Langgeng di Saluran Terbuka
(sumber: Kamiana, I. M. 2019)

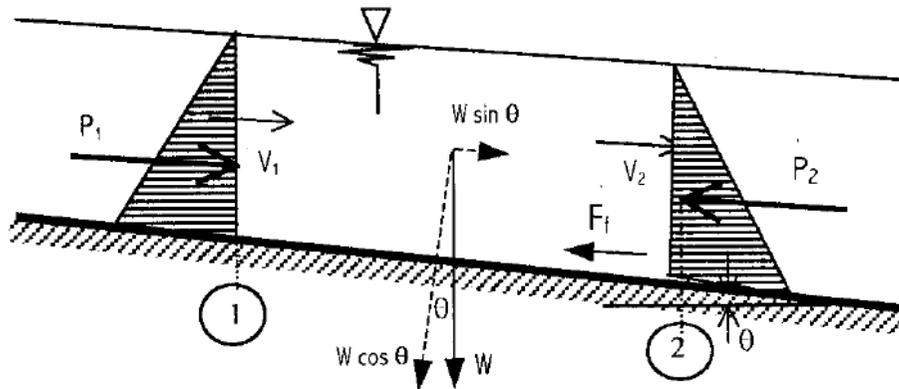
Dari Gambar 4.1 dapat dilihat kedalaman aliran yang konstan mengakibatkan tinggi tekanan (h) sepanjang aliran akan sama. Kecepatan aliran yang konstan mengakibatkan tinggi kecepatan ($\frac{\alpha V^2}{2g}$) sepanjang aliran juga akan sama. Tinggi tekanan dan tinggi kecepatan yang sama di sepanjang aliran akan mengakibatkan tinggi energi menjadi sama di sepanjang aliran.

Jika ditarik garis melalui tinggi tekanan dan tinggi kecepatan, maka akan terbentuk terbentuk garis tekanan dengan kemiringan (S_w) dan garis energi dengan kemiringan (S_f) yang dua-duanya sejajar dengan garis kemiringan dasar saluran (S_0). Dengan kata lain (S_w) = (S_f) = (S_0).

Kemiringan dasar saluran (S_0) adalah ($\frac{\Delta z}{L}$) dan (Δz) adalah selisih tinggi dasar saluran antara titik (1) dan titik (2), sedangkan (L) adalah jarak antara titik (1) dan titik (2). Kemiringan garis energi (S_f) adalah ($\frac{\Delta H}{L}$), dan (ΔH) adalah jumlah kehilangan energi antara titik (1) dan titik (2).

4.2 Terjadinya Aliran Seragam

Aliran seragam dapat terjadi hanya pada saluran prismatis, lurus dan panjang, atau pada saluran yang memungkinkan terjadinya kecepatan aliran yang tetap. Pada saluran terbuka, aliran akan mengalami tahanan geser. Pada umumnya, gaya tahanan geser (P_f atau F_f) dilawan oleh komponen gaya berat air yang searah aliran ($W \sin \theta$ atau $G \sin \theta$). Jika kedua gaya yang saling berlawanan arah ini seimbang ($G \sin \theta = P_f$) maka akan terjadi aliran seragam. Penjelasan di atas dapat digambarkan seperti di bawah ini.



Gambar 4.28 Sketsa Gaya-gaya yang Bekerja pada Aliran Seragam
(sumber: Kamiana, I. M. 2019)

Berdasarkan Gambar 4.2 dan dengan menerapkan persamaan momentum, maka terjadinya aliran seragam dapat diuraikan sebagai berikut:

Persamaan momentum:

$$\frac{\gamma Q}{g} (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + G \sin \theta - P_f$$

Persamaan momentum tersebut dapat diatur lagi penulisannya menjadi: $G \sin \theta - P_f =$ perubahan momentum + jumlah gaya hidrostatis atau

$$G \sin \theta - P_f = \frac{\gamma Q}{g} (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) - P_1 + P_2$$

Telah disebutkan bahwa pada aliran seragam: $P_f = G \sin \theta$

Syarat ini mengakibatkan suku-suku disebelah kanan sama dengan pada persamaan di atas nilainya adalah nol, atau perubahan momentum adalah nol dan jumlah gaya hidrostatis juga nol.

Perubahan momentum = 0, jika: $V_1 = V_2$

Jumlah gaya hidrostatis = 0, jika: $P_1 = P_2$ atau $h_1 = h_2$

Jika: $V_1 = V_2$ dan $h_1 = h_2$ artinya aliran yang terjadi adalah aliran seragam.

Tegangan geser pada dasar saluran (τ_b) dapat diturunkan dari keseimbangan antara gaya tahanan geser (P_f) dan komponen gaya berat air yang searah aliran ($G \sin \theta$) atau $G \sin \theta = P_f$ dengan:

$$G \sin \theta = \gamma A L \sin \theta$$

$$P_f = \tau_b P L$$

Jika dua persamaan di atas dimasukkan ke persamaan sebelumnya akan diperoleh:

$$\gamma A L \sin \theta = \tau_b P L \text{ atau } \tau_b = \frac{\gamma A L \sin \theta}{P L}$$

Dengan $\frac{A}{P} = R$ dan $\sin \theta = \text{tg } \theta = S_0$ (untuk θ atau kemiringan dasar saluran sangat kecil) maka persamaan di atas menjadi persamaan tegangan geser (τ_b) pada saluran dengan tampang sembarang:

$$\tau_b = \gamma R S_0$$

Oleh karena $\gamma = \rho g$, maka persamaan sebelumnya dapat ditulis menjadi

$$\tau_b = \rho g R S_0$$

Pada saluran terbuka persegi empat yang sangat lebar, nilai $R \approx h$. Oleh karena itu persamaan di atas dapat ditulis menjadi

$$\tau_b = \rho g h S_0$$

Kedalaman aliran seragam disebut dengan kedalaman normal (h_n). Bila dibandingkan dengan kedalaman kritis (h_c), nilai kedalaman normal dapat terjadi dalam 3 kemungkinan, yaitu:

- $h_n < h_c$
- $h_n = h_c$
- $h_n > h_c$

4.3 Kecepatan Aliran Seragam

Persamaan kecepatan rata-rata tampang pada saluran terbuka dengan kondisi aliran seragam secara umum adalah $V = CR_x S_y$ dengan:

V = kecepatan aliran (m/det).

C = faktor tahanan aliran.

R = jari-jari hidraulik (m).

$S = S_0 = S_w = S_f$ (pada aliran seragam)

x dan y = eksponen.

Terdapat banyak persamaan yang menjelaskan tentang kecepatan rata-rata tampang pada saluran terbuka dengan kondisi aliran seragam, diantaranya: persamaan Chezy, dan persamaan Manning.

1. Rumus Kecepatan Chezy

Persamaan ini diturunkan dari asumsi keseimbangan antara gaya tahanan geser (P_f) dan komponen gaya berat air yang searah aliran ($G \sin \theta$). Persamaan Chezy cenderung digunakan untuk keperluan riset di laboratorium. Persamaan Chezy dapat diturunkan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

Lihat persamaan $\tau_b = \gamma R S_0$, nilai $\tau_b = k V^2$ sehingga

$$k \rho V^2 = \gamma R S_0$$

$$V^2 = \frac{\gamma R S_0}{k \rho} \text{ atau } V = C \sqrt{R S_0} \text{ dengan } C = \left(\frac{\gamma}{k}\right)^{1/2}$$

Persamaan $V = C \sqrt{RS_0}$ disebut dengan persamaan kecepatan Chezy, dan persamaan $C = \left(\frac{\gamma}{k}\right)^{1/2}$ adalah suatu koefisien yang disebut koefisien Chezy (C). Nilai C bergantung pada kondisi permukaan saluran dan parameter-parameter aliran. Nilai C mempunyai dimensi $L^{1/2} T^{-1}$. Terdapat beberapa rumus empiris untuk menentukan nilai koefisien tahanan pengaliran atau koefisien Chezy (C) yaitu: rumus Bazin, rumus Ganguillet-Kutter, dan rumus Manning.

a. Rumus Bazin:

$$C = \frac{157,6}{1 + \frac{M}{\sqrt{R}}} \text{ (satuan BS)}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{M}{R}} \text{ (satuan SI)}$$

dengan:

R = jari-jari hidraulik (m).

M = koefisien kekasaran permukaan, nilainya adalah seperti Tabel 4.1.

Tabel 4.3 Nilai (M) yang Disarankan oleh Bazin

Deskripsi Saluran	M
Papan diserut, disemen halus	0,11
Papan tak diserut, beton atau bata	0,21
Batu tempel, pasangan batu belah, plesteran bata kasar	0,83
Saluran tanah yang licin	1,54
Saluran tanah yang sedang	2,36
Saluran tanah yang kasar	3,17

b. Rumus Ganguillet-Kutter

$$C = \frac{41,65 + \frac{0,00281}{S_0} + \frac{1,811}{n}}{1 + \left(41,65 + \frac{0,00281}{S_0}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ (satuan BS)}$$

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{S_0} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{S_0}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ (satuan SI)}$$

dengan:

R = jari-jari hidraulik (m).

S_0 = kemiringan dasar saluran.

n = koefisien kekasaran Kutter.

c. Rumus Manning

$$C = \frac{1,49R^{1/6}}{n} \text{ (satuan BS)}$$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \text{ (satuan SI)}$$

dengan:

R = jari-jari hidraulik (m).

n = koefisien kekasaran Manning.

2. Rumus Kecepatan Manning

Rumus kecepatan Manning cenderung digunakan untuk keperluan perencanaan lapangan. Bentuk dari rumus ini, yang diajukan oleh Robert Manning, adalah:

$$V = \frac{1,49}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \text{ (satuan BS)}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \text{ (satuan BS)}$$

Keterangan rumus:

R = jari-jari hidraulik (m).

n = koefisien kekasaran Manning.

S_0 = kemiringan dasar saluran.

Faktor-faktor yang mempengaruhi nilai (n) Manning antara lain kekasaran permukaan, vegetasi, trase saluran, pengendapan dan penggerusan. Nilai (n) Manning untuk berbagai permukaan saluran adalah seperti berikut ini

Tabel 4.4 Nilai Koefisien Kekasaran Manning (n)

Jenis Permukaan/Bahan	N
Besi tuang dilapis	0,014
Kaca	0,010
Saluran beton	0,013
Bata dilapis mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,030
Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,040
Saluran pada galian batu padas	0,040

3. Rumus Kecepatan Strickler

Selain dua rumus kecepatan yang telah diuraikan di atas, rumus kecepatan Strickler juga sering digunakan dalam perencanaan saluran terbuka, misalnya perencanaan saluran irigasi.

Bentuk dari rumus kecepatan Strickler adalah: $V = k R^{2/3} S_0^{1/2}$

dengan:

R = jari-jari hidraulik (m).

k = koefisien kekasaran Strickler = 35 - 45 (saluran tanah); 60 (saluran pasangan batu); 70 (saluran pasangan beton); 80 (saluran baja).

S_0 = kemiringan dasar saluran.

4.4 Kekasaran Komposit

Pada kondisi kekasaran suatu tampang lintang saluran atau sungai yang tidak seragam, misalnya saluran drainase yang diberi perkuatan tebing berupa pasangan batu, sedangkan dasarnya berupa tanah asli, sering digunakan terutama untuk alasan stabilitas saluran dengan masih memungkinkan adanya resapan ke dalam tanah. Kondisi pada suatu tampang lintang saluran mempunyai kekasaran tidak homogen, maka diperlukan nilai koefisien kekasaran komposit, yang dipakai mewakili kekasaran pada seluruh tampang lintang. Dengan konsep kekasaran komposit tersebut, permasalahan ketidakseragaman kecepatan aliran pada suatu tampang lintang yang dipengaruhi oleh kekasaran dasar dan atau tebing yang berbeda, dapat disederhanakan menjadi satu nilai kecepatan yang diasumsikan konstan pada suatu tampang lintang, dan dengan menggunakan persamaan Manning maka:

$$U = \frac{1}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S_f^{1/2} = \frac{1}{n_1} \left(\frac{A_1}{P_1} \right)^{2/3} S_f^{1/2} = \frac{1}{n_2} \left(\frac{A_2}{P_2} \right)^{2/3} S_f^{1/2} = \frac{1}{n_3} \left(\frac{A_3}{P_3} \right)^{2/3} S_f^{1/2} = \dots$$

Debit yang lewat tampang lintang A, dihitung dengan persamaan

$$Q = A_1 \cdot U_1 + A_2 \cdot U_2 + A_3 \cdot U_3 + \dots$$

Dengan menggunakan Persamaan Manning untuk menghitung kecepatan aliran maka

$$Q = A \cdot U = A \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S_f^{1/2} = A_1 \cdot \frac{1}{n_1} \left(\frac{A_1}{P_1} \right)^{2/3} S_f^{1/2} + A_2 \cdot \frac{1}{n_2} \left(\frac{A_2}{P_2} \right)^{2/3} S_f^{1/2} + A_3 \cdot \frac{1}{n_3} \left(\frac{A_3}{P_3} \right)^{2/3} S_f^{1/2} + \dots$$

atau

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S_f^{1/2} = \sum_{i=1}^N \left[A_i \cdot \frac{1}{n_i} \left(\frac{A_i}{P_i} \right)^{2/3} S_f^{1/2} \right]$$

Kemiringan energi adalah sama untuk seluruh bagian luasan sehingga

$$A \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} = \sum_{i=1}^N \left[A_i \cdot \frac{1}{n_i} \left(\frac{A_i}{P_i} \right)^{2/3} \right] = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{n_i} \left(\frac{1}{P_i} \right)^{2/3} \right] \cdot \sum_{i=1}^N A_i \cdot \sum_{i=1}^N (A_i)^{2/3}$$

Luasan total tampang lintang merupakan penjumlahan luasan masing-masing bagian yang dipengaruhi oleh masing-masing kekasaran sehingga

$$A = \sum_{i=1}^N A_i \text{ dan } (A)^{2/3} = \sum_{i=1}^N (A_i)^{2/3}$$

$$\text{atau } \frac{1}{n \cdot P^{2/3}} = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{n_i} \left(\frac{1}{P_i} \right)^{2/3} \right] \text{ atau } n = \frac{\sum_{i=1}^N (n_i P_i^{2/3})}{P^{2/3}}$$

dari persamaan di atas, formulasi berikut ini diusulkan untuk menghitung kekasaran komposit:

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1/2})}{P} \right]^{2/3}$$

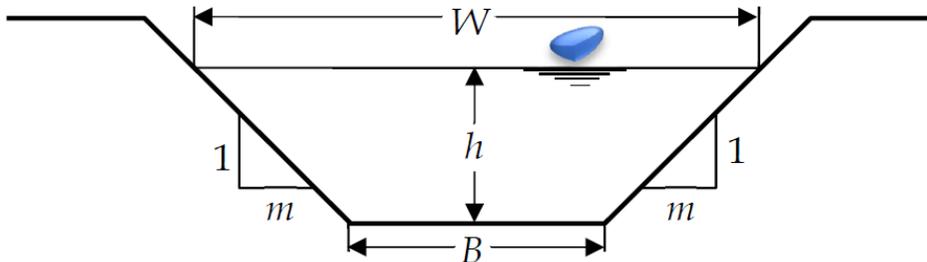
dengan P_i dan n_i merupakan keliling basah dan kekasaran Manning pada masing-masing bagian dari suatu tampang lintang, sedangkan P dan n merupakan keliling basah total dan kekasaran komposit suatu tampang lintang.

4.5 Tampang Saluran Efisien

Sebuah saluran terbuka dikatakan secara hidraulis efisien jika gaya gesek yang dialami selama pengaliran adalah minimum sehingga debit yang dihasilkan menjadi maksimum. Hal ini juga dapat diartikan dengan luas tampang basah (A) yang sama, nilai keliling basah (P) diusahakan menjadi minimum. Dengan syarat ini maka dengan luas tampang basah yang sama, kecepatan akan menjadi maksimum (karena keliling basah (P) diusahakan menjadi minimum) sehingga debit aliran maksimum.

- Tampang Trapesium dengan Nilai m Ditentukan

Sebagai pendahuluan maka digunakan tampang trapesium umum yang mempunyai lebar dasar, B , kemiringan tebing/lereng saluran, m , dan kedalaman air, h , seperti terlihat pada Gambar 1.



Gambar 4.29 Tampang Trapesium (sumber: Luknanto, D.)

Dimensi saluran trapesium yang secara hidraulis efisien adalah saluran dengan luas basah (A) sama, mempunyai keliling basah (P) paling minimum, dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$A = (B + mh).h$$

$$P = B + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

dengan B adalah lebar dasar saluran, m adalah kemiringan tebing saluran (horizontal:vertikal), h adalah kedalaman air saluran.

Pada nilai A konstan, diperoleh nilai P sebagai berikut:

$$B = \frac{A}{h} - mh \rightarrow P = \frac{A}{h} - mh + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Agar diperoleh nilai minimum maka

$$\frac{dP}{dh} = -\frac{A}{h^2} - m + 2\sqrt{1 + m^2} = 0$$

$$-\frac{A}{h^2} - m + 2\sqrt{1 + m^2} = 0$$

$$-\frac{(B+mh)h}{h^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0$$

$$-\frac{B}{h} - m - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0$$

sehingga diperoleh nilai: $B = 2h(\sqrt{1+m^2} - m)$

Dari nilai B tersebut, diperoleh nilai A dan P sebagai berikut:

$$A = (2h\sqrt{1+m^2} - 2mh + mh)h = (2h\sqrt{1+m^2} - mh)h = (2\sqrt{1+m^2} - m)h^2$$

$$P = 2h(\sqrt{1+m^2} - m) + 2h\sqrt{1+m^2} = 2h(2\sqrt{1+m^2} - m)$$

- Tampang Saluran: B, A, P, dan R

Jadi tampang trapesium dengan dinding tetap yang paling efisien mempunyai karakteristik sebagai berikut:

$$B = 2h(\sqrt{1+m^2} - m)$$

$$A = (2\sqrt{1+m^2} - m)h^2$$

$$P = 2h(2\sqrt{1+m^2} - m)$$

$$R = \frac{A}{P} = 0,5h$$

Bab V

ALIRAN TIDAK SERAGAM **(*NON-UNIFORM FLOW*)**

Aliran tidak seragam adalah kedalaman dan kecepatan aliran di sepanjang saluran tidak konstan, garis tenaga tidak sejajar dengan garis muka air dan dasar saluran. Analisis aliran tidak seragam biasanya bertujuan untuk mengetahui profil aliran di sepanjang saluran atau sungai. Analisis ini banyak dilakukan dalam perencanaan perbaikan sungai atau penanggulangan banjir, elevasi jembatan dan sebagainya.

Dalam hal ini analisis aliran menjadi jauh lebih mudah dan hasil hitungan akan lebih akurat, karena debit yang diperhitungkan adalah debit puncak yang sebenarnya terjadi sesaat, tetapi dalam analisis ini dianggap terjadi dalam waktu yang lama. Aliran tidak seragam dapat dibedakan dalam dua kelompok berikut ini:

1). Aliran berubah beraturan (*gradually varied flow*), terjadi jika parameter hidraulis (kecepatan, tampang basah) berubah secara progresif dari satu tampang ke tampang yang lain. Apabila di ujung hilir saluran terdapat bendung maka akan terjadi profil muka air pembendungan dimana kecepatan aliran akan berkurang (diperlambat), sedangkan apabila terdapat terjunan maka profil aliran akan menurun dan kecepatan akan bertambah (dipercepat); contoh aliran pada sungai.

2). Aliran berubah cepat (*rapidly varied flow*), terjadi jika parameter hidraulis berubah secara mendadak (saluran transisi) dan kadang-kadang tidak kontinyu. Contohnya pada loncat air, terjunan, aliran melalui bangunan pelimpah dan pintu air, dan lain-lain.

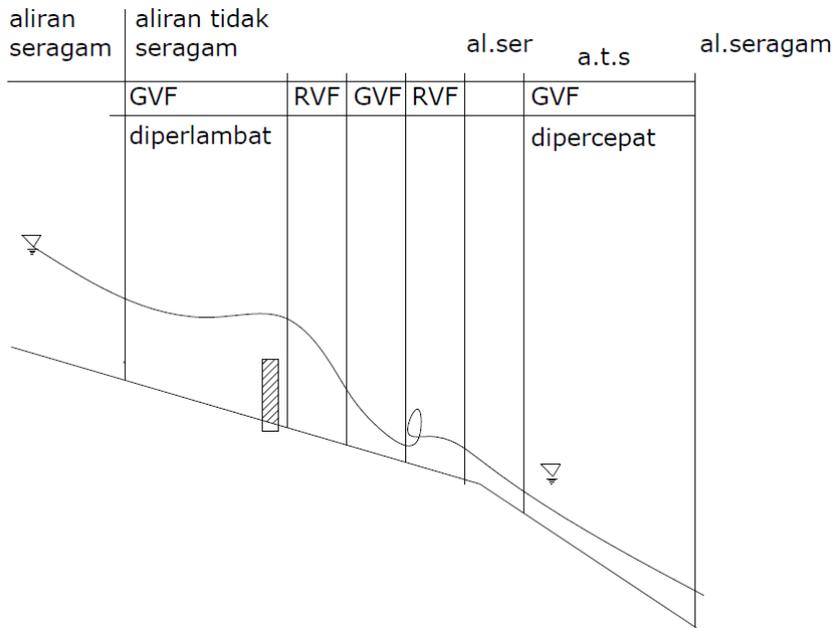
5.1 Definisi Aliran Tidak Seragam

Jika pada aliran seragam kedalaman normal dan kecepatan aliran di sepanjang saluran adalah konstan, hal sebaliknya terjadi pada aliran tidak seragam di mana kedalaman tidak konstan/bervariasi di sepanjang saluran. Begitu juga dengan kecepatan yang tidak konstan di sepanjang saluran. Hal ini disebabkan tampang lintang di sepanjang saluran bervariasi atau tidak konstan.

- Aliran tidak seragam (*non-uniform flow*)

$$D; V' \neq f(x)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \neq 0; \frac{\partial v'}{\partial t} > 0 \text{ (aliran dipercepat); } \frac{\partial v'}{\partial t} < 0 \text{ (aliran diperlambat)}$$



Gambar 5.30 Gambar Ilustrasi Aliran Seragam dan Tidak Seragam
(sumber: *Aliran Saluran Terbuka (Open Channels)*)

Keterangan:

Gradually varied flow (GVF): perubahan aliran perlahan-lahan.

Rapidly varied flow (RVF): perubahan aliran cepat.

- Aliran *Steady Non-Uniform*

Aliran *steady non-uniform* terjadi karena vektor kecepatan berubah sepanjang saluran yang dapat diakibatkan oleh karena perubahan tampang saluran, perubahan kemiringan dasar saluran ataupun karena adanya bangunan pengatur. Ketidakberaturan aliran dapat diklasifikasikan sebagai *gradually varied flow* dan *rapidly varied flow*.

Pada *gradually varied flow* aliran berubah berangsur-angsur sehingga lengkung garis aliran dapat dianggap merupakan garis lurus. Pada kondisi itu distribusi tekanannya dapat dianggap sebagai tekanan hidrostatis. Juga aliran dapat dianggap tidak mempunyai komponen kecepatan vertikal sehingga energi kinetik per satuan berat dapat dinyatakan dengan $U^2/2g$. Selanjutnya karena kedalaman berubah secara berangsur-angsur maka kehilangan tinggi tenaga hanya disebabkan oleh geseran dasar.

Pada *rapidly varied flow* kedalaman aliran berubah secara cepat sehingga geseran dasar merupakan sebagian dari kehilangan tinggi tenaga. Loncat air adalah salah satu contoh tipe aliran ini. Walaupun U tidak tetap karena *non-uniform* tetapi kecepatan berubah berangsur-angsur sehingga tidak ada kehilangan tenaga akibat perubahan kecepatan mendadak. Serat aliran dianggap paralel.



Gambar 5.31 Contoh Aliran Tidak Seragam (*sumber: Aliran Tidak Seragam ppt*)

Parameter aliran tidak seragam berubah sebagai fungsi jarak. Perubahan parameter aliran tersebut dapat berubah secara cepat ataupun berubah secara perlahan. Secara umum, aliran tidak seragam dibagi menjadi beberapa jenis aliran sebagai berikut:

Aliran tidak seragam:

- Berubah secara perlahan: *accelerated gradually varied flow* dan *decelerated gradually varied flow*.
- Berubah secara cepat: *accelerated rapidly varied flow* dan *decelerated rapidly varied flow*.

Berbagai jenis aliran tidak seragam dapat digambarkan melalui kondisi aliran di hulu dan hilir bendung, serta di sekitar perubahan kemiringan dasar saluran/sungai.

Aliran tidak seragam dapat dibedakan antara aliran tidak seragam dipercepat (*accelerated non-uniform flow*) ketika semakin ke hilir kecepatan aliran semakin bertambah dan kedalaman aliran mengecil; dan aliran tidak seragam diperlambat (*decelerated non-uniform flow*) ketika semakin ke hilir kecepatan aliran semakin kecil dan kedalaman aliran membesar.

Beberapa contoh aliran di sekitar bangunan air ini memberikan gambaran jenis-jenis aliran tidak seragam:

- Aliran di sekitar bangunan bendung irigasi

Bendung irigasi dibangun untuk menaikkan elevasi muka air, agar dapat diambil airnya lewat pintu pengambilan dan didistribusikan oleh saluran irigasi menuju ke sawah. Sesuai fungsi bendung tersebut, kedalaman aliran di hulu bendung naik saat makin mendekati bendung, kedalaman aliran semakin besar dan kecepatan aliran mengecil, sehingga masuk dalam kategori aliran tidak seragam berubah beraturan diperlambat (*decelerated gradually varied flow*).

- Aliran di sekitar terjunan

Contoh aliran yang digunakan untuk menggambarkan kondisi aliran ini adalah terjunan di selokan Mataram Hilir untuk suplesi ke Sungai Opak. Kondisi saluran di ruas tersebut landai di bagian hulu, dan secara perlahan mengalami perubahan menjadi curam. Aliran berubah dari aliran subkritik dengan kecepatan rendah, menjadi superkritik pada ruas dengan kemiringan dasar curam. Terjadi perubahan angka Froude dari $Fr < 1$ di hulu menjadi $Fr > 1$ di hilir, dengan melewati aliran kritik di antaranya. Kondisi aliran pada ruas tersebut dikategorikan sebagai aliran tidak seragam berubah secara perlahan dipercepat (*accelerated gradually varied flow*) atau dapat juga berupa aliran tidak seragam berubah secara cepat dipercepat (*accelerated rapidly varied flow*). Kondisi permukaan aliran di saluran curam/terjunan saat terbentuk olakan yang berawal dari tepi saluran ke tengah saluran. Olakan tersebut merupakan loncat air yang disebabkan ketidakseragaman dinding saluran yang berdampak pada terbentuknya *cross wave*.

- Loncat air

Loncat air terbentuk jika ada perubahan jenis aliran, dari aliran superkritik ($Fr > 1$) menjadi aliran subkritik ($Fr < 1$). Loncat air ini dapat terjadi di antaranya di hilir saluran peluncur pada suatu bangunan pelimpah bendungan dan hilir bendung pada kolam olak/kolam peredam energi. Pada loncat air terjadi perubahan kedalaman air yang besar pada jarak yang pendek sehingga aliran pada loncat air dikategorikan sebagai aliran tidak seragam berubah secara cepat dipercepat (*accelerated rapidly varied flow*). Pada saat terjadi loncat air maka energi aliran akan berkurang. Setelah terjadi loncat air, air akan menjadi tenang disertai dengan kedalaman akan semakin besar dan kecepatan akan semakin berkurang.

5.1.1 Energi Spesifik

Di dalam saluran terbuka terdiri dari tiga bentuk energi:

- Energi kinetik

Energi kinetik adalah energi yang dihitung berdasarkan distribusi kecepatan. Energi kinetik dalam suatu saluran terbuka memiliki bentuk $\frac{v^2}{2g}$, dengan v adalah kecepatan aliran pada suatu penampang.

Distribusi kecepatan pada penampang saluran terbuka tidak seragam sehingga tinggi kecepatan dihitung dengan menambahkan koefisien koreksi energi. Apabila koefisien koreksi energi α diperhitungkan maka energi kinetik mempunyai bentuk: $\alpha \frac{v^2}{2g}$.

- Energi tekanan

Energi tekanan pada saluran terbuka biasanya diukur dengan referensi terhadap dasar saluran terbuka. Saluran terbuka mempunyai permukaan air bebas yang terbuka ke atmosfer maka tekanan pada permukaan air adalah konstan, $P = 0$ (sebagai tekanan referensi). Kedalaman air pada suatu tampang saluran (y) biasanya digunakan untuk menunjukkan tinggi tekanan, $y = P/\gamma$. Tetapi bila air mengalir melalui saluran yang berbentuk lengkungan, maka gaya sentrifugal (terjadi karena masa air yang mengalir pada dasar lengkung tersebut) dapat menyebabkan perbedaan tekanan yang cukup besar.

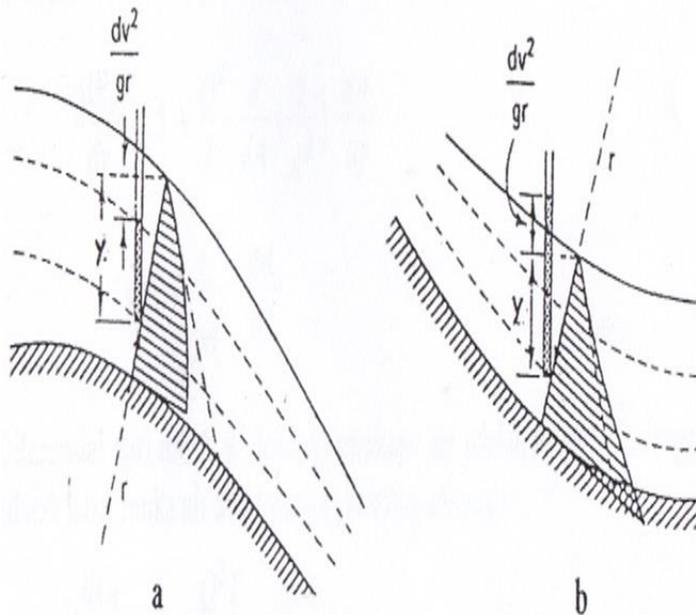
Untuk air yang mengalir di atas kurva cembung, gaya sentrifugal bekerja dalam arah yang berlawanan dengan gaya gravitasi, dan energi tekanan dituliskan dalam persamaan berikut

$$\frac{p}{\gamma} = y - \frac{y \cdot v^2}{g \cdot r}$$

Untuk air yang mengalir di atas kurva cekung, gaya sentrifugal bekerja searah dengan gaya gravitasi, dan energi tekanan dituliskan dalam persamaan berikut

$$\frac{p}{\gamma} = y + \frac{y \cdot v^2}{g \cdot r}$$

M adalah massa kolom air di atas satuan luas dan v^2/r adalah percepatan sentrifugal massa air. V adalah kecepatan pada suatu titik dan r adalah jari-jari kurva.



Gambar 5.32 Aliran melalui Permukaan Dasar Lengkung (*sumber: Gaus, A dan Ichsan. 2016*)

- Energi Elevasi di atas Garis Referensi

Elevasi dari tinggi energi aliran melalui saluran terbuka diukur terhadap garis referensi horizontal. Jarak vertikal dari garis referensi ke dasar saluran biasanya diambil sebagai tinggi energi elevasi (potensi) pada suatu tampang. Tinggi energi total pada setiap tampang di saluran terbuka adalah

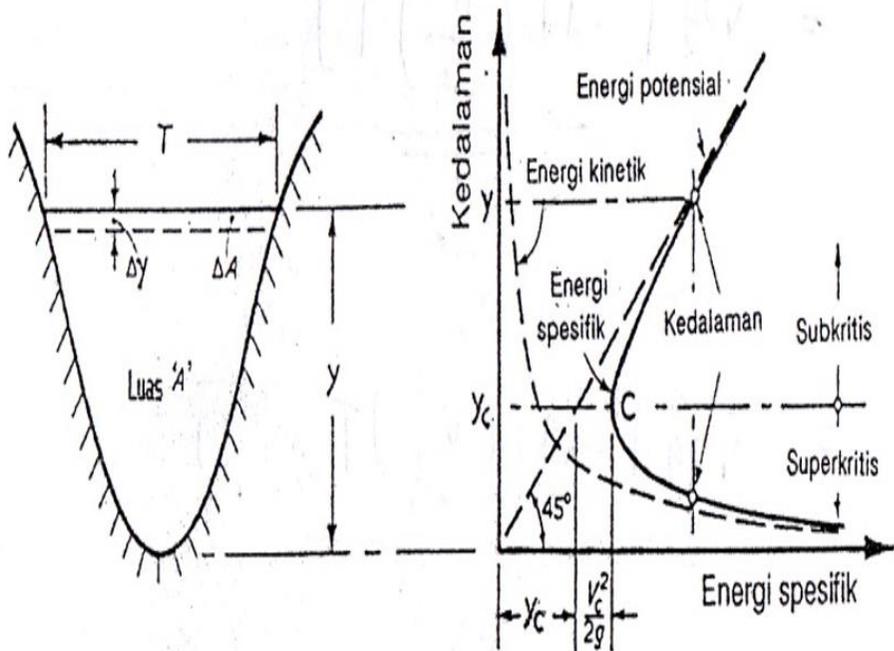
$$H = z + y + \frac{v^2}{2g}$$

Pengertian Energi Spesifik

Dari penjabaran tersebut maka dapat diambil kesimpulan bahwa energi spesifik adalah jumlah dari energi tekanan dan energi kecepatan di suatu titik atau jumlah dari kedalaman air dan tinggi kecepatan yang diberikan oleh persamaan $E_s = y + \frac{v^2}{2g}$.

Hubungan energi spesifik (E_s) dan kedalaman (Y)

Dari gambar di bawah ini menunjukkan bahwa energi spesifik menurun sampai pada titik C dan kemudian naik kembali. Kedalaman dan kecepatan pada titik ini disebut kedalaman kritis Y_c dan kecepatan kritik V_c .

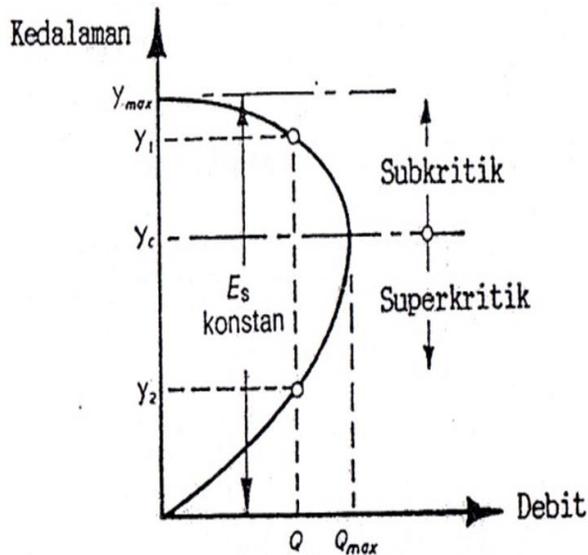


Gambar 5.33 Hubungan Energi Spesifik dan Kedalaman (sumber: Gaus, A dan Ichsan. 2016)

Apabila kedalaman aliran lebih besar daripada kedalaman kritik maka kecepatan aliran akan lebih kecil daripada kecepatan kritik peristiwa aliran ini disebut aliran subkritis (mengalir). Apabila kedalaman aliran lebih kecil daripada kedalaman kritik maka kecepatan aliran akan lebih besar daripada kecepatan kritik peristiwa aliran ini disebut aliran superkritis (meluncur). Oleh karena kedalaman kritik terjadi pada energi spesifik minimum, maka kondisi $Y = Y_c$ dapat ditentukan dengan mendiferensialkan energi spesifik dan menyamakan dengan 0.

$$E_s = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Hubungan antara kedalaman air dan debit aliran



Gambar 5.34 Hubungan Q – Y untuk Energi Spesifik Konstan
(sumber: Gaus, A dan Ichsan. 2016)

Gambar tersebut menunjukkan bahwa untuk suatu debit Q akan terdapat dua kedalaman Y_1 dan Y_2 yang mempunyai energi spesifik yang sama. Apabila debit bertambah, maka kedua kedalaman tersebut akan saling mendekati untuk menuju suatu nilai kedalaman kritis Y_c dengan nilai debit adalah maksimum.

Kemiringan kritis dasar saluran (l_c)

Kemiringan kritis dasar saluran merupakan dasar saluran yang diperlukan untuk menghasilkan aliran seragam di dalam saluran pada kedalaman kritis. Kecepatan aliran pada kedalaman kritis diberikan oleh persamaan $V_c = \sqrt{gD_c}$.

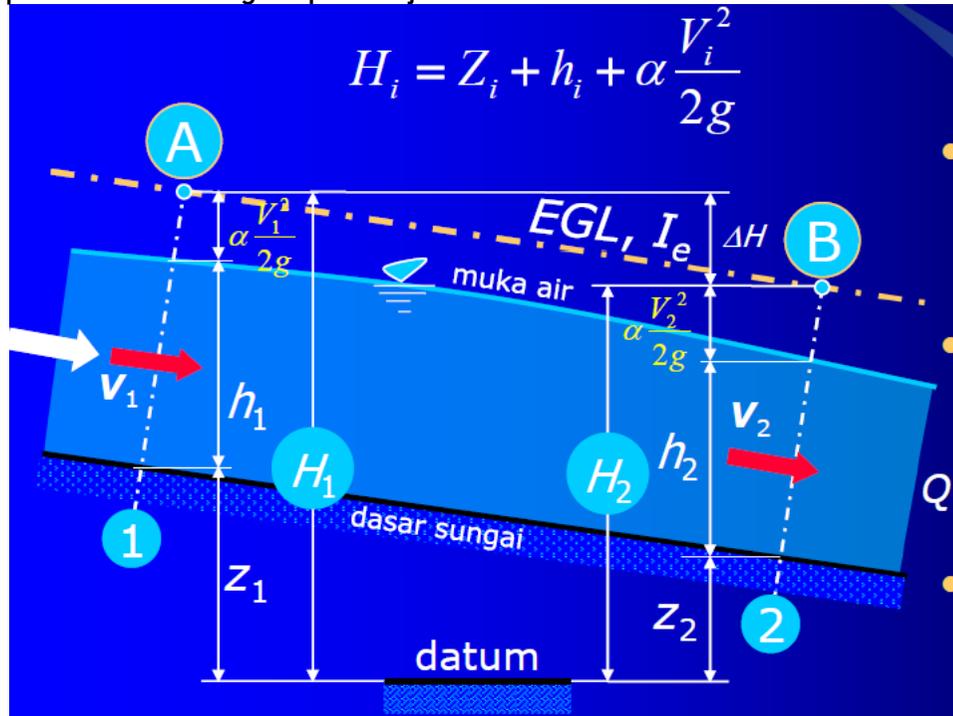
Pada kondisi tersebut $R = R_c$ dan $l = l_c$ sehingga rumus Manning menjadi $l_c = \frac{gD_c n^2}{R_c^{4/3}}$.

Untuk saluran lebar, $R_c = Y_c = D_c$ sehingga $l_c = \frac{gn^2}{y_c^{1/3}}$.

Apabila aliran seragam terjadi pada saluran dengan $l_0 < l_c$ maka aliran disebut subkritis dan kemiringan dasar disebut landai (*mild*). Sebaliknya, apabila aliran seragam terjadi pada saluran dengan $l_0 > l_c$ maka aliran disebut superkritis dan kemiringan dasar disebut curam.

5.2 Persamaan Aliran Tidak Seragam

Beberapa cara dapat digunakan untuk merumuskan persamaan aliran tidak seragam, di antaranya menggunakan konsep persamaan energi seperti dijelaskan berikut ini.



Gambar 5.35 Energi antara Dua Penampang Lintang (sumber: Luknanto, D)

Dengan mengambil bidang datum tertentu, pada tampang lintang sebelah hulu, tampang 1, besarnya energi total, H , merupakan penjumlahan dari tinggi elevasi, tinggi tekanan dan tinggi kecepatan, yang diformulasikan sebagai berikut

$$H = z + d \cos \theta + \frac{\alpha U^2}{2g}$$

Dengan mendiferensialkan terhadap x , semua suku di kedua ruas pada persamaan di atas maka diperoleh persamaan

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \cos \theta \frac{dd}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \frac{U^2}{2g}$$

Mencermati gambar di atas, $-dH/dx$ merupakan kemiringan energi, S_f , $-dz/dx$ merupakan kemiringan dasar saluran, S_o ; sehingga persamaan di atas dapat dituliskan menjadi

$$-S_f = -S_o + \cos \theta \frac{dd}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \frac{U^2}{2g}$$

Besarnya kecepatan aliran, U , merupakan fungsi kedalaman aliran, d , sehingga persamaan di atas dapat ditulis menjadi

$$-S_f = -S_o + \cos \theta \frac{dd}{dx} + \alpha \frac{d}{dd} \frac{U^2}{2g} \frac{dd}{dx}$$

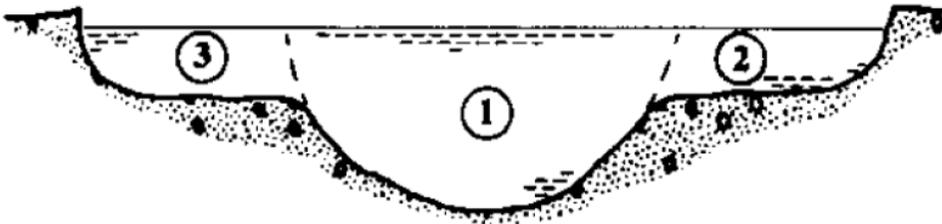
Untuk dasar saluran dengan kemiringan kecil, nilai $\cos \theta = 1$, $d = h$ dan $dd/dx = dh/dx$, sehingga persamaan di atas dapat ditulis sebagai berikut

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 + \alpha \frac{d(U^2/2g)}{dh}}$$

Persamaan di atas merupakan persamaan umum aliran tidak seragam. Dengan mendefinisikan persamaan debit, $Q = U.A$, maka gradien tinggi kecepatan dapat diubah bentuknya dengan

$$\alpha \frac{d}{dh} \left(\frac{U^2}{2g} \right) = \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{dA^{-2}}{dh} = - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} = \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3}$$

Pada persamaan tersebut, T merupakan lebar muka air, dengan $T.dh$ didefinisikan sebagai perubahan luas tampang lintang saluran terhadap perubahan kedalaman aliran. Untuk saluran segi empat, $T = B =$ lebar saluran.



Gambar 5.36 Perubahan Luas Tampang sebagai Fungsi Perubahan Kedalaman Aliran (sumber: Yulistiyanto, B. 2019)

Kemiringan energi, S_f , pada persamaan umum aliran tidak seragam dapat dihitung dengan beberapa formulasi persamaan empiris, seperti persamaan Manning, Chezy, Strickler, dan lain-lain. Jika menggunakan persamaan Chezy untuk menentukan nilai kemiringan energi, maka persamaan aliran tidak seragam dapat dituliskan sebagai berikut:

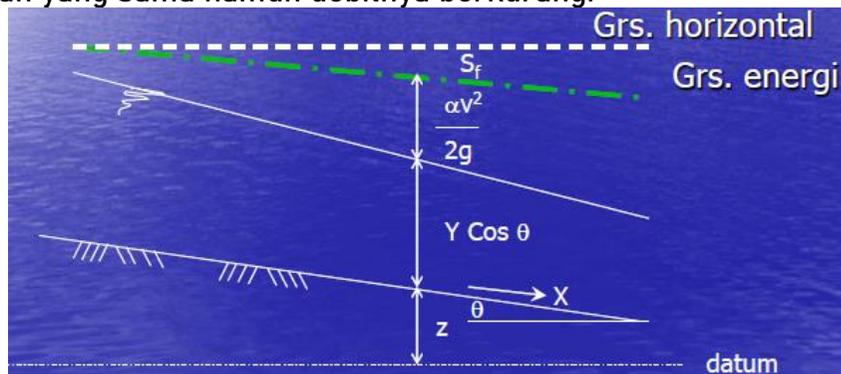
$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_o - \left(\frac{Q^2}{C^2 A^2 R} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3}} \text{ atau } \frac{dh}{dx} = S_o \frac{1 - \frac{Q^2 P}{S_o C^2 A^3}}{1 - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3}}$$

Persamaan di atas merupakan bentuk lain dari persamaan umum aliran tidak seragam yang berlaku untuk semua bentuk tampang lintang saluran. Pada ruas kiri, dh/dx merupakan perubahan kedalaman aliran, dh , pada ruas sepanjang dx , yang mengindikasikan kondisi aliran tidak seragam.

Bab VI

ALIRAN BERUBAH BERATURAN

Aliran berubah beraturan (*spatially varied flow*) atau lambat laun (*gradually*) memiliki debit tidak seragam karena penambahan ataupun pengurangan air di sepanjang saluran. Kondisi ini terjadi jika gaya penggerak dan gaya geser tidak seimbang. Hasilnya kedalaman aliran berubah beraturan sepanjang saluran. Pertambahan maupun pengurangan air ini akan menyebabkan gangguan pada energi atau kadar momentum (*momentum content*) aliran. Hal ini menyebabkan sifat-sifat hidrolis aliran berubah beraturan akan lebih rumit dibandingkan dengan aliran yang debitnya tetap. Sifat-sifat hidrolis aliran berubah beraturan yang debitnya bertambah besar dalam hal-hal tertentu berbeda dengan aliran yang sama namun debitnya berkurang.



Gambar 6.37 Aliran Berubah Beraturan (*sumber: ALIRAN_BERUBAH_BERATURAN*)

Adapun jenis aliran berubah beraturan pada saluran adalah

1. Aliran dengan penambahan debit (*flow with increasing discharge*)
Aliran ini terjadi karena penambahan turbulensi air yang mengalir di sepanjang aliran. Maka kehilangan energi yang besar membuat saluran yang direncanakan untuk aliran berubah beraturan secara hidrolis kurang berfungsi dengan tepat.
2. Aliran dengan penurunan debit (*flow with decreasing discharge*).
Pada dasarnya aliran berubah beraturan ini dapat dianggap sebagai aliran air yang terbagi dan tidak mempengaruhi tinggi energi. Jenis aliran ini telah diteliti dan diperiksa secara teori maupun hasil percobaan. Maka penggunaan persamaan energi dapat mempermudah dalam menyelesaikan aliran ini.

Langkah-langkah untuk menurunkan persamaan aliran berubah beraturan adalah

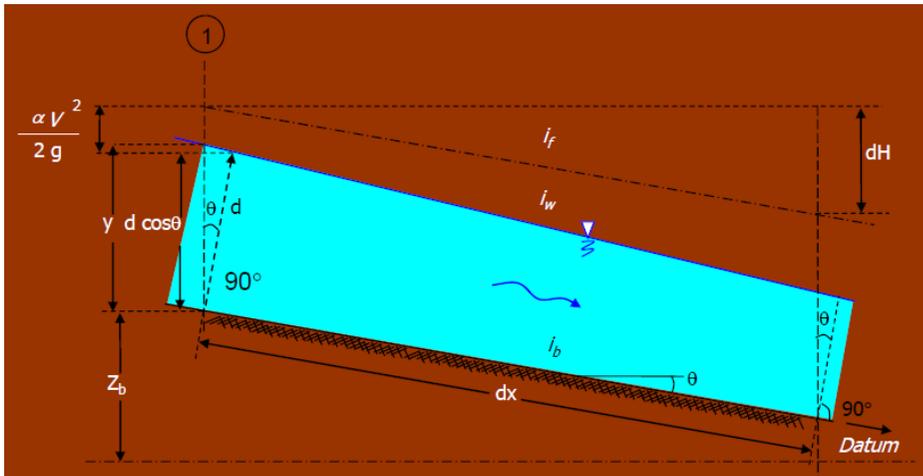
1. Aliran bergerak dalam satu arah dan adanya arus melintang yang cukup deras berbentuk aliran melingkar, khususnya pada saluran pelimpah. Efek arus dan turbulensi yang ditimbulkan tidak dapat diuraikan sehingga digunakan prinsip momentum untuk menyelesaikan permasalahan tersebut. Permukaan air dalam arah lateral yang tidak menentu karena adanya arus melintang dapat diabaikan.
2. Pembagian kecepatan pada penampang melintang selalu tetap dan seragam yaitu koefisien pembagian kecepatan diambil 1.
3. Tekanan pada aliran bersifat hidrostatis yang terjadi karena aliran sejajar. Tetapi pada bagian pengeluaran aliran akan melengkung dan cukup menyimpang dari berbagai asumsi.
4. Kemiringan saluran relatif kecil sehingga efeknya terhadap tinggi tekanan dan gaya pada penampang saluran sangat kecil. Bila kemiringan cukup besar, dapat dilakukan koreksi terhadap efek saluran.
5. Rumus Manning dapat digunakan untuk menghitung kehilangan energi akibat gesekan dan gaya geser yang terjadi di sepanjang dinding saluran.
6. Efek udara yang masuk dapat diabaikan.

Sifat penting dari aliran berubah beraturan adalah perbedaan kedalaman di sepanjang saluran bervariasi secara gradual sehingga lengkung garis aliran dapat diabaikan; dan distribusi tekanan vertikalnya dapat ditentukan menjadi hidrostatis. Aliran berubah beraturan dianggap tidak mempunyai komponen kecepatan dalam arah vertikal sehingga energi kinetis persatuan berat dapat dinyatakan dengan $\frac{v^2}{2g}$.

Pada umumnya asumsi yang diterapkan pada tipe aliran ini adalah kehilangan tinggi tenaga pada setiap potongan melintang aliran. Ada dua tipe kurva permukaan air pada aliran ini, yaitu

- a. Kurva *backwater*, jika kedalaman aliran bertambah besar pada arah aliran ($\frac{dy}{dx} > 0$)
- b. Kurva *drawdown*, jika kedalaman aliran bertambah kecil pada arah aliran ($\frac{dy}{dx} < 0$)

Kurva *backwater* akan timbul bila ada hambatan aliran oleh pembendungan, sedangkan kurva *drawdown* akan timbul jika ada terjunan. Jenis aliran yang dihasilkan oleh aliran berubah beraturan merupakan aliran air bebas.



Gambar 6.38 Penampang Memanjang Aliran Berubah Lambat Laun
(sumber: 4 aliran berubah lambat laun)

Persamaan aliran pada aliran berubah beraturan dapat diturunkan berdasarkan persamaan Bernouli, untuk aliran pada titik 1 dan 2, dan dirumuskan sebagai berikut

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

Elemen di sepanjang saluran dx dibatasi oleh tampang 1 dan 2 yang berbentuk persegi dengan kemiringan konstan. Aliran tersebut akan menjadi berubah secara beraturan sehingga tekanan total terhadap garis referensi pada tampang adalah

$$H = Z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

dengan H = tinggi tekanan total, Z = jarak vertikal dasar saluran terhadap garis referensi, d = kedalaman aliran hitung terhadap garis tegak lurus dasar, θ = sudut kemiringan dasar saluran, α = koefisien energi, dan V = kecepatan aliran rerata pada tampang.

Koefisien α biasanya mempunyai nilai 1.05 dan 1.40 yang dihitung berdasarkan distribusi vertikal dari kecepatan, maka biasanya profil kecepatan dianggap $\alpha = 1$. Untuk pengaliran berubah beraturan, sudut kemiringan dasar saluran biasanya kecil sehingga $d \cos \theta = y$ dengan demikian persamaan di atas dapat ditulis menjadi

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Dan diferensiasi persamaan tersebut terhadap x menghasilkan

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Kemiringan garis energi di dapat menjadi $I_f = -\frac{dH}{dx}$, sedangkan untuk dasar saluran adalah $I_o = \frac{dz}{dx}$, maka persamaan di atas disubstitusikan menjadi

$$I_f = -I_o + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

$$-\frac{dy}{dx} = \frac{I_o - I_f}{1 + \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)}$$

Persamaan tersebut merupakan pengaliran berubah beraturan pada nilai $\frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$ merupakan perubahan tinggi kecepatan.

6.1 Klasifikasi Muka Air

Di dalam suatu aliran yang mengalir; dengan kemiringan dasar saluran landai, curam atau bahkan menanjak; akan terjadi perubahan kedalaman muka air. Perubahan itu disebabkan karena

- Penyempitan atau pelebaran saluran.
- Bendung (halangan pengaliran).
- Perbedaan kecepatan aliran.

Dengan adanya penyebab tersebut di atas, maka pada saluran dapat terjadi beberapa perubahan profil muka air. Profil muka air tersebut dapat dibedakan menjadi beberapa jenis, yaitu

1. Profil kemiringan landai (*mild*).
2. Profil kemiringan mendatar (*horizontal*).
3. Profil kemiringan curam (*steep*).
4. Profil kemiringan menanjak (*adverse*).
5. Profil kemiringan kritis (*critical*).

Dalam suatu saluran biasanya terdapat beberapa jenis profil muka air karena adanya perubahan dalam saluran tersebut, sehingga alirannya bisa digolongkan dari aliran subkritik, kritis, atau superkritik. Dengan mengetahui kedalaman kritik, aliran tersebut dapat digolongkan dalam tiga profil aliran tersebut.

Persamaan untuk menentukan berbagai bentuk profil muka air banyak dijumpai dalam aliran tak seragam. Di dalam persamaan tersebut, pembilang dan penyebut yang ada pada ruas kanan dipengaruhi oleh karakteristik saluran dan debit aliran. Profil muka air pada aliran tidak seragam ditentukan oleh kemiringan saluran (I_o). Untuk menyederhanakan analisis maka diasumsikan suatu saluran yang lebar dan dangkal berbentuk segiempat dengan debit saluran konstan.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_o \left(1 - \frac{I_f}{I_o}\right)}{1 - \frac{Q^2 \cdot T}{g \cdot A^3}}$$

Berdasarkan rumus Manning kemiringan garis energi untuk saluran lebar dan dangkal adalah

$$I_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{y^{4/3}} = \frac{n^2 \cdot Q^2}{B^2 \cdot y^{4/3}}$$

Dengan menggabungkan kedua persamaan di atas, maka persamaan baru yang didapat yaitu

$$\frac{dy}{dx} = I_o \frac{1 - (y_n/y)^{10/3}}{1 - (y_c/y)^3}$$

Sedangkan untuk mendapatkan kedalaman kritik dapat digunakan rumus

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2(B+2mY_c)}{g(B+mY_c)^3}}$$

dengan

y_c = kedalaman kritik (m)

Q = debit aliran (m³ /det)

B = lebar dasar saluran (m)

m = kemiringan tebing saluran

g = gaya gravitasi (m² /det)

Profil muka air akan berubah tergantung pada I_o dan y_n/y , y_c/y lebih besar atau lebih kecil dari satu. Kemiringan dasar saluran dapat negatif dan positif. Kemiringan negatif disebut kemiringan balik yang diberi simbol A (*adverse slope*), bila elevasi dasar saluran bertambah dalam arah aliran. Kemiringan dasar nol, bila dasar saluran horizontal diberi simbol H. kemiringan positif dapat dibedakan menjadi landai (*mild*), kritik (*critical*) dan curam (*steep*) yang disimbolkan M, C dan S. Aliran disebut mengalir apabila $y_n > y_c$, kritik jika $y_n = y_c$, dan curam apabila $y_n < y_c$.

Berikut ini beberapa jenis tipe profil muka air

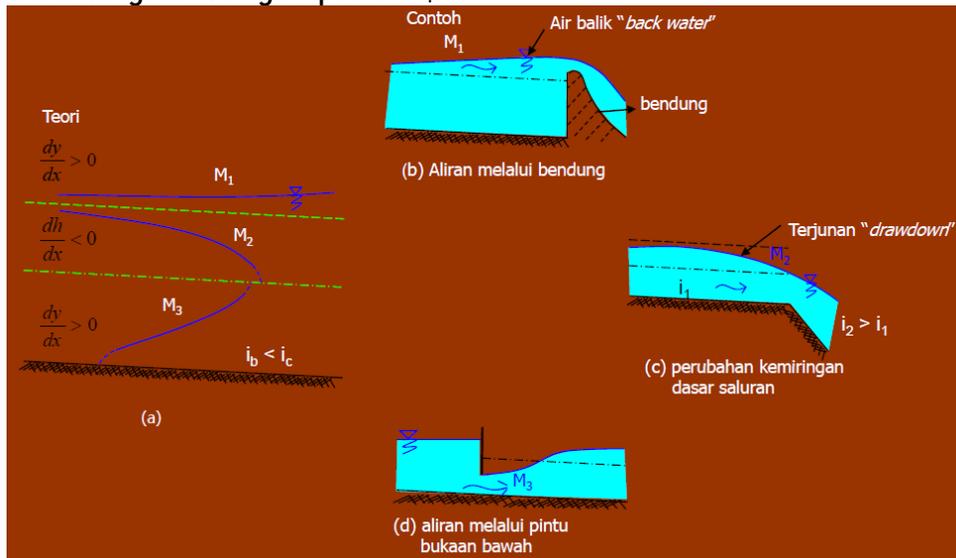
A. Kurva M (*mild*)

Kurva M terjadi apabila $I_o < I_c$ dan $y_n > y_c$. Tipe kurva M dibagi menjadi

- Profil M₁, apabila $y > y_n > y_c$, terjadi pada suatu bangunan air bendung dengan penyempitan belokan pada sungai karena terjadi pembendungan pada daerah sebelah hulu. Kurva M₁ mempunyai asimtot dengan kedalaman normal di sebelah hulu dan asimtot dengan garis horizontal di sebelah hilir. Jenis lengkung permukaan naik dan jenis aliran subkritis.

- Profil M_2 , apabila $y_n > y > y_c$, terjadi pada saluran landai dengan ujung hilirnya adalah saluran aman, pelebaran atau terjunan. Jenis lengkung permukaan menurun dan jenis aliran subkritis.
- Profil M_3 , apabila $y_n > y_c > y$, terjadi bila air mengalir dari saluran curam menuju saluran landai, yaitu bagian hulu loncatan air. Jenis lengkung permukaan naik dan jenis aliran superkritis.

Disimpulkan bahwa untuk profil M_2 dan M_3 adalah sangat pendek dibandingkan dengan profil M_1 .



Gambar 6.39 Sket Definisi dan Contoh Aliran Berubah Lambat Laun pada Dasar dengan Kemiringan Landai (*sumber: 4 aliran berubah lambat laun*)

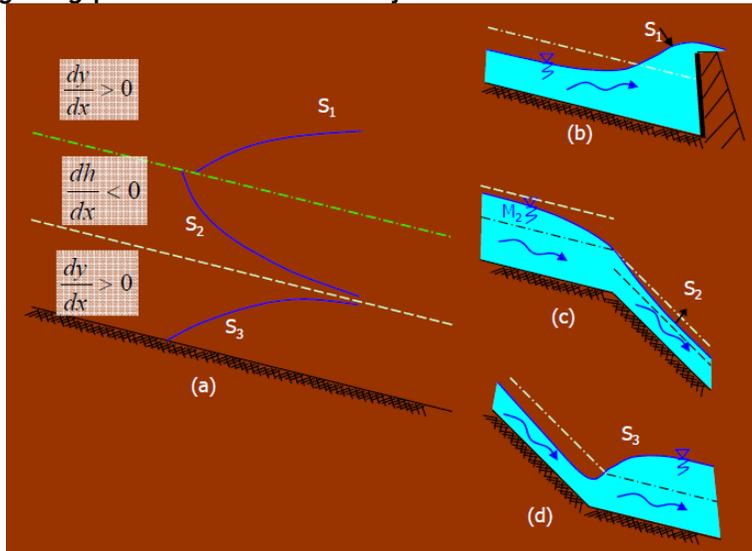
Sebagai contoh adalah air balik yang disebabkan oleh bendung di hilir (gambar 6.3b). Profil M_2 dalam hal aliran subkritis ($y_n > y > y_c$), sebagai contoh adalah penurunan permukaan karena perubahan dasar saluran (gambar 6.4c). Profil M_3 dalam hal aliran super kritis ($y < y_c$), sebagai contoh adalah aliran melalui pintu bukaan bawah (gambar 6.4d).

B. Kurva S (*steep*)

Kurva S terjadi apabila $i_0 > i_c$ dan $y_n < y_c$. Tipe kurva S dibagi menjadi

- Profil S_1 , yaitu $y > y_c > y_n$, tipe ini terjadi bila sebelah hulu bangunan (bendung) yang berada di saluran aman dan di sebelah hulunya terdapat loncatan air.
- Profil S_2 , apabila $y > y > y_n$, tipe ini terjadi bila ada perubahan aliran dari saluran landai masuk ke saluran aman, profil S_2 ini sangat pendek. Jenis lengkung permukaan menurun dan jenis aliran superkritis.

- Profil S_3 , apabila $y_c > y_n > y$, tipe ini terjadi di sebelah hilir pintu air yang berada di saluran aman menuju ke saluran yang kurang curam. Profil ini merupakan transisi antara profil M dan S. Jenis lengkung permukaan naik dan jenis aliran subkritis.



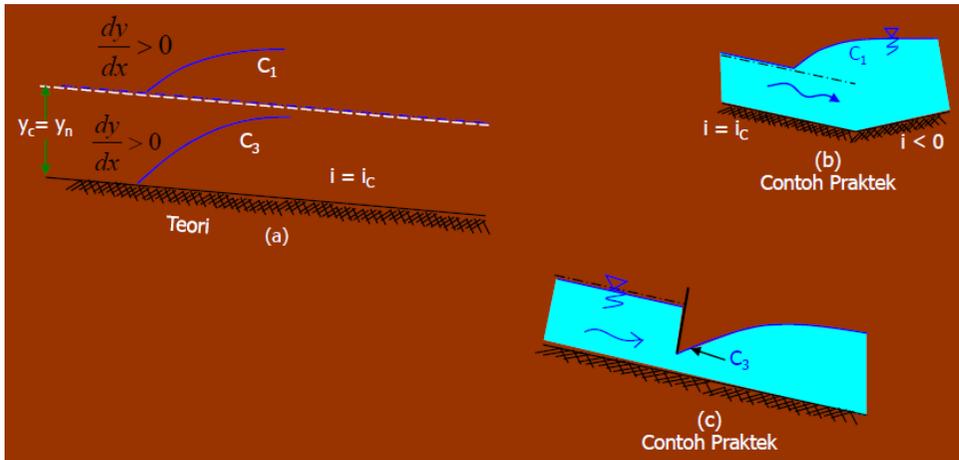
Gambar 6.40 Profil Aliran Berubah Lambat Laun pada Dasar Curam (sumber: 4 aliran berubah lambat laun)

Keterangan gambar:

- Profil S_1 dalam hal aliran subkritis ($y > y_c$), sebagai contoh adalah air balik aliran melalui bendung (gambar 6.4b).
- Profil S_2 dalam hal aliran superkritis ($y < y_c$), sebagai contoh aliran melalui perubahan dasar saluran dari landai ke curam (gambar 6.4c).
- Profil S_3 dalam hal aliran super kritis ($y < y_c$) sebagai contoh adalah air balik akibat perubahan dasar saluran dari curam ke landai (gambar 6.4d).

C. Kurva C (*critical*)

Profil ini terjadi apabila $l_0 = l_c$ dan $y_n = y_c$, karena garis kedalaman normal dan kritis sehingga hanya ada dua profil C_1 dan C_3 yang memiliki asimtot terhadap garis horisontal di sebelah hilir.

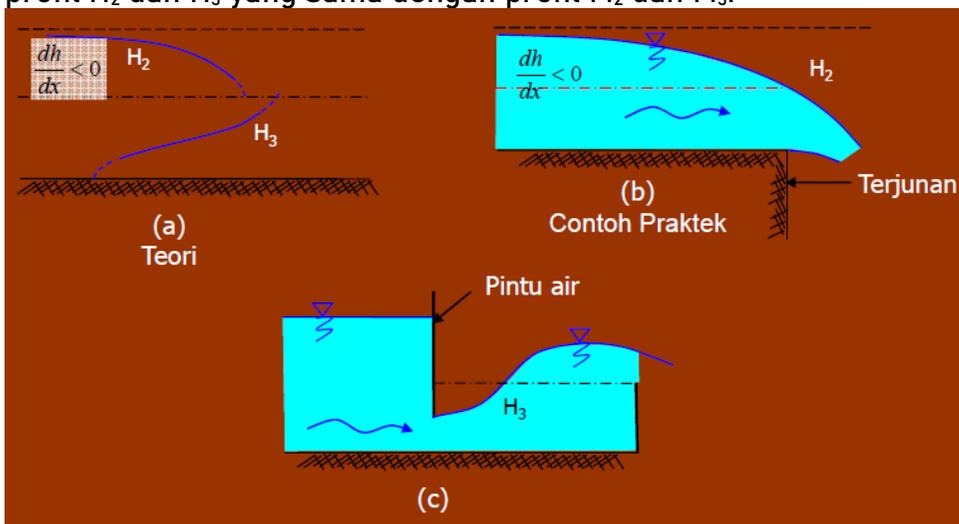


Gambar 6.41 Profil Aliran Berubah Lambat Laun pada Dasar dengan Kemiringan Kritis (*sumber: 4 aliran berubah lambat laun*)
 Keterangan gambar:

- Profil C_1 dalam hal aliran subkritis ($y > y_c$), sebagai contoh adalah kenaikan permukaan air karena adanya perubahan dasar saluran (gambar 6.5b).
- Profil C_3 dalam hal aliran super kritis ($y < y_c$), sebagai contoh adalah aliran melalui pintu bukaan bawah (gambar 6.5c).

D. Kurva H (*horizontal*)

Profil H terjadi apabila $l_0 = 0$ dan $y_n = \infty$ sehingga hanya terdapat dua profil H_2 dan H_3 yang sama dengan profil M_2 dan M_3 .

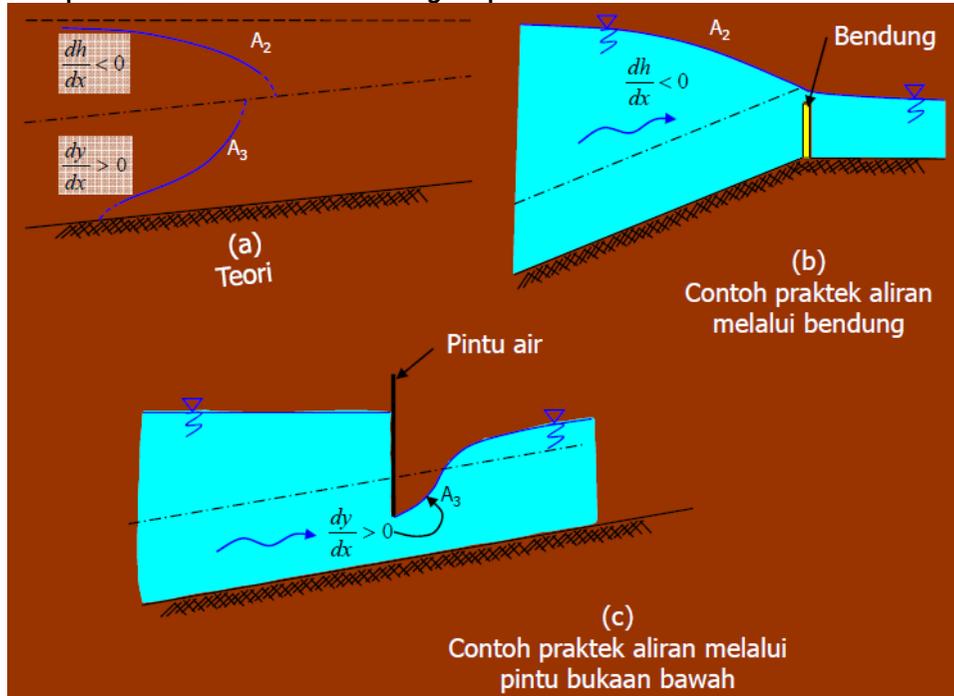


Gambar 6.42 Sket Definisi dan Contoh Aliran Berubah Lambat Laun pada Dasar Horizontal (*sumber: 4 aliran berubah lambat laun*)

Sebagai contoh profil H_2 adalah suatu permukaan terjunan (gambar 6.6b) dan profil H_3 adalah aliran melalui pintu air bukaan bawah (gambar 6.6c).

E. Kurva A (*adverse*)

Profil A terjadi apabila $l_0 < 0$, karena nilai y_n tidak riil/imajiner maka dua profil A_2 dan A_3 sama dengan profil H_2 dan H_0 .



Gambar 6.43 Sket Definisi dan Contoh Aliran Berubah Lambat Laun pada Dasar Saluran Negatif; Saluran Menanjak di Arah Aliran (*sumber: 4 aliran berubah lambat laun*)

Sebagai contoh profil A_2 aliran melalui bendung (gambar 6.7b) dan profil A_3 aliran melalui pintu air bukaan bawah (gambar 6.7c).

6.2 Metode Hitungan Profil Muka Air

Untuk penghitungan profil muka air terdapat beberapa macam cara, yaitu:

- 1) Metoda integrasi numerik.
- 2) Metoda integrasi grafis.
- 3) Metoda integrasi langsung.
- 4) Metoda langkah langsung.
- 5) Metoda Ezra.
- 6) Metoda Grimm.

Untuk cara nomor satu sampai nomor empat umumnya digunakan untuk menghitung profil muka air pada saluran terbuka buatan. Sedangkan untuk cara nomor lima dan enam digunakan untuk menghitung profil muka air pada saluran terbuka yang tidak beraturan (alami).

1. Metode Integrasi Numerik

Metode integrasi numerik merupakan suatu cara penghitungan differensial tidak linier dengan pendekatan secara numerik, yaitu dengan membuat pias-pias yang kecil. Saluran prismatis bertampang persegi merupakan metode analisis pendekatan yang mencakup integrasi pada aliran berubah beraturan.

Untuk mendapatkan besarnya kecepatan maka menggunakan rumus Manning, yaitu seperti persamaan yang ada di bawah ini.

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

Dengan $Q = A \times V$ sehingga $Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$ maka $I_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$

Dengan kata lain I_f adalah garis kemiringan energi pada saluran. Karena semua variabel merupakan fungsi tidak linier dari Y (A , P , R , T) maka persamaan selanjutnya dapat ditulis

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} \text{ dan } \frac{dy}{dx} = f; \text{ maka } \Delta x = \frac{Y_1 - Y_2}{f}, f = \frac{f_1 - f_2}{2}$$

dengan

Δx = jarak antara stasiun yang satu dengan stasiun yang lain (m)

Y = kedalaman air pada tiap stasiun (m)

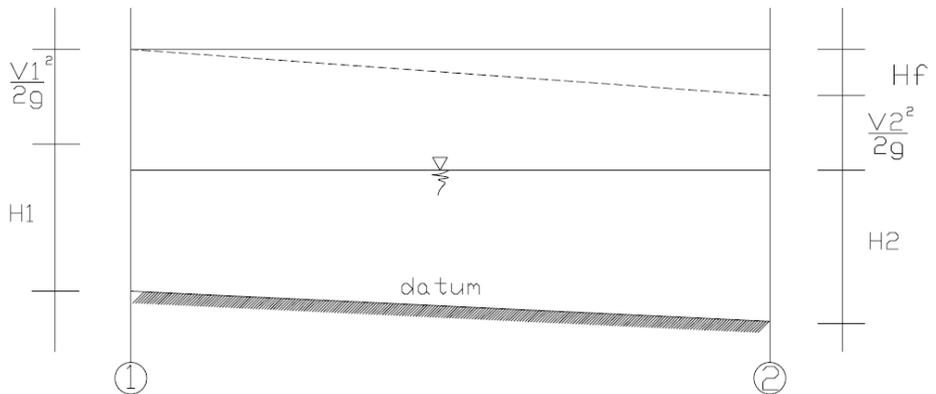
f = hasil integrasi dari $\frac{dy}{dx}$

2. Metode Langkah Langsung

Metode langkah langsung merupakan suatu cara penyelesaian dengan menggunakan perbedaan energi spesifik sebagai pedoman untuk mendapatkan perbedaan jarak, seperti pada persamaan di bawah ini

$$E_s = Y + \frac{V^2}{2g}$$

Sedangkan $\Delta x = \frac{E_{s2} - E_{s1}}{I_0 - I_f}$ dengan $I_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$



Gambar 6.44 Perhitungan Profil Muka Air dengan Metode Tahapan Langsung (*sumber: Hakim, A. R. 2008*)

I_f adalah kemiringan garis energi rata-rata yang diperoleh dengan persamaan

$$I_f = \frac{I_{f1} - I_{f2}}{2}$$

dengan

E_s = energi spesifik

Y = kedalaman air pada tiap stasiun (m)

I_f = kemiringan garis energi (m)

A = luas saluran (m^2)

n = koefisien kekasaran Manning

Q = debit saluran (m^3/det)

I_o = kemiringan dasar saluran

g = gaya gravitasi (m^2/det)

Karena semua variabel merupakan fungsi dari Y , maka profil muka air pada saluran dapat dicari.

3. Metode Integral Langsung

Metode ini merupakan suatu cara perhitungan profil muka air yang paling sederhana. Metoda integral langsung terbagi menjadi tiga cara, yaitu

- Cara Bresse

Cara perhitungan Bresse ini hanya digunakan untuk saluran empat persegi panjang; serta untuk aliran yang perbandingan kedalaman dengan lebar saluran sangat besar, yaitu $B \geq 20 Y_n$.

- Cara Bakhmeteff

Bakhmeteff menyempurnakan cara Bresse dengan faktor koreksi momentum (β) dianggap konstan. Cara Bakhmeteff ini lebih baik (teliti) dari cara Bresse.

- Cara Chow

Cara yang terakhir dari perhitungan integral langsung inilah yang paling baik sehingga para ahli menyarankan untuk memakai cara ini.

Berikut ini adalah bentuk persamaan integral langsung dengan cara Bresse; cara ini mengasumsikan koefisien Chezy adalah konstan (tetap). Persamaannya adalah

$$i \cdot \Delta x = (Y_1 - Y_2) + \left(1 - \frac{\alpha \cdot i}{\delta \cdot g}\right) (\phi_2 - \phi_1) Y_n$$

dengan $\phi = \frac{1}{6} \ln \frac{u^2 + u + 1}{(u-1)^2} - \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{\sqrt{3}}{2u+1}$; $u = \frac{Y}{Y_n}$

dengan

i = kemiringan dasar saluran

Δx = jarak antara stasiun yang satu dengan lainnya (m)

Y_n = kedalaman normal (m)

Y = kedalaman air tiap stasiun (m)

α = koefisien koriolis

δ = tebal kekasaran dasar saluran

g = gaya gravitasi (m^2/det)

sedangkan untuk mendapatkan nilai $\delta = \frac{1}{C^2}$; $C = \frac{R^{1/6}}{n}$ dengan demikian

$$\delta = \frac{n^2}{R^{1/3}}$$

dengan

C = koefisien Chezy ($m^{1/2}$)

n = koefisien Manning

R = jari – jari hidrolis (m)

Untuk perhitungan langkah langsung karena debitnya sama, tetapi luas tampang basahanya berbeda, sehingga tinggi kecepatannya akan berbeda.

4. Metoda Integrasi Grafis

Metoda integrasi grafis merupakan suatu cara penyelesaian perhitungan profil muka air dengan pendekatan secara grafis. Metoda ini diintegrasikan lalu didapatkan nilai $f(y)$, kemudian dicari jaraknya dengan cara dianggap sama dengan menghitung luas trapesium. Persamaannya adalah seperti yang ditunjukkan berikut ini

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}}{10 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}} \text{ sehingga, } dx = f(y) dy$$

dengan

Q = debit saluran (m^3/det)

T = lebar permukaan saluran (m)

g = gaya gravitasi (m^2/det)

A = luas saluran (m²)
R = jari – jari hidrolis (m)
I_o = kemiringan dasar saluran
n = koefisien Manning

Bab VII

ALIRAN BERUBAH TIBA-TIBA

7.1 Pengertian

Aliran berubah tiba-tiba terjadi bila kedalaman aliran mendadak berubah dengan cepat pada jarak yang cukup pendek. Aliran berubah tiba-tiba dikenal juga sebagai gejala setempat (*local phenomenon*) misalnya loncatan hidrolik dan penurunan hidrolik.

Berikut ini karakteristik aliran tetap berubah dengan cepat yaitu:

- Kedalaman aliran berubah dengan cepat pada jarak pendek sepanjang arah saluran.
- Aliran ini mempunyai garis-garis arus yang melengkung sehingga pembagian tekanan tidak lagi hidrostatis.
- Perubahan lengkung profil aliran dapat terjadi tiba-tiba sehingga profil aliran patah dan terjadi turbulensi yang tinggi seperti pada loncatan air.

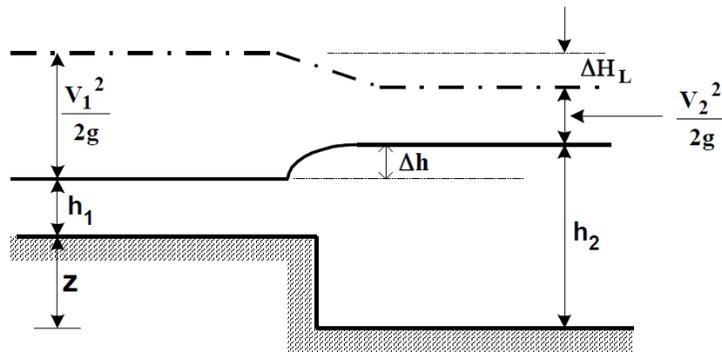
Aliran berubah dengan cepat dapat dibagi menjadi:

- Aliran diperlambat dengan cepat:
 - Pelebaran tiba-tiba dasar saluran dalam arah horizontal.
 - Pelebaran tiba-tiba dalam arah vertikal (perubahan elevasi dasar saluran).
- Aliran dipercepat dengan cepat:
 - Aliran melalui gorong-gorong.
 - Aliran melalui pelimpah:
 - a. Pelimpah ambang lebar:
 - Ambang lebar sempurna.
 - Ambang lebar tidak sempurna.
 - b. Pelimpah ambang pendek:
 - Ambang tajam /tipis: pintu ukur Rehbock, pintu ukur Thomson, pintu ukur Chipoletti.
 - Bendung pelimpah (*spillway*): mercu bulat, tipe Ogee.

1) Aliran Diperlambat dengan Cepat

Pada aliran diperlambat dengan cepat, pelebaran tiba-tiba dapat terjadi pada penampang horizontal maupun penampang vertikal sehingga menyebabkan terjadinya kehilangan energi (ΔH).

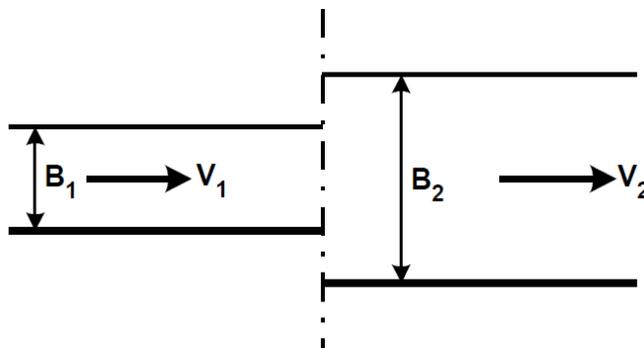
- a. Pelebaran tiba-tiba dalam arah vertikal



Gambar 7.45 Pelebaran Tiba-Tiba dalam Arah Vertikal (*sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

Besarnya kehilangan energi yaitu $\Delta H = \frac{(V_1 \times V_2)^2}{2g}$

b. Pelebaran tiba-tiba dalam arah horizontal:



Gambar 7.46 Pelebaran Tiba-Tiba dalam Arah Horizontal (*sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

Pada kondisi pelebaran tiba-tiba dalam arah horizontal menggunakan beberapa asumsi yaitu:

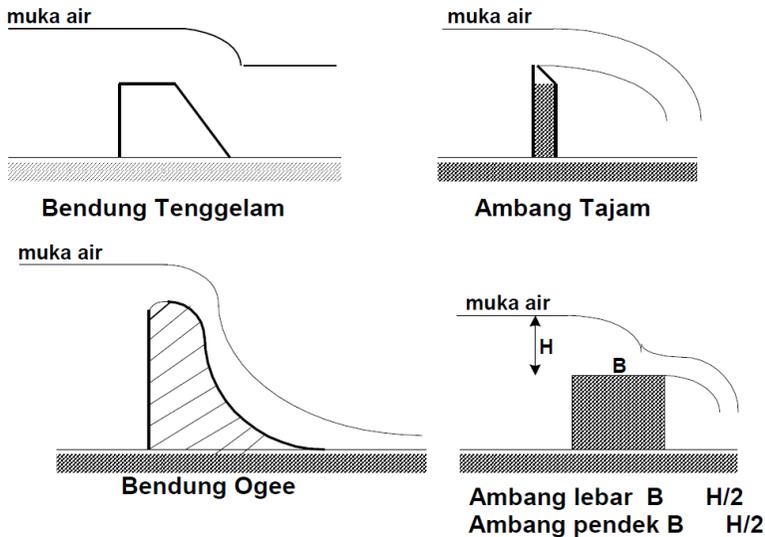
- Saluran segi empat.
- Koefisien energi $\alpha = 1$.
- Kehilangan energi akibat gesekan diabaikan.

Kemudian diperoleh $\Delta H = \frac{(V_1 \times V_2)^2}{2g}$.

2) Aliran Dipercepat dengan Cepat.

Aliran melalui pelimpah adalah salah satu bentuk dari dua bentuk aliran berubah dengan cepat, yaitu bentuk aliran dipercepat. Aliran ini pada dasarnya merupakan gejala lokal yang berarti bahwa jarak aliran berubah cukup pendek sehingga gesekan dianggap tidak memegang peranan. Di lapangan, aliran melalui pelimpah ada dalam bentuk bendung-bendung dan fungsinya untuk menaikkan tinggi muka air agar dapat dialirkan ke daerah-daerah irigasi. Bendung ini juga dapat digunakan sebagai alat pengukur debit

aliran. Terdapat dua hal yang perlu dipertimbangkan sebelum memilih bentuk pelimpah tertentu untuk penggunaan pelimpah sebagai alat pengukur debit aliran. Dua hal tersebut adalah terjadinya kehilangan energi dan terjadinya akumulasi sedimen di hulu bendung.



Gambar 7.47 Bentuk-Bentuk Pelimpah (*sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

i. Pelimpah Ambang Lebar.

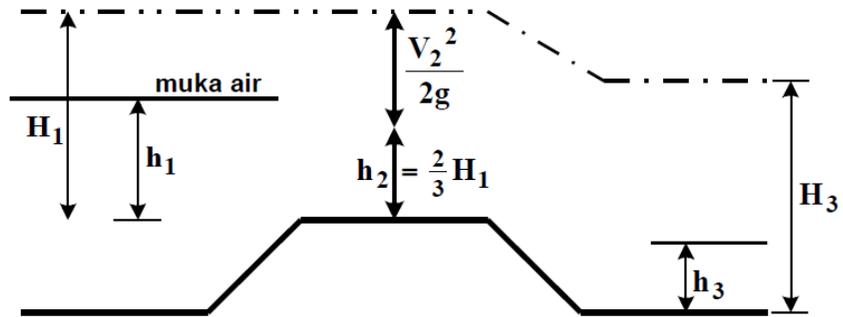
Pelimpah ambang lebar adalah pelimpah yang memiliki satu penampang di atas ambang yang mempunyai garis arus yang lurus sehingga sebagian tekanan pada penampang tersebut adalah hidrostatis. Alat ukur ambang lebar banyak digunakan bahkan dianjurkan penggunaannya dalam jaringan irigasi karena beberapa faktor yaitu:

- Bangunannya kokoh dan mudah dibuat.
- Dapat memiliki berbagai bentuk mercu.
- Mudah disesuaikan dengan tipe saluran apa saja.
- Memiliki hubungan tunggal antara muka air hulu dan debit sehingga mempermudah bacaan debit secara langsung dari papan duga tanpa memerlukan tabel debit.

a) Pelimpah Ambang Lebar Sempurna:

Pelimpah ambang lebar dikatakan sempurna bila besarnya debit aliran Q tidak ditentukan atau tidak dipengaruhi oleh kedalaman aliran di hilir bendung. Apabila kedalaman air di hilir menurun, maka debit aliran bertambah sampai aliran di atas ambang menjadi aliran kritis. Pada aliran kritis dengan energi spesifik minimum, debit (Q) adalah maksimum. Apabila aliran di atas ambang merupakan aliran

kritis, maka debit aliran adalah maksimum. Penurunan kedalaman aliran di hilir tidak lagi menyebabkan bertambahnya debit aliran (karena sudah maksimum). Jadi, debit akan maksimum bila kedalaman aliran di penampang 2 (diatas ambang) yaitu $h_2 = h_k = \frac{2}{3} h_1$.



Gambar 7.48 Ilustrasi Pelimpah Ambang Lebar Sempurna
(sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF)

$$H_1 = H_2 = h_2 + \alpha \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

Untuk $\alpha = 1$ dan $V_2 = \frac{q}{h_2}$ dengan $q =$ debit per satuan lebar bendung:

$$H_1 = h_2 + \frac{q^2}{2g \cdot h_2}$$

$$q^2 = 2g \cdot h_2 (H_1 - h_2)$$

$$q = \sqrt{2g \cdot h_2 (H_1 - h_2)}$$

$$\frac{dq}{dh} = \sqrt{2g \cdot (H_1 - h_2)} - \frac{1/2 \cdot 2g \cdot h_2}{\sqrt{2g \cdot (H_1 - h_2)}}$$

q maksimum apabila $\frac{dq}{dh} = 0$

$$\{2g \cdot (H_1 - h_2)\} - \frac{1}{2} \cdot 2g \cdot h_2 = 0$$

$$2g \cdot H_1 - 2g \cdot h_2 = g \cdot h_2$$

$$2H_1 = 3h_2$$

$$h_2 = \frac{2}{3} H_1 \text{ (akan terjadi } q \text{ maksimum)}$$

$$q_{\text{maks}} = \frac{2}{3} H_1 \sqrt{2g \left(H_1 - \frac{2}{3} H_1 \right)} = \frac{2}{3} H_1 \sqrt{2g \cdot \frac{1}{3} H_1} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g \cdot H_1^{3/2} = 1,71 H_1^{3/2}$$

Karena pengukuran H_1 umumnya sulit dilaksanakan, maka biasanya yang diukur adalah h_1 (kedalaman air di hulu bendung). Jadi $H_1 = m h_1$ dengan $m = 0,9 - 1,3$ (koefisien debit).

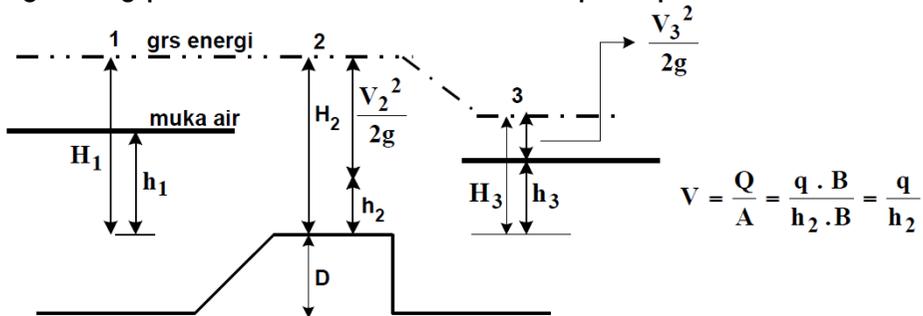
Untuk lebar bendung B:

$$Q = 1,71 \cdot m \cdot B \cdot h_1^{3/2} \text{ m}^3/\text{det.}$$

$$Q = 3,09 \cdot m \cdot B \cdot h_1^{3/2} \text{ cfs.}$$

b) Pelimpah Ambang Lebar Tidak Sempurna:

Pelimpah ambang lebar tidak sempurna terjadi bila debit aliran tergantung pada kedalaman aliran di hilir pelimpah:



Gambar 7.49 Ilustrasi Pelimpah Ambang Lebar Tidak Sempurna
(sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF)

Menurut persamaan energi, maka nilai debit untuk tiap satuan lebar

$$H_2 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = h_2 + \frac{q^2}{2g \cdot h_2^2}$$

$$q_2 = 2g \cdot h_2^2 (H_2 - h_2)$$

$$q = h_2 \cdot \sqrt{2g \cdot (H_2 - h_2)}$$

Seperti penjelasan sebelumnya, penampang kritis merupakan penampang aliran yang kondisinya tidak stabil sehingga pengukuran kedalaman pada penampang kritis (h_2) menjadi agak sulit. Oleh karena itu untuk keperluan di lapangan, umumnya menerapkan h_3 dalam persamaan dengan memberikan faktor koreksi m , sehingga persamaan di atas menjadi $q = m \cdot h_3 \sqrt{2g(H_2 - h_3)}$ m³/det.

Untuk lebar bendung = B , $Q = m \cdot h_3 \cdot B \sqrt{2g(H_2 - h_3)}$ m³/det.

dengan:

q = debit per satuan lebar

Q = debit aliran

B = lebar saluran

h_3 = kedalaman di hilir pelimpah (diukur dari mercu pelimpah)

m = koefisien debit (0,9 – 1,3)

$m = 0,9$ untuk pelimpah kasar dan tajam

$m = 1,3$ untuk pelimpah licin dan lengkung

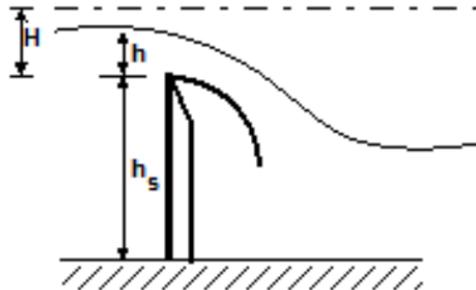
ii. Pelimpah Ambang Pendek.

Pelimpah ambang pendek adalah suatu pelimpah dengan garis-garis arus dari aliran di atas ambangnya dalam kondisi melengkung. Dalam kondisi ini tidak terdapat satu penampang pun yang mempunyai garis arus yang lurus sehingga pembagian tekanan tidak lagi hidrostatis. Di lapangan, pelimpah ambang pendek dapat digunakan menurut bentuk dan fungsinya yaitu:

- Pelimpah ambang tajam.
- Bendung pelimpah (*spillway*).
- iii. Pelimpah Ambang Tajam:

Pelimpah ambang tajam dipakai untuk mengukur debit aliran di dalam saluran irigasi. Bentuk pelimpah ini ada beberapa macam yaitu

- Alat Ukur Rehbock:



Gambar 7.50 Ilustrasi Alat Ukur Rehbock (*sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

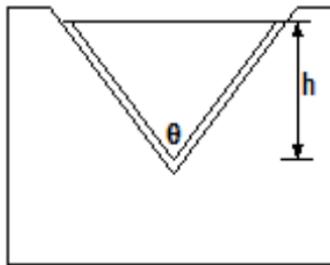
Alat ukur ini berbentuk ambang pisau dan tidak ada kontraksi hilir.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} \cdot C_d \cdot B \cdot H_{eff}^{2/3}$$

$$H_{eff} = h + 0,11 \text{ cm}$$

$$C_d = 1,045 + 0,141 \left(\frac{H_{eff}}{h_s} \right)$$

- Alat Ukur Thomson

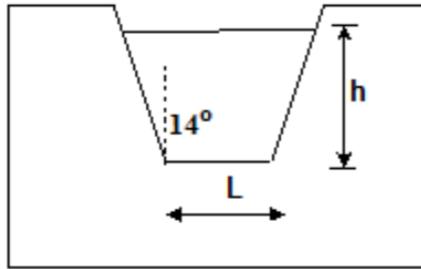


Gambar 7.51 Ilustrasi Alat Ukur Thomson (*sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

Alat ukur ini digunakan untuk mengukur aliran dengan debit kecil.

$$Q = \frac{8}{15} \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot h^{5/2}$$

- Alat Ukur Chipoletti



Gambar 7.52 Ilustrasi Alat Ukur Chipoletti (*sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

Berikut ini persamaan yang digunakan tanpa memperhitungkan V_{ap} :

$$Q = 3,37. L. h^{3/2} \text{ (cfs)}$$

$$Q = 1,86. L. h^{3/2} \text{ (m}^3\text{/det)}$$

- Bendung Pelimpah (*Over Flow Spillway*)

Selain digunakan sebagai alat ukur debit aliran, bendung pelimpah ambang pendek juga dapat digunakan sebagai bangunan pelimpah (*spillway*). Di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe ambang untuk pelimpah, yaitu:

- Ambang tipe Ogee.

Ambang Ogee berbentuk tirai bawah dari pelimpah ambang tajam. Dari data-data percobaan USBR persamaan bentuk bidang hilir yaitu $X^n = K. H_d^{n-1}. Y$

dengan:

x, y = koordinat, diukur dari titik puncak.

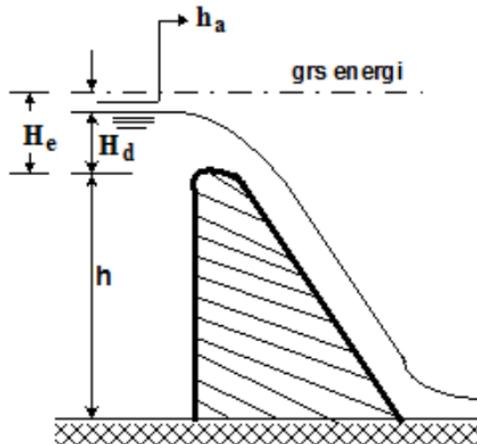
H_d = tinggi muka air.

K, n = parameter yang bergantung pada kemiringan bidang muka

Tabel 7.5 Parameter K, n

Kemiringan muka/bagian hulu	K	n
Tegak lurus	2	1,85
3:1 (vertikal/horizontal)	1,936	1,836
3:2 (vertikal/horizontal)	1,939	1,810
3:3 (vertikal/horizontal)	1,873	1,776

- Debit yang mengalir melalui *overflow spillway*



Gambar 7.53 Ilustrasi *Overflow Spillway* (sumber: *Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF*)

$$h_a = \frac{V_{ap}^2}{2g}$$

dengan:

H_d = tinggi muka air di atas mercu bendung

$H_e = H_d + h_a$ (tinggi energi total)

h = tinggi bendung

Persamaan umum debit: $Q = C \cdot L \cdot H_e^{3/2}$

dengan:

C = koefisien pengaliran

L = panjang efektif *spillway*

H_e = tinggi total energi di atas mercu

Untuk *spillway* tinggi: $\frac{h}{H_d} > 1,33$

$H_e = H_d$; $C = 4,03$; $h = H_{total} - H_d$

Untuk *spillway* rendah: $\frac{h}{H_d} < 1,33$

$H_e = H_d + h_a$; $h = H_{total} - H_d$

C didapat dari grafik antara $\frac{C}{C_d}$ dan $\frac{H_e}{H_d}$; dengan $C_d = 4,03$ dan bentuk lantai depan vertikal. Bila lantai depan tidak vertikal maka harga C hrs dikalikan dengan faktor koreksi.

Panjang efektif *spillway*.

$$L = L' \cdot K \cdot n \cdot H_e$$

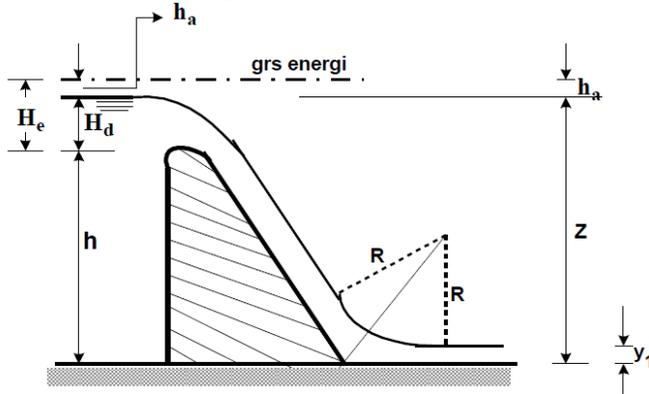
dengan:

L' = lebar mercu (lebar bentang bersih)

n = banyaknya penyempitan sisi

$K = 0,10$ (bentuk pier tebal dan tumpul); $0,04$ (bentuk pier runcing dan tipis); $0,035$ (bentuk pier bulat).

Aliran pada lantai belakang *spillway*.



Gambar 7.54 Ilustrasi Lantai Belakang *Spillway* (sumber: Aliran Berubah Tiba-Tiba PDF)

Kecepatan teoritis adalah $V_1 = \sqrt{2g(z + h_a - y_1)}$

dengan:

z = jarak vertikal dari muka air di depan *spillway* sampai lantai belakang *spillway*.

$h_a = \frac{V_{ap}^2}{2g}$ (tinggi kecepatan)

y_1 = kedalaman aliran di belakang *spillway*.

Kecepatan sebenarnya adalah lebih kecil dari kecepatan teoritis; tergantung pada *head* (H_d) dan tinggi jatuh (z). Dari beberapa percobaan dapat dilihat bahwa kecepatan sebenarnya bisa menjadi lebih besar dari kecepatan teoritis bila *head* (H_d) kecil dan tinggi jatuh (z) besar.

Dari hasil studi mengenai hubungan antara kecepatan sebenarnya dan kecepatan teoritis, USBR menyusun sebuah grafik yang menunjukkan nilai kecepatan sebenarnya untuk berbagai harga *head* (H_d) dan z dengan kemiringan punggung 1:0,6 – 1:0,8. Pada pertemuan antara permukaan lantai dan punggung *spillway* umumnya dibuat melengkung (disebut *bucket*). Jari-jari *bucket* dihitung dengan persamaan: $\log R = \frac{V_1 + 6,4H_d + 16}{3,6H_d + 64}$.

7.2 Loncatan Air

Loncatan air pada suatu aliran terjadi bila aliran superkritis mengalami perubahan bentuk menjadi aliran subkritis maupun sebaliknya. Loncat air merupakan salah satu contoh bentuk aliran berubah cepat (*rapidly varied flow*). Gambar 7.11 menunjukkan tampang memanjang saluran dengan kemiringan berubah dari

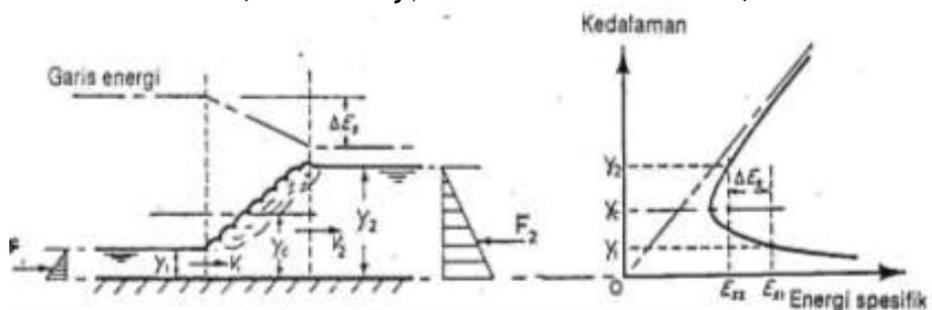
kemiringan curam menjadi landai. Aliran di bagian hulu adalah subkritis sedangkan di bagian hilir adalah superkritis. Di antara kedua tipe aliran tersebut terdapat daerah transisi dimana loncat air terjadi. Proses ini ditimbulkan karena adanya perubahan kecepatan yang terjadi secara tiba-tiba dan perubahan kedalaman juga bertambah cepat dari y_1 ke y_2 .



Gambar 7.55 Loncat Air (Sumber: Aji, I.S dan Maraden. 2008)



Gambar 7.56 Persamaan Momentum yang Digunakan dalam Loncat Air (sumber: Aji, I.S dan Maraden. 2008)



Gambar 7.57 Kehilangan Energi pada Loncat Air (sumber: Aji, I.S dan Maraden. 2008)

Pada saat terjadi loncatan air maka energi aliran juga berkurang. Setelah terjadi loncatan air, air akan menjadi tenang disertai dengan kedalaman akan semakin besar dan kecepatan akan semakin berkurang. Di dalam mempelajari loncat air, parameter yang dihitung yaitu

- kedalaman air sebelum loncatan y_1 atau kedalaman sesudah loncatan y_2 ,
- panjang loncat air (L), dan
- kehilangan energi pada saat terjadi loncatan air (ΔE_s).

Untuk mendapat persamaan dalam mencari kedalaman sebelum dan sesudah loncatan hidrolis, maka menurunkan rumus loncat air dengan meninjau tampang yang dibatasi oleh tampang I dan tampang II. Dengan gaya yang bekerja adalah gaya-gaya tekanan hidrostatis pada tampang I dan II. Debit aliran adalah Q dengan menganggap debit per satuan panjang $q = Q/B$, dengan B adalah lebar dasar saluran.

Gaya tekanan hidrostatis yang bekerja per satuan lebar pada penampang I dan II yaitu

$$F_1 = \frac{1}{2} \gamma y_1^2 = \frac{1}{2} \rho g y_1^2 \text{ dan } F_2 = \frac{1}{2} \gamma y_2^2 = \frac{1}{2} \rho g y_2^2$$

Sedangkan persamaan momentum untuk gaya-gaya tiap satuan lebar adalah

$$F = \rho q (V_2 - V_1)$$

$$\frac{1}{2} \rho g y_1^2 - \frac{1}{2} \gamma y_2^2 = \rho q (V_2 - V_1) = \rho q \left(\frac{q}{y_2} - \frac{q}{y_1} \right)$$

$$(y_2^2 - y_1^2) = \frac{2q^2}{g} \left(\frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} \right)$$

$$(y_2^2 - y_1^2) = \frac{2q^2}{g y_1 y_2} (y_1 - y_2)$$

$$(y_2 + y_1) (y_2 - y_1) = \frac{2g^2}{g y_1 y_2} (y_2 - y_1)$$

$$(y_2 + y_1) = \frac{2g^2}{g y_1 y_2}$$

$$y_2^2 + y_1 y_2 = \frac{2g^2}{g y_1}$$

$$y_2^2 + y_1 y_2 - \frac{2g^2}{g y_1} = 0$$

Akhirnya didapat y_2 seperti di bawah ini

$$y_2 = \frac{-y_1 \pm \sqrt{y_1^2 + 4 \times \frac{2g^2}{g y_1}}}{2}, \text{ diambil yang positif}$$

$$y_2 = -\frac{1}{2} y_1 + \frac{\sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2q^2}{g y_1}}}{2}$$

$$y_2 = -\frac{1}{2} y_1 + \frac{\sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2y_1 V_1^2}{g}}}{2}$$

$$y_2 = y_1 \left(\frac{\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{2V_1^2}{g y_1}}}{2} - \frac{1}{2} \right), \text{ sebelumnya sudah diketahui } Fr = \frac{V}{\sqrt{g y}}$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

Dengan

y_1 = kedalaman aliran sebelum terjadi loncatan hidrolis

y_2 = kedalaman aliran sesudah terjadi loncatan hidrolis

Panjang loncatan air (L) untuk menentukan panjang loncat air digunakan pengujian di laboratorium karena tidak ada formula teoritis yang dapat digunakan untuk menentukannya. Untuk saluran berbentuk segi empat biasanya diambil $L = 5 - 7$ kali tinggi loncat air:

$$L = 5 - 7 (y_2 - y_1)$$

Sedangkan untuk menentukan kehilangan energi pada saat terjadi loncatan hidrolis dilakukan dengan menghitung selisih antara tinggi energi sebelum terjadi loncatan dengan tinggi energi sesudah terjadi loncatan seperti di bawah ini

$$E_{S_2} - E_{S_1} = \left[y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right] - \left[y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right]$$

$$E_{S_2} - E_{S_1} = (y_1 - y_2) + \frac{q^2}{2gy_1^2} - \frac{q^2}{2gy_2^2}$$

$$E_{S_2} - E_{S_1} = (y_1 - y_2) + \frac{q^2}{2gy_1^2y_2^2} (y_2^2 - y_1^2)$$

Dengan menggunakan persamaan $(y_2 + y_1) = \frac{2g^2}{gy_1y_2}$ maka persamaan di atas menjadi

$$\Delta E_s = E_{S_2} - E_{S_1} = \frac{(y_2 - y_1)}{4y_1y_2}$$

Daftar Pustaka

- Adinugroho, M.A. 1995. Sumber: [https://dspace.uui.ac.id/handle/05.2/bab 2.pdf](https://dspace.uui.ac.id/handle/05.2/bab%202.pdf), tanggal akses 31 Oktober 2022.
- Ain, S. R. 2016. Artikel ilmiah kajian loncatan hidrolis (*hydraulic jump*) pada bukaan pintu air saluran irigasi berbentuk segi empat skala laboratorium. Fakultas Teknologi Pangan dan Agroindustri, Universitas Mataram.
- Aji, I.S dan Maraden. 2008. Loncatan air pada saluran miring terbuka dengan variasi panjang kolam olakan. Majalah Ilmiah UKRIM Edisi 2/Th XIII/2008.
- Aliran Berubah Tiba-Tiba (Hal 86 - 105) PDF, <https://pdfcoffee.com/aliran-berubah-tiba-tiba-hal-86-105-pdf>, tanggal akses 3 November 2022.
- Aliran Saluran Terbuka (Open Channels), http://fani_ts.staff.gunadarma.ac.id, tanggal akses 23 Oktober 2022.
- Aliran Tidak Seragam ppt, <https://dokumen.tips>, tanggal akses 26 Oktober 2022.
- Gaus, A dan Ichsan. 2016. Dasar-dasar hidrolika. Deepublish.
- Hakim, A. R. 2008. Sumber: http://eprints.undip.ac.id/1860_CHAPTER_II.pdf, tanggal akses 31 Oktober 2022.
- Harseno, E & Jonas V.L, S. 2007. Studi eksperimental aliran berubah beraturan pada saluran terbuka bentuk prismatis. Majalah Ilmiah UKRIM Edisi 2/Th XII/2007.
- Hendrasari, R.S. 2012. Model aliran *steady non-uniform*. Inersia, Vol. VIII No.1, Mei 2012, hal. 27 - 39.
<http://e-journal.uajy.ac.id/2TS08653.pdf>, 2 Oktober 2022
http://file.upi.edu/materiKUL.ALIRAN_BERUBAH_BERATURAN.pdf, tanggal akses 31 Oktober 2022.
<http://library.binus.ac.id/Bab2>, tanggal akses 18 September 2022
[http://repository.umy.ac.id/BAB III.pdf](http://repository.umy.ac.id/BAB%20III.pdf), tanggal akses 7 Oktober 2022
[http://web.ipb.ac.id/hidrolika. 4 aliran berubah lambat laun.pdf](http://web.ipb.ac.id/hidrolika.4%20aliran%20berubah%20lambat%20laun.pdf), tanggal akses 31 Oktober 2022.
<http://www.ocw.upj.ac.id>, tanggal akses 22 September 2022
- Ikhsan, J et al. 2018. Bahan ajar: mekanika fluida dan hidrolika. Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta.

- Kamiana, I. M. 2019. Buku hidraulika: Bab 4 aliran seragam. Universitas Palangka Raya. <https://www.researchgate.net/publication/335925377>, tanggal akses 18 September 2022.
- Luknanto, D. Hidraulika saluran terbuka: Tampang saluran efisien. <http://luk.staff.ugm.ac.id/ochannel/TampangTrapeسيومEfisien.pdf>, tanggal akses 17 Oktober 2022.
- Luknanto, D. Hidraulika Terapan: Energi di saluran terbuka. Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada.
- Priadi, D. 2020. <http://eprints.itenas.ac.id>, tanggal akses 21 September 2022
- Putra, S. D. 2019. Skripsi: Pengaruh peningkatan daya isap pompa tenaga hidro terhadap debit *output*. Jurusan Teknik Sipil Pengairan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Makassar.
- Setiohadi, B. A. Desain saluran terbuka akibat kehilangan energi spesifik yang disebabkan penyempitan pada saluran. Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember.
- Suharnoto, Y dan Erizal. Bahan ajar hidrolika (SIL 232). Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Fakultas Teknologi Pertanian, Institut Pertanian Bogor.
- Suhudi dan Pandawa, A. (2022). Analisis energi spesifik pada saluran terbuka dengan penambahan variasi panjang ambang lebar. *Jurnal Qua Teknika*, (2022), 12(1): 25-44. ISSN 2088-2424 (Cetak): ISSN 2527-3892 (Elektronik).
- Suripin dan Sangkawati, S. 2008. Buku ajar: hidraulika. Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Semarang.
- Suroso, A. Mekanika fluida dan hidrolika. Pusat Pengembangan Bahan Ajar - UMB.
- Yulistiyanto, B. 2019. Bahan ajar: hidraulika saluran terbuka. Beta Offset.