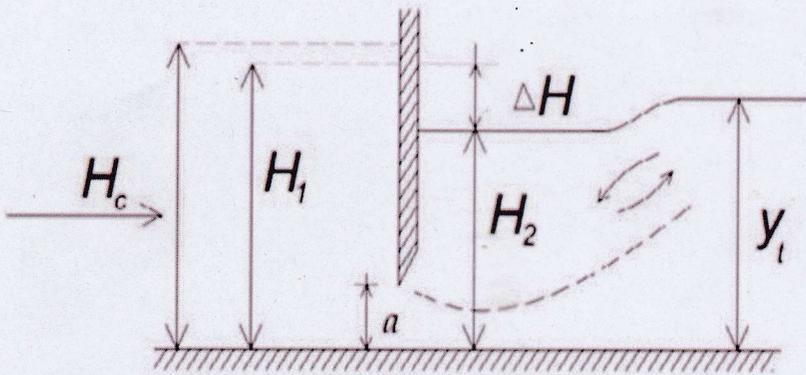


HIDRAULIKA



Dr.Eng. Ir. Liany Amelia Hendratta, MSi

Ir. Hanny Tangkudung, MT

UNSRAT PRESS
2020

TENTANG PENULIS



Dr. Eng. Ir. Liany Amelia Hendratta, MSi

Lahir pada tanggal 20 Maret 1966 di Manado, Sulawesi Utara. Menyelesaikan pendidikan sarjana Teknik Sipil Universitas Sam Ratulangi pada tahun 1989, magister sains Perencanaan dan Pengembangan Wilayah pada tahun 1998 di Universitas Sam Ratulangi, dan doctor Teknik Sipil bidang minat *Hydraulic Engineering* pada tahun 2013 di Kumamoto University, Jepang. Berkarir dibidang pendidikan sebagai seorang dosen di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sam Ratulangi, Manado mulai pada tahun 1991 sampai sekarang. Mata kuliah yang diampu adalah Mekanika Fluida, Hidraulika, Irigasi dan Bagunan Air, Rekayasa Sumber Daya Air, Drainase dan Pengendalian Banjir, Rekayasa Sungai dan Aliran Air Tanah. Aktif dalam mengikuti berbagai pertemuan ilmiah dan telah mempublikasikan kurang lebih 48 artikel pada jurnal nasional dan internasional bereputasi. Selain itu, bekerjasama dalam kegiatan profesi seperti yang diselenggarakan oleh Lembaga Pengembangan Jasa Konstruksi Sulawesi Utara.



Ir. Hanny Tangkudung, MT

Lahir pada tanggal 2 April 1958 di Manado, Sulawesi Utara. Menyelesaikan pendidikan sarjana Teknik Sipil Universitas Sam Ratulangi pada tahun 1988, magister sains Teknik Sipil pada tahun 2010 di Universitas Sam Ratulangi, Berkarir dibidang pendidikan sebagai seorang dosen di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sam Ratulangi, Manado mulai pada tahun 1989 sampai sekarang. Bekerja sama dengan instansi pemerintah maupun swasta dalam kegiatan penelitian dan pengabdian kepada masyarakat.

ISBN 978-623-7968-23-8



9 786237 968238

HIDRAULIKA

Penyusun:

Dr.Eng. Ir. Liany Amelia Hendratta, MSi

Ir. Hanny Tangkudung, MT

UNSRAT PRESS

2020

HIDRAULIKA

Rancang Sampul : Art Division Unsrat Press
Judul Buku : **HIDRAULIKA**
Penulis : - **Dr.Eng. Ir. Liany Amelia Hendratta, Msi**
- **Ir. Hanny Tangkudung, MT**
Penerbit : **Unsrat Press**
Jl. Kampus Unsrat Bahu Manado 95115
Email : **percetakanunsrat@gmail.com**
ISBN : 978-623-7968-23-8

Cetakan Pertama 2020

Dilarang mengutip dan atau memperbanyak tanpa izin tertulis dari penerbit sebagian atau seluruhnya dalam bentuk apa pun baik cetak, fotoprint, mikrofilm dan sebagainya.

KATA PENGANTAR

Penulis sebagai pengajar mata kuliah Hidraulika di Jurusan Teknik Sipil Universitas Sam Ratulangi menyusun bahan kuliah yang semula hanya berbentuk catatan kuliah. Dari waktu ke waktu materi tersebut selalu disempurnakan sesuai kebutuhan dan akhirnya disusunlah buku ini.

Penulisan buku ini dimaksudkan untuk membantu mahasiswa program S1 dalam mempelajari mata kuliah Hidraulika. Untuk mempermudah pemahaman teori yang diberikan, materi yang dibahas dilengkapi dengan contoh soal dan penyelesaiannya. Dengan adanya buku ini diharapkan mahasiswa akan dapat mempelajari lebih teratur dan mendalam materi yang diberikan dalam kuliah. Selain untuk mahasiswa S1, buku ini juga dapat digunakan oleh praktisi dalam melakukan analisis terkait Hidraulika .

Materi yang terkandung dalam buku ini merupakan rangkuman dari beberapa buku referensi seperti yang tercantum dalam daftar pustaka serta pengalaman dalam melaksanakan beberapa penelitian yang terkait dengan Hidraulika .

Disadari bahwa isi buku ini masih jauh dari sempurna, untuk itu penulis mengharapkan saran dan koreksi yang dapat digunakan sebagai masukan bagi penyempurnaan buku ini. Semoga buku ini bermanfaat.

Manado, Juni 2020

Tim Penulis,

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
BAB 1. PRINSIP DASAR ALIRAN SALURAN TERBUKA	
1.1 Pengertian Aliran Saluran Terbuka	1
1.2 Klasifikasi Aliran	2
1.3 Keadaan Aliran	4
1.4 Rejim Aliran	5
1.5 Tipe dan Geometri Saluran	6
1.6 Kecepatan Aliran	7
1.7 Koefisien Distribusi Kecepatan	8
1.8 Distribusi Tekanan	10
1.9 Persamaan Kontinuitas	12
1.10 Energi Dalam Aliran Saluran Terbuka	12
1.11 Persamaan Momentum	16
BAB 2. ALIRAN KRITIS	
2.1 Pengertian Tentang Aliran Kritis	27
2.2 Faktor Penampang	28
2.3 Eksponen Hidrolis	29
2.4 Perhitungan Aliran Kritis	30
2.5 Pengaturan Aliran	31
BAB 3. ALIRAN SERAGAM	
3.1 Pengertian Tentang Aliran Seragam	39
3.2 Kecepatan Aliran Seragam	41

3.3	Faktor Kekasaran Chezy	41
3.4	Koefisien Kekerasan Manning	42
3.5	Kekasaran Ekuivalen	44
3.6	Perhitungan Aliran Seragam	51
3.7	Perencanaan Saluran Aliran Seragam	66
BAB 4.	ALIRAN BERUBAH LAMBAT LAUN	
4.1	Pengertian Aliran Berubah Lambat Laun	75
4.2.	Persamaan Diferensial	77
4.3	Ciri-Ciri Profil Aliran.	79
4.4	Klasifikasi Profil Aliran	85
4.5	Analisis Profil Aliran	87
BAB 5.	PROFIL ALIRAN BERUBAH LAMBAT LAUN	
5.1	Metode Perhitungan Profil Aliran	95
5.2	Metode Integrasi Grafis	95
5.3	Metode Integrasi Langsung	98
5.4	Metode Tahapan Langsung	101
5.5	Metode Tahapan Standar	103
5.6	Advanced Numerical Methods	105
BAB 6.	ALIRAN BERUBAH TIBA – TIBA	
6.1	Sifat Aliran Berubah Tiba – Tiba	117
6.2	Bendung Mercuri Tajam	118
6.3	Bentuk Mercuri Pelimpah	124
6.4	Debit Pelimpah	125
6.5	Aliran Melalui Kaki Pelimpah	125
6.6	Loncatan Hidrolis	126

6.7	Persamaan Momentum Untuk Loncatan Hidrolis	128
6.8	Klasifikasi Loncatan Hidrolis	129
6.9	Loncatan Hidrolis Dalam Saluran	130
6.10	Loncatan Sebagai Peredam Energi	133
6.11	Aliran Dibawah Pintu Sorong	135
6.12.	Lokasi Loncatan Hidrolis	136
6.13.	Loncatan Sebagai Peredam Energi	139
6.14.	Pintu Sorong Dengan Aliran Bebas	141
6.15.	Pintu Sorong Dengan Aliran Tenggelam	143
6.16.	Kedalaman Ujung Pada Terjunan Bebas	143

DAFTAR PUSTAKA

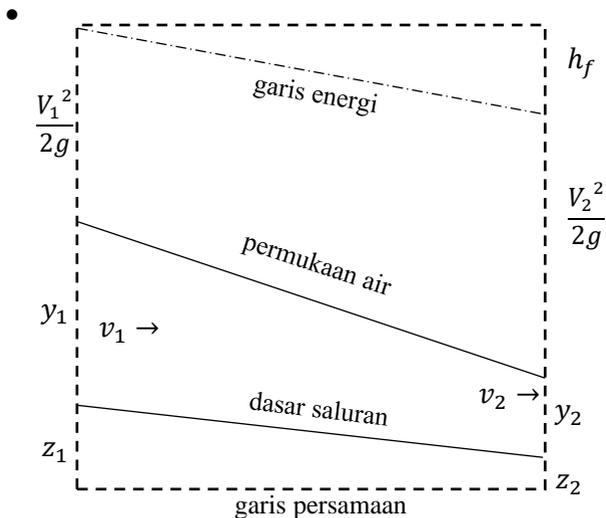
145

BAB 1. PRINSIP DASAR ALIRAN SALURAN TERBUKA

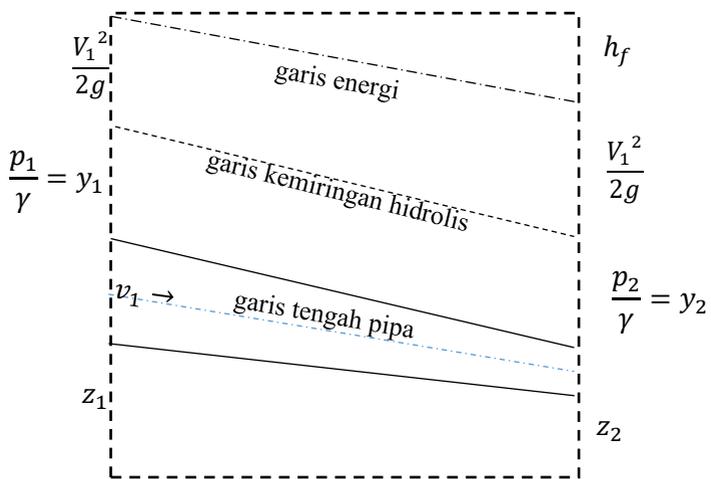
1.1. Pengertian Aliran Saluran Terbuka

Aliran disuatu saluran dapat berupa:

- Aliran saluran terbuka (open channel flow), dengan ciri-ciri:
 - Memiliki permukaan bebas (free surface), sehingga
 - Dipengaruhi oleh tekanan udara
 - Dapat terjadi disuatu saluran terbuka maupun tertutup
- Aliran pipa (pipe flow), dengan ciri-ciri:
 - Tidak memiliki permukaan bebas
 - Terjadi dalam saluran tertutup
 - Air mengisi seluruh saluran



Gambar 1.1.a Aliran saluran Terbuka

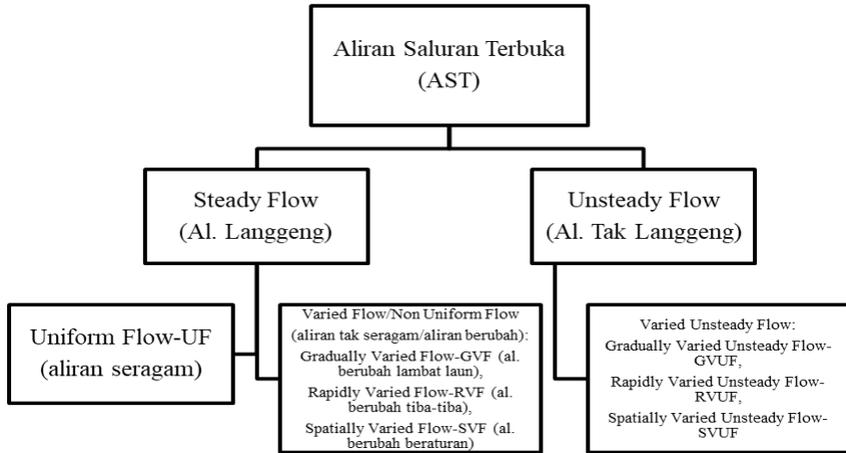


Gambar 1.1.b Aliran Pipa

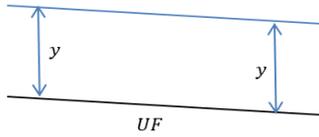
Aliran yang terjadi disaluran terbuka akibat gravitasi adalah aliran saluran terbuka, sedangkan aliran tertutup akibat tekanan hidrolik adalah aliran pipa.

1.2. Klasifikasi Aliran

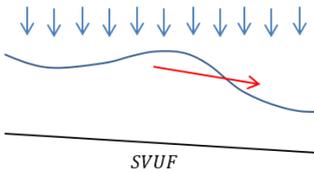
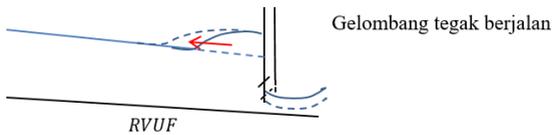
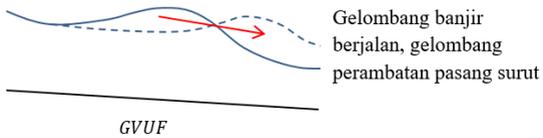
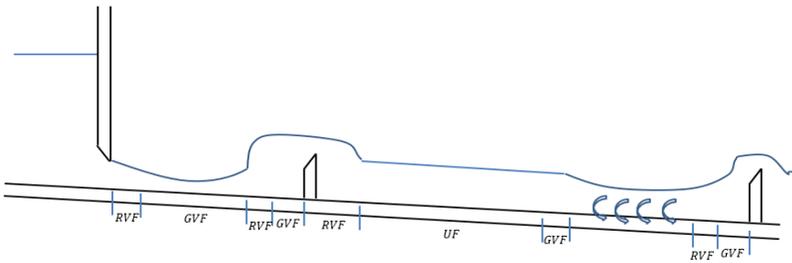
Aliran saluran terbuka dapat digolongkan menjadi berbagai tipe dan diuraikan dengan berbagai cara. Penggolongan berikut ini dibuat berdasarkan perubahan kedalaman aliran sesuai dengan waktu dan ruang.



- Steady flow; bila kedalaman aliran tidak berubah (atau dapat dianggap konstan) dalam suatu jangka waktu tertentu.
- Unsteady flow; bila kedalaman aliran berubah sesuai dengan waktu.
- Uniform flow; bila kedalaman aliran sama sepanjang jarak tertentu.
- Varied flow; bila kedalaman aliran berubah sepanjang bagian saluran.



Kedalaman aliran sama sepanjang ruas saluran dalam jangka waktu tertentu



1.3. Keadaan Aliran

Keadaan atau sifat aliran saluran terbuka sangat dipengaruhi oleh kekentalan dan gravitasi sehubungan dengan gaya-gaya inersia aliran.

a. Pengaruh kekentalan (Viscosity)

Pengaruh kekentalan terhadap kelembaman dinyatakan dengan Bilangan Reynolds:

$$Rey = \frac{\rho VL}{\mu} = \frac{VL}{\nu}$$

V = kecepatan rata-rata

L = Panjang karakteristik

R = Jari-jari hidrolis = $R = \frac{A}{P}$

ρ = Kerapatan massa

μ = Kekentalan dinamis

ν = Kekentalan kinematik

$Rey < 500 \rightarrow$ aliran laminar

$500 < Rey < 2000 \rightarrow$ transisi

$Rey > 2000 \rightarrow$ aliran turbulen

b. Pengaruh gravitasi

Perbandingan gaya inersia terhadap gravitasi dinyatakan dengan Bilangan Froude:

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

V = kecepatan rata-rata

L = panjang karakteristik

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

g = percepatan gravitasi

$Fr < 1 \rightarrow$ aliran sub-kritis

$Fr = 1 \rightarrow$ aliran kritis

$Fr > 1 \rightarrow$ aliran super-kritis

1.4. Rejim Aliran

Kombinasi pengaruh kekentalan dan gravitasi dapat menimbulkan salah satu dari empat rejim aliran pada saluran terbuka yaitu:

Rejim Aliran	Bilangan Froude	Bilangan Reynolds
Laminer Sub-Kritis	<1	>500
Laminer Super-Kritis	>1	<500
Turbulen Super-Kritis	>1	>2000
Turbulen Sub-Kritis	<1	>2000

(Cat: Gambar hubungan kedalaman dan kecepatan untuk keempat macam rejim aliran saluran terbuka dapat dilihat Chow, gambar 1-5, hal 14)

1.5. Tipe dan Geometri Saluran

Menurut asalnya, saluran dapat digolongkan atas:

1. Saluran Alam

- Meliputi semua alur air yang terdapat secara alamiah di bumi (anak selokan, selokan kecil, kali, sungai, dan sebagainya)
- Sifat-sifat hidrolis saluran sangat tidak menentu
- Dalam beberapa hal dapat dibuat anggapan pendekatan yang cukup sesuai sehingga persyaratan aliran dapat diterima untuk penyelesaian analisa hidrolika teoritis.

2. Saluran Buatan

- Aliran yang dibuat oleh manusia
- Model saluran tertentu

- Sifat-sifat hidrolis diatas sesuai persyaratan keperluan
- Umumnya merupakan saluran yang prismatic
- Contoh: Saluran irigasi, saluran drainase, saluran pembangkit listrik, talang (flune), got miring, gorong-gorong (culvert), dan lain-lain.

Geometri Saluran

- Saluran prismatis adalah saluran dengan penampang melintang tetap, dan kemiringan dasarnya tetap. “pembahasan selanjutnya adalah untuk saluran prismatic”
- Penampang saluran adalah penampang yang tegak lurus arah aliran
- Unsur-unsur geometri penampang saluran adalah sifat-sifat suatu penampang saluran yang dapat diuraikan berdasarkan geometri penampang dan kedalaman aliran. (Cat: tabel 2.1, Chow, unsur-unsur geometris penampang saluran, hal.2)
- Keterangan materi-materi penting:

y = kedalaman aliran

S_0 = kemiringan dasar saluran = $\sin \theta$

S_w = kemiringan permukaan air

S_f = kemiringan garis energy

B, b = lebar dasar saluran

m, z = faktor kemiringan tebing saluran

T = lebar permukaan air di saluran

P = keliling basah

A = luas penampang basah

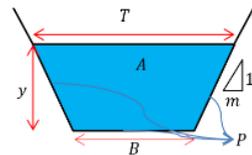
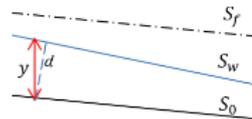
R = jari-jari hidrolis = $\frac{A}{P}$

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

Z = faktor penampang untuk aliran kritis = $A\sqrt{D}$

$AR^{2/3}$ = faktor penampang untuk aliran seragam

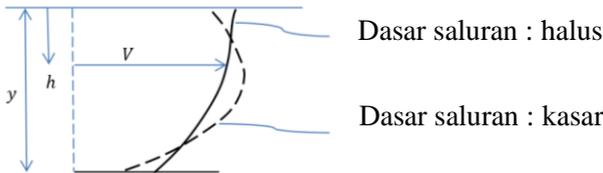
K = daya angkut dari penampang saluran



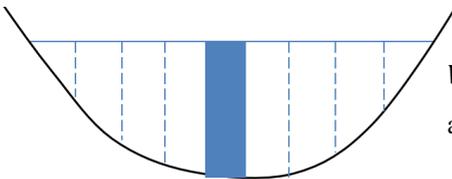
(Cat: gambar 2.1, Chow, unsur geometris penampang lingkaran)

1.6. Kecepatan Aliran

- Aliran di saluran prismatis yang lurus sesungguhnya bersifat tiga dimensi, menunjukkan gerak melingkar, walaupun komponen kecepatan arah lateral (vertical dan horizontal – tegak lurus arah aliran) biasanya kecil dan dapat diabaikan bila dibandingkan dengan komponen kecepatan dalam arah longitudinal (arah aliran).
- Dalam analisa makro: kecepatan dianggap satu dimensi.
- Distribusi kecepatan dalam saluran tidak terbagi merata, karena adanya permukaan bebas dan gesekan sepanjang dinding saluran.



- Kecepatan maksimum dalam saluran biasa umumnya terjadi pada kedalaman:
 $0,005y < h < 0,25y$.
- Kecepatan rata-rata aliran pada suatu segmen i :



$$V_i = V_{0,6} \text{ atau } V_i = \frac{1}{2}(V_{0,2} + V_{0,8})$$

$$\text{atau } V_i = \frac{1}{4}(V_{0,2} + V_{0,6} + V_{0,8})$$

Dimana: $V_{0,6} = V$ pada kedalaman, $h = 0,6y$

Kecepatan rata-rata pada penampang aliran:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n V_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

1.7. Koefisien Distribusi Kecepatan

Akibat distribusi kecepatan yang tidak merata pada penampang saluran:

- Tinggi kecepatan biasanya lebih besar dari $\frac{V^2}{2g}$
- Momentum persatuan waktu melalui penampang juga lebih besar dari ρQV

Tinggi kecepatan sebenarnya adalah $\alpha \cdot \frac{V^2}{2g}$ dengan α = koefisien energi/koefisien corolis = 1,03 ~ 1,36 (untuk saluran prismatis yang cukup lurus)

Momentum per satuan waktu sebenarnya adalah $\beta \cdot \rho QV$ dengan β = koefisien momentum/koefisien Boussinesq = 1,01 ~ 1,12 (untuk saluran prismatic yang cukup lurus)

Untuk keperluan praktis, nilai α dan β (dari Stepones Kokipai) berikut ini dapat digunakan:

Saluran	α			β		
	Min.	Rata-rata	Maks.	Min.	Rata-rata	Maks.
Sal. biasa, talang, pelimpah	1,10	1,15	1,20	1,03	1,05	1,07

Sal. alam dan sungai deras	1,15	1,30	1,50	1,05	1,10	1,17
Sungai tertutupes	1,20	1,50	2,00	1,07	1,17	1,33
Lembah sungai terlimpas banjir	1,50	1,75	2,00	1,17	1,25	1,33

Nilai α dan β dapat juga dihitung dengan:

$$\alpha = \frac{\sum A_i V_i^3}{V^3 \sum A_i} = \frac{\int V^3 dA}{V^3 A}$$

$$\beta = \frac{\sum A_i V_i^2}{V^2 \sum A_i} = \frac{\int V^2 dA}{V^2 A}$$

A_i = luas penampang segmen ke i

V_i = kecepatan rata-rata aliran pada segmen i

V = kecepatan rata-rata aliran pada penampang saluran

v = koefisien pada luas dA

Nilai pendekatan α dan β dapat pula dihitung dengan:

$$\alpha = 1 + 3\epsilon^2 - 2\epsilon^3$$

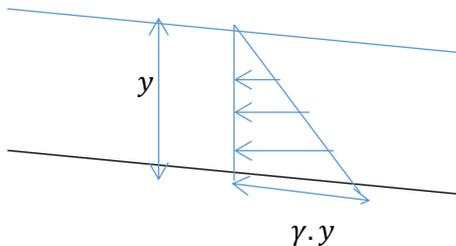
$$\beta = 1 + \epsilon^2$$

dengan $\epsilon = \frac{V_m}{V} - 1$; dimana V_m = kecepatan maksimum

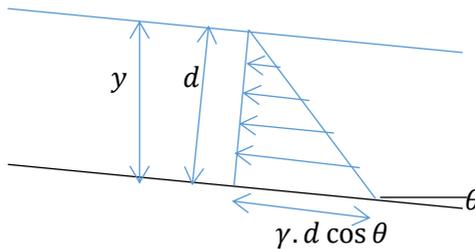
Untuk saluran dengan penampang biasa dan cukup lurus, pembagian kecepatan yang tidak merata dalam perhitungan tinggi kecepatan dan momentum hanya membawa akibat cukup kecil, terutama bila dibandingkan dengan berbagai anggapan pendekatan yang terdapat dalam perhitungan, sebab itu, koefisien α dan β sering dianggap sebesar 1,0 .

1.8. Distribusi Tekanan

Saluran dengan kemiringan kecil



Saluran dengan kemiringan besar



$$= \gamma \cdot y \cos^2 \theta$$

Saluran dengan aliran curvilinear (kurvilinear)

Saluran dengan aliran curvilinear (kurvilinear)

a. Aliran melengkung cembung

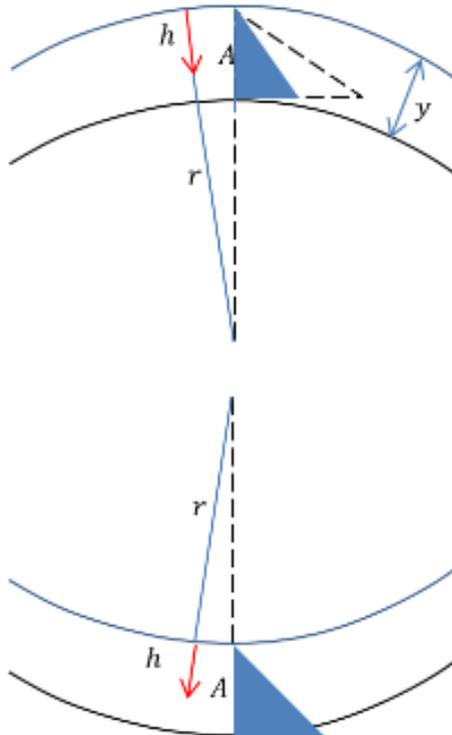
$$P_A = \gamma h - \frac{a_n}{g} h$$

$$a_n = \frac{V^2}{r}$$

V = kecepatan pada jarak r (di A)

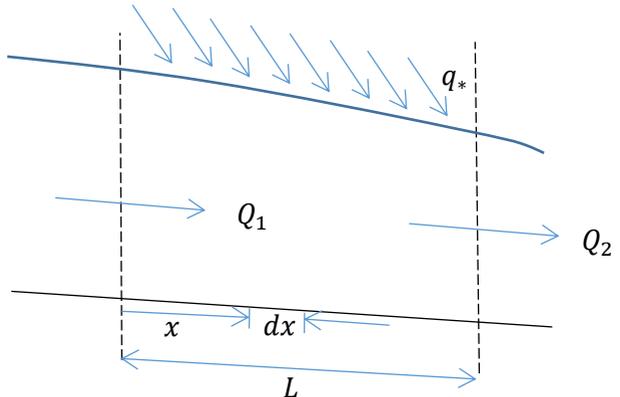
b. Aliran melengkung cekung

$$P_A = \gamma h + \frac{a_n}{g} h$$



1.9. Persamaan Kontinuitas

(untuk aliran langgeng)



Laju volume (debit) yang memasuki ruang tilik adalah sama dengan laju volume (debit) yang keluar dari ruang tilik.

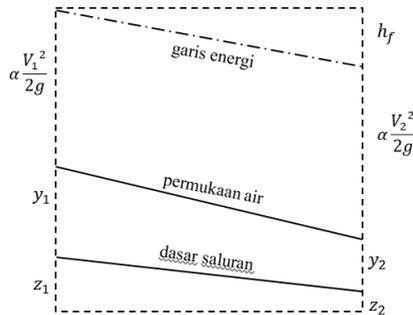
$$Q_{(x+dx)} = Q_x + q_x \cdot dx$$

$$Q_2 = Q_1 + \int_0^L q_x \, dx$$

Jika q_* = konstan , maka $Q_2 = Q_1 + q_*L$

Jika tidak ada tambahan (atau pengurangan) debit $\rightarrow q_* = 0$, $Q_2 = Q_1$

1.10. Energi Dalam Aliran Saluran Terbuka



Persamaan Energi dengan berdasarkan prinsip kekekalan energi adalah:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

(jika kemiringan saluran “besar” $\rightarrow z + d \cos \theta + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g}$)

Jika $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ dan $h_f = 0$. Persamaan energi menjadi:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = \text{konstan}$$

(persamaan energy dari Bernoulli)

Energi Spesifik

Energi umumnya diukur terhadap bidang persamaan. Namun adakalanya dapat diukur terhadap dasar saluran ($z = 0$) dan disebut energy spesifik.

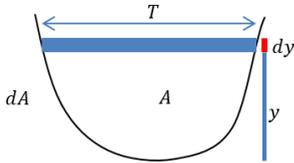
$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{jika } \theta = \text{besar} \rightarrow E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g})$$

$$\text{Jika } \alpha = 1; E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \rightarrow E = y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Pada suatu penampang saluran dan debit Q tertentu, $E = f(y)$
 grafik hubungan E dan y :

$$y = 0 \rightarrow A = 0 \rightarrow E = \infty$$

$y = \infty \rightarrow E = \infty$
 $E = \text{minimum}$



$$\frac{dE}{dy} = 0 \rightarrow 1 + \frac{Q^2}{2g} \left(-\frac{2}{A^3} \frac{dA}{dy} \right) = 0$$

$$dA = T dy$$

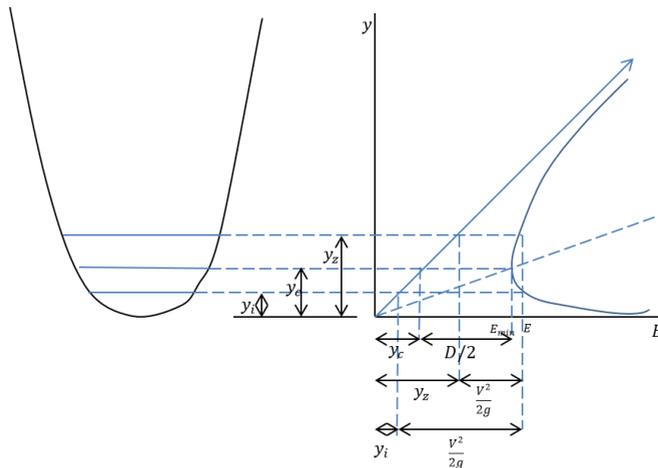
$$\frac{dA}{dy} = T$$

$$1 - \frac{Q^2 T}{gA^3} = 0$$

$$1 - \frac{V^2 T}{2g A} = 0 \rightarrow \frac{V^2}{gD} = 1$$

$$\frac{V}{\sqrt{gD}} = Fr = 1 \text{ (Kriteria aliran kritis)}$$

Energi spesifik minimum \rightarrow Aliran kritis



Kedalaman air pada keadaan kritis \rightarrow kedalaman kritis = y_c

Gejala lokal dengan kedalaman kritis

Perubahan keadaan aliran dari subkritis ke superkritis atau sebaliknya sering terjadi dalam saluran terbuka.

Perubahan semacam ini dinyatakan dalam suatu perubahan berturut-turut dari kedalaman aliran, dari taraf tinggi ke taraf rendah atau sebaliknya.

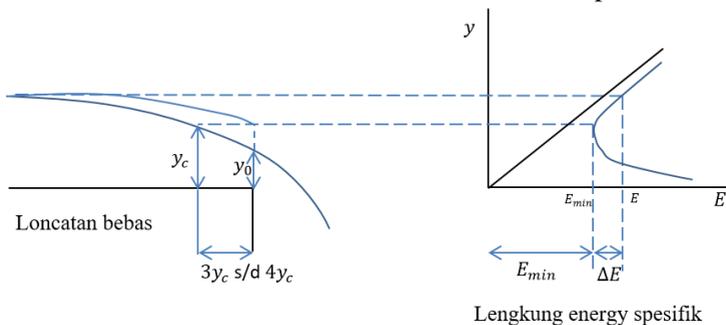
Bila perubahan terjadi secara cepat pada jarak yang relative pendek aliran berubah dengan cepat (tiba-tiba) ini dikenal dengan sebagai gejala lokal.

Penurunan hidrolis (hydraulic drop) dan loncatan hidrolis (hydraulic jump) adalah dua jenis gejala lokal yang cukup penting dipelajari.

Penurunan hidrolis (hydraulic drop)

Suatu penurunan kedalaman aliran yang tiba-tiba dimana penurunan permukaan air adalah terjal.

Terjunan bebas (free overfall) merupakan masalah khusus dari penurunan hidrolis, dimana dasar saluran tiba-tiba terputus.



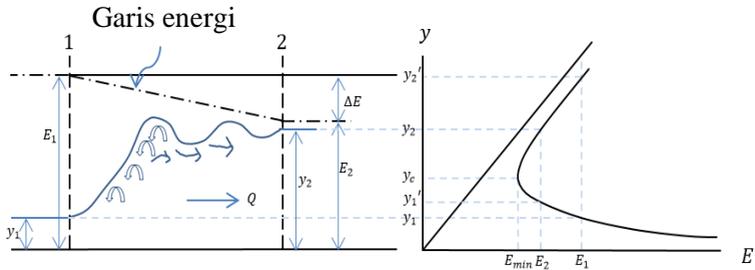
$$y_c = 1,4 y_0 \text{ (Hunter Rouse)}$$

Loncatan hidrolis (hydraulic jump)

Peningkatan muka air yang mendadak (perubahan kedalaman aliran dari taraf pendek ke taraf tinggi secara tiba-tiba_

Kedalaman air sebelum loncatan disebut kedalaman awal (inisiatif depth) y_1 dan setelah loncatan disebut kedalaman turutan (segment depth) y_2 . $E_1 > E_2$

Jika $E_1 = E_2$; maka y_1 adalah kedalaman selang-seling (accelerate depth) y_2' .



Loncatan hidrolis

Lengkung energi spesifik

1.11. Persamaan Momentum

Persamaan momentum (momentum linear, impulse momentum) dari suatu aliran fluida dapat dinyatakan dalam bentuk:

$$\Sigma F_x = \Sigma \rho \left(\frac{\rightarrow}{A} \frac{\rightarrow}{V} \right) V_x$$

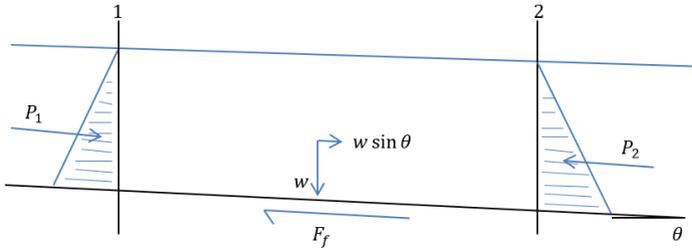
$$P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f = \rho Q V_2 - \rho Q V_1$$

Bila β_1 dan $\beta_2 \neq 1$

$$P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f = \beta_2 \rho Q V_2 - \beta_1 \rho Q V_1$$

Dimana,

P_1 dan P_2 adalah gaya hidrostatis pada penampang 1 dan 2.



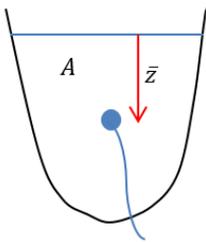
W adalah gaya berat sendiri cairan.

F_f adalah gaya gesekan

$\mathbf{P} = \mathbf{yA}\bar{z}$; dimana \bar{z} adalah jarak titik berat luas penampang aliran diukur terhadap permukaan air.

Jika $\theta = \text{kecil}$, $\beta_1 = \beta_2 = 1$ dan

$F_f \approx 0$ maka $P_1 - P_2 = \rho QV_2 - \rho QV_1$



$$yA_1\bar{z}_1 - yA_2\bar{z}_2 = \rho \frac{Q^2}{A_2} - \rho \frac{Q^2}{A_1}$$

$$A_1\bar{z}_1 - yA_2\bar{z}_2 = \frac{Q^2}{gA_2} - \frac{Q^2}{gA_1}$$

$$\frac{Q^2}{gA_1} + A_1\bar{z}_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + yA_2\bar{z}_2$$

$$F = \frac{Q^2}{gA} + A\bar{z}$$

Titik berat dari luas A

Disebut gaya spesifik (specific force)

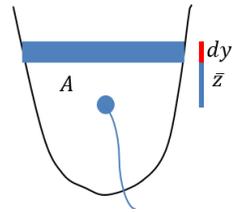
$F_1 = F_2$ menunjukkan bahwa gaya spesifik pada penampang 1 dan 2 adalah sama, asalkan gaya-gaya luas dan akibat berat air di bagian saluran yang lurus diantara kedua penampang dapat diabaikan.

Lengkung F vs y mempunyai nilai F minimum pada

$$\frac{dF}{dy} = 0$$

$$-\frac{Q^2}{gA} \frac{dA}{dy} + \frac{d(\bar{z}A)}{dy} = 0$$

$\bar{z}A$ = momen statis luas A terhadap permukaan
 $\frac{d(\bar{z}A)}{dy}$ = perubahan momen statis terhadap $y \approx$
 $A \cdot dy$



Titik berat dari luas A

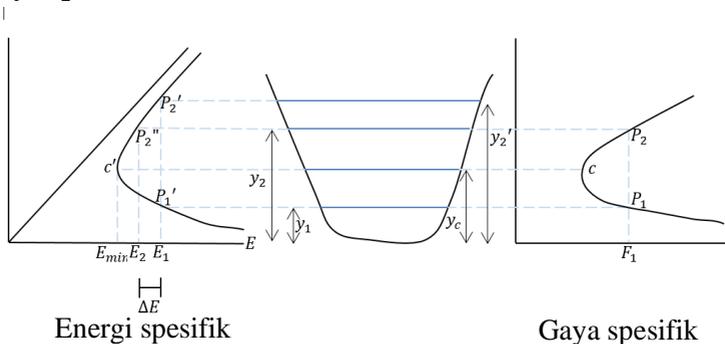
$$-\frac{Q^2}{gA} \frac{dA}{dy} + A = 0 \rightarrow \frac{V^2}{g} T = A \rightarrow \frac{V^2}{g} = \frac{A}{T} = D$$

Karena $\frac{dA}{dy} = T$; $\frac{Q}{A} = V$; $\frac{A}{T} = D$, maka $V = \sqrt{gD}$ atau

$$\frac{V}{\sqrt{gD}} = Fr = 1$$

(kriteria aliran kritis)

Gaya spesifik minimum → aliran kritis.



Pada kedalaman $y_1 \rightarrow$ energy spesifik = E_1 , dan gaya spesifik = F_1

Prinsip $F_1 = F_2 \rightarrow$ kedalaman turutan = y_2 , energy spesifik = E_2

Pada E_1 ; kedalaman selang-seling = y_2'

Contoh-Contoh Soal

Soal-1

Buktikan bahwa debit teoritis aliran adalah

$$Q = A_2 \sqrt{\frac{2g(\Delta h - h_f)}{1 - (A_2/A_1)^2}}$$

Penyelesaian:

Persamaan energi:

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 +$$

$$\frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

dengan $(z_1 + y_1) - (z_2 + y_2) = \Delta y$

$$\text{maka: } \frac{V_1^2}{2g} + \Delta y = \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

dengan persamaan kontinuitas $V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2$ atau $V_1 = V_2 \left(\frac{A_2}{A_1} \right)$

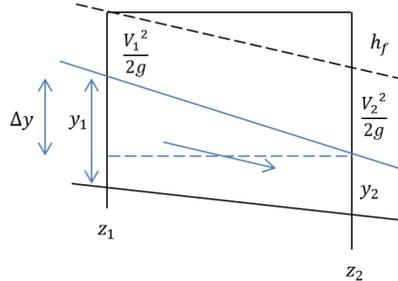
$$\text{maka: } \frac{V_1^2}{2g} \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 + \Delta y = \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 = \Delta y - h_f$$

$$\frac{V_2^2}{2g} \left\{ 1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 \right\} = \Delta y - h_f$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{2g(\Delta y - h_f)}{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}}$$

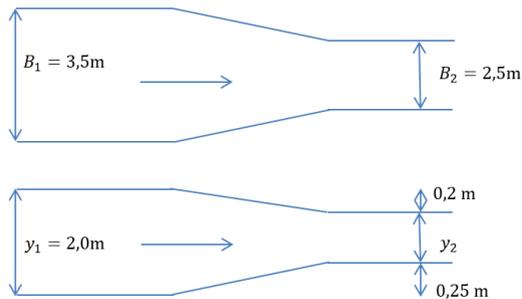
$$Q = V_2 \cdot A_2$$



$$Q = A_2 \cdot \sqrt{\frac{2g(\Delta y - h_f)}{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}}$$

Soal-2

Sebuah saluran dengan penampang persegi panjang, lebar saluran dari 3,50m berubah berangsur-angsur menjadi 2,50m. Dasar saluran menaik berangsur-angsur sehingga 0,25m. Kedalaman air dibagian hulu 2,0m berubah menurun permukaannya sejauh 0,20m. Ditanya: a) Debit aliran apabila dianggap tidak ada kehilangan energy, b) Debit aliran apabila kehilangan energy sebesar 10% dari tinggi kecepatan dibagian hulu.



Penyelesaian:

$$y_1 = 2,0\text{ m} , y_2 = y_1 - (0,2 - 0,25) = 1,55\text{ m}$$

Persamaan kontinuitas

$$\begin{aligned} B_1 \cdot y_1 \cdot V_1 &= B_2 \cdot y_2 \cdot V_2 \\ 3,5 \cdot 2 \cdot V_1 &= 2,5 \cdot 1,55 \cdot V_2 \\ V_1 &= 0,5536 V_2 \end{aligned}$$

a) Tidak ada kehilangan energy

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{anggapan: } \alpha_1 = \alpha_2 = 1)$$

$$z_1 + 2,0 + \frac{V_1^2}{2g} = (z_1 + 0,25) + 1,55 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} \left(1 - \frac{V_1^2}{2g} \right) = 0,20$$

$$\frac{V_2^2}{2g} (1 - (0,5536)^2) = 0,20$$

$$V_2 = 2,379 \text{ m/det}$$

$$Q = V_2 \cdot A_2 = 2,379 \cdot 2,5 \cdot 1,55 = 9,218 \text{ m}^3/\text{det}$$

b) $h_f = 0,1 \cdot \frac{V_1^2}{2g}$

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + 0,1 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$2,0 + \frac{V_1^2}{2g} = 0,25 + 1,55 + \frac{V_2^2}{2g} + 0,1 \frac{V_1^2}{2g}$$

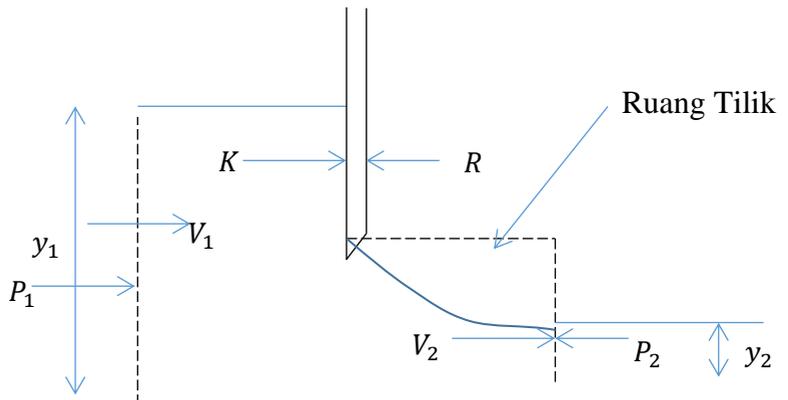
$$\frac{V_2^2}{2g} \left(1 - 0,9 \frac{V_1^2}{2g} \right) = 0,20$$

$$V_2 = 2,328 \text{ m/det}$$

$$Q = 2,328 \cdot 2,5 \cdot 1,55 = 9,021 \text{ m}^3/\text{det}$$

Soal-3

Pada sebuah saluran yang lebar, terdapat “sluice-gate” seperti tergambar. Kedalaman air sebelum dan sesudah “sluice-gate” adalah y_1 dan y_2 . Hitunglah gaya yang bekerja pada “sluice-gate”.



Penyelesaian:

- Perhitungan per satuan lebar saluran

$$V_1 = \frac{q}{y_1}$$

q = debit per satuan lebar saluran.

$$V_2 = \frac{q}{y_2}$$

- Ambil ruang titik (control volume) seperti tergambar.
- Gaya pada “sluice-gate” adalah K
- Reaksi terhadap gaya K adalah R
- Persamaan momentum:

$$\Sigma F_x = \Sigma \rho \left(\vec{A} \vec{v} \right) V_x$$

$$P_1 - P_2 - R = \rho(-q)V_1 + \rho(+q)V_2$$

$$R = \rho q V_1 - \rho q V_2 + P_1 - P_2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma y_1^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma y_2^2$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

$$q = V_1 \cdot y_1 = V_2 \cdot y_2$$

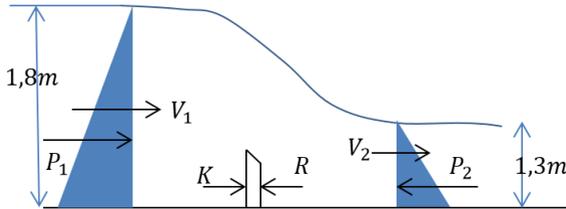
$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \text{ (pers. Bernoulli)}$$

$$R = (\leftarrow)$$

$$K = R(\rightarrow) \text{ gaya pada sluice gate.}$$

Soal-4

Sebuah “sharp-crested weir” pada saluran empat persegi panjang. Dengan debit per satuan lebar $3,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$, kedalaman air di hulu dan hilir “weir” adalah 1,80 m dan 1,30 m. Ditanya: a)kehilangan energi, b) gaya pada weir.



Penyelesaian:

a) Persamaan energi:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$h_f = y_1 - y_2 + \frac{q^2}{2g \cdot y_1^2} - \frac{q^2}{2g \cdot y_2^2}$$

$$h_f = 1,80 - 1,30 + \frac{3,5^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 1,8^2} - \frac{3,5^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 1,3^2}$$
$$= 0,323 \text{ m}$$

b) Persamaan momentum:

$$\Sigma F_x = \Sigma \rho \left(\frac{\rightarrow}{A} \frac{\rightarrow}{V} \right) V_x$$

K = gaya pada weir & R = reaksi terhadap K.

$$P_1 - P_2 - R = \rho(-q)V_1 + \rho(+q)V_2$$

$$R = \rho q V_1 - \rho q V_2 + P_1 - P_2$$

$$q = \text{debit per satuan lebar} = \frac{Q}{B} = \frac{AV}{B} = \frac{yBV}{B},$$

$$\text{maka } V = \frac{q}{y}$$

$$R = \rho q \frac{q}{y_1} - \rho q \frac{q}{y_2} + \frac{1}{2} \gamma y_1^2 - \frac{1}{2} \gamma y_2^2$$

$$R = 1000 \cdot \frac{3,5^2}{1,8} - 1000 \cdot \frac{3,5^2}{1,3} + \frac{1}{2} \cdot 9810 (1,8^2 - 1,3^2)$$

$$R = 4985 \text{ N } (\leftarrow)$$

$$K = 4985 \text{ N } (\rightarrow) \text{ gaya pada weir}$$

Soal-5

Carilah koefisien momentum β , bila diketahui koefisien energi α adalah 1,00; 1,50; 2,00.

Penyelesaian:

$$\alpha = 1 + 3 \epsilon^2 - 2 \epsilon^3$$

$$\beta = 1 + \epsilon^2$$

α	ϵ	β
1,00	0,00	1,00
1,50	0,50	1,25
2,00	1,00	2,00

Soal-6

Buktikan bahwa hubungan antara kedalaman turutan dan kedalaman awal dari suatu loncatan hidrolis pada datar horizontal dari saluran empat persegi panjang adalah:

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

Penyelesaian:

Gaya spesifik di 1 sama dengan di 2

$$\frac{Q^2}{gA_1} + A_1 \bar{z}_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + yA_2 \bar{z}_2$$

$$\begin{aligned}
 A_1 &= b_1 y_1 \\
 A_2 &= b_2 y_2 \\
 Q &= V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2 \\
 \bar{z}_1 &= \frac{y_1}{2}; \bar{z}_2 = \frac{y_2}{2} \\
 Fr_1 &= \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}
 \end{aligned}$$

} Substitusi ke persamaan di atas

Diperoleh:

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 - (2Fr_1^2 + 1)\left(\frac{y_2}{y_1}\right) + 2Fr_1^2 &= 0 \\
 \left\{\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 + \frac{y_2}{y_1} - 2Fr_1^2\right\} - \left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right) &= 0 \\
 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 + \frac{y_2}{y_1} - 2Fr_1^2 &= 0 \\
 \frac{y_2}{y_1} &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)
 \end{aligned}$$

Soal-7

Sebuah saluran empat persegi panjang dengan lebar 2,50 m mempunyai energi spesifik 1,50 m pada debit aliran 6,48 m^3/det . Hitunglah bilangan Froude dan kedalaman selang-seling (alternate depth).

Penyelesaian:

$$\begin{aligned}
 E &= y + \frac{v^2}{2g}; (\alpha \approx 1,0) \\
 E &= y + \frac{Q^2}{2g^2B^2} \\
 1,5 &= y + \frac{6,48^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 2,5^2 y^2}
 \end{aligned}$$

$$1,5 = y + \frac{0,34243}{y^2}$$

Dengan cara coba-coba:

$y_1 = 0,625$ m dan $y_2 = 1,296$ m (alternate depth)

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{V}{\sqrt{gy}} = \frac{6,48}{(2,5 \cdot 0,625)\sqrt{9,81 \cdot 0,625}} = 1,675$$

$$Fr'_1 = \frac{6,48}{(2,5 \cdot 1,296)\sqrt{9,81 \cdot 1,296}} = 0,561$$

BAB 2. ALIRAN KRITIS

2.1. Pengertian Tentang Aliran Kritis

Aliran dalam keadaan kritis melalauai suatu penampang saluran ditentukan oleh berapa persyaratan pening, yaitu :

- 1) Untuk debit tertentu → Energi spesifik minimum
- 2) Untuk debit tertentu → Gaya spesifik minimum
- 3) Tinggi kecepatan $\frac{V^2}{2g} =$ Setengah kedalaman hidrolis ($\frac{D}{2}$) untuk saluran dengan kemiringan (Θ) kecil
- 4) Bilangan Froude (Fr) = 1,00

$$- Fr = 1,00$$

$$\frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} = 1,00 \quad \rightarrow \quad \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2}$$

$$\text{Jika } \alpha \neq 1 \rightarrow V = \sqrt{\frac{g \cdot D}{\alpha}}$$

- Bila aliran melwati suatu penampang berada dalam kondisi kritis, maka penampang disebut PENAMPANG KRITIS (critical section)
- Bila keadaan kritis terjadi sepanjang bagian salura, aliran pada bagian saluran tersebut merupakan ALIRAN KRITIS (critical flow)
- Kemiringan saluran dimana terjadi aliran kritis, disebut KEMIRINGAN KRITIS (critical slope = Sc)
- Kemiringan saluran yang lebih kecil atau lebih landai dari Sc , disebut KEMIRINGAN LANDAI (mild slope) atau

KEMIRINGAN SUB-KRITIS yang akan memberikan aliran sub-kritis (kecepatan lebih kecil)

- Kemiringan saluran yang lebih besar (lebih curam) dari S_c disebut KEMIRINGAN CURAM (steep slope) atau KEMIRINGAN SUPER-KRITIS, yang akan memberikan aliran super-kritis (kecepatan lebih besar)
- Kedalaman aliran pada penampang kritis disebut KEDALAMAN KRITIS (critical depth), Y_c
- Kecepatan aliran rata-rata pada penampang kritis disebut kecepatan kritis, V_{cr}

Aliran subkritis	Aliran kritis	Aliran superkritis
$V > V_c$	V_c	$V > V_c$
$Y > y_c$	y_c	$y > y_c$
$S_o > S_c$	S_c	$S_o > S_c$

2.2. Faktor Penampang Untuk Perhitungan Aliran Kritis

$$\frac{V}{\sqrt{gD}} = 1 \quad \rightarrow \quad \frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{D}$$



Ruas kanan semata-mata merupakan fungsi dari bentuk

Penampang saluran dan kedalaman aliran.

$A\sqrt{g} = Z = \text{factor penampang untuk perhitungan aliran kritis}$

$$\rightarrow Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}; \text{ jika } \alpha = 1 \rightarrow Z = \frac{Q}{\sqrt{g/\alpha}}$$

Z merupakan fungsi dari y (kedalaman aliran), jadi

- ⇒ Hanya ada 1 kedalaman kritis untuk suatu nilai Q di saluran
- ⇒ Hanya ada 1 nilai debit yang menyebabkan aliran kritis pada kedalaman yang di tetapkan
- ⇒ Factor penampang pada debit kritis :
- ⇒
$$Z = \frac{Qc}{\sqrt{g}}$$
- ⇒ Debit pada aliran kritis :
- ⇒
$$Q = Zc \sqrt{g}$$

2.3. Eksponen Hidrolis Untuk Perhitungan Aliran Kritis

(eksponen hidrolis pertama = M)

Factor penampang : $Z = f(y) \rightarrow Z^2 = f(y)$

Dapat ditulis dalam bentuk : $Z^2 = C. y^m$

$$Z^2 = C. y^M$$

C= koefisien

M= parameter, disebut eksponen hidrolis untuk perhitungan aliran kritis.

Diambil logaritma-nya:

$$Z \ln Z = \ln C + M \ln y$$

$$\ln Z = k + \frac{M}{2} \ln y$$

$$\frac{d(\ln Z)}{dy}$$

Perhatikan $Z = A\sqrt{D} = A^{3/2} T^{1/2}$

$$\ell n Z = \frac{3}{2} \ell n A - \frac{1}{2} \ell n T$$

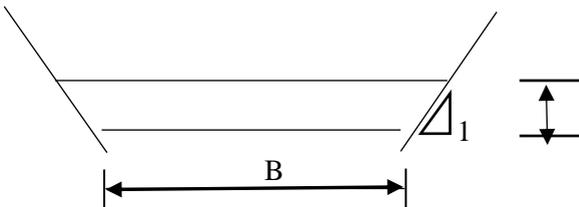
$$\begin{aligned} \frac{d(\ell n Z)}{dy} &= \frac{3}{2} \frac{d(\ell n A)}{dy} - \frac{1}{2} \frac{d(\ell n T)}{dy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1/A}{y} \frac{dA}{dy} - \frac{1}{2} \frac{1/T}{1/n} \frac{dT/dy}{dy} \\ &= \frac{3}{2A} \frac{dA}{dy} - \frac{1}{2T} \frac{dT}{dy} = \frac{3}{2} \frac{y}{A} \frac{dA}{dy} - \frac{1}{2} \frac{y}{T} \frac{dT}{dy} \\ &= \frac{3}{2} \frac{T}{A} - \frac{1}{2T} \frac{dT}{dy} = \frac{3}{2} \frac{y}{A} T - \frac{1}{2} \frac{y}{T} \frac{dT}{dy} \end{aligned}$$

$$\text{Jadi : } \frac{M}{2y} = \frac{3}{2} \frac{T}{A} - \frac{1}{2T} \frac{dT}{dy} \qquad \frac{M}{2} = \frac{3}{2} \frac{T}{A} y - \frac{y}{2T} \frac{dT}{dy}$$

$$M = \frac{y}{A} \left(3T - \frac{A}{T} \frac{dT}{dy} \right) \qquad M = \frac{y}{A} \left(3T - \frac{A}{T} \frac{dT}{dy} \right)$$

=====
 Persamaan umum untuk eksponen hidrolis M.

Untuk penampang trapesium :



(gambar 4-2, chow)

$$M = \frac{3 \{1+2m(y/b)\}^2 - 2m(y/b) \{1+m(y/b)\}}{\{1+2m(y/b)\} \{1+m(y/b)\}}$$

2.4. Perhitungan Aliran Kritis

Perhitungan aliran kritis mengikuti penentuan kedalaman kritis dan kecepatannya, bila debit dan penampang saluran diketahui mencari kedalaman kritis dapat dilakukan dengan :

a). cara aljabar (analitis)

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

$$Z = A\sqrt{D} = f(y)$$

dengan coba-coba harga y , dicari nilai $Z = A\sqrt{D}$ yang cocok dengan nilai $Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$

b). Cara grafis

-Untuk penampang yang penampang yang rumit digambarkan lengkung Z vs Y , dimana $Z = A\sqrt{D}$.

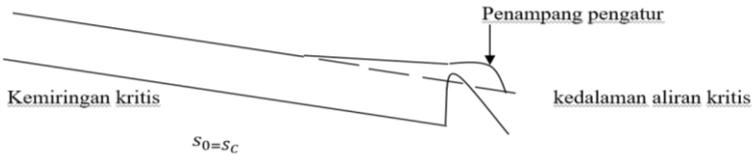
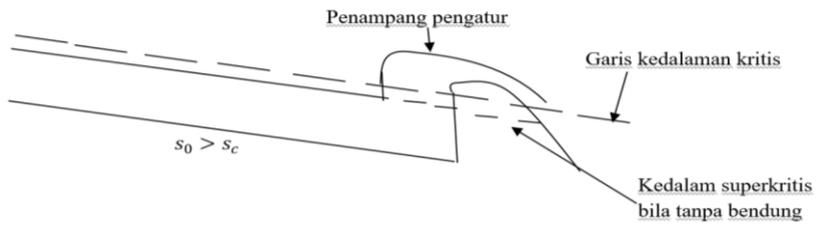
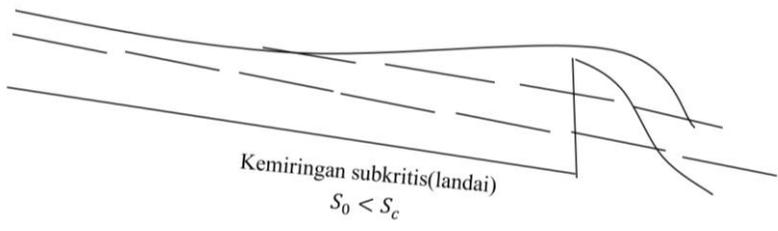
Dengan memplot nilai $Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$ dapat diperoleh nilai y

-Untuk penampang sederhana (trapesium dan lingkaran), dapat digunakan gambar 4-1(chow)

2.5. Pengaturan Aliran

Pengaturan aliran disaluran terbuka dimaksudkan adalah pemantapan suatu keadaan aliran tertentu didalam saluran, atau hubungan tertentu antara taraf muka air dan debit aliran bila pengaturan aliran dilakukan pada penampang tertentu dari suatu saluran, penampang ini merupakan PENAMPANG PENGATUR (CONTROL STATION).

Tempat penampang pengatur dalam saluran trismatis biasanya ditentukan oleh keadaan aliran, yang sebaliknya ditentukan oleh kemiringan saluran.



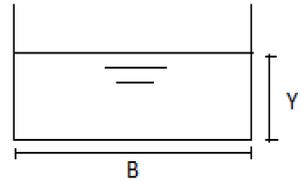
Contoh –Contoh Soal

Soal-1

Hitunglah besarnya eksponen hidrolis untuk perhitungan aliran kritis disaluran empat persegi Panjang dan saluran berpenampang segitiga .

Penyelesaian :

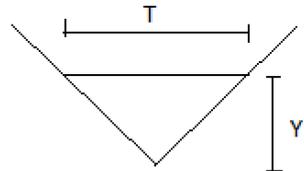
$$\begin{aligned} \text{a) } M &= \frac{y}{A!} \left(3T - \frac{A}{T} \frac{dT}{dY} \right) \\ &= \frac{y}{B \cdot y} \left(3B - \frac{B \cdot y}{B} \frac{dB}{dY} \right) \\ &= \frac{y}{B \cdot y} (3B - 0) = 3 \end{aligned}$$



$$\text{b) } T = 2 my$$

$$A = my^2$$

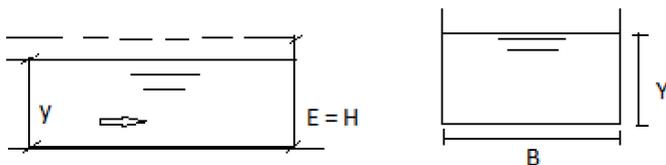
$$\frac{y}{my^2} = 2 \text{ m}$$



$$M = \frac{y}{my^2} \left(3 \cdot 2 my - \frac{my^2}{2my} \times 2m \right)$$

$$= \frac{1}{my} (6 my - my) = 5$$

Soal-2



Tentukan

persamaan untuk debit kritis yang melalui penampang saluran empat persegi Panjang (dinyatakan dalam lebar saluran dan tinggi energi), untuk saluran dengan $\Theta = \text{kecil}$...

Penyelesaian :

$$\begin{aligned} Z &= A\sqrt{D} \\ &= B y \sqrt{y} = B y^{\frac{3}{2}} \end{aligned}$$

$$\Theta = \text{kecil}, \alpha = 1$$

$$H = E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^2}$$

$$\text{Al. kritis : } \frac{dE}{dy} = 0 \rightarrow 0 = 1 - \frac{Q^2}{gB^2y^3} = y$$

$$\frac{Q}{gB^2y^3} = 1 \text{ atau } \frac{Q}{gB^2y^2} = y$$

$$\rightarrow H = y + \frac{y}{2} = \frac{3}{2}y \rightarrow y = \frac{2}{3}H$$

$$\begin{aligned} Q_c &= Z\sqrt{g} \\ &= B y^{3/2} \sqrt{g} \end{aligned}$$

$$= B \left(\frac{2}{3}H\right)^{3/2} \sqrt{9.81}$$

$$= 1,705 B H^{3/2}$$

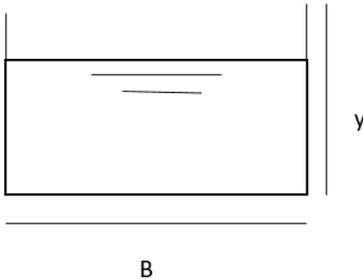
Soal-3.

Hitunglah kedalaman kritis dan energi spesifik untuk debit aliran 5 m/det yang terjadi di saluran :

- a) Empat persegi panjang, dengan B = 2,0 m
- b) Segitiga, dengan m = 0,5
- c) Trapesium, dengan B = 2,0 m dan m = 1,5
- d) Lingkaran, dengan Do = 2 m

Penyelesaian :

a.



$$Z = A\sqrt{D} = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

$$B y_c \sqrt{y} = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

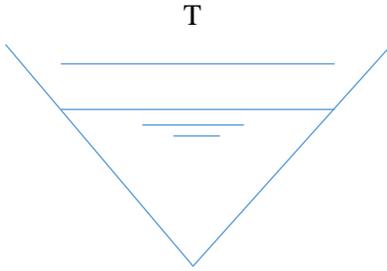
$$y_c^{3/2} = \frac{Q}{B\sqrt{g}} = \frac{5}{2\sqrt{9.81}} = 0.7982$$

$$y_c = 0.860 \text{ m}$$

$$E_c = y_c + \frac{V^2}{2g} = y_c + \frac{Q^2}{2g B^2 y_c^2}$$

$$= 0,860 + \frac{5^2}{2(9,81)(2^2)(0,86^2)} = 1,291 \text{ m}$$

b.



$$A\sqrt{D} = \frac{Q}{\sqrt{g}} \quad ; \quad D = \frac{A}{T}$$

$$m Y_c^2 \sqrt{\frac{m Y_c^2}{2 m Y_c}} = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

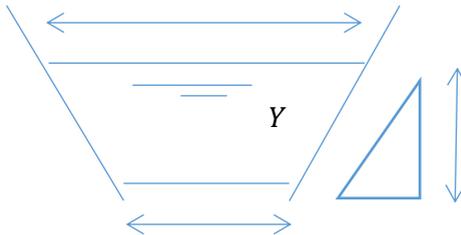
$$0,5 Y_c^2 \sqrt{\frac{m Y_c^2}{2 m Y_c}} = \frac{5}{\sqrt{9,81}} = 1,596 \text{ m}$$

$$\frac{0,5 Y_c^{5/2}}{\sqrt{2}} = 1,596 \quad \longrightarrow \quad Y_c = 1,827 \text{ m}$$

$$E_c = Y_c + \frac{V^2}{2g} = 1,827 + \frac{Q^2}{2 \cdot 9,81 (m Y_c^2)^2}$$

$$= 1,827 + \frac{5^2}{2 \cdot 9,81 (0,5 \cdot 1,827^2)^2} = 2,284$$

c.



$$A\sqrt{D} = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{5}{\sqrt{9,81}} = 1,596$$

$$A = (B + my)y$$

$$D = \frac{A}{T} \quad : \quad T = B + 2my$$

Y	A	T	D	$A\sqrt{D}$
1,00	3,50	5	0,7	2,928
0,7	2,135	4,1	0,5207	1,541
0,72	2,2176	4,16	0,5331	1,618
0,715	2,1968	4,145	0,53	1,599

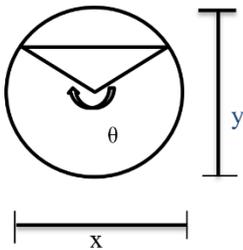
$$Y_c = 0,715$$

$$E_c = 0,415 + \frac{5^2}{2(9,81)(2,1968^2)} = 0,979$$

$$Z = \frac{q}{\sqrt{g}} = 1,596$$

$$\frac{q}{\sqrt{g}} = 1,596$$

Gambar 4.1. chow $\longrightarrow \frac{z}{D_0^{2,5}} \text{ vs } \frac{y}{D_0}$



$$\frac{Z}{D_0^{2,5}} = \frac{1,569}{2^{2,5}} = 0,2822$$

$$\frac{y}{D_0} = 0,537$$

$$y_c = 0,537 \cdot 2 = 1,074 \text{ m}$$

Tabel 2.1. chow $\longrightarrow A = \frac{1}{2}(\theta - \sin \theta)D_0^2$

$$\cos y = \frac{y - \frac{D_0}{2}}{\frac{D_0}{2}} = \frac{1,074 - 1,0}{1,0} = 0,074$$

$$y = 1,4967 \text{ rad}$$

$$\theta = (2\pi - 2 \cdot 1,4967) \text{ rad} = 3,29 \text{ rad}$$

$$A_c = \frac{1}{8}(3,29 - (-0,1477)) \cdot 2^2 = 1,7188 \text{ m}^2$$

$$E_c = y_c + \frac{v^2}{2g} = 1,074 + \frac{\left(\frac{5}{1,7188}\right)^2}{2 \cdot 9,81} = 1,505 \text{ m}$$

catatan :

Boleh juga dengan table 2A.1

dengan $\frac{z}{D_0^{2,5}} = 0,2822$

$$\frac{y}{D_0} = 0,537 \Rightarrow y_c = 1,074$$

Interpolasi $\longrightarrow \frac{A}{D_0^{2,5}} = 0,4297 \Rightarrow A_c = 1,7187$

BAB 3. ALIRAN SERAGAM

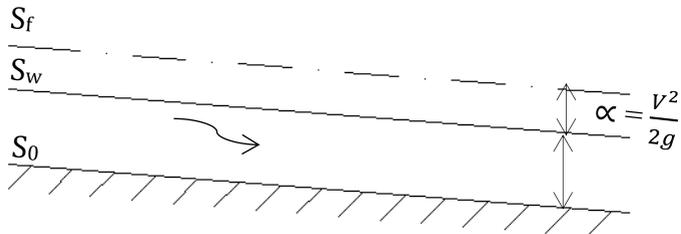
3.1. Pengertian Tentang Aliran Seragam

Aliran seragam yang dimaksud adalah aliran langgeng dan seragam (Uniform Steady Flow, biasa disebut uniform flow)

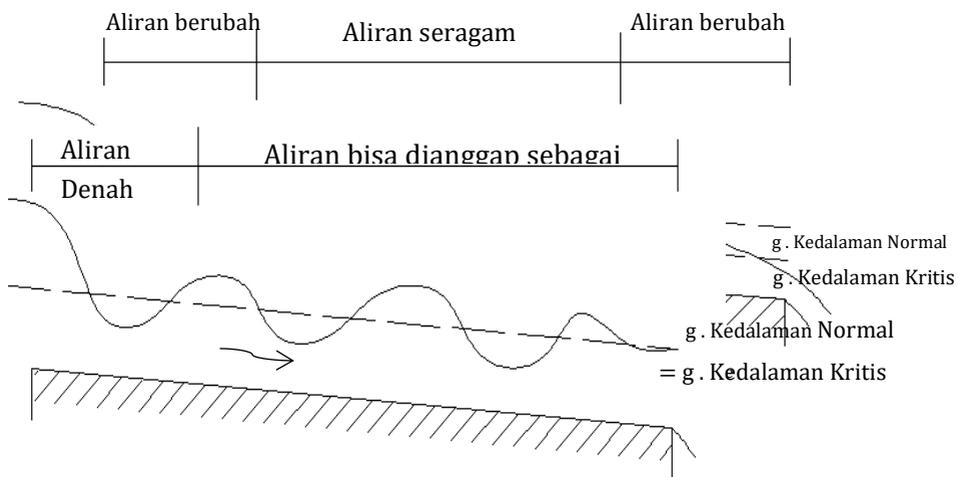
Ciri – ciri aliran seragam :

- Kedalaman, luas penampang basah, kecepatan, dan debit pada tiap penampang saluran adalah sama besar dan konstan untuk jangka waktu tertentu.
- Garis Energi, permukaan air dan dasar saluran saling sejajar
 $S_f = S_w = S_0 = S$

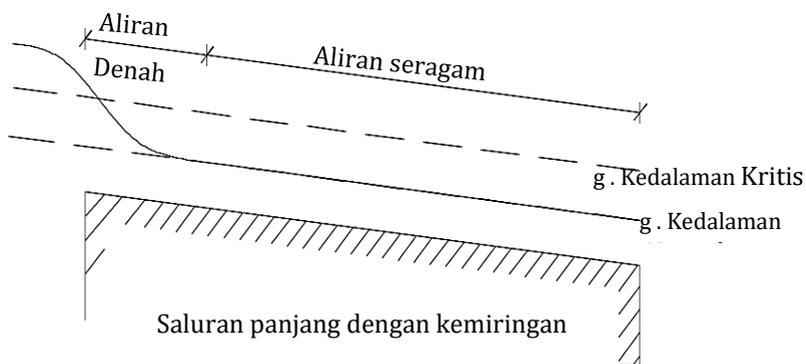
Aliran seragam sering disebut juga aliran normal dan kedalaman aliran seragam disebut kedalaman normal ($y_0 = y_n$)



Aliran seragam dapat terjadi pada saluran dengan kemiringan kritis, kemiringan superkritis dan kemiringan subkritis.



Saluran panjang dengan kemiringan



Saluran panjang dengan kemiringan

3.2. Kecepatan Aliran Seragam

Untuk perhitungan hidrolika, kecepatan rata – rata aliran seragam terbuka dalam saluran terbuka biasanya dinyatakan dengan rumus empiris yang disebut rumus aliran seragam :

$$V = C R^* S^y$$

Dimana :

V = Kecepatan rata – rata

R = Jari – jari Hidrolis

S = Kemiringan Energi

C = Faktor tekanan aliran yang terjadi menurut kecepatan rata-rata, jari-jari hidrolis, kekasaran sauran, kekentalan, dll

Banyak sekali rumus-rumus praktis mengenai aliran seragam yang telah dibuat dan dipublikasikan, tetapi tidak satupun dari rumus-rumus tersebut memenuhi persyaratan rumus yang baik seperti diuraikan diatas.

Rumus yang paling terkenal dan banyak dipakai adalah rumus Chezy dan rumus Manning

- Rumus Chezy

$$V = C\sqrt{RS}$$

Dimana C = factor C dari Chezy

- Rumus Manning

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Dimana n = nilai ndari Manning

(Koefisien kekasaran dari manning)

3.3. Faktor C dari Chezy

Ada beberapa rumus untuk menentukan factor atau keofisien C dari Chezy, antara lain :

a) Rumus Qanguillet-Kutter

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{30}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{30}\right) \frac{n}{R}}$$

Dimana:

- R = Jari-jari hidrolis
So = Kemiringan dasar saluran
N = n dari Kutter (n dari Manning)

b) Rumus Bazin

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0,5521 m}{\sqrt{R}}}$$

Dimana :

- m = Nilai m yang diusulkan Bazin (Tabel 5-1. Chow)

c) Rumus Powel

$$C = -23,19 \text{ kg} \left(\frac{c}{4 IRey} + \frac{\epsilon}{IRey} \right)$$

Dimana :

- IRey = Bilangan Reynolds
 ϵ = Ukuran kekerasan saluran (Table 5-3 Chow)

3.4. Koefisien Kekerasan n dari Manning

Dari rumus Chezy dan Manning, terlihat bahwa hubungan antara C dan n sebagai berikut :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Namun pangkat ($1/6$) pada R sesungguhnya tidaklah tetap, tapi bahwa menurut bentuk penampang saluran, kekasaran, dll.

Rumus yang mirip dan sering dipakai di Rusia adalah rumus Pavlovskil :

$$C = \frac{1}{n} R^4$$

Dimana :

$$\left. \begin{array}{l} y = 1,5\sqrt{n} \text{ untuk } R < 1,0 \text{ m} \\ y = 1,2\sqrt{n} \text{ untuk } R > 1,0 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ Untuk keperluan praktis}$$

Factor-Faktor yang mempengaruhi koefisien kekerasan manning

- a. Kekasaran permukaan
 - Permukaan kasar (berbutiran kasar) => n tinggi
 - Permukaan halus (berbutiran halus) => n rendah
- b. Pertumbuhan (tergantung jenis dan pengaruh timbunan)
- c. Ketidak-teraturan saluran
 - Perobahan bentuk dan ukuran penampang yang tiba-tiba atau pengalihan dari penampang kecil ke besar => n bertambah
- d. Trase saluran
 - Lengkungan tajam dengan belokan patah memperbesar nilai n.
- e. Pengendapan dan penggeseran
 - Pengendapan => n kecil
 - Penggeseran => n besar

- f. Hambatan
 - Hambatan pilar jembatan, dll => n berat
- g. Ukuran dan bentuk saluran
 - Perkerasan R bias memperbesar ataupun memperkecil n.
- h. Tinggi air dan debit
 - Penambahan debit dan tinggi air => n berkurang

Rumus Cowan untuk memperkirakan nilai n :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

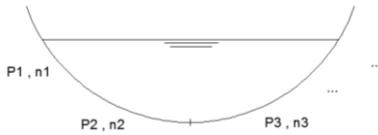
dimana :

- n_0 = nilai n untuk saluran lurus, seragam dan halus
- n_1 = koreksi ketidak lurusan saluran
- n_2 = nilai untuk variasi bentuk dan ukuran penampang saluran
- n_3 = nilai untuk hambatan
- n_4 = nilai untuk kondisi pertumbuhan dan aliran
- m_5 = factor koreksi bagi belokan-belokan saluran.
Nilai n_0 s/d n_4 dan m_5 ; lihat table 5.5 Chouw

Tabel 5.6 dari Chouw merupakan nilai-nilai untuk berbagai jenis saluran.

- Nilai normal untuk saluran buatan hanya disarankan untuk saluran yang tarawat baik
- Angka tebal disarankan untuk perencanaan

3.5. Kekasaran Ekivalen



Kekasaran ekivalen :

$$n = \left\{ \frac{\sum n_i^{3/2} \cdot P_i}{P} \right\}^{2/3}$$

Dengan $P = \sum P_i$

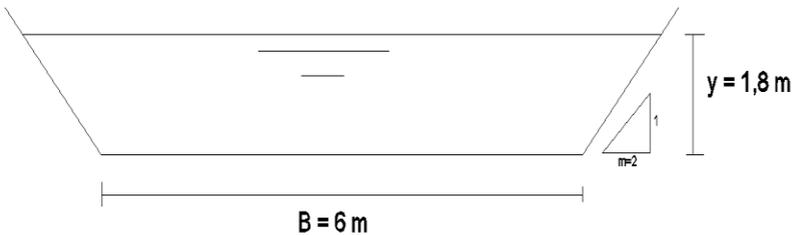
Contoh-Contoh Soal

Soal-1

Hitung kecepatan dan debit dalam saluran trapezium dengan lebar dasar 6 m, kemiringan tebing 2 : 1 (horizontal : vertical), serta tinggi air 1,8 m

Diketahui n dari Kutter = 0,015 dan S = 0,005

Penyelesaian



$$A = (B + m y) y = (6 + 2 \cdot 1,8) 1,8 = 17,28 \text{ m}^2$$

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

$$= 6 + 2 \cdot 1,8 \sqrt{1 + 2^2} = 14,05 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{17,28}{14,05} = 1,23 \text{ m}$$

C dari Chezy :

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0,015} + \frac{0,00155}{0,005}}{1 + \left(\frac{0,00155}{0,005}\right) \frac{0,015}{\sqrt{1,23}}} = 68,4164$$

Dengan rumus chezy :

$$V = C R^{\frac{1}{2}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$= 68,4164 \cdot 1,23^{\frac{1}{2}} \cdot 0,005^{\frac{1}{2}} = 5,052 \text{ m/det}$$

$$\text{Debit : } Q = V \cdot A = 87,30 \text{ m}^3/\text{det}$$

Soal-2

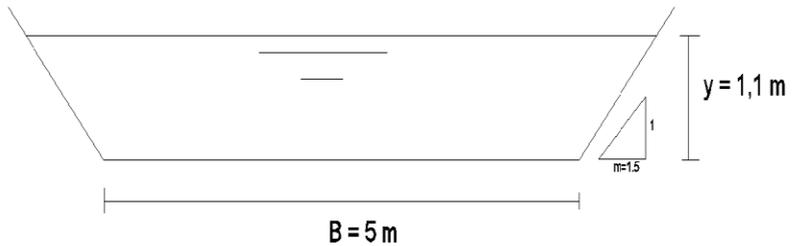
Sebuah saluran tanah ($n=0,025$) berpenampang trapezium dengan lebar dasar 5 m dan kemiringan tebing 1,5 : 1,0 (H:V) menyalurkan air pada kedalaman normal 1,1 m. Hitunglah koefisien kekerasan ekuivalen dari Manning apabila dilakukan pemberian lapisan (lining) dengan beton halus ($n=0,012$)

Pada : a. tebing saluran

b. dasar saluran

Penyelesaian :

a. Lining pada tebing saluran



$$\text{Dasar : } P_1 = 5 \text{ m} \\ n_1 = 0,025$$

$$\text{Tebing : } P_2 = 2y\sqrt{1} + m^2 = 2 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{1} + 1,5^2 = 3,966 \text{ m} \\ n_2 = 0,012$$

$$P = \sum P_i = 8,966 \text{ m}$$

$$n = \left(\frac{\sum n_i^{\frac{3}{2}} \cdot P_i}{P} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0,025^{\frac{3}{2}} \cdot 5 + 0,012^{\frac{3}{2}} \cdot 3,966}{8,966} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,0198$$

b. Lining pada dasar saluran

$$\text{Dasar : } P_1 = 5 \text{ m} \\ n_1 = 0,012$$

$$\text{Tebing : } P_2 = 3,966 \text{ m} \\ n_2 = 0,025$$

$$P = \sum P_i = 8,966 \text{ m}$$

$$n = \left(\frac{0,012^{\frac{3}{2}} \cdot 5 + 0,025^{\frac{3}{2}} \cdot 3,966}{8,966} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,0183$$

Soal-3

Dengan menganggap nilai n dari Manning sama dengan n dari Kutter; hitung debit pada soal 1

Penyelesaian :

$$Q = V \cdot A = A \left(\frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \right) = 1 \frac{1}{1} 28 \cdot \frac{1}{0,015} \cdot 1,23^{\frac{2}{3}} \cdot 0,005^{\frac{2}{3}} = 93,51 m^3 / det$$

Faktor penampang untuk perhitungan aliran seragam

Rumus manning:

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

Debit:

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} g^{1/2}$$

Dalam suatu saluran biasanya diketahui kemiringan di atas (S_0), kekerasan (n) dan debit yang akan mengalir (Q). Dengan data ini akan dicari/direncanakan bentuk penampang saluran serta kedalaman air.

Rumus debit di atas dapat disusun sebagai berikut:

$$A R^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}}$$

Ruas kiri semata-mata tergantung pada penampang atau geometri penampang basah.

➤ $AR^{2/3}$ Disebut faktor penampang

Untuk perhitungan aliran seragam

Jika kedalaman bertambah , maka $AR^{2/3}$ akan meningkat nilainya.
Demikian pula sebaliknya

Hantaran dari suatu penampang saluran.

Diketahui :

$$V = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} g^{1/2}$$

Disamping $AR^{2/3}$ yang tergantung pada geometri penampang searah, hantaran (daya angkat) dari suatu penampang saluran tergantung juga pada kekasaran saluran.

Rumus debit di atas dapat disusun sebagai berikut:

$$\frac{1}{n} AR^{2/3} = \frac{Q}{\sqrt{S}}$$

Atau

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}}$$

Luas kiri K atau $\frac{1}{n} AR^{2/3}$ semata-mata menunjukkan geometris searah dan kekerasan saluran sehingga di sebut:

Daya angkat (hantaran) penampang saluran.

Komponen hidrolis untuk perhitungan aliran seragam eksponen hidrolis kedua = (N)

Daya angkat penampang saluran : $K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \rightarrow K = f(y)$

$$K^2 = f(y)$$

Dapat di tulis:

$$K = C \cdot y^N$$

C: koefisien

N: parameter , disebut eksponen hidrolis untuk perhitungan aliran seragam.

Diambil logaritma nya:

$$2 \ln K = \ln C + N \ln y$$

$$\ln K = \kappa_1 + \frac{N}{2} \ln y$$

$$\frac{d(\ln K)}{dy} = \frac{N}{2y}$$

Perhatikan $K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$

$$\ln K = \ln \frac{1}{n} + \ln A + \frac{2}{3} \ln R$$

$$= k_2 + \ln A + \frac{2}{3} \ln R$$

$$\frac{d(\ln K)}{dy} = \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} + \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy}, \text{ dengan } R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{T}{A} + \frac{2}{3R} \left(\frac{1}{P} \frac{dA}{dy} - \frac{A}{P^2} \frac{dP}{dy} \right)$$

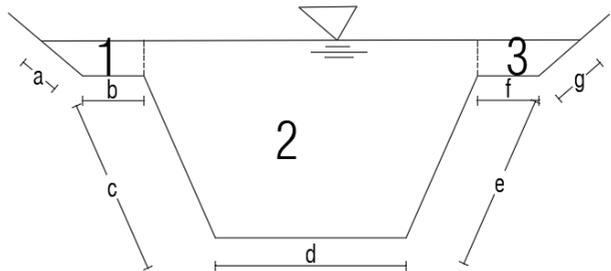
$$\begin{aligned}
 &= \frac{T}{A} + \frac{2}{3R} \left(\frac{T}{P} - \frac{A}{P^2} \frac{dP}{dy} \right) \\
 &= \frac{T}{A} + \frac{2}{3R} \left(\frac{T}{P} - \frac{R}{A} \frac{dP}{dy} \right) \\
 &= \frac{5}{3} \frac{T}{A} - \frac{2}{3} \frac{R}{A} \frac{dP}{dy}
 \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{N}{2y} = \frac{5}{3} \frac{T}{A} - \frac{2}{3} \frac{R}{A} \frac{dP}{dy}$$

$$N = \frac{2}{3} x \frac{y}{A} x (5T - 2R x \frac{dP}{dy}$$

Persamaan umum untuk untuk eksponen hidrolis N

4. Saluran untuk penampang tersusun penampang gabungan / tersusun



- a.) Perhitungan debit

Dilaksanakan dengan dua alternative :

- 1.) Hitung A, P, R

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

- 2.) Hitung A1, A2, A3

$$P1, P2, P3 \quad (P1 = a + b, P2 = a + c + d + e + g, P3 = f + g)$$

$$R1, R2, R3 \quad (Ri = \frac{Ai}{Pi})$$

$$Q1, Q2, Q3 \quad (Qi = \frac{1}{n} Ai Ri^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}})$$

$$Q = \sum Qi$$

b.) Perhitungna koefisien distribusi kecepatan.

1.) Koefisien energy (α)

$$\alpha = \frac{\sum (\frac{\alpha i \cdot Ki^3}{Ai^2})}{(\sum Ki)^3 / (\sum Ai)^2}$$

2.) Koefisien momentum (β)

$$\beta = \frac{\sum (\frac{\beta i \cdot Ki^2}{Ai})}{(\sum Ki)^2 / \sum Ai}$$

3.6. Perhitungan Aliran Seragam

Perhitungan Aliran seragam senantiasa meliputi perhitungan debit aliran, kecepatan aliran, dan kedalaman aliran pada saluran dengan kemiringan dasar, dan bentuk penampang diketahui, kekasaran.

DATA DIKETAHUI :

- Geometri Saluran
- Kemiringan saluran
- Koefisien kekerasan

PERMASALAHAN

- Hitung Q dan V bila y_0 di ketahui
- Hitung y_0 dan V bila Q di ketahui

Masalah yang agak rumit hanya pada kasus mencari y_0 , yang dapat dilakukan dengan :

a.) Cara aljabar (analitis)

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}}$$

$$AR^{\frac{2}{3}} = f(y)$$

Dengan coba – coba harga y, dicari nilai $AR^{\frac{2}{3}}$ yang cocok dengan nilai $\frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}}$.

b.) Cara Grafis

- Untuk penampang yang rumit, digambarkan lengkung $AR^{\frac{2}{3}}$ vs y

Dengan memplot nilai $AR^{\frac{2}{3}} \frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}}$ dapat diperoleh nilai y.

- Untuk penampang sederhana (trapezium dan lingkaran), dapat digunakan gambar 6-1 (chow) (trapezium → sudah ditabelkan : tabel 3A_1. Subiarnya)

5. Perhitungan Debit banjir

Pada aliran seragam, S_f pada rumus aliran seragam ternyata disamakan dengan S_w dan S_o

Pada sungai alam, $S_f \neq S_w \neq S_o$. Akibat keadaan saluran yang tidak teratur, garis energy dan permukaan air serta dasar saluran tidak lagi sejajar satu sama lain.

Bila percobaan kecepatan di bagian sungai yang lurus tidak terlalu besar, secara kasar, kemiringan energi dapat dianggap sama dengan kemiringan muka air dan kemiringan dasar ($S_f \approx S_w \approx S_o$). Sebaliknya bila kecepatan berbeda-beda secara nyata dari satu bagian ke bagian lain,

kemiringan energy harus diambil sebagai selisih antara tinggi tekanan total di ujung – ujung saluran dibagi dengan panjangnya ($Sf = \frac{H1-H2}{L}$)

Pada waktu banjir, kecepatan berubah-ubah dengan cepat dan tinggi kecepatan harus dimasukan dalam tinggi tekanan total untuk menentukan kemiringan energi. Karena aliran banjir terbukti sangat variasi dan tidak mantap, maka rumus aliran seragam untuk perhitungan debit hanya dapat dipakai bila perubahan taraf air banjir dan debitnya relative berlangsung secara lambat – laun.

Pemakaian langsung rumus aliran seragam untuk menentukan debit banjir disebut metode kemiringan luas (Slope area method).

Metode Kemiringan luas.

1. Kumpulan data A, R, dan n.
(A dan R dikedua ujung saluran)
2. Hitung K di kedua ujung saluran, (Ku dan Kd)
3. Hitung rata-rata K
$$K = \sqrt{Ku \times Kd}$$
4. Perkiraan hfo sepanjang saluran dan hitung $S = \frac{h_{fo}}{L}$
5. Hitung debit Qo
$$Qo = K \times \sqrt{S}$$
6. Dengan hasil Qo hitung tinggi kecepatan di ujung-ujung saluran
 $\alpha_u \times \frac{Vu^2}{2g}$ dan $\alpha_d \times \frac{Vd^2}{2g}$
7. Hitung $h_f = h_{fo} + \left(\alpha_u \times \frac{Vu^2}{2g} - \alpha_d \times \frac{Vd^2}{2g} \right) k$
k = 1.0 bila Vu < Vd (saluran menyempit)
k = 0.5 bila Vu > Vd (saluran melebar)
8. Hitung $s = \frac{h_f}{L}$
9. Hitung $Q = K \times \sqrt{S}$

10. Lakukan pemeriksaan, apakah Q yang dihasilkan $\approx Q_0$. Jika $Q \neq Q_0$, lakukan lagi langkah no.6 s-d 9 yang dimulai dengan Q_0 yang baru adalah nilai Q yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan diberhentikan bila $Q \approx Q_0$.

Catatan ;

Numerical Method untuk perhitungan kedalaman normal

➤ french hal 169 – 172 (*detergan*)

➤ French hal 667 – 671 (*program*)

Contoh-contoh soal

Soal – 1

Hitunglah nilai eksponen hidrolis untuk perhitungan aliran seragam dari saluran empat persegi panjang yang lebar dan saluran berpenampang segitiga.

Penyelesaian :

$$N = \frac{2}{3} \times \frac{y}{A} \times (5T - 2R \times \frac{dP}{dy})$$

- a). Saluran empat persegi panjang yang lebar.

$$T = B$$

$$A = B \cdot y$$

$$P = B + 2y \quad \approx \quad B \text{ (Soal. 4 persegi panjang yang lebar.)}$$

$$\frac{dP}{dy} \approx 0$$

$$N = \frac{2}{3} \times \frac{1}{B} (5B - 0)$$

$$N = 3,33$$

b). Saluran segitiga

$$T = 2my$$

$$A = my^2$$

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

$$\frac{dP}{dy} = 2\sqrt{1+m^2}$$

$$N = \frac{2}{3} \times \frac{y}{my^2} \left(5 \times 2my - 2 \times \frac{my^2}{2y\sqrt{1+m^2}} \times 2\sqrt{1+m^2} \right)$$

$$= \frac{2}{3} \times \frac{1}{my} (10my - 2my)$$

$$N = 5,33$$

Soal – 2

Dari suatu saluran berpenampang tersusun yang terdiri dari penampang utama dan sisi, diketahui data pada taraf aliran puncak adalah :

Bagian penampang		$A (m^2)$	$P (m)$	n	α	β
Penampang utama		498	68,8	0,035	1,10	1,04
Penampang sisi		514	123,4	0,040	1,11	1,04

Hitunglah koefisien distribusi kecepatan pada saluran tersebut.

Penyelesaian :

$$\alpha = \frac{\sum\left(\frac{\alpha_i \times k_i^2}{A_i^2}\right)}{(\sum k_i)^2 / (\sum A_i)^2}$$

$$\beta = \frac{\sum\left(\frac{\beta_i \times k_i^2}{A_i}\right)}{(\sum k_i)^2 / \sum A_i}$$

Bagian penampang	A_i	P_i	R_i	n_i	K_i	$\frac{\beta_i \times K_i^2}{A_i}$	$\frac{\alpha_i \times K_i^3}{A_i^2}$
Pen. Utama	498	68,8	7,26	0,035	53348,5	5943584	673442682
Pen. Sisi	514	123,4	4,17	0,040	33291,2	2242483	155019057
<i>Jumlah</i>	1012				86639,7	8186067	828461739

Catatan : $R_i = \frac{A_i}{P_i}$

$$K_i = \frac{1}{n_i} \times A_i \times R_i^{2/3}$$

$$\gg \alpha = \frac{828461739}{(86639,7)^3 / (1012)^2} = 1,305$$

$$\gg \beta = \frac{8186067}{(86639,7)^2 / 1012} = 1,104$$

Soal – 3

Sebuah saluran yang diberi lining beton dihaluskan ($n = 0,012$) mempunyai penampang trapezium dengan lebar 10 m dan kemiringan tebing 1,5 : 1 (H:V). Jika kemiringan dasar saluran 0.0003; berapakah kecepatan saluran rata-rata dan debitnya pada kedalaman normal aliran 3.0 m ?

Penyelesaian :

Saluran trapezium

$$B = 10,0 \text{ m}$$

$$m = 1,5$$

$$n = 0,012$$

$$S_o = 0,0003$$

$$y_o = 3,0 \text{ m}$$

$$A = (B + my)y = (10 + 1,5 \cdot 3)3 = 43,50 \text{ m}^2$$

$$P = B + 2y \sqrt{1 + m^2} = 10 + 2 \cdot 3 \sqrt{1 + 1,5^2} = 20,817 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 2,090 \text{ m}$$

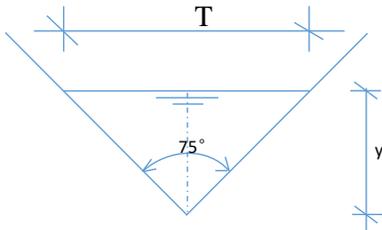
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,012} \cdot 2,090^{2/3} \cdot 0,0003^{1/2} = 2,36 \text{ m/det}$$

$$Q = V \cdot A = 102,66 \text{ m}^3/\text{det}$$

Soal-4

Sebuah saluran berpenampang segitiga dengan sudut pada dasarnya 75° , mengalirkan debit $1,20 \text{ m}^3/\text{det}$ pada kedalaman 0,80 m. Jika kemiringan dasar saluran 0,009, berapakah koefisien kekasaran Manning dari saluran tersebut ?

Penyelesaian :



$$T = 2 \cdot y \tan\left(\frac{75^\circ}{2}\right) = 4,228 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{2} T \cdot y = 0,491 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \cdot \frac{y}{\cos\left(\frac{75^\circ}{2}\right)} = 2,017 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0,243 \text{ m}$$

$$n = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{Q} = \frac{0,491 \cdot 0,243^{2/3} \cdot 0,009^{1/2}}{1,20} = 0,0151$$

Soal-5

Saluran trapezium dengan $B = 6,0 \text{ m}$; $m = 2$; $S_o = 0,0016$; $n = 0,025$ mengalirkan debit $10,8 \text{ m}^3/\text{det}$. Hitung kedalaman normal dengan kecepatannya.

Penyelesaian :



$$AR^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}} = 6,75$$

$$A = (B + my) y = (6 + 2y) y$$

$$P = B + 2y \sqrt{1 + m^2} = 6 + 2y\sqrt{5}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

a. Cara coba-coba :

y	A	P	R	AR ^{2/3}
0,90	7,020	10,025	0,700	5,534
1,05	8,505	10,696	0,795	7,299
1,00	8,000	10,472	0,764	6,686
1,01	8,100	10,517	0,770	6,805
1,005	9,150	10,494	0,767	6,745~~~6,75

terlalu kecil

terlalu besar

$$y_0 = 1,005 \text{ m}$$

$$A = 8,050 \text{ m}^2 \longrightarrow V = \frac{Q}{A} = 1,342 \text{ m/det}$$

b. Cara Grafis :

$$\begin{array}{l} AR^{2/3} = 6,75 \\ B = 6 \end{array} \longrightarrow \frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = 0,0568$$

$$\text{Grafik dari gambar 6-1 chow} \longrightarrow u/ \frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = 0,0568 \longrightarrow \frac{y}{B} = 0,167$$

Pada $m = 2$

$$\text{Jadi, } y_0 = 0,167 \cdot 6 = 1,002 \text{ m}$$

$$\phi = \frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}}, \quad = 0.0568$$

Dengan $m = 2$; $\phi = 0.055234$ $n_o = 0.165$

$\phi = 0.058282$ $n_o = 0.170$

Interpolasi linear :

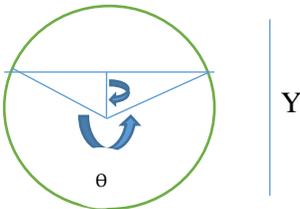
$\phi = 0.0568$ $n_o = 0.16757$

Soal-6

Sebuah gorong-gorong berdiameter 0.90 m, dengan kemiringan dasar 0.0016 dan koefisien $n = 0.015$ mengalirkan debit 0.54 .

Hitung kedalaman normal dan kecepatan alirnya $D0^2$

Pentyelesaian



$$AR^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{3}} = 0.2025$$

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) D_o^2$$

$$R = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) D_o^2$$

$D_o = 0.90$ Dengan coba-coba :

$\theta = 230 = 4.0149 \text{ rad.}$

$\sin \theta = -0.7661$

$A = 0.48402 \text{ m}^2$

$R = 0.268 \text{ m}$

$AR^{2/3} = 0.2012 = 0.2025$

$\theta = 4.0143 \text{ rad} = 230^\circ$

$$y = \frac{1}{2} (2\pi - 4.0143) = 1.1344 \text{ rad}$$

$$Y_o = \left(\frac{D_o}{2} + \frac{D_o}{2} \right) \cos y = 1.116 \text{ m/det}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.54}{0.48402} = 1.116$$

Cara grafis juga dapat dilakukan

Gambar 6-1 chow

$$\frac{AR^{2/3}}{D_o^{2/3}} = 0.2682 \quad \frac{y}{D_o} = 0.715$$

$$Y_o = 0.715, 0.90 = 0.6435$$

Dapat juga di buat gambar Y vs $AR^{2/3}$

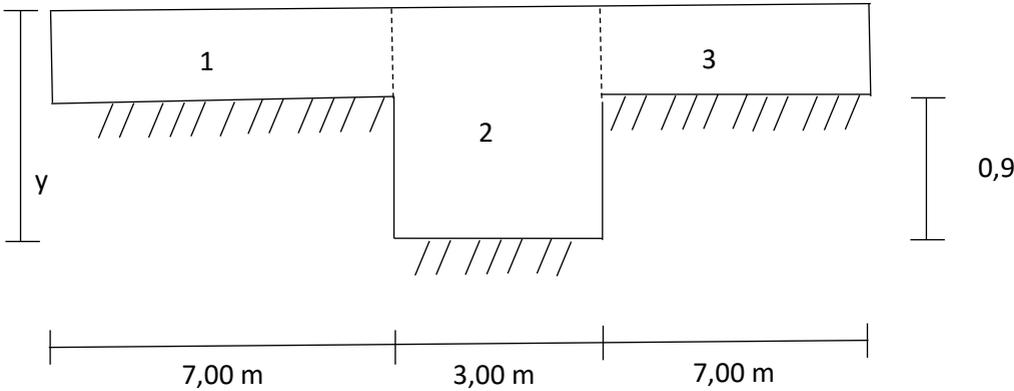
- Tetapkan Y hitung $AR^{2/3}$
- Gambar Y vs $AR^{2/3}$
- Plot $AR^{2/3}$ yang di hitung dari $\frac{n \cdot Q}{\sqrt{3}}$ dan diperoleh Y_o

Soal – 7

Sebuah saluran bersusun seperti di gambar, dengan nilai $n = 0.02$ dan $S_o = 0.0002$

Hitung debit aliran bila :

- a) $Y_o = 1.20 \text{ m}$
- b) $Y_o = 1.60 \text{ m}$



Penyelesaian :

$$Y_0 = 1.20 \text{ m}$$

1. Partial area method.

$$\begin{aligned}
 \text{- Sub- area 1 :} \quad A_1 &= 7.0 \times 0.3 = 2.10 \text{ m}^2 \\
 P_1 &= 7.0 + 0.3 = 7.30 \text{ m} \\
 R_1 &= \frac{A_1}{P_1} = 0.228 \text{ m} \\
 Q_1 &= \frac{1}{0.02} \times 2.10 \times 0.228^{2/3} \times
 \end{aligned}$$

$$0.0002^{1/2} = 0.647 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Sub- area 3 :} \quad Q_3 &= 0.647 \text{ m}^3/\text{det} \\
 \text{- Sub- area 2 :} \quad A_2 &= 3.0 \times 1.2 = 3.60 \text{ m}^2 \\
 P_2 &= 3.0 \times 2 \times (1.2) = 5.4 \text{ m} \\
 R_2 &= \frac{A_2}{P_2} = 0.6667 \text{ m} \\
 Q_2 &= \frac{1}{0.02} \times 3.60 \times 0.6667^{2/3} \times \\
 &0.0002^{1/2} = 1.943 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 3.237 \text{ m}^3/\text{det}$$

2. Total Section Method.

$$\begin{aligned}
 A &= 2 \times 2.10 + 3.60 = 7.80 \text{ m}^2 \\
 P &= 3.0 + 2 \times 0.9 + 2 \times 7.0 + 2 \times 0.3 = 19.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.402 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{0.02} \times 7.80 \times 0.402^{2/3} \times 0.0002^{1/2} = 3.005 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Y_0 = 1.60 \text{ m}$$

1. Partial Area Method.

- Sub- area 1 :

$$A_1 = 7.0 \times 0.7 = 4.90 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 7.0 + 0.7 = 7.70 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = 0.6364 \text{ m}$$

$$Q_1 = \frac{1}{n} A_1 R_1^{2/3} S_0^{1/2} = 2.563 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Sub- area 3 :

$$Q_3 = 2.563 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Sub- area 2 :

$$A_2 = 3.0 \times 1.6 = 4.80 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 3.0 \times 2 \times 1.6 = 6.20 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = 0.7742 \text{ m}$$

$$Q_2 = \frac{1}{n} \times A_2 R_2^{2/3} S_0^{1/2} = 2.862 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 7.988 \text{ m}^3/\text{det}$$

2. Total Section Method.

$$A = 2 \times 4.90 + 4.80 = 14.6 \text{ m}^2$$

$$P = 3.0 + 2 \times 0.9 + 2 \times 7.0 + 2 \times 0.7 = 20.2 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.7228 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} \times A R^{2/3} S_0^{1/2} = 8.315 \text{ m}^3/\text{det}$$

Hasil Akhir :

Y ₀ (m)	Q (m ³ /det)	
	Partial Area Method	Total Section Method
1.20	3.237	3.005
1.60	7.988	8.315

$$\longrightarrow Q_P > Q_T$$

$$\longrightarrow Q_P < Q_T$$

Soal-8

Hitung debit banjir melalui bagian sungai sepanjang 150 m yang data – datanya sebagai berikut :

	Penampang Hulu	Penampang Hilir
A	996.30	989.10
K	81918	83781
α	1.134	1.177

Penurunan muka air antara kedua penampang = 0.15 m

Penyelesaian :

$$K \text{ (rata-rata)} = \sqrt{ku \cdot kd} = 82844,26$$

$$\text{Perkisan awal} = hfo = \text{adalah}$$

$$\text{persamaan muka air} = 0.15 \text{ m}$$

$$S = \frac{hfo}{L} = \frac{0.15}{150} = 0,01$$

$$Q \text{ perkisan} \rightarrow Qo = K\sqrt{S} = 2619.8$$

Selanjutnya perhitungan dengan tabel, dimana :

$$Vu = \frac{Qo}{Au} = \frac{Qo}{996,30}$$

$$Vd = \frac{Qo}{Ad} = \frac{Qo}{989,10}$$

$$\alpha u \cdot \frac{Vu^2}{2g} = 1.134 \cdot \frac{Vu^2}{2 \cdot 9,81} = 0,05798 \approx 0,058 Vu^2$$

$$\alpha d \cdot \frac{-Vd^2}{2g} = 1.177 \cdot \frac{Vd^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0599 \approx 0,060 Vd^2$$

$$hf = hfo + K \left(\alpha u \cdot \frac{Vu^2}{2 \cdot g} - \frac{Vd^2}{2g} \right)$$

$$\text{karena } Vu < Vd \rightarrow K = 1,0$$

$$Hf = 0,15 + \alpha u \frac{Vu^2}{2g} - \alpha d \cdot \frac{Vd^2}{2g}$$

$$S \frac{hf}{L} = \frac{hf}{150}$$

$$Q = k\sqrt{S} = 82844,26 \cdot \sqrt{S}$$

Qo	Vu	Vd	$\alpha u \cdot \frac{Vu^2}{2g}$	$\alpha d \cdot \frac{Vd^2}{2g}$	hf	S	Q
2619.8	2.629529	2.648671	0.401036599	0.420927328	0.130109	0.000867	2439.894
2439.3	2.448359	2.466181	0.347678764	0.364923035	0.132756	0.000885	2464.583
2464.5	2.473653	2.491659	0.354899492	0.372501899	0.132398	0.000883	2461.256
2461.7	2.470842	2.488828	0.354093524	0.371655957	0.132438	0.000883	2461.628

$$Q = Qo = 2461.7 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (debit banjir)}$$

3.7 Perencanaan Saluran Aliran Seragam

1. Tipe saluran untuk perencanaan

Sebagian besar saluran yang dibuat merupakan saluran yang diberi lapisan dengan maksud pencegahan pembesar air, pencegahan terhadap gerusan, lahan lama, ataupun untuk keindahan. Namun pada keperluan lainnya seperti penghematan biaya, pada saluran irigasi dan reirigasi, umumnya saluran tidak diberi lapisan, melainkan hanya saluran tanah.

Pada beberapa negara, permukaan tubuh saluran ditanami dengan jenis rumput tertentu. Sehubungan dengan itu, untuk keperluan perencanaan, tipe saluran dibagi atas:

- a. Saluran tahan erosi
- b. Saluran peka erosi
- c. Saluran berumput

Didalam mata pelajaran ini, perencanaan saluran yang dibahas dibatasi hanya pada saluran tahan erosi dan saluran peka erosi,

A. SALURAN TAHAN EROSI

2 Saluran tahan erosi

Saluran yang permukaannya diberi lapisan yang dapat menahan erosi dengan baik dianggap saluran tahan erosi (nonerodable). Masuk juga dalam kategori ini adalah saluran yang digali pada dasar yang keras (batu).

Perencanaan cukup dengan menghitung ukuran saluran dengan aliran seragam, kemudian memutuskan ukuran akhir berdasarkan efisiensi hidrolika, atau penampang terbaik, praktis dan ekonomis. Factor-faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan adalah jenis tubuh saluran (material) yang akan menentukan koefisien kekasaran, kecepatan minimum ijin untuk mencegah pengendapan lanau atau serpihan kasar lainnya, kemiringan dasar saluran, kemiringan tebing saluran, jagaan (freeboard), penampang yang paling efisien (secara hidrolika ataupun secara pendekatan).

3. Kecepatan yang diijinkan

Bahan tahan erosi untuk melapisi tubuh saluran meliputi beton, pasangan batu, baja, besi tiang, kayu, kaca, plastic dan lain-lain. Pemilihan bahan tergantung pada jenis yang ada, harga bahan, metode pembangunan dan tujuan pembuatan saluran.

- Kecepatan maksimum yang diijinkan
Tujuan melapisi suatu saluran antara lain untuk mencegah erosi dan apabila telah dilapisi, maka kecepatan maksimum yang diijinkan (*maximum permissible velocity*) yaitu kecepatan yang

tidak menimbulkan erosi → dapat diabaikan, asal airnya tidak menyangkut pasir, kerikil, atau batu.

Namun bila kecepatan sangat besar, terdapat kecenderungan terangkatnya bongkah-bongkah pelapisan dan mncerai-beraiknya. Jadi pelapisan harus direncanakan terhadap kemungkinan hal ini.

Kecepatan maksimum ijin bias dilihat pada table 3.5

- Kecepatan minimum yang diijinkan
Kecepatan minimum yang diijinkan (*minimum permissible velocity*) yang dimaksud adalah kecepatan minimum tanpa pengendapan, yaitu kecepatan terendah yang tak akan menimbulkan sedimentasi dan mendorong pertumbuhan tanaman air dan ganggang.
Kecepatan ini tidak menentu dan sulit ditentukan.
Chow merekomendasikan agar kecepatan rata-rata disaluran tidak kurang dari 0,75 m/det.
Subramanya merekomendasikan agar kecepatan minimum dalam saluran irigasi adalah 0,30 m/det.

4. Kemiringan saluran

Kemiringan memanjang dasar saluran biasanya diatur oleh keadaan topografi dan tinggi energi yang diperlukan untuk menyalurkan air. Dalam banyak hal, kemiringan ini dari kegunaan saluran. Saluran irigasi misalnya, diusahakan kemiringan yang kecil untuk menjaga agar kehilangan tinggi tekan sekecil-kecilnya. Kemiringan tertiuip saluran terutama tergantung pada jenis bahannya

(Tabel 7.1 Chow, table 3,4 Subramanya)

5. Jagaan

Jagaan suatu saluram adalah jarak vertical dari permukaan air ke permukaan dinding saluran. Jarak ini untuk mencegah gelombang atau

kenaikan muka air diperkirakan terjadi pada saluran yang kecepatannya sangat besar atau kemiringannya sangat terjal dimana aliran sangat tidak stabil, atau pada tikungan dimana terjadi kenaikan muka air pada bagian yang cembung dari tikungan saluran, atau pada saluran yang kecepatannya mendekati aliran kritis dimana hambatan yang kecil bias menyebabkan loncatan air. Penyebab lainnya diantara lain pengaruh pasang surut dan gerakan air.

Besarnya jagaan berkisar dari 5% sampai lebih besar dari 30% kedalaman aliran. Untuk talang dari baja halus berkisar sekitar 6% dari diameter talang, dan dibagian luas tikungan (lapisan cembung) harus diperbesar.

- US. Burcaou of Reclamation (USBR) menyarankan suatu taksir awal bagi jagaan dengan rumus:

$$F = \sqrt{cy}$$

Dimana: C = 0,45 s/d 0,75

Untuk debit 0,54 m³/det s/d 81 m³/det

Dapat juga digunakan gambar 7.1 Chow (Satuan Inggris!)

- Indian Standards Institution menyarankan Institution menyarankan

Debit (m ³ /det)	Jagaan (m)	
	Saluran dengan Lining	Saluran tanpa Lining
<10	0,60	0,50
>10	0,75	0,75

Untuk keperluan praktis:

Q(m ³ /det)	<0,15	0,15-0,75	0,75-1,50	1,50-9,00	
Jagaan (m)	0,30	0,45	0,60		

6. Penampang Hidrolis Terbaik

Hantaran atau daya angkat penampang saluran :

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$$

Dengan luas penampang yang sama, daya angkut meningkat apabila terjadi peningkatan jari-jari hidrolis. Dari isi hidrolika jari-jari hidrolis yang maksimum atau keliling basah yang minimum akan memiliki daya angkat maksimum, dan penampang seperti ini disebut penampang hidrolis terbaik.

R → maksimum

P → minimum

Penampang hidrolis terbaik

(table 7.2 chow)

Penampang hidrolis terbaik tidak selalu dapat dipakai dalam praktik karena, kesulitan pembangunan. Dari segi praktis, perlu di ingat bahwa penampang hidrolis terbaik tidak selalu menghasilkan biaya galian yang ekonomis. Galian terkecil hanya terjadi bila muka air terletak pada taraf puncak tunggal. Penampang hidrolis terbaik hanya berlaku bagi perencanaan saluran tahan erosi.

7. Perhitungan Dimensi Saluran Tahan Erosi

Langkah-langkah penentuan ukuran penampang, untuk saluran tahan erosi :

1. Kumpulkan semua informasi yang dibutuhkan
 - Debit yang akan di alirkan (Q)
 - Jenis material tubuh saluran (untuk menafsir n)
 - Keadaan topografi (untuk memilih s)
 - Keadaan medan yang mempengaruhi penetapan ukuran saluran.

2. Hitung factor penampang $AR^{2/3}$

$$AR^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}}$$

3. Hitung berbagai kombinasi B, m dan y yang memenuhi nilai $AR^{2/3}$ dan dipilih yang paling efisien. Jika diinginkan penampang hidrolis terbaik, bisa langsung menggunakan table 7.2 dari chow. Penampang hidrolis terbaik dapat diubah supaya mudah dipakai dalam praktek
4. Untuk perencanaan saluran irigasi, dapat digunakan cara pendekatan dari :

- UIBR (untuk penampang trapesium)

$$y = 0.5 \sqrt{A}$$

$$\frac{B}{y} = 4 - m$$

- Irrigation service (India)

$$y = 0.577 \sqrt{A}$$

$$\frac{B}{y} = 3 - m$$

Rekomendasi dari CWC (India)

$Q(m^3/det)$	B/yo
0.30	2.0
3.00	4.0
14.00	6.0
28.00	7.5
140.00	14.0
285.00	18.0

5. Bila terdapat kandungan tahanan endapan (lanan) pada air yang mengalir, kecepatan aliran harus diperiksa dan memenuhi $V \geq V_{air\ ijin}$.
6. Disarankan $V \leq V_{maks\ ijin}$ agar saluran tahan lama
7. Tambahkan jagaan secukupnya.

B. SALURAN PEKA EROSI

8. Metode Pendekatan

Sifat aliran dalam saluran peka erosi dipengaruhi oleh banyak faktor fisik serta keadaan lapangan yang sangat kompleks dan tidak menentu sehingga perencanaan yang tepat untuk saluran semacam ini pada saat sekarang ini sesungguhnya belum sesuai dengan kenyataan.

Rumus aliran seragam :

- Cocok untuk perencanaan saluran tahan erosi (salurannya stabil).
- Dapat dipakai untuk perencanaan saluran peka erosi dengan beberapa syarat tertentu, karena stabilitas saluran terutama

tergantung pada bahan pembentuk saluran dan bukan pada sifat hidrolis aliran disaluran.

Rumus aliran terapan dapat dipakai untuk menghitung kecepatan aliran dan debit, hanya jika diperoleh penampang saluran peka erosi stabil.

Dua metode pendekatan untuk perencanaan saluran peka erosi adalah :

- Metode kecepatan yang diijinkan
- Metode gaya tarik

Metode-metode ini hanyalah sebagai pedoman untuk perencanaan dan tidak dapat dipertentangkan dengan hasil pengalaman.

9. Kecepatan Maksimum yang diijinkan

Kecepatan maksimum yang diijinkan atau kecepatan tahan erosi (nonerodible velocity) adalah kecepatan rata-rata terbesar yang tidak akan menimbulkan erosi pada tubuh saluran. Tabel 7-3 Chow, adalah tabel kecepatan maksimum yang diijinkan menurut Fostier dan Scobey, berlaku bagi saluran yang sudah lama, lurus, kemiringannya kecil dan kedalaman air lebih kecil dari 0,09m. Tabel 3-5 Subsamanya, adalah tabel kecepatan maksimum yang diijinkan untuk saluran peka erosi dan saluran tahan erosi. Untuk saluran yang berbelok-belok, kecepatan harus dikurangi agar erosi berkurang.

Besarnya pengurangan kecepatan menurut Lane adalah :

5%	untuk	saluran	dengan	belokan	kecil
13%	untuk	saluran	dengan	belokan	sedang
22%	untuk	saluran	dengan	belokan	besar.

10. Metode kecepatan yang diijinkan

Langkah-langkah penentuan ukuran penampang untuk saluran peka erosi dengan metode kecepatan yang diijinkan :

1. Kumpulkan semua informasi yang dibutuhkan
 - debit yang akan dialirkan (Q)
 - jenis material tubuh saluran (untuk menaksir n, kemiringan tebing m, kecepatan maksimum yang diijinkan)
 - keadaan topografi (untuk menaksir S)keadaan medan yang bisa mempengaruhi penetapan ukuran saluran.

2. Hitung : $A = \frac{Q}{v}$

Dan R dari rumus Manning

3. Hitung : $P = \frac{A}{R}$

4. Dengan nilai A dan P yang merupakan fungsi dari B dan y (pada harga m tertentu), nilai B dan y bisa dihitung.

5. Tambahkan jagaan dan sempurnakan ukuran penampang agar praktis.

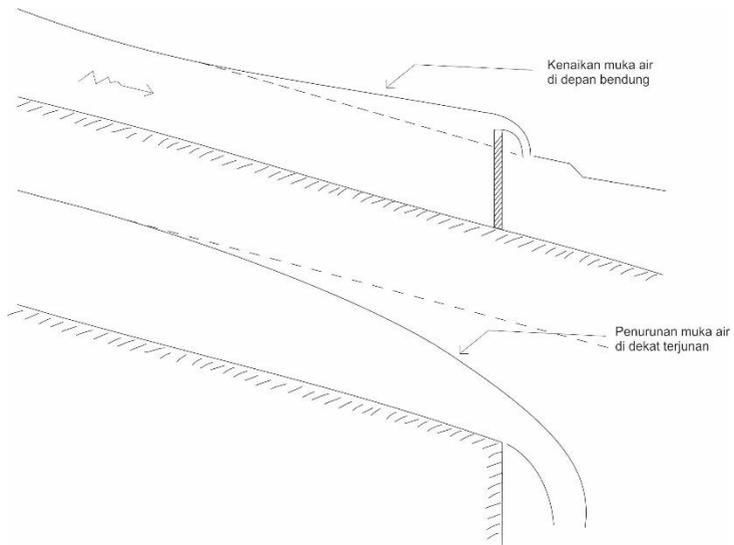
BAB 4. ALIRAN BERUBAH LAMBAT LAUN

4.1. Pengertian Tentang Aliran Berubah Lambat Laun

Aliran berubah lambat laun yang akan dibahas didalam mata kuliah ini adalah aliran berubah lambat laun dalam keadaan langsung (gradually varied steady flow).

- Aliran langsung
- Garis arus praktis sejajar (pembagian tekanan adalah hidrostatik).
- Perubahan taraf muka air secara berangsur-angsur.

Contoh :



- → Garis kemiringan energy (Sf) tidak sama/sejajar Garis permukaan air (Sw), dan tidak sama/sejajar datar saluran (So)

$$Sf \neq Sw \neq So$$

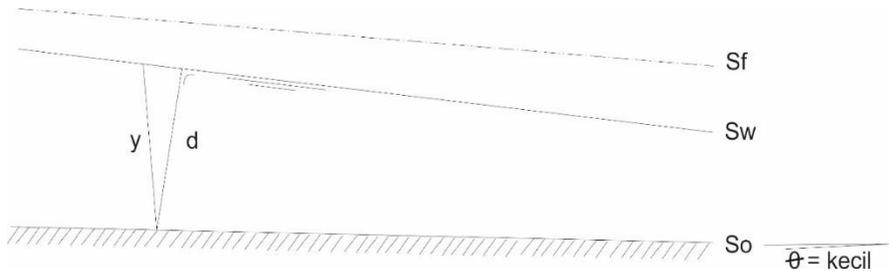
Asumsi dasar :

1. Kehilangan tinggi energi pada suatu penampang, sama dengan kehilangan pada aliran seragam, pada kecepatan dan jari-jari hidrolis penampang yang sama.

→ Rumus aliran seragam dapat dipakai untuk aliran berubah lambat laun :

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} Sf^{\frac{1}{2}} \rightarrow Sf = \frac{n^2 v^2}{R^{\frac{4}{3}}}$$

2. Kemiringan dasar saluran cukup kecil.



$\theta = \text{kecil}$

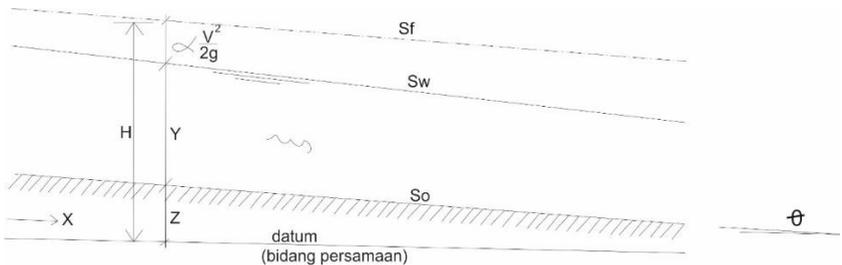
- $d \approx y$
- $\text{Cos } \theta \approx 1,0$
- Tidak terjadi pemasukan udara.

3. Saluran prismatis (jalur & bentuk konstan).
4. Distribusi kecepatan di penampang saluran tetap.
→ Koefisien distribusi kecepatan (α & β) = tetap.
5. Daya angkut (hantaran) K dan faktor penampang Z (merupakan fungsi eksponen terhadap kedalaman aliran).
→ Lihat bab II (bagian 2.3)
$$Z^2 = C_1 \cdot y^m$$

→ Lihat bab IV (bagian 4.3)
$$K^2 = C_2 \cdot y^n$$
6. Koefisien kekasaran n , tidak tergantung pada kedalaman aliran dan tetap sepanjang bagian saluran yang ditinjau.

4.2. Persamaan Diferensial

Saluran dengan $\theta =$ kecil.



Energi (Head) $\rightarrow H = Z + y + \alpha \frac{V^2}{2g}$.

$S_f = - \frac{dH}{dx}$ ((-), H berkurang kearah aliran x).

$S_o = - \frac{dz}{dx}$ ((-), Z berkurang kearah aliran x).

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

$$S_o - S_f = \frac{dy}{dX} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\alpha}{dx} \left(\frac{Q^2}{A^2} \right).$$

$$S_o - S_f = \frac{dy}{dX} + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g} \cdot \left(- \frac{2}{A^3} \frac{dA}{dX} \right).$$

$$S_o - S_f = \frac{dy}{dX} + \left(1 - \alpha \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \right).$$

$$S_o - S_f = \frac{dy}{dX} + \left(1 - \alpha \frac{Q^2 T}{gA^3} \right).$$

$$\frac{dy}{dX} = \frac{S_o - S_f}{1 - \alpha \frac{Q^2 T}{gA^3}}.$$

Persamaan diferensial profil permukaan air pada aliran berubah lambat laun.

Disebut juga : Persamaan dinamis aliran berubah lambat laun.

$$\text{Jika } \alpha = 1 \rightarrow \frac{dy}{dX} = \frac{S_o - S_f}{1 - \alpha \frac{Q^2 T}{gA^3}}.$$

Bentuk-bentuk lain :

a). Dengan memanfaatkan daya angkut K dan faktor penampang Z :

$$\frac{dy}{dX} = S_o \frac{1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_e}{Z}\right)^2}$$

$$\text{Dimana : } K_o = \frac{Q}{\sqrt{S_o}}, \quad K = \frac{1}{n} AR^{2/3}.$$

$$Z_e = \frac{Q}{\sqrt{S/\alpha}}, \quad Z = A\sqrt{D}$$

b). Dengan memanfaatkan debit normal Q_0 dan debit kritis Q_c

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^2}{1 - \left(\frac{Q}{Q_c}\right)^2}$$

c). Untuk Aliran empat persegi panjang yang lebar.

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{Y_0}{y}\right)^{\frac{1}{3}}}{1 - \left(\frac{Y_c}{y}\right)^3} \quad \text{atau} \quad \frac{-dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{Y_0}{y}\right)^3}{1 - \left(\frac{Y_c}{y}\right)^3}$$

4.3. Ciri-Ciri Profil Aliran

Aliran berubah lambat-laun adalah aliran dengan permukaan air membentuk lengkung yang menaik atau menurun terhadap dasar saluran.

→ y makin tinggi atau y makin rendah

→ $\frac{dy}{dx} > 0$ atau $\frac{dy}{dx} < 0$

- Permukaan air menaik, disebut lengkung air balik.
- Permukaan air menurun, disebut lengkung surut muka air (drawdown curve).

Untuk pembahasan akan dipakai rumus :

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2}$$

Saluran dianggap priomatis ; dari nilai K & Z akan selalu bertambah atau berkurang sesuai dengan kedalaman y (Hal ini sesuai untuk semua penampang saluran terbuka, kecuali gorong-gorong yang atasnya tertutup secara berangsur-

angsur dimana K adalah mencapai suatu nilai maksimum akan berkurang walaupun y tetap bertambah).

a. Lengkung air balik (lengkung peninggi)

$$\frac{dy}{dx} > 0$$

Ada 2 kemungkinan :

- 1) $1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 > 0$ dan $1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0$
- 2) $1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 < 0$ dan $1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 < 0$

Jika, $1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 > 0$ $K > K_o \longrightarrow$ $y > y_o \longrightarrow$

$1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0$ $Z > Z_c \longrightarrow$ $y > y_c \longrightarrow$

Pada kondisi ini bisa terjadi $y > y_o > y_c$ kalau $S_o < S_c$

$y > y_c > y_o$ kalau $S_o > S_c$

$y > y_o = y_c$ kalau $S_o = S_c$

($S_o > S_c$ – saluran terjal ; step channel ; saluran superkritis

$S_o = S_c$ – saluran dengan kemiringan kritis

($S_o < S_c$ – saluran landai, mild channel ; saluran sub kritis)

Jika, $1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 < 0$ \longrightarrow $K < K_o$ \longrightarrow $y < y_o$

$1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 < 0$ \longrightarrow $Z < Z_c$ \longrightarrow $y < y_c$

Pada kondisi ini bisa terjadi $y < y_o < y_c$ kalau $S_o > S_c$

$$y < y_c < y_o \quad \text{kalau} \quad S_o < S_c$$

$$y < y_o = y_c \quad \text{kalau} \quad S_o = S_c$$

Lengkung surut muka air (lengkung penurunan)

$$\frac{dy}{dx} < 0$$

Ada 2 kemungkinan :

$$1) \quad 1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 > 0 \quad \text{dan} \quad 1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 < 0$$

$$2) \quad 1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 < 0 \quad \text{dan} \quad 1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0$$

$$\text{Jika, } 1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 > 0 \quad \longrightarrow \quad K > K_o \quad \longrightarrow \quad y > y_z$$

$$1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 < 0 \quad \longrightarrow \quad Z < Z_c \quad \longrightarrow \quad y < y_c$$

Pada kondisi ini hanya terjadi : $y_c > y > y_o$ (pada $S_o > S_c$)

$$\text{Jika, } 1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 < 0 \quad \longrightarrow \quad K < K_o \quad \longrightarrow \quad y < y_o$$

$$1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0 \quad \longrightarrow \quad Z > Z_c \quad \longrightarrow \quad y > y_c$$

Pada kondisi ini hanya terjadi : $y_o > y > y_c$ (pada $S_o < S_c$)

$$\text{Jika, } 1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 < 0 \quad \longrightarrow \quad K < K_o \quad \longrightarrow \quad y < y_o$$

$$1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0 \quad \longrightarrow \quad Z < Z_c \quad \longrightarrow \quad y > y_c$$

Pada kondisi ini hanya terjadi : $y_o > y > y_c$ (pada $S_o < S_c$)

Aliran seragam dikenal dengan $y = \text{konstan}$ atau $\frac{dy}{dx} = 0$

$$\rightarrow 1 - \left(\frac{K_o}{K}\right)^2 = 0 \quad \longrightarrow \quad K = K_o \quad \longrightarrow \quad y = y_o$$

Aliran seragam bisa terjadi pada :

- Step channel ($S_o > S_c$) $\longrightarrow y_o < y_c \implies y = y_o < y_c$ aliran seragam super kritis.
- Critical channel ($S_o = S_c$) $\longrightarrow y_o = y_c \longrightarrow y = y_o = y_c$ aliran seragam kritis
- Mild channel ($S_o < S_c$) $\longrightarrow y_o > y_c \longrightarrow y = y_o > y_c$ aliran seragam sub kritis

Dalam pembahasan diatas, kemiringan saluran digolongkan sebagai selaras (subtaining) yaitu menukik sesuai arah aliran ($S_o > 0$) kemiringan positif.

Di lapangan, bisa terjadi kemiringan saluran tiak selaras (non streaming) yaitu mendatar ($S_o = 0$) atau menanjak ($S_o < 0$). Kemiringan mendatar disebut juga kemiringan nol, dan kemiringan menanjak disenut juga kemiringan negative.

- Pada saluran mendatar ($S_o = 0$)

$$K_o = Q/\sqrt{S_o} = \infty \longrightarrow y_o = \infty$$

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - (\frac{K_o}{K})^2}{1 - (\frac{Z_c}{Z})^2} = \frac{1 - (\frac{K_o}{K})^2}{1 - (\frac{Z_c}{Z})^2} = \frac{S_o - \frac{S_o \cdot K_o^2}{K^2}}{1 - (\frac{Z_c}{Z})^2} = \frac{S_o - (\frac{Q}{K})^2}{1 - (\frac{Z_c}{Z})^2}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{- (\frac{Q}{K})^2}{1 - (\frac{Z_c}{Z})^2}$$

a) $\frac{dy}{dx} > 0$ (lengkung air balik) $1 - (\frac{Z_c}{Z})^2 < 0$

Atau $Z_c > Z \longrightarrow y_c > y$

Dengan $y_o = \infty \longrightarrow y_o > y_c > y$

$$b) \frac{dy}{dx} < 0 \text{ (dengan surut muka air)} \longrightarrow 1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0$$

$$\text{Atau } Z > Z_c \longrightarrow y > y_c$$

$$\text{Dengan } y_o = \infty \longrightarrow y_o > y > y_c$$

- Pada Saluran Menanjak ($S_0 < 0$)

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{S_0}} \Rightarrow K_0^2 = \frac{Q^2}{S_0} ; \text{ (Mempunyai nilai negatif. } K_0 =$$

imajiner $\rightarrow \gamma_0 = \text{imajiner}$)

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = S_0 \cdot \frac{1 - \left(\frac{K_c}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2} ; \text{ (dengan } S_0 < 0, K_0^2 < 0 \text{)}$$

$$a) \frac{d\gamma}{d\mu} > 0 \text{ (Lengkungan Balik) } \rightarrow 1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 < 0 \text{ atau } Z_c > Z \rightarrow$$

$$\gamma_c > \gamma$$

$$b) \frac{d\gamma}{d\mu} < 0 \text{ (Lengkung Penurunan) } \rightarrow 1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0 \text{ atau } Z > Z_c$$

$$\rightarrow \gamma > \gamma_c$$

Beberapa ciri Khusus :

- a. Ketidakselarasan profil aliran

$$\text{Bila } \gamma = \gamma_c \rightarrow Z = Z_c$$

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = S_0 \cdot \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2} = \infty \rightarrow \text{(profil aliran bersifat vertikal$$

melintasi garis kedakaman kritis) \rightarrow (Terjadi loncatan hidrolis yang menunjukkan ketidakselarasan profil aliran (Hydraulic Jump))

\rightarrow (Bila γ berubah dari tinggi ke rendah, akan terjadi penurunan hidrolis (Hydraulic Drop))

Persamaan diferensial aliran berubah lambat laun tidak dapat dipakai menghitung profil aliran berubah lambat laun didekat kedalaman kritis secara tepat.

b. Sifat profil aliran pada kedalaman spesifik

Bila $\gamma = \infty$

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = S_0 \rightarrow (\text{Permukaan aliran horizontal})$$

bila $\gamma = \gamma_0$

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = 0 \rightarrow (\text{Permukaan aliran sejajar dalam saluran})$$

bila $\gamma = \gamma_c$

→ (Bisa terjadi loncatan hidrolis)

→ (Bisa terjadi penurunan hidrolis)

bila $\gamma = \gamma_0 = \gamma_c$

→ (Aliran seragam dan kritis)

c. Titik belok profil aliran

Bila $\gamma = 0$; $\frac{d\gamma}{d\mu} = \frac{\infty}{\infty}$ (Tak tentu)

Tetapi untuk saluran empat persegi panjang yang lebar dengan ruas **Meaning**

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = S_0 \cdot \frac{1 - (\frac{\gamma_0}{\gamma})^{10/3}}{1 - (\frac{\gamma_c}{\gamma})^3} , \text{ diperoleh :}$$

$\frac{d\gamma}{d\mu} = \infty$ → (Kurva menjadi vertikal didasar saluran)

Jika saluran empat persegi panjang yang lebar dengan rumus Chezy

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = S_0 \cdot \frac{1 - \left(\frac{\gamma^n}{\gamma}\right)^3}{1 - \left(\frac{\gamma_c^n}{\gamma}\right)^3}, \text{ diperoleh :}$$

$$\frac{d\gamma}{d\mu} = S_0 \cdot \left(\frac{\gamma^n}{\gamma_c}\right)^3 \rightarrow (\text{Kurva membentuk sudut tertentu terhadap dasar})$$

→ Jelas akan terdapat titik belok (Point Of Inflection) pada profil aliran bila $\gamma < \gamma_c < \gamma_n$

Mouset menentukan pula titik belok bila $\gamma < \gamma_n < \gamma_c$
(Lihat gambar q3 Chow)

4.4. Klasifikasi Profil Aliran

Kemiringan dasar saluran dalam pembahasan di bagian 6.3. Terdiri dari $S_o > 0$, $S_o = 0$, $S_o < 0$.

Untuk $S_o > 0$ bisa terjadi $S_o < S_c$, $S_o = S_c$, ataupun $S_o > S_c$.

Untuk setiap kemiringan saluran diberi notasi yang mudah diingat, yaitu :

H	untuk dasar saluran mendatar	→ $S_o = 0$
M	untuk dasar saluran landai (subkritis)	→ $S_o > 0$; $S_o < S_c$
C	untuk dasar saluran kritis	→ $S_o > 0$; $S_o = S_c$
S	untuk dasar saluran terjal	→ $S_o > 0$; $S_o > S_c$
A	untuk dasar saluran menanjak	→ $S_o < 0$

Secara umum, ruang di saluran dapat dibagi menjadi 3 daerah dengan adanya garis kedalaman normal dan garis kedalaman kritis.

- Daerah 1 → ruang diatas garis atas
- Daerah 2 → ruang diantara garis atas dan garis bawah
- Daerah 3 → ruang dibawah garis bawah

Bila $y_o > y_c$, sebagai garis atas adalah garis kedalaman normal, dan garis bawah adalah garis kedalaman kritis.

Bila $y_c > y_o$, sebagai garis atas adalah garis kedalaman kritis, dan garis bawah adalah garis kedalaman normal.

Dari penamaan saluran serta pembagian daerah di saluran, terdapat konfersi notasi sebagai berikut :

H_1, H_2, H_3
 M_1, M_2, M_3
 C_1, C_2, C_3
 S_1, S_2, S_3
 A_1, A_2, A_3

Dari 15 notasi ini sebenarnya melambangkan 15 jenis aliran berubah lambat laun yang mungkin terjadi. Namun aliran dengan notasi H_1 dan A_1 tidak mungkin terjadi, dan C_2 merupakan aliran seragam (aliran seragam dan kritis).

$H_1 \rightarrow H > \gamma_c$

$\rightarrow \gamma > \gamma_0$; dimana $\gamma_0 = \infty$ \rightarrow TIDAK MUNGKIN

$A_1 \rightarrow \gamma > \gamma_c$

$\rightarrow \gamma > \gamma_0$; dimana $\gamma_0 = \text{Imajinier}$ \rightarrow TIDAK MUNGKIN

$C_2 \rightarrow \gamma > \text{diantara } \gamma_0 \text{ \& } \gamma_c$
 $\rightarrow \gamma_0 = \gamma_c$

Tabel jenis profil aliran berubah lambat laun pada saluran prismatis

Kemiringan dasar saluran	Notasi tipe aliran dengan lokasi terjadinya			Hubungan y, y_0, y_c			Lengkung muka air	Jenis aliran (Subkritis, kritis, superkritis)
	Zona-1	Zona-2	Zona-3	Zona-1	Zona-2	Zona-3		
Mendatar (horizontal) $S_0 = 0$	NIHIL			$y > y_0 > y_c$			-	-
		H2		$y_0 > y > y_c$			Surut muka air	Subkritis
			H3	$y_0 > y_c > y$			Air balik	Superkritis
Lantai Cmid) $0 < S_0 < S_c$	M1			$y > y_0 > y_c$			Air balik	Subkritis
		M2		$y_0 > y > y_c$			Surut muka air	Subkritis
			M3	$y_0 > y_c > y$			Air balik	Superkritis
Kritis (critical) $S_0 = S_c > 0$	C1			$y > y_0 = y_c$			Air balik	Subkritis
		C2		$y_0 = y = y_c$			-	Kritis
			C3	$y_0 = y_c > y$			Air balik	Superkritis
Terjal (steep) $S_0 > S_c > 0$	S1			$y > y_c > y_0$			Air balik	Subkritis
		S2		$y_c > y > y_0$			Surut muka air	Superkritis
			S3	$y_c > y_0 > y$			Air balik	Superkritis
Menanjak (adverse) $S_0 < 0$	NIHIL			$y > y_0^* > y_c$			-	-
		A2		$y_0^* > y > y_c$			Surut muka air	Subkritis
			A3	$y_0^* > y_c > y$			Air balik	Superkritis

y_0^* —→ dianggap bernilai positif

Gambar 9-2 Chow memperlihatkan klasifikasi profil aliran berubah lambat laun

Gambar 9-4, 9-5 Chow memperlihatkan contoh-contoh profil aliran

4.5. Analisa Profil Aliran

Analisa profil aliran merupakan suatu cara meramal bentuk umum profil aliran. Hal ini memungkinkan perencana mempelajari sebelumnya kemungkinan profil aliran yang dapat terjadi di saluran yang akan direncanakan.

Cara ini penting dilakukan dalam perencanaan saluran dengan aliran berubah lambat laun .

- Saluran prismatis dengan kemiringan dasar yang tetap.
 - Telah dibahas pada bagian 6.4
 - Contoh2 dapat dilihat pada gambar 9.4 chow
- Saluran prismatis dengan kemiringan dasar saluran berubah.
 - Ada 20 jenis profil aliran dan dapat dilihat pada gambar 9.6 chow
 - Beberapa uraian khusus :
 1. Profil didekat atau pada kedalaman kritis tidak dapat diramalkan dengan tepat berdasarkan teori aliran berubah lambat laun, karena biasanya bersifat aliran berubah tiba-tiba.
 2. Pada saat melintasi garis kedalaman kritis, profil aliran secara teoritis akan miring mendekati vertical, karena biasanya pada saat melintasi garis kedalaman kritis sifat aliran berubah tiba-tiba dan kemiringan profil yang sesungguhnya tidak dapat diramalkan dengan tepat menurut teori.

Demikian pula, kedalaman kritis tidak terjadi tepat diatas perubahan dasar saluran, dan tidak akan sama seperti di gambar 9.6 Chow.

3. Pada beberapa kejadian (gambar 9.6. & l), loncatan hidrolis dapat terjadi baik disaluran hulu maupun saluran hilir, tergantung kedalaman normal di saluran hilir.
(perubahan khusus pada topik loncatan hidrolis
 4. Bila saluran hulu menanjak (gambar 9.6 q sampai t), debit tidak terpengaruh oleh keadaan helusan hulu, tetapi oleh taraf genangan di hulu, yang merupakan asimtot mendatar profil A2.
 5. Profil-profil spesifik untuk saluran panjang dimana aliran seragam dapat terjadi jauh ke hulu dan ke hilir, bisa dilihat pada gambar-gambar 9-6 Chow._
- Saluran prismatis dengan beberpa perubahan kemiringan untuk saluran semacam ini, cara analisa umum adalah sebagai berikut:
 1. Gambarkan profil saluran dengan skala vertical yang diperbesar.
 2. Y_0 untuk setiap bagian saluran dan gambarkan garis kedalaman normal.
 3. Hitung Y_c dan gambarkan garis kedalaman kritis.
 4. Tetapkan semua penampang kontrol yang memungkinkan:
 - a. Penampang control hulu
Terletak disemua bagian yang terjal di ujung hulu karena aliran disaluran terjal harus melintasi penampang kritis di ujung hulu lalu mengikuti bentuk profil S_1 , dan S_2 . Dengan demikian, kedalaman kritis sebagai kedalaman control. penampang kontrol hulu juga terdapat di saluran landau yang panjang, sebab lengkung M1 dan M2 aka mendekati kedalaman normal di ujung hulu.

Penampang kontrol hilir terletak di ujung hilir setiap saluran terjal yang panjang, sebab aliran akan mendekati kedalaman normal di ujung hilir. Jika ujung hilir

- b. saluran landai terputus pada suatu terjunan bebas, penampang control dapat dianggap diujung di mana kedalamannya mencapai kritis.
 - c. Penampang kontrol buatan
Terletak dibangunan pengontrol seperti bendung, bendungan, atau pintu pelimpah (sluice gate) di mana kedalaman kontrolnya diketahui atau ditentukan.
5. Dimulai pada kedalaman control disetiap penampang kontrol, untuk setiap bagian dirancang profil kontinyu. Gunakan garis kedalaman normal dan garis kedalaman kritis untuk koreksi dan gambar-gambar profil spesifik yang diketahui.
 6. Bila aliran superkritis di hulu dan subkritis di hilir, profil aliran akan melintasi suatu kedalaman kritis dan terjadilah loncatan hidrolis.
- Saluran tidak prismatis dan saluran dengan aliran berubah beraturan Pada saluran seperti ini, analisis aliran lebih rumit sebab penampang kontrol dapat terjadi di setiap penampang saluran dan letaknya tidak dapat ditentukan dengan mudah.
Pada gambar 9.8 chow dapat dilihat contohnya.

Contoh-contoh soal

Soal-1

$$a) \frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - \left(\frac{k_o}{k}\right)^2}{1 - \left(\frac{z_c}{z}\right)^2}$$

$$b) \frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - \left(\frac{Q}{Q_o}\right)^2}{1 - \left(\frac{Q}{Q_c}\right)^2}$$

Penyelesaian :

$$a) \frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - s_o - s_f}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}}$$

$$K = \frac{Q}{\sqrt{s_f}} \longrightarrow S_F = \frac{Q^2}{K^2}$$

Pada aliran seragam :

$$K_o = \frac{Q}{\sqrt{s_o}} \longrightarrow S_o = \frac{Q^2}{k_o^2}$$

- Jadi $S_o - S_f = S_o \left(1 - \frac{s_f}{s_o}\right) = s_o \left(1 - \frac{k_o^2}{K^2}\right)$

$$Z = A \sqrt{D} = \sqrt{\frac{A^3}{T}} \longrightarrow \frac{A^3}{T} = Z^2$$

Pada aliran Kritis :

$$z_c = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{Q^2}{g}} \longrightarrow \frac{Q^3}{g} = z_c^2$$

- Jadi : $1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} = 1 - \frac{Q^2}{g} = \frac{z_c^2}{Z^2}$

$$\longrightarrow \frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - \left(\frac{k_o}{k}\right)^2}{1 - \left(\frac{z_c}{z}\right)^2}$$

$$b) \frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}}$$

$$Q = k\sqrt{S_f}$$

$$Q_o = k\sqrt{S_o}$$

$$\longrightarrow \frac{S_f}{S_o} = \left(\frac{Q}{Q_o}\right)^2$$

$$Q_c = Z\sqrt{g}$$

$$Z = \sqrt{\frac{A^3}{T}}$$

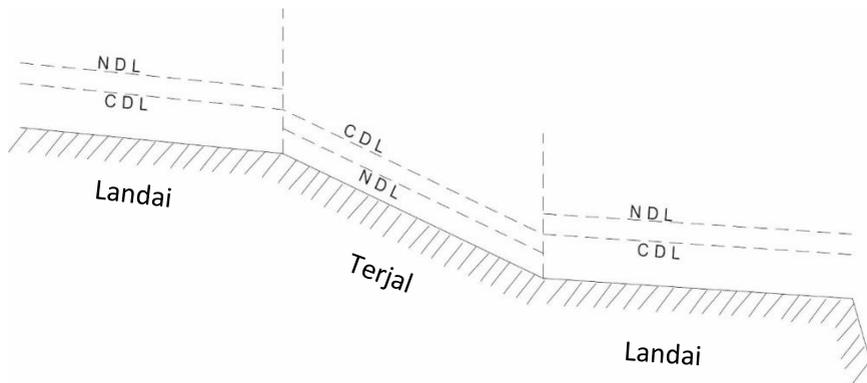
$$Q_c = \sqrt{\frac{g A^3}{T}}$$

$$\longrightarrow \frac{Q^2 T}{g A^3} = \left(\frac{Q}{Q_c}\right)^2$$

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - \frac{S_f}{S_o}}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} = S_o \frac{1 - \left(\frac{Q}{Q_o}\right)^2}{1 - \left(\frac{Q}{Q_c}\right)^2}$$

Soal-2

Pada saluran tersebut dibawah ini sudah dihitung kedalaman normal dan kedalaman kritis . Buatlah sketsa profil aliran mengalir terjadi.



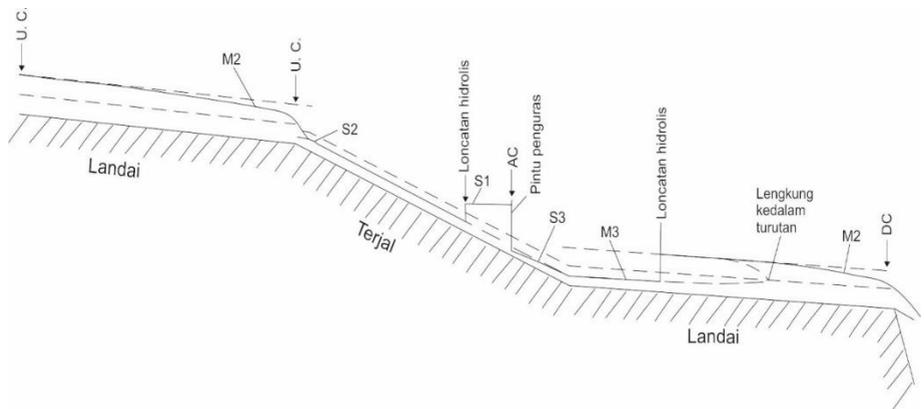
NDL = Normal depth line
(Garis kedalaman Normal)

CDL = Critical Depth line
(Garis kedalaman kritis)

Penyelesaian:

- Tetapkan penampang control:
 - UC = upstream control section
 - DC = downstream control section
 - AC = artificial control section
- Perkisaran kemungkinan profilatiaoan dengan memperhatikan kedudukan garis kedalaman normal dengan garis kedalaman kritis, serta gambar-gambar profil aliran yang ada (gambar 9.4 dan 9.6 chow).

- Hasilnya adalah:



BAB 5. PERHITUNGAN PROFIL ALIRAN BERUBAH LAMBAT LAUN

5.1. Metode Perhitungan Profil Aliran

Metode perhitungan profil aliran berubah lambat laun dibagi atas tiga kelompok metode, yaitu :

- A. Metode-metode grafis ; antara lain :
 - Metode Integrasi Grafis
 - Metode Esra
 - Metode debit-penurunan tinggi
- B. Metode Integrasi Langsung
- C. Metode-Metode Numerik
 - 1. Simple numerical methods ; antara lain :
 - Metode tahapan langsung
 - Metode tahapan standar
 - 2. Advanced numerical methods ; antara lain :
 - Standard fourth order Runge-Kutta method
 - Kutta-Merson method
 - Trapezoidal method

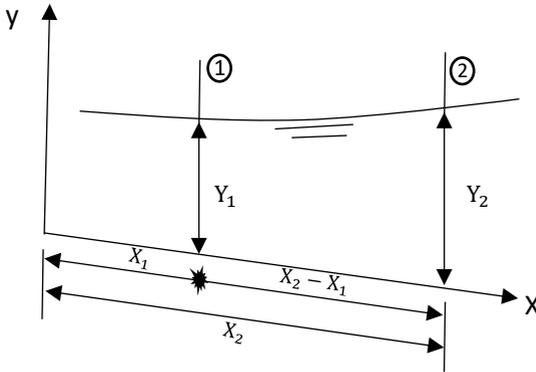
Perhitungan profil aliran berubah lambat laun pada dasarnya merupakan penyelesaian terhadap persamaan diferensial dari aliran berubah lambat laun.

Sasaran utama dari perhitungan ini adalah menentukan bentuk profil aliran. Berikut ini uraian dari beberapa metode.

5.2. Metode Integrasi Grafis

Dasar metode ini adalah mengintegrasikan persamaan diferensial dari aliran berubah lambat laun secara grafis.

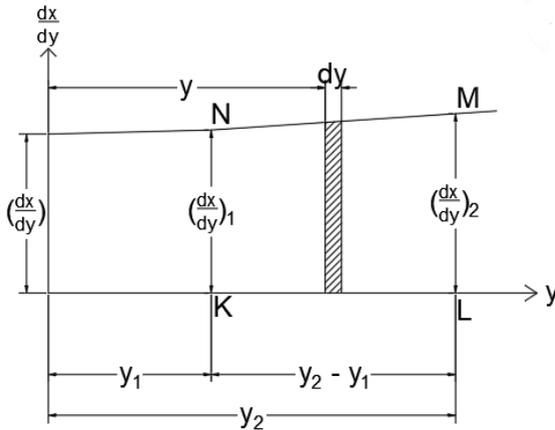
Pilih penampang saluran 1 dan 2 seperti tergambar,



Jarak antara kedua penampang:

$$x_2 - x_1 = \int_{x_1}^{x_2} dx = \int_{y_1}^{y_2} \left(\frac{dx}{dy} \right) \cdot dy$$

Tinjau gambar dengan data sumbu y vs $\frac{dx}{dy}$ berikut,



Luas bagian yang diarsir = $\left(\frac{dx}{dy}\right) \cdot dy$

Luas KLMN = $\int_{y_1}^{y_2} \left(\frac{dx}{dy}\right) dy$

Apabila $(y_2 - y_1) = \text{kecil}$; maka KLMN dapat dianggap trapezium.

$$\Rightarrow \text{Luas KLMN} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{dx}{dy}\right)_1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)_2 \right\} (y_2 - y_1)$$

Jadi:

Bila $(y_2 - y_1) = \text{kecil}$

$$\Rightarrow \underline{\underline{x_2 - x_1 = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{dx}{dy}\right)_1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)_2 \right\} (y_2 - y_1)}}$$

Metode integrasi grafis sangat cocok pada saluran prismatis, namun tidak tertutup kemungkinan digunakan pada saluran tidak prismatis.

Prosedur penggunaannya :

1. Kedalaman air disalurkan dibagi atas beberapa kedalaman berturut-turut dengan perbedaan yang kecil (ingat : $(y_2 - y_1 = \text{kecil})$)
2. Hitung jarak antara dua kedalaman berturut-turut dengan rumus

$$x_2 - x_1 = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{dx}{dy}\right)_1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)_2 \right\} (y_2 - y_1)$$

Dimana $\frac{dx}{dy}$ diperoleh dari $\frac{1}{dy}$, dan

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2}$$

3. Gambarkan profil aliran dengan x vs y.

5.3. Metoda Integrasi Langsung

Persamaan diferensial aliran berubah lambat laun tidak dinyatakan secara lugas untuk y pada setiap jenis penampang melintang saluran , sehingga suatu integrasi langsung yang tepat untuk persamaan tersebut sesungguhnya praktis tidak dapat dilakukan.

Berbagai usaha telah dilakukan , baik untuk menyelesaikan persamaan bagi kejadian-kejadian khusus maupun menetapkan anggapan agar persamaan tersebut dapat diintegrasikan secara matematis.

Metoda yang cukup terkenal antara lain adalah oleh Bakhmeteff (1912,1932) , Mononobe (1938) , Ming Lee (1947) , Ibn Segern (1950) dan Ven Te Chow (1957).

Metoda yang diuraikan berikut ini dibuat oleh Ven Te Chow (dengan hasil penelitiannya terhadap berbagai metoda yang ada).

Diketahui :

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2}$$

Dengan persamaan :

$$\begin{aligned}K_0^2 &= C_1 \cdot y_0^N \\K^2 &= C_1 \cdot y^N \\Z_c^2 &= C_2 \cdot y_c^M \\Z^2 &= C_2 \cdot y^M\end{aligned}$$

Didapat :

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{y_0}{y}\right)^N}{1 - \left(\frac{y_c}{y}\right)^M}$$

Nyatakan :

$$\boxed{\frac{y}{y_0} = U} \longrightarrow \frac{dy}{dx} = y_0 \frac{dU}{dx}$$

Jadi :

$$\frac{dU}{dx} = \frac{S_0}{y_0} \frac{1 - \left(\frac{1}{U}\right)^N}{1 - \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \left(\frac{1}{U}\right)^M}$$

$$\frac{dU}{dx} = \frac{S_0}{y_0} \frac{U^N - 1}{U^N - \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M U^{N-M}}$$

$$dx = \frac{y_0}{S_0} \frac{(U^N - 1) + 1 - \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M U^{N-M}}{U^N - 1} dU$$

$$\longrightarrow x = \frac{y_0}{S_0} \left\{ U - \int \frac{dU}{1-U^N} + \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \int \frac{U^{N-M}}{1-U^N} dU \right\} + \text{konstanta}$$

Nyatakan :

$$\boxed{\begin{aligned} \int \frac{dU}{1-U^N} &= F(U, N) \\ \frac{N}{N-M+1} &= J \\ U^{N/J} &= V \end{aligned}}$$

$F(U, N)$ disebut
varied flow function
(fungsi aliran berubah)

$$\begin{aligned} V = U^{N/J} &\longrightarrow dV = \frac{N}{J} U^{\frac{N}{J}-1} dU \\ &= (N - M + 1) U^{N-M} dU \end{aligned}$$

$$\int U^{N-M} dU = \frac{1}{N - M + 1} \int dV$$

$$\int \frac{U^{N-M}}{1-U^N} dU = \frac{1}{N-M+1} \int \frac{dV}{1-V^J} = \frac{J}{N} \int \frac{dV}{1-V^J}$$

Analog dengan $\int \frac{dU}{1-U^N} = F(U, N)$

Maka $\int \frac{dV}{1-V^J} = F(V, J)$

→ $x = \frac{y_0}{S_0} \{U - F(U, N)\} + \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \frac{J}{N} F(V, J) +$

konstanta

Nyatakan :

$$\frac{y_0}{S_0} = A$$

$$\left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \frac{J}{N} = B$$

$$x = A\{U - F(U, N) + B \cdot F(V, J)\} + \text{konstanta}$$

Jika batas integrasi antara (x_1, y_1) dan (x_2, y_2) ; maka:

$$\Delta x = A[(U_2 - U_1) - \{F(U_2, N) - F(U_1, N)\}] + B \cdot \{F(V_2, J) - F(V_1, J)\}$$

Dimana :

$$A = \frac{y_0}{S_0}$$

$$B = \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \frac{J}{N}$$

$$J = \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \frac{J}{N}$$

$$V = U^{N/J}$$

$$U = \frac{y}{y_0}$$

$M =$ eksponen hidrolis untuk aliran kritis

$N =$ eksponen hidrolis untuk aliran seragam

Prosedur penggunaannya :

*Misalnya akan dihitung jarak antara dua penampang dengan kedalaman y_1 dan y_2 .

1. Cari nilai M dan N (lihat pembahasan pada aliran kritis dan aliran seragam)

2. Hitung J, A , B dan $\frac{N}{J}$

3. Untuk nilai y_1 dan y_2 , hitung U_1 dan U_2

hitung V_1 dan V_2

4. Dengan : U_1 dan $N \longrightarrow F(U_1, N)^*$

U_2 dan $N \longrightarrow F(U_2, N)^*$

V_1 dan $J \longrightarrow F(V_1, J)^*$

V_2 dan $J \longrightarrow F(V_2, J)^*$

*) diperoleh dari tabel $F(U,N)$

5. Hitung $\Delta x = x_2 - x_1$

Catatan :

Metoda Integrasi Langsung untuk saluran persegi panjang sangat lebar dikembangkan oleh Breese :

$$\Delta x = A\{(U_2 - U_1) - B[F(U_2, 3) - F(U_1, 3)]\}$$

Dimana :

$$A = \frac{y_0}{S_0}$$

$$B = 1 - \frac{C^2 \cdot S_0}{g}$$

$C = \text{koefisien dari Chezy}$

$$U_1 = \frac{y_1}{y_0}$$

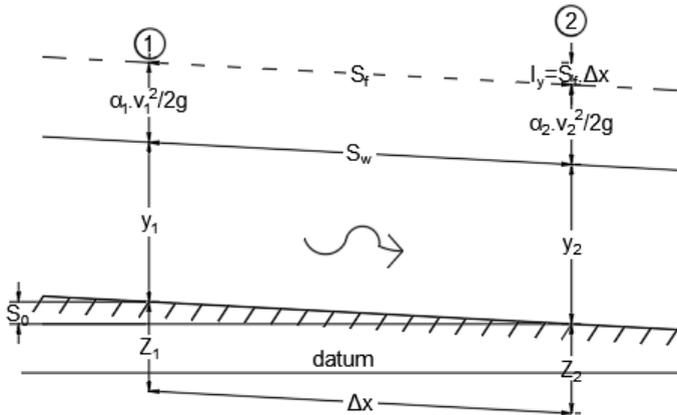
$$U_2 = \frac{y_2}{y_0}$$

5.4. Metoda Tahapan Langsung

Secara umum saluran dibagi-bagi menjadi bagian-bagian yang pendek,lalu secara bertahap dilakukan perhitungan dari satu ujung ke ujung saluran lainnya.

Ada berbagai jenis metode tahapan ini dan tidak ada suatu metode yang dianggap paling baik untuk menyelesaikan segala masalah.

Metode tahapan langsung berikut ini sangat cocok dan hanya sederhana untuk saluran prismatis .



$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + hf$$

$$z_1 + E_1 = z_2 + E_2 + hf$$

$$E_2 - E_1 = hf - (z_1 - z_2)$$

Dengan :

$$z_1 - z_2 = S_0 \cdot \Delta x$$

$$hf = S_f \cdot \Delta x$$

$$\Delta E = E_2 - E_1 = (S_f - S_0) \Delta x$$

$$\underline{\underline{\Delta x = \frac{\Delta E}{S_f - S_0}}}$$

Di mana :

$$\Delta E = E_2 - E_1$$

$$E = \alpha \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}}$$

Prosedur penggunaannya :

*Misalnya akan dihitung jarak antara dua penampang dengan kedalaman y_1 dan y_2 .

1. Hitung A (luas penampang basah) , P (keliling basah), R (jari-jari hidrolis), dan V(kecepatan rata-rata) pada kedua penampang

2. Hitung $\alpha \cdot \frac{V^2}{2g}$ pada kedua penampang .

3. Hitung S_f pada kedua penampang , dan kemudian S_f rata-rata antara kedua penampang : $S_f = \frac{1}{2} (S_{f_1} + S_{f_2})$

4. Hitung E_1 dan E_2 , dimana $E = y + \alpha \cdot \frac{V^2}{2g}$

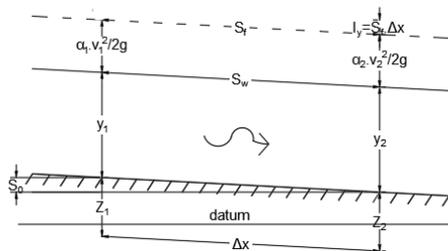
5. Hitung $S_f - S_0$

6. Jarak antara kedua penampang :

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_f - S_0}$$

5.5. Metode Tahapan Standar

Metode ini dapat dipakai pada saluran tidak prismatic, termasuk saluran alam/sungai. Perhitungan dilakukan tahap demi tahap dari suatu pos pengamat ke pos berikutnya yang sifat-sifat hidrolisnya telah ditetapkan. Dalam metode ini jarak setiap pos diketahui dan dilakukan penentuan kedalaman aliran ditiap pos. Cara semacam ini biasanya dibuat berdasarkan perhitungan coba-coba.



Elevasi muka air :

$$Z_2 = y_2 + z_2$$

$$Z_1 = y_1 + z_1 = y_1 + z_2 + S_o \cdot \Delta X$$

Kehilangan Tekanan :

$$h_f = S_f \cdot \Delta X = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) \cdot \Delta X$$

Tinggi tekanan :

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)$$

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$H_1 = H_2 + h_f$$

(kadang-kadang h_f ditambahkan h_e akibat pusaran air)

Prosedur kegunaannya:

Misalnya akan dicari kedalaman air dari depan bendung pada jarak yang diketahui ΔX

1. Tetapkan elevasi muka air dibendung = Z_2
2. Hitung $y_2 = Z_2 - z_2$ (z_2 = elevasi dasar saluran dibendung)
3. Hitung pada penampang 2, berturut-turut:

$$A_2, V_2, P_2, R_2$$

4. Hitung juga pada penampang 2

$$\alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$S_{f2} = \frac{n^2 V^2}{R^{24/3}}$$

5. Perkirakan elevasi muka air dipenampang 1 = Z (y_1 dan $Z_1 = y_1 + Z_2 + S_0 \cdot \Delta X$)
6. Hitung pada penampang 1, berturut-turut :
 A_1, V_1, P_1, R_1
7. Hitung juga pada penampang 1

$$\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$S_{f1} = \frac{n^2 V_1^2}{R_1^{4/3}}$$

8. Hitung S_f rata-rata, $S_f = \frac{1}{2}(S_{f1} + S_{f2})$
9. Hitung $h_f = S_f \cdot \Delta X$
10. Hitung $H_1 = H_2 + h_f$
11. Periksa H_1 yang diperoleh dilangkah 10, terhadap H_1 yang diperoleh dilangkah 7. Kedua nilai H_1 harus sama, jika tidak sama, maka ulangi mulai langkah 5 dengan memilih Z_1 yang lain.

5.6. Advanced Numerical Methods (Metode – Metode Numerik Yang Mutakhir)

Metode – metode ini didasarkan pada persamaan diferensial untuk aliran berubah lambat laun :

$$\frac{dy}{dx} = F(y)_i \text{ dimana } F(y) = \frac{S_0 - S_f}{1 - \alpha \left(\frac{Q^2 T}{g A^3} \right)}$$

Persamaan ini merupakan fungsi dari y untuk S_0, n, Q dan geometri saluran tertentu.

Bentuk persamaan non – linear, dapat diselesaikan secara numerik dengan mencari kedalaman pada jarak yang ditentukan.

- a) Metode Range – Kutta Standar Orde – 4
(Standard Fourth Order Range – Kutta Method – SRK)

$$y_{i+1} = y_i + \frac{1}{6} (K_1 + 2K_2 + 2K_3 + K_4)$$

Dimana :

$$K_1 = \Delta X \cdot F(y_1)$$

$$K_2 = \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{1}{2} K_1\right)$$

$$K_3 = \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{1}{2} K_2\right)$$

$$K_4 = \Delta X \cdot F(y_1 + K_3)$$

- b) Kutta – Merson Method (KM)

$$y_{i+1} = y_i + \frac{1}{2} (K_1 + 4K_4 + K_5)$$

Dimana :

$$K_1 = \frac{1}{3} \cdot \Delta X \cdot F(y_1)$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \cdot \Delta X \cdot F(y_1 + K_1)$$

$$K_3 = \frac{1}{3} \cdot \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{1}{2} K_1 + \frac{1}{2} K_2\right)$$

$$K_4 = \frac{1}{3} \cdot \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{3}{8} K_1 + \frac{9}{8} K_3\right)$$

$$K_5 = \frac{1}{3} \cdot \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{3}{2} K_1 - \frac{9}{2} K_3 +$$

$6K_4$)

- c) Trapezoidal Method (TRAP)

$$y_{i+1} = y_i + \frac{1}{2} \cdot \Delta X \cdot \{F(y_i) + F(y_{i+1})\}$$

Caranya harus dengan iterasi :

- Awalnya misalkan $F(y_{i+1}) \approx F(y_i)$
- Hitung y_{i+1^*}
- Hitung lagi $F(y_{i+1})$
- Kontrol y_{i+1} , jika tidak sama dengan y_{i+1^*} , ulangi lagi hitung $F(y_{i+1})$ dengan nilai y_{i+1} yang baru, kemudian Kontrol lagi y_{i+1} yang baru.

Contoh - Contoh Soal

Soal-1

Sebuah saluran berpenampang trapesium dengan $B=6\text{m}$, $m=2$, $S_0=0,0016$, dan $n=0,025$ mengalirkan debit $Q=10,8\text{ m}^3/\text{det}$. Hitung dan gambarkan profil air balik yang terbentuk oleh bendung, mulai dari bendung (kedalaman air= 1,5 m) sampai kedalaman 1,2 m dibagian hulu bendung, dengan metode Integrasi Grafis. Koefisien energy $\alpha=1,10$

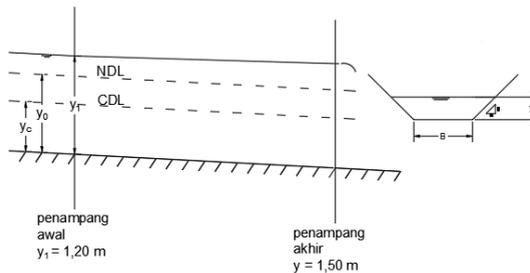
Penyelesaian :

- a. Hitung kedalaman kritis (Y_c)

Lihat uraian tentang aliran kritis, $Y_c = 0,66\text{ m}$.

- b. Hitung kedalaman normal (Y_0)

Lihat uraian tentang aliran seragam, $Y_0 = 1,01\text{ m}$.



- c. Perhitungan akan dilakukan dengan membagi jarak antara kedua penampang dengan menetapkan nilai-nilai y antara 1,20 m dan 1,50 m, kemudian dihitung jarak antara setiap penampang tersebut.
- d. Perhitungan dilakukan dengan tabulasi dimana beberapa nilai konstan dihitung lebih dulu dan yang merupakan fungsi dari y dibuat bentuk rumusnya yang paling sederhana:

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{S_0}} = 270$$

$$Z_c = \frac{Q}{\sqrt{g/\alpha}}$$

$$A = (B + my) y = (6 + 2y)y$$

$$T = B + 2 my = 6 + 4y$$

$$P = B + 2 y \sqrt{1 + m^2} = 6 + 4,472 y$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} = 40 AR^{2/3}$$

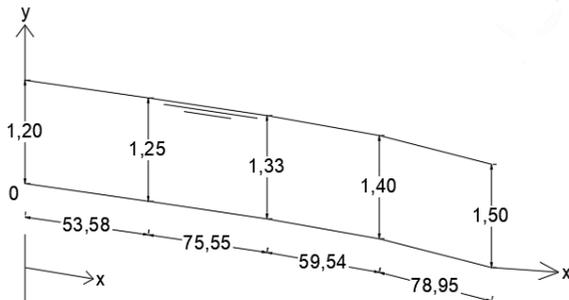
$$Z = A\sqrt{D} = \sqrt{\frac{A^3}{T}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{S_0} \frac{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2}{1 - \left(\frac{K_c}{K}\right)^2} = 625 \frac{1 - \left(\frac{3,615}{Z}\right)^2}{1 - \left(\frac{270}{K}\right)^2}$$

$$\Delta X = X_j - X_i = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{dx}{dy} \right)_i + \left(\frac{dx}{dy} \right)_j \right\} (y_j - y_i)$$

$$X_j = X_i + \Delta X$$

y	A	T	P	R	K	Z	$\frac{dy}{dx}$	ΔX
1,20	10,800	10,80	11,364	0,8868	372,167	9,378	1137,48	
								53,78
1,25	10,6250	11,00	11,5900	0,9167	401,058	10,442	1005,95	
								75,55
1,33	11,5178	11,32	11,9478	0,9640	449,587	11,618	882,85	
								59,54
1,40	12,3200	11,60	12,2608	1,0048	494,376	12,697	818,40	
								78,95
1,50	13,5000	12,00	12,7080	1,0623	562,201	14,319	760,55	



Soal-2

Hitunglah jarak antara penampang dengan kedalaman 1,20 m dan penampang dengan kedalaman air 1,25 m, dengan metode integrasi langsung:

Penyelesaian:

- a. Hitung y_c dan y_o

$$y_c = 0,66 \text{ m}$$

$$y_o = 1,01 \text{ m}$$

- b. Mencari M dan N antara kedua penampang

$$y_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$y_2 = 1,25 \text{ m}$$

$$y = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) = 1,225$$

$$\frac{y}{B} = \frac{1,225}{5} = 0,204$$

Gambar 4.2; untuk $m=2$ maka $M=3,42$

Gambar 6.2; untuk $m=2$ maka $N=3,66$

- c. Hitung J, A, B, dan $\frac{N}{J}$

$$J = \frac{N}{N-M+1} = 2,9516$$

$$A = \frac{y_o}{S_o} = 631,25$$

$$B = \left(\frac{y_c}{S_o}\right)^M \cdot \frac{J}{N} = 0,188$$

$$\frac{N}{J} = 1,24$$

- d. Gunakan tabel (U,N) untuk mencari F (U,N) dan F(V,J)

$$y_1 = 1,20 \text{ m} ; U = \frac{y}{y_o} = 1,1881$$

$$V = U^{\frac{N}{J}} = 1,2383$$

$$F(U,N) = 0,3221$$

$$F(V,J) = 0,4509$$

$$y_2 = 1,25 \text{ m} ; U = 1,2376$$

$$V = 1,3026$$

$$F(U,N) = 0,2732$$

$$F(V,J) = 0,3876$$

$$\Delta X = X_2 - X_1$$

$$= A [(U_2 - U_1) - \{F(U_1, N)\} + B\{F(V_2, J) - F(V_1, J)\}]$$

$$= 631,25 \{(1,2376 - 1,1881) - (0,2732 - 0,3221) + 0,188(0,3876 - 0,4509)\}$$

$$= 54,60 \text{ m}$$

Soal-3

Hitunglah jarak antara penampang dengan kedalaman air 1,20 m dan penampang dengan kedalaman air 1,25 m dengan metode tahapan langsung.

Penyelesaian:

$$y_1 = 1,20 \text{ m} ; A = 10,08 \text{ m}^2$$

$$P = 11,3666 \text{ m}$$

$$R = 0,8868 \text{ m}$$

$$V = 1,0714 \text{ m/det}$$

$$S_f = 0,000842$$

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} = 1,26436 \text{ m}$$

$$y_2 = 1,25 \text{ m} ; A = 10,625 \text{ m}^2$$

$$P = 11,5903 \text{ m}$$

$$R = 0,9167 \text{ m}$$

$$V = 1,0165 \text{ m/det}$$

$$S_f = 0,000725$$

$$E = 1,30793 \text{ m}$$

$$S_f = \frac{1}{2} (0,000842 + 0,00725) = 0,0007835$$

$$\Delta X = \frac{\Delta E}{S_f - S_o}$$

$$\Delta X = \frac{1,26436 - 1,30793}{0,0007835 - 0,0016} = 53,37 \text{ m}$$

Soal-4

Hitunglah kedalaman air pada jarak 50 didepan bending jika diketahui elevasi dasar saluran tepat pada bending adalah +180 m. Gunakan metode tahapan standar!

Penyelesaian :

Perhitungan secara tabulasi

Z	y	A	V	P	R
181,50	1,50	13,5000	0,80000	12,7080	1,06230
181,53	1,45	12,9050	0,83688	12,4844	1,03369
181,52	1,44	12,7872	0,84459	12,4397	1,027794

$\alpha \frac{v^2}{2g}$	H	Sf	Sfr	hf	H
0,03588	181,5388	0,000369			181,5388
0,03927	181,56927	0,000419	0,000394	0,01970	181,5558
					<181,569277
0,03999	181,55599	0,000430	0,0004245	0,02122	181,55710
					181,55999

Keterangan :

a. $Z_2 = 181,50 \text{ m}$

$$Y_2 = Z_2 - z_2 = 181,50 - 180 = 1,50 \text{ m}$$

$$A_2 = (B + my_2)y_2 = 13,50 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = 0,80 \text{ m/det}$$

$$P_2 = B + 2y_2 \sqrt{1 + m^2} = 12,708 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = 1,0623 \text{ m}$$

$$\alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 1,10 \cdot \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,03588 \text{ m}$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 181,53588 \text{ m}$$

$$Sf_2 = \frac{n^2 \cdot V_2^2}{R_2^4} = 0,000369$$

b. Perkiraan $Z_1 = 181,53 \text{ m} = Z_2 + So \cdot \Delta X + y_1$

$$y_1 = Z_1 - Z_2 - So \cdot \Delta X$$

$$= 181,53 - 180 - 0,0016 \cdot 50$$

$$= 1,45 \text{ m}$$

$$A1 = 12,905 \text{ m}^2$$

$$V1 = 0,83688 \text{ m/det}$$

$$P1 = 12,4844 \text{ m}$$

$$R1 = 1,03369 \text{ m}$$

$$\alpha 1. \frac{V1^2}{2g} = 0,03927 \text{ m}$$

$$H1 = 181,56927 \text{ m}$$

$$Sf1 = 0,000419$$

c. Sf rata-rata antara kedua penampang

$$= \frac{1}{2}(Sf1+Sf2)$$

$$= \frac{1}{2}(0,00049 + 0,000369)$$

$$= 0,00394$$

Hf antara penampang 1 dan 2

$$Sfr. \Delta X = 0,0197 \text{ m}$$

$$H1 = H2 + hf = 181,5388 + 0,0197 = 181,55558 \text{ m}$$

$$\text{Ternyata } \neq H1 = 181,5967 \text{ m}$$

Perhitungan harus diulang

Lakukan langkah b dan e dengan perkiraan Z yang baru

$$Z1 = 181,52 \text{ m}$$

$$y1 = 1,44 \text{ m, dst}$$

$$\text{diperoleh } H1=181,5711 \text{ m (dari } H2+hf) = H1 = 181,55999 \text{ m (dari } Z1$$

$$+ \alpha 1. \frac{V1^2}{2g})$$

Hasil akhir kedalaman air pada jarak 50 m didepan bendung adalah 1,44 m

Soal-5

Pada Soal-1 (hal VII-11), bila $\alpha=1,00$.

Hitunglah kedalaman air pada jarak 100 m (kearah bendung) dari kedalaman air 1,20 m dengan menggunakan metode SRK.

Penyelesaian:

$$F(y) = \frac{S_0 - S_f}{1 - \alpha \cdot \left(\frac{Q^2 T}{g A^3} \right)}$$

$$y_2 = y_1 + \frac{1}{6}(K_1 + 2K_2 + 2K_3 + K_4)$$

$$K_1 = \Delta X \cdot F(y_1)$$

$$K_2 = \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{1}{2}K_1\right)$$

$$K_3 = \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{1}{2}K_2\right)$$

$$K_4 = \Delta X \cdot F\left(y_1 + \frac{1}{2}K_3\right)$$

$$y_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$\Delta X = 100 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,0016$$

$$Q = 10,8 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$A = (6 + 2y) y$$

$$T = 6 + 4y$$

$$P = 6 + 4,472 y$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$Sf = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

$$F(y) = \frac{S_0 - Sf}{1 - \alpha \left(\frac{Q^2 T}{g A^3} \right)}$$

y	A	V	T	P
1,20	10,08	1,0714	10,8	11,3664
1,24335	10,5519	1,0235	10,9734	11,5603
1,24845	10,6080	1,0181	10,9938	11,5831
1,29790	11,1541	0,9682	11,1916	11,8042

R	SF	So-Sf	F(y)	K
0,8868	0,000842	0,000758	0,000867	0,0867
0,9128	0,000739	0,000861	0,000969	0,0969
0,9158	0,000728	0,000872	0,000979	0,0979
0,9449	0,000632	0,000968	0,001071	0,1071

$$y_2 = 1,20 + \frac{1}{t} (0,0867 + 2 \cdot 0,0969 + 2 \cdot 0,0979 + 0,1071)$$

$$= 1,297 \text{ m}$$

BAB 6. ALIRAN BERUBAH TIBA-TIBA

6.1. Sifat – Sifat Aliran Berubah Tiba – Tiba

Aliran berubah tiba – tiba merupakan suatu fenomena local dimana perubahan rejim aliran terjadi tiba – tiba dalam jarak yang relative pendek. Profil lengkung garis muka air terjadi sedemikian mendadak sehingga profil aliran terputus dan menghasilkan keadaan turbulensi tinggi.

Sifat – sifat dari aliran berubah tiba – tiba berbeda dengan sifat – sifat dari aliran berubah lambat laun, terutama dalam hal – hal sebagai berikut :

1. Pembagian tekanan tidak dapat dianggap hidrostatis.
2. Peran gesekan batas (boundary friction) yang besar dalam aliran berubah lambat laun menjadi sangat kecil dan umumnya tidak terlihat jelas.
3. Bila aliran berubah tiba – tiba terjadi pada bangunan peralihan tiba – tiba, ciri – ciri fisik aliran pada dasarnya tergantung pada batas – batas geometri bangunan, juga pada keadaan aliran.
4. Bila pada aliran berubah tiba – tiba terjadi perubahan luas penampang basah yang tiba – tiba, maka koefisien α dan β besarnya jauh lebih besar dari 1,00 dan tidak dapat ditentukan dengan tepat.
5. Daerah – daerah pemisah, pusaran, dan olekan yang mungkin terjadi, cenderung memperumit pola aliran dan mendistorsi pembagian kecepatan yang sesungguhnya disungai. Dalam hal ini aliran sebenarnya dibatasi oleh satu

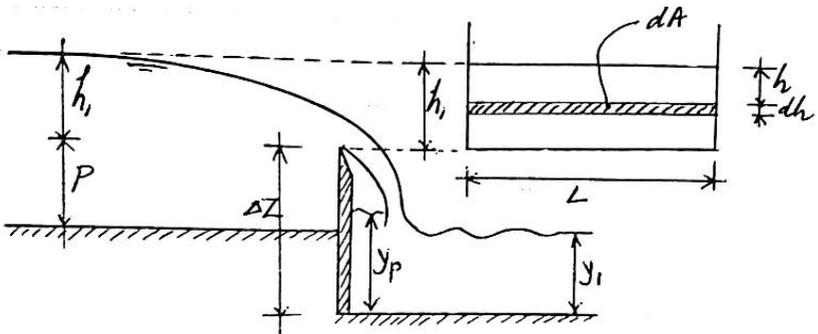
daerah pemisah atau lebih, dan bukannya oleh batas – batas yang telah tetap.

Sampai saat inibelum ada suatu penyelesaian secara umum yang memuaskan untuk masalah – masalah aliran berubah tiba – tiba. Karenanya, berbagai gejala aliran berubah tiba – tiba umumnya dibahas perkasus yang masing – masing memerlukan penyelesaian secara khusus.

A. ALIRAN MELALUI PELIMPAH.

6.2. Bendung Mercu Tajam

a) Bendung empat persegi panjang



Debit yang melalui luas dA :

$$dQ = dA \cdot \sqrt{2gh} = L \cdot \sqrt{2gh} \cdot dh$$

Debit (Ideal) yang melalui luas A (diatas mercu) :

$$Q = L \cdot \sqrt{2g} \cdot \int_0^{h_1} \sqrt{h} \cdot dh = \frac{2}{3} \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h_1^{3/2}$$

Bila ada kecepatan V_0 didepan bendung :

$$Q = L \cdot \sqrt{2g} \int_{h_0}^{h_1+h_0} \sqrt{h} \cdot dh$$

$$\text{Dimana : } h_0 = \frac{v_0^2}{2g}$$

Debit sebenarnya :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot Cd_i \cdot \sqrt{2g} \cdot L ((h_1 + h_0)^{3/2} - h_0^{3/2})$$

Dimana : Cd_i = Koefisien Aliran.

Dengan sedikit modifikasi pada Cd_i menjadi Cd :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot \sqrt{2g} \cdot L \cdot h_1^{3/2}$$

$$Cd = f \left(\frac{h_1}{p} \right) ; \text{ untuk } \frac{h_1}{p} \leq 5,0 \rightarrow Cd = 0,611 + 0,08 \frac{h_1}{p}$$

(Rumus Rehbock)

Jika ada kontraksi :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot Cd_e \cdot \sqrt{2g} \cdot L_e \cdot H_e^{3/2}$$

$$\text{Berlaku untuk : } \frac{h_1}{p} < 2$$

$$h_1 > 0.03 \text{ m}$$

$$L > 0.15 \text{ m}$$

$$p > 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Dengan : } L_e = L + K_L$$

$$H_e = h_1 + K_H$$

$$Cd_e = f\left(\frac{L}{B}, \frac{h_1}{p}\right) = K_1 + K_2 \left(\frac{h_1}{p}\right)$$

Tabel nilai K_L , K_H , K_1 , K_2

Lihat tabel 7 – 1 Subramanya

b) Bendung bukan empat persegi panjang.

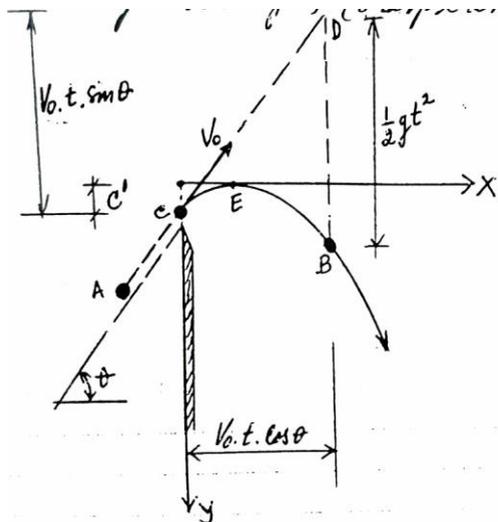
Rumus Umum : $Q = K \cdot h_1^n$

K = Koefisien tergantung pada bentuk bendung dan kedudukannya

n = Koefisien tergantung pada bentuk bendung

→ Lihat tabel 7 – 2 Subramanya \

Tinjau bendung mercu tajam (Sharp Crested Weir)



Partikel A bergerak naik dan pada saat berada di titik C (diatas bendung) mempunyai kecepatan V_0 .

Setelah waktu t , lintasannya adalah :

- Lintasan $x \rightarrow (V_0 \cdot \cos \theta) \cdot t$
- Lintasan Vertikal $\rightarrow (V_0 \cdot \sin \theta) \cdot t - \frac{1}{2} g t^2$

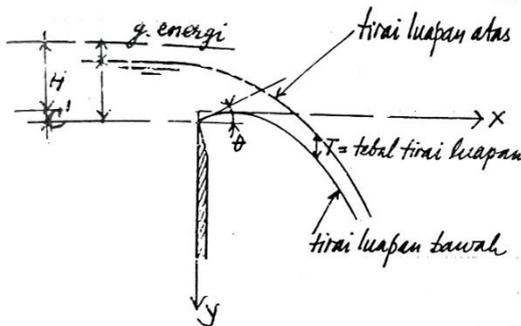
Dengan tata sumbu tergambar :

$$x = V_0 \cdot t \cdot \cos \theta$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 - V_0 \cdot t \cdot \sin \theta + c'$$

$$= \frac{1}{2} g t^2 - x \cdot \tan \theta + c'$$

$$y = \frac{1}{2} \frac{g \cdot x^2}{V_0^2 \cdot \cos^2 \theta} - x \cdot \tan \theta + c'$$



$$\frac{y}{H} = A \left(\frac{x}{H}\right)^2 + B \left(\frac{x}{H}\right) + C \quad (\text{Pers. Umum Tirai Luapan Bawah})$$

$$\frac{y}{H} = A \left(\frac{x}{H}\right)^2 + B \left(\frac{x}{H}\right) + C + D \quad (\text{Pers. Umum Tirai Luapan Atas})$$

$$A = \frac{1}{2} \cdot \frac{g \cdot H}{V_0^2 \cdot \cos^2 \theta}$$

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

$$B = -\tan \theta$$

$$H = \text{Total head diatas Mercu}$$

$$C = \frac{c'}{H}$$

Berdasarkan data penelitian di US. Bureau of Reclamation (USBR) ;

(dalam satuan Inggris)

$$A = -0,425 + 0,25 \frac{h_v}{H}$$

$$B = 0,411 - 1,063 \frac{h_v}{H} - \sqrt{1,568 \left(\frac{h_v}{H}\right)^2 - 0,892 \frac{h_v}{H} + 0,127}$$

$$C = 0,150 - 0,45 \frac{h_v}{H}$$

$$D = 0,57 - 0,02 (10 \cdot m)^2 \exp (10 \cdot m)$$

$$m = \frac{h_v}{H} - 0,208$$

$$h_v = \frac{V_a^2}{2 \cdot g}$$

$V_a = \text{Kecepatan Aliran Masuk}$

(Untuk bendung tinggi, $V_a = \text{Kecil dan dapat diabaikan}$)

Jika $V_a \approx 0 \rightarrow h_v = 0$

$$m = -0,208$$

$$A = -0,425$$

$$B = 0,055$$

$$C = 0,150$$

$$D = 0,559$$

Catatan :

PERSAMAAN DIATAS TIDAK BERLAKU, BILA :

$$\frac{x}{H} < 0,5 \text{ dan } \frac{h_v}{H} > 0,2$$

Rumus yang dihasilkan dari percobaan, untuk debit umumnya dapat dinyatakan dalam bentuk :

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

Dimana : $L = \text{Panjang efektif bendung}$

$$= L' - 0,1 \cdot N \cdot H$$

$L' = \text{Panjang bendung pada mercu}$

$N = \text{Banyaknya penyempitan (angka kontraksi)}$

$H = \text{Tinggi air diatas mercu (tanpa tinggi kecepatan)}$

$C = \text{Koefisien debit}$

Koefisien C oleh Rehbock :

$$C = 3,27 + 0,40 \cdot \frac{H}{h} \quad (\text{Satuan Inggris})$$

$$C = 1,805 + 0,221 \cdot \frac{H}{h} \quad (\text{Satuan SI / Metrik})$$

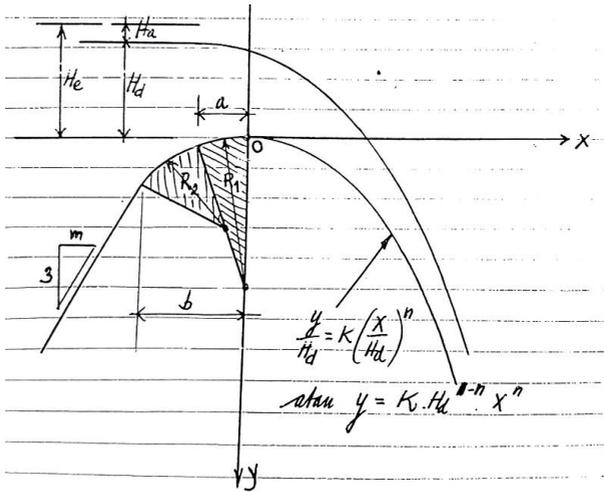
$h = \text{tinggi bendung}$

- Persamaan ini baik untuk $\frac{H}{h} \leq 5$
Masih dapat dipakai sampai $\frac{H}{h} \leq 10$ walaupun hasilnya tidak begitu baik
- Jika $\frac{H}{h} \geq 15$; Maka : $C = 5,68 (1 + \frac{h}{H})^{1,5}$ (Satuan Inggris)
$$C = 3,1354 (1 + \frac{h}{H})^{1,5} \quad (\text{Satuan SI / Metrik})$$
- Pada $\frac{H}{h}$ antara 10 s/d 15 ; Sampai kini belum dapat diuraikan dengan jelas.

6.3. Bentuk Mercu Pelimpah

Banyak bentuk – bentuk / profil pelimpah seperti Profil Creager, Profil Lane – Davis, Profil Scimemi, Profil Smetana, Profil de Marcki, Profil Escande, dll.

Berikut ini akan diuraikan tentang bentuk baku pelimpah yang dibuat oleh WES (Waterways Experiment Station – US Army Corps of Engineers).



Bidang Depan (3 : m)	K	n	$\frac{a}{H_d}$	$\frac{b}{H_d}$	$\frac{R_1}{H_d}$	$\frac{R_2}{H_d}$
3:0	0,5000	1,850	0,175	0,282	0,50	0,20
3:1	0,5165	1,836	0,139	0,237	0,68	0,21
3:2	0,5157	1,810	0,115	0,214	0,48	0,22
3:3	0,5339	1,776	0,119	0,119	0,45	0,00

6.4. Debit Pelimpah

Untuk pelimpah yang direncanakan dengan bentuk WES :

$$Q = C L H_e^{1,5}$$

$$H_e = H_d + H_a$$

Bila tinggi pelimpah $h > 1,33 H_d$

→ H_a diabaikan

Perhitungan debit dibedakan untuk :

a) Pelimpah tinggi → $h > 1,33 H_d$

H_a diabaikan

$$H_e = H_d$$

$C = C_d = 4,03$ (Untuk satuan Inggris) ; $C = 2,225$ (SI)

b) Pelimpah rendah → $h < 1,33 H_d$

$$H_e = H_d + H_a$$

$C_d = 4,03$ (Untuk satuan Inggris) ; $C_d = 2,225$ (SI)

C diperoleh dari gambar 14.4 Chow

Bila bidang muka pelimpah vertical

$$C \text{ didapat dari grafik } \frac{C}{C_d} \text{ Vs } \frac{H_e}{H_d}$$

Bila bidang muka pelimpah miring

$$C \text{ yang diperoleh dari grafik } \frac{C}{C_d} \text{ Vs } \frac{H_e}{H_d}, \text{ harus}$$

dikalikan factor koreksi yang

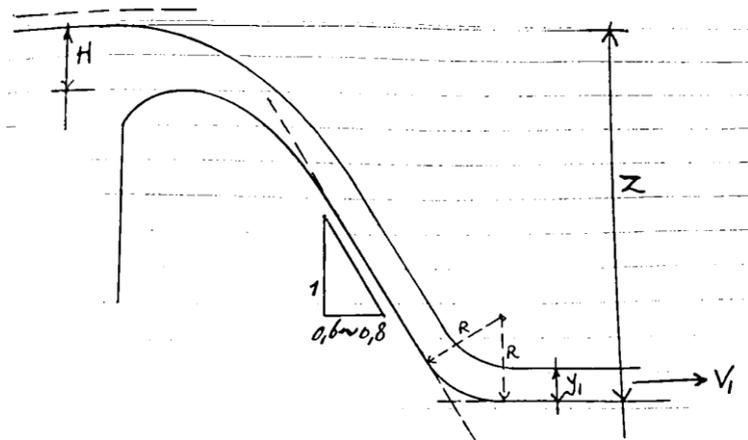
$$\text{Yang diperoleh dari grafik factor koreksi Vs } \frac{h}{H_d}$$

6.5. Aliran Melalui Kaki Pelimpah

Kecepatan aliran teoritis pada kaki pelimpah :

$$V_1 = \sqrt{2g(Z + H_a - y_1)} \text{ atau lihat gambar 14.15 Chow (Satuan Inggris)}$$

H_a = tinggi kecepatan



Gambar 14.15 Chow digunakan untuk menentukan kecepatan di kaki pelimpah yang kemiringan punggungnya $1 : 0,6$ s/d $1 : 0,8$.

Untuk mencegah hentakan aliran yang dapat menggerus pondasi, pada permukaan kaki pelimpah dibuat menyerupai keranjang yang melengkung, dengan jari – jari R yang dapat dihitung dengan :

$$\text{Log } R = \frac{V_1 + 6,4 H + 16}{3,6 H + 64} \quad (\text{Satuan Inggris})$$

B. LONCATAN HIDROLIS

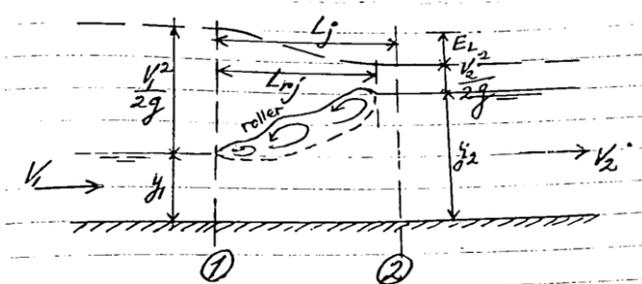
6.6. Loncatan Hidrolis dan Kegunaannya

Teori mengenai loncatan hidrolis mula-mula dikembangkan untuk saluran-saluran horisontal atau yang kemiringannya kecil, sehingga pengaruh berat air terhadap sifat-sifat loncatan hidrolis dapat diabaikan. Tetapi hasil yang diperoleh, dapat diterapkan pada sebagian besar saluran-saluran yang ada dalam permasalahan-persoalan keteknikan, kecuali untuk saluran yang curam dimana pengaruh berat air harus dipertimbangkan.

Pemakaian praktis dari loncatan hidrolis:

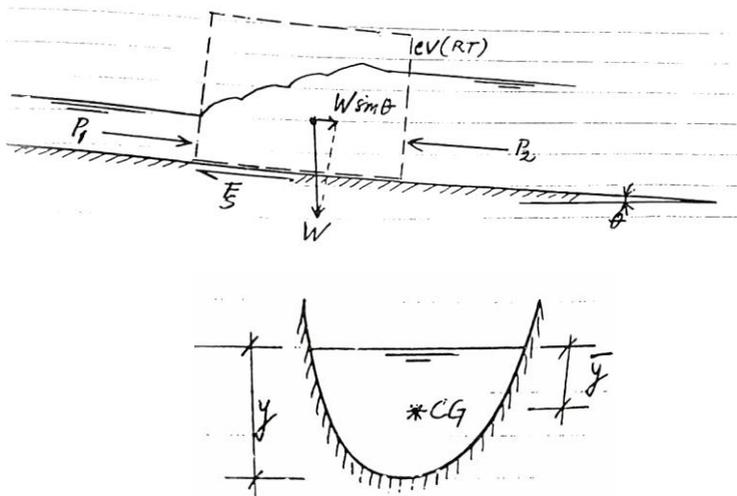
1. Sebagai peredam energi pada bendungan, saluran, dan struktur hidrolis yang lain, dan untuk mencegah pegikisan struktur dibagian hilir.
2. Untuk menaikkan kembali tinggi energi atau permukaan air pada hilir saluran, dan uga agar muka air di saluran irigasi tetap tinggi.
3. Untuk memperbesar tekanan pada lapis lindung, sehingga memperkecil tekanan angkat pada struktur tembok, dengan memperbesar kedalaman air pada lapis lindung.
4. Untuk memperbesar debit, dengan mempertahankan air bawah balik (back tailwation), karena tinggi energi efektif akan berkurang bila air bawah dapat menghilangkan loncatan hidrolis.
5. Untuk menunjukkan kondisi-kondisi aliran tertentu seperti adanya aliran superkritis atau adanya penampang kontrol, sehingga letak stasiun pengukuran dapat ditentukan.
6. Untuk mencampurkan bahan-bahan kimia yan dipergunakan untuk memurnikan air.
7. Untuk mengaerasi air yang hasilnya dipergunakan untuk air minum kota.
8. Untuk menghilangkan kantong-kantong udara dari jaringan-jaringan pensuplai air, sehingga akan mencegah terjadinya penguncian udara.

Sketsa suatu loncatan hidrolis



- L_j = panjang loncatan
- L_{rj} = panjang gulungan (roller) dari loncatan
- y_1 = kedalaman awal(dari aliran superkritis) sebelum loncatan
- y_2 = kedalaman akhir(dari aliran subkritis) setelah loncatan

6.7. Persamaan Momentum Untuk Loncatan Hidrolis



Persamaan momentum :

$$\Sigma F_x = \Sigma \beta \rho (\vec{A} \cdot \vec{V}) V_x$$

$$P_1 - P_2 - F_s + w \sin \theta = \beta_2 \rho Q V_1$$

$$P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{y}_1 \cdot \cos \theta$$

$$P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{y}_2 \cdot \cos \theta$$

W = koef air didalam control volume (ruang titik)

F_S = gaya geser pada permukaan titik yaitu pada aliran dan dinding saluran

Jika θ = kecil $\longrightarrow \sin \theta \approx 0$
 $\cos \theta \approx 1$

$$\longrightarrow W \sin \theta = 0$$

$$\longrightarrow P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{y}_1$$

$$\longrightarrow P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{y}_2$$

Loncatan hidrolis terjadi pada jarak kecil sehingga $F_S =$ kecil dan sering dapat diabaikan

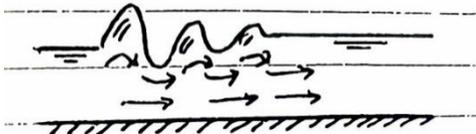
$$\longrightarrow F_S \approx 0$$

6.8. Klasifikasi Loncatan Hidrolis

Loncatan hidrolis di saluran horizontal diklasifikasikan dalam lima(5) kategori, yang didasarkan pada bilangan Froud:

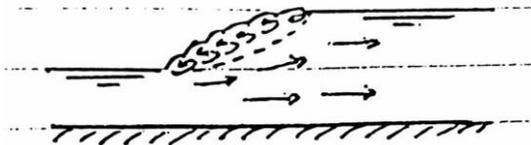
1. Loncatan berombak (undular jump)

$$1,0 < F_{R1} \leq 1,7$$



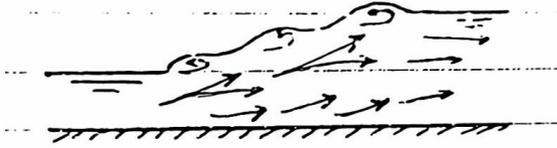
2. Loncatan lemah (weak jump)

$$1,7 < F_{R1} \leq 2,5$$



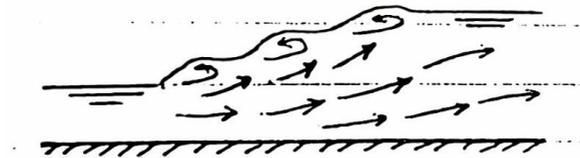
3. Loncatan berosilasi (oscilating jump)

$$2,5 < F_{R1} \leq 4,5$$



4. Loncatan tetap (steady jump)

$$4,5 < F_{R1} \leq 9,0$$



5. Loncatan kuat (strong jump =choppy jump)

$$F_{R1} \geq 9,0$$



6.9. Loncatan Hidrolis Dalam Saluran Persegi Panjang

Hubungan antara kedalaman y_1 dan y_2 pada suatu loncatan hidrolis di saluran empat persegi panjang yang horizontal adalah:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_{R1}^2} - 1) \text{ -----lihat contoh soal-6 dari}$$

Bab I

$$\text{atau } \frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_{R2}^2} - 1)$$

selanjutnya lihat gambar 15.1 chow

Kehilangan energi :

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2}$$

Efisiensi loncatan hidrolis :

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{(8F_{R1}^2 + 1)^{3/2} - 4F_{R1}^2 + 1}{8F_{R1}^2(2 + F_{R1}^2)}$$

Tinggi loncatan :

$$h_j = y_2 - y_1$$

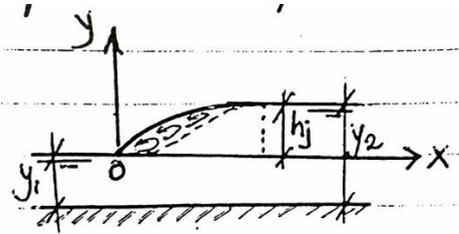
Beberapa hal penting yang bisa dijadikan pedoman :

- 1) Tinggi loncatan relatif maksimum : $\frac{h_j}{E_1} = 0,507$ dan terjadi pada $F_{R1} = 2,77$.
- 2) Kedalaman relatif maksimum $\frac{y_2}{E_1} = 0,80$ dan terjadi pada $\frac{y_1}{E_1} = 0,40$ dan $F_{R1} = 1,73$.
- 3) Bila $F_{R1} = 0$ → aliran adalah kritis dan $y_1 = y_2 = \frac{2}{3} E_1$.

Panjang loncatan :

- Lihat gambar 15.4 chow
 - Lihat gambar 6.6 subabramanya
- } → F_{R1} vs $\frac{L_j}{y_2}$

Profil permukaan air pada loncatan hidrolis :



- Lihat gambar 15.5 chow → $\frac{y}{h_j}$ vs $\frac{x}{h_j}$, untuk berbagai F_{R1}

Profil permukaan air pada loncatan hidrolis dapat juga dicari secara analitis, yaitu dengan bantuan tabel 6.1 subramanya. Percobaan subramanya dan Rajaratanaou :

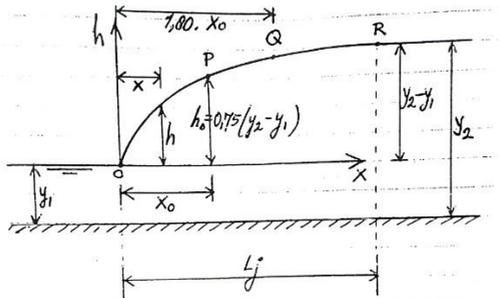
Profil loncatan dapat diekspresikan dalam besaran tak berdimensi.

$$\eta = f(\lambda)$$

$$\text{Dimana : } \eta = \frac{h}{0,75(y_2 - y_1)}$$

$$\lambda = \frac{x}{x_0}$$

$$x_0 = \text{jarak } x \text{ untuk } h_0 = 0,75 (y_2 - y_1)$$



$$\frac{x_o}{y_1} = 5,08 F_{R1} - 7,82$$

Cara perhitungan dan penggambaran :

1. Hitung L_j dari gambar 15.4 chow atau 6.6 subramanya.
2. Hitung $h_o = 0,75(y_2 - y_1)$
3. Hitung $x_o = (5,08 F_{R1} - 7,82) y_1$
4. Gambar tabel 6.1 subramanya untuk menghitung x dan h, mulai dari $\lambda = 0$ sampai dengan $\lambda = 1,80$.

Λ	$x = \lambda \cdot x_o$	Π	$h = \Pi \cdot h_o$
0			
.			
.			
.			
1,80			

5. Gambarkan profil muka air pada loncatan (x vs h) yang sesuai dengan lengkung OPQ pada gambar diatas.
6. Lengkung OPQ dilanjutkan dengan hati-hati dan mulus sampai ke titik R(titik berakhirnya loncatan).

6.10. Loncatan Hidrolis Dalam Saluran Bukan Persegi Panjang

- Aliran meliputi ekspansi laksal, disamping persoalan kedalaman air
- Luas penampang bukan merupakan fungsi linier dari kedalaman air.
Akibatnya :
 - Perhitungan kedalaman y_2 menjadi sulit.
 - Mempengaruhi perubahan struktur loncatan,

Gambaran singkat loncatan hidrolis pada saluran tidak persegi panjang :

a.) Persamaan datar

Untuk saluran dengan kemiringan kecil dan pengaruh gesekan diabaikan :

$$P_1 - P_2 = \beta_2 \rho Q V_2 - \beta_1 \rho Q V_1$$

Dengan anggapan $\beta_1 = \beta_2 = 1$

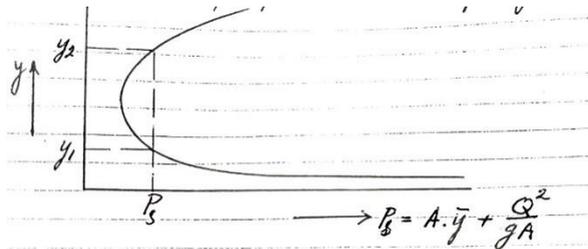
$$\gamma \cdot A_1 \cdot \bar{y}_1 - \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{y}_2 = \frac{\rho Q^2}{A_2^2} - \frac{\rho Q^2}{A_1^2}$$

$$A_1 \cdot \bar{y}_1 - A_2 \cdot \bar{y}_2 = \frac{Q^2}{g A_2^2} - \frac{Q^2}{g A_1^2}$$

$$A_1 \cdot \bar{y}_1 + \frac{Q^2}{g A_1^2} = A_2 \cdot \bar{y}_2 + \frac{Q^2}{g A_2^2} = \text{konstan}$$

$P_s = A \cdot \bar{y} + \frac{Q^2}{g A^2}$ (gaya spesifik = fungsi dari kelilingan, debit, dan geometri saluran)

Jadi, pada geometri penampang tertentu, dengan debit tertentu, dapat dibuat hubungan y vs P_s



b.) Kedalaman turutan

$$A_1 \cdot \bar{y}_1 - A_2 \cdot \bar{y}_2 = \frac{Q^2}{g A_2^2} - \frac{Q^2}{g A_1^2}$$

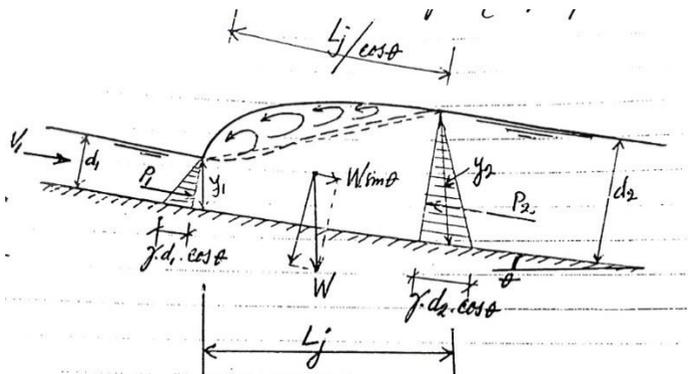
$$\left(\frac{A_2}{A_1} \cdot \frac{\bar{y}_2}{\bar{y}_1} - 1 \right) = \frac{Q^2}{g A_2^2 \cdot \bar{y}_1} - \frac{Q^2}{g A_1 \cdot A_2 \cdot \bar{y}_1}$$

Dengan $F_{R1} = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot D_1}} \quad F_{R1}^2 \rightarrow \frac{Q^2 \cdot T_1}{g \cdot A_1^3}$

Maka : $\left(\frac{A_2}{A_1} \cdot \frac{\bar{y}_2}{\bar{y}_1} - 1\right) = F_{R1}^2 \left(\frac{A_1/T_1}{\bar{y}_1}\right) \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)$

Pilih y_2 untuk y_1 tertentu dan coba masukkan kedalaman persamaan. Lakukan sampai diperoleh y_2 yang bersesuaian dengan y_1 .

6.11. Loncatan Hidrolis Pada Saluran Terjal (Sloping Channels)



Persamaan momentum :

$$P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f = PQ (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1)$$

Untuk saluran empat persegi panjang, perhitungan persatuan lebar:

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma d_1^2 \cos \theta$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma d_2^2 \cos \theta$$

$$Q = V_1 d_1$$

$$V_2 = V_1 \frac{d_1}{d_2}$$

$$W = \frac{1}{2} K \gamma L (d_1 + d_2)$$

K = faktor koreksi

$\frac{c}{w\theta}$; C = koreksi profil sebenarnya terhadap garis linear



Dengan penyederhanaan dan distribusi, didapat:

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8G^2} - 1)$$

Linear:

$$G = \frac{F_{r1}}{\sqrt{\cos\theta - \frac{KL\sin\theta}{d_2 - d_1}}}$$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g d_1}}$$

Karena $d_1 = y_1 \cos\theta$

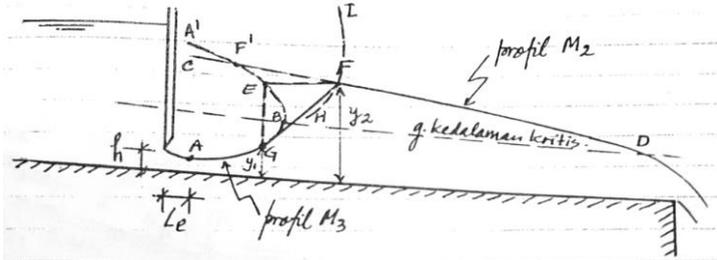
$$d_2 = y_2 \cos\theta$$

$$\rightarrow y_2 = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8G^2} - 1)$$

lihat juga gambar 15.20 chow dan 15.21 chow

6.12. Lokasi Loncatan Hidrolis

Kasus-A : loncatan dibelakang pintu geser (sluice gate)



- Dimulai dari A, dengan perhitungan profil aliran diubah berubah lambat laun, didapat lengkung AB (profil M3).
- Dimulai dengan D, dengan perhitungan profil berubah aliran berubah lambat laun, didapat lengkung CD profil (M2).
- Cari lengkung BA' sebagai pemetaan kedalaman akhir terhadap AB.

- Untuk saluran dengan $\theta =$ kecil atau saluran horizontal.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_{R1}^2} - 1)$$

- Untuk saluran terjal

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8C_1^2} - 1)$$

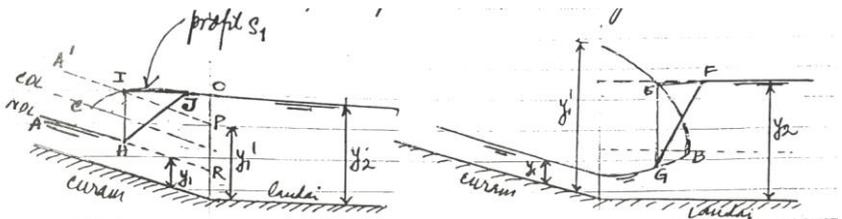
- Cari lengkung HI yang berjarak L_j dari lengkung BA'

$$\frac{L_j}{y_2} = f(F_{R1}) \text{ lihat gambar 15.21 chow}$$

y_1	F_{R1}	y_2	$\frac{L_j}{y_2}$	L_j
Kedalaman profil AB	$\frac{V_1}{\sqrt{g d_1}}$	Dari gambar 15.20 chow	Dari gambar 15.21 chow

- Perpotongan lengkungan HI dan CD dititik F (akhir loncatan).
- Jarak EF adalah panjang loncatan yang bersesuaian dengan kedalaman y_2 (titik F).
- Untuk kedalaman y_2 tersebut (titik F = titik E), kedalaman y_1 berada dititik G.
- Loncatan dari G ke F.

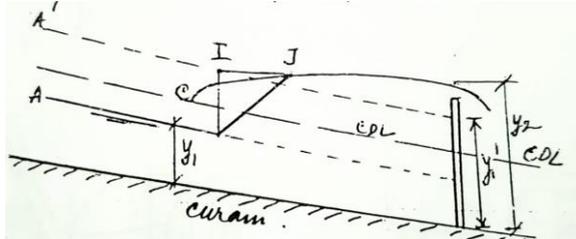
Kasus B : loncatan pada perobakan kemiringan saluran



- Loncatan dapat terjadi pada :
 - Saluran curam jika y_1' (kedalaman turutan dari y_1) lebih kecil dari kedalaman air hilir y_2 .
 - Saluran landai jika y_1' lebih besar dari y_2 .
- Penjelasan kasus B, loncatan di saluran curam:
 - Tetapkan lengkung S1 (aliran berubah lambat laun).
 - Tetapkan garis kedalaman y_1' (garis AP).

- Perpotongan kedua garis di I.
- IG = garis horizontal mulai dari I dan memotong OC (profil S1) di G.
- HI garis vertikal mulai dari I dan memotong AR di H.
- HJ adalah loncatan hidrolis.

Kasus C: loncatan didepan pelimpah



- Kasus loncatan seperti pada kasus B dengan loncatan di saluran curam.

6.13. Loncatan Sebagai Peredam Energi

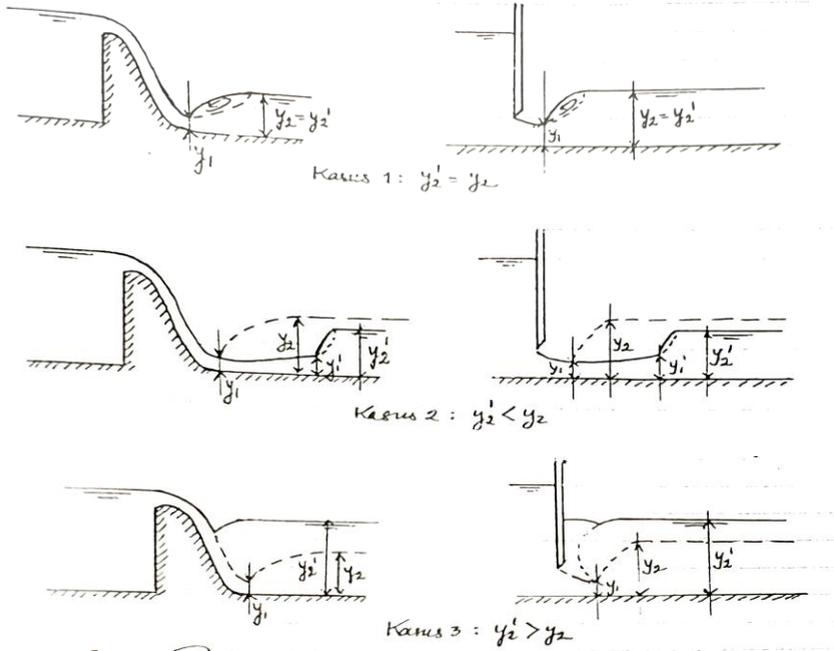
Loncatan hidrolis sangat berguna sebagai peredam energi pada aliran superkritis. Peredaman ini berguna untuk mencegah erosi yang mungkin terjadi pada saluran pelimpah, saluran curam, dan pintu air geser tegak, dengan cara memperkecil kecepatan aliran pada lapisan pelindung hingga pada suatu titik dimana aliran tidak mempunyai kemampuan untuk mengikis dasar saluran dibagian hilir.

Peredaman energi dengan loncatan hidrolis biasanya dilakukan dalam kolam olakan dimana bagian dasar kolam dibuat rata untuk menahan pengikisan.

Kolam olakan biasanya lebih pendek dari panjang loncatan. Untuk itu perlu pemasangan peralatan pengontrol loncatan di kolam olakan, agar loncatan diperpendek.

Dalam perancangan kolam olakan dengan loncatan hidrolis sebagai peredam energi, harus diperhatikan :

- a. Posisi loncatan.
- b. Kondisi air bawah (y_2').
- c. Tipe loncatan.

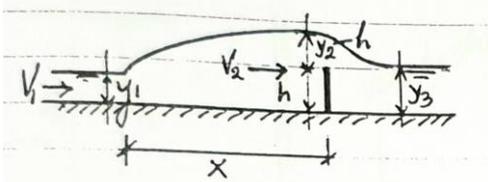


Sumber : pengaruh kedalaman air bawah (y_2') terhadap pembentukan loncatan hidrolis dibawah pintu air geser tegak, dan dibelakang pelimpah.

Pengendalian loncatan hidrolis dapat dilakukan atau diarahkan antara lain dengan penggunaan ambang.

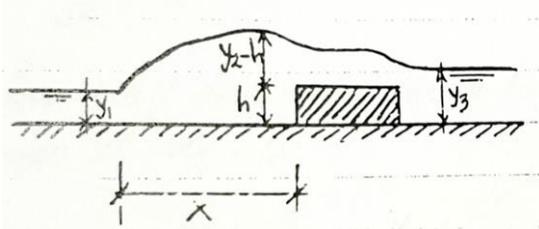
Pengendalian loncatan hidrolis:

1. Dengan sekat pelimpah berbentuk tajam.



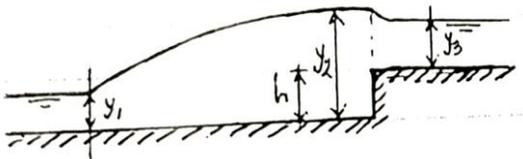
lihat gambar 15.11.chow

2. Dengan sekat pelimpah yang lebar.



lihat gambar 15.2. chow

3. Dengan peninggian curam dari lantai dasar.



lihat gambar 15.13. chow

4. Dengan terunan tiba-tiba

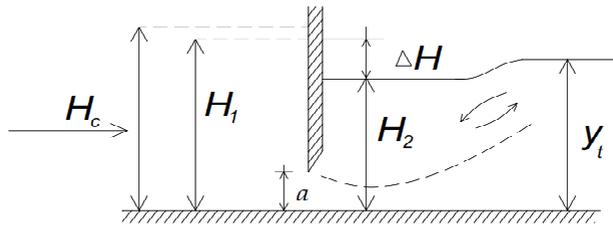
Pengendalian dengan sekat/ambang bermanfaat jika kedalaman hilir lebih kecil dari kedalaman lanjutan untuk loncatan hidrolis normal.

Jika sebaliknya, yaitu kedalaman hilir lebih besar, maka untuk menjaga loncatan hidrolis harus digunakan terjunan. Biasa terjadi pada ujung lebar aliran superkritis.

➤ Lihat gambar 15.14. chow

C. ALIRAN DIBAWAH PINTU SORONG

6.14. Pintu Sorong Dengan Aliran Bebas



Pers. Energi dengan mengangap tidak ada kehilangan energi; dan $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,0$

$$H_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Saluran empat persegi panjang :

$$q = H_1 \times V_1 = y_2 V_2 = C_c \times a \times V_2$$

$$q = C_{d_f} + a + \sqrt{2gh_1}$$

C_{d_f} = Koefisien debit untuk aliran bebas

$$\Rightarrow = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{H_1}\right)^2 C_c^2}}$$

Dapat juga ditulis dalam bentuk :

$$\Rightarrow q = C_d \times a \sqrt{2gh_1}$$

$$\Delta H = H_1 - C_c \times a$$

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - \left(\frac{C_c \times a}{H_1}\right)^2}} = \text{koefisien debit}$$

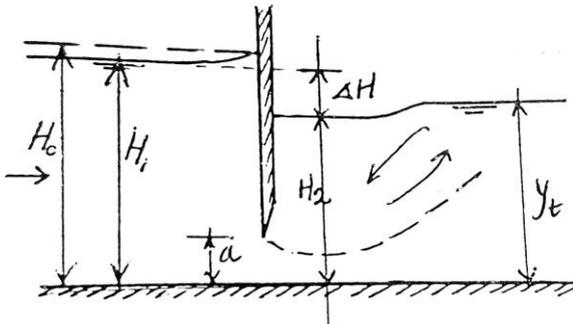
$C_{d_f} \rightarrow$ Lihat gambar 7-21 Subramanya.

Lihat gambar 7-22 Subramanya.

Nilai C_d berdasarkan percobaan oleh Subramanya & Rajaratman.

a_1/H_1	0	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
C_d	0.61	0.60	0.60	0.605	0.605	0.607	0.620	0.640	0.660

6.15. Pintu Sorong Dengan Aliran Tenggelam



$$\Rightarrow q = C_{d_s} \times a \times \sqrt{2g\Delta H}$$

C_{d_s} = Koefisien debit untuk aliran tenggelam

C_{d_s} = C_d (lihat tabel diatas)

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

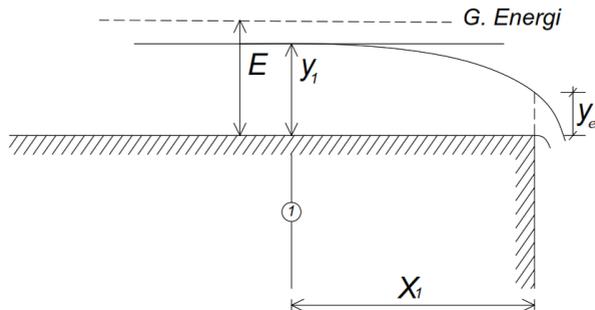
Dapat juga ditulis dalam bentuk:

$$\Rightarrow q = C_{SH} \times a \times \sqrt{2gH_1}$$

$C_{SH} = f\left(\frac{H_1}{a}, \frac{y_t}{a}\right)$ lihat gambar 7.22 Subramanya.

D. KEDALAMAN UJUNG PADA TERJUNAN BEBAS.

6.16. Kedalaman Ujung Pada Terjunan Bebas



Untuk kondisi *subkritis* :

* Penampang kritis terdapat di ①

$$y_1 = y_c$$

- Untuk kondisi *superkritis* :

$$y_1 = y_0 \text{ (kedalaman normal)}$$

Rouse mengadakan penelitian pada aliran *subkritis* disaluran horizontal, diperoleh :

$$y_e = 0,705 y_c^S/d \quad 0,075 y_c$$

⇒ Lihat tabel 7.3 *Subramanya*.

Untuk aliran *superkritis*,

$$\frac{y_e}{y_c} = f\left(\frac{S_b}{S_c}, \text{ bentuk saluran}\right)$$

⇒ Lihat tabel 7.19 *Subramanya*.

$X_c = ?$

- Untuk aliran *subkritis*

$$\frac{X_c}{Y_c} = 3,0 \sim 6,0$$

