

PENGENDALIAN BANJIR SUNGAI LOA BUAH

Purwanto
Dosen Fakultas Teknik
Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda
Email : poerck69@Gmail.Com/Hp.085250014524

UMUM

Masalah banjir adalah masalah yang sangat terkait dengan lingkungan hidup, yang dipengaruhi oleh keadaan dan peristiwa alam yang bersifat dinamis, serta akibat adanya berbagai kegiatan manusia di daerah aliran sungai (DAS) baik di hulu, tengah, dan hilir yang juga dinamis. Oleh sebab itu kunci keberhasilan upaya mengatasi masalah banjir ditentukan oleh tingkat keharmonisan antara berbagai kegiatan manusia dengan alam lingkungannya. Penyelamatan DAS tidak hanya dari sisi fisik infrastruktur, tetapi juga diiringi pendekatan sosial ekologi seperti pemindahan warga di sempadan sungai dan rehabilitasi lahan. Untuk itu masyarakat perlu ditingkatkan kesadarannya, kepeduliannya, serta kecintaannya terhadap alam dan lingkungan hidup.

PENGERTIAN BANJIR

Menurut PP no. 38 Tahun 2011, banjir adalah peristiwa meluapnya air sungai melebihi palung sungai. Jika sarana penampung dan pembawa air ini (sungai atau saluran) tersebut tidak mampu menampung aliran air karena suatu sebab tertentu maka air tersebut akan melimpas ke daerah sekitarnya. Sebab-sebab ketidakmampuan sungai adalah kurangnya kapasitas alur sungai dan atau adanya hambatan pada alur sungai tersebut. Kurangnya kapasitas alur sungai tersebut bias disebabkan oleh adanya pendangkalan alur yang diakibatkan oleh tingginya sedimen yang terbawa air masuk ke sungai. Sedangkan hambatan yang dimaksud adalah kerana benda yang menghalangi aliran air misalnya sampah, gorong-gorong/box culvert yang tertutup sampah/sedimen, bangunan yang menjorok ke sungai, dan adanya pengaruh air pasang dari muara.

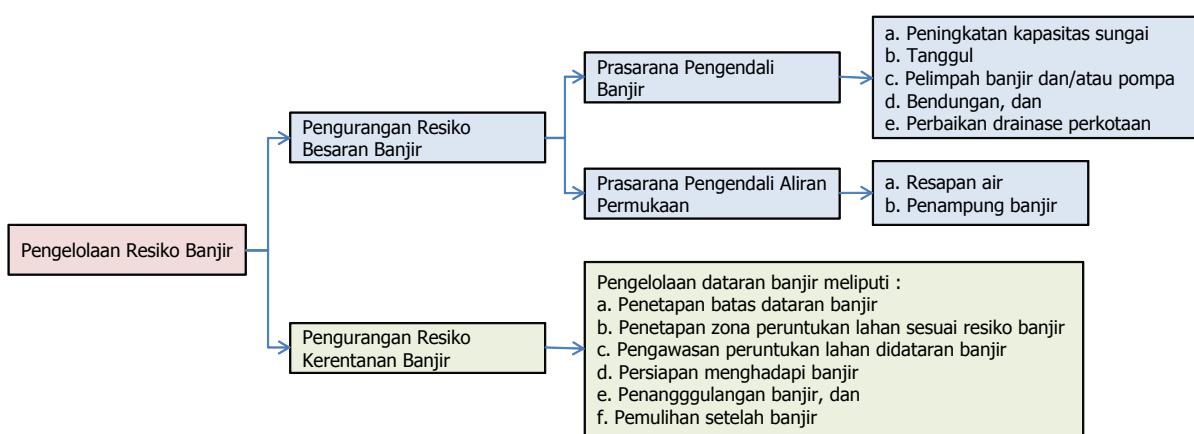
Disamping secara fisiografi daerah tersebut merupakan dataran rendah/rawa-rawa yang selalu tergenang pada saat terjadi hujan.

UPAYA UMUM PENGENDALIAN BANJIR

Pengendalian banjir, merupakan salah satu aspek yang ada di dalam PP No. 38 tahun 2011 yaitu pengendalian daya rusak air sungai, dengan pengelolaan resiko banjir yang ditujukan untuk mengurangi kerugian akibat banjir.

Pengelolaan resiko banjir dilakukan melalui:

- a. pengurangan resiko besaran banjir (secara struktural); dan
- b. pengurangan resiko kerentanan banjir (non struktural).



Gambar 1. Pengelolaan resiko banjir didalam PP No. 38 Tahun 2011

DEBIT RENCANA PENGENDALIAN BANJIR

Suatu pekerjaan pengendalian banjir akan aman jika debit banjir tidak melebihi debit banjir rencana, yang secara umum ditentukan dengan suatu kala ulang tertentu (misal kala ulang 5 tahun). Suatu prosedur standar untuk memilih banjir rencana adalah salah satu dasar kriteria pengendalian banjir yang diperlukan oleh perencana pada sistem pengendalian banjir. Sedangkan dalam menentukan debit banjir rencana untuk sistem pengendalian banjir mengacu pada “Pedoman Pengendalian Banjir” yang diterbitkan Departemen Pekerjaan Umum seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 1. Kala ulang minimum yang disarankan (tahun) sebagai banjir rencana yang berkenaan dengan genangan banjir

Sistem aliran	<ul style="list-style-type: none"> Didasarkan pada tipe proyek (Proyek Pengendali Banjir) Didasarkan pada populasi total 2) (sistem drainase) 	Fase Awal 1)	Fase Akhir 2)
Sungai	Proyek darurat 3) Proyek baru 4) <ul style="list-style-type: none"> Untuk pedesaan dan/atau kota dengan $P < 2.000.000$ jiwa Untuk perkotaan $P > 2.000.000$ jiwa 	5 10 25 25	10 25 50 100
Sistem Drainase Primer (DPS > 500 ha)	Pedesaan Perkotaan $P < 500.00$ jiwa Perkotaan $500.000 < P < 2.000.000$ jiwa Perkotaan $P > 2.000.000$ jiwa	2 5 5 10	5 10 15 25
Sistem Drainase	Pedesaan	1	2

Sekunder (DPS < 500 ha)	Perkotaan $P < 500.00$ jiwa Perkotaan $500.000 < P < 2.000.000$ jiwa Perkotaan $P > 2.000.000$ jiwa	2 2 5	5 5 10
Sistem Drainase Tersier (DPS < 10 ha)	Pedesaan dan perkotaan	1	2

Sumber : Pedoman Pengendalian Banjir, 1996, hal.10

Dalam studi ini sebagai dasar perencanaan pengendalian banjir digunakan debit banjir rencana dengan kala ulang 10 tahun dan debit banjir kala ulang 100 tahun untuk perencanaan embung kecil.

PEMILIHAN JENIS BANGUNAN PENGENDALI BANJIR

Sebagaimana disebutkan dalam tulisan didepan, pada waktu turun hujan penampang sungai Loa Buah tidak mampu mengalirkan debit air yang terjadi yang disebabkan oleh:

- Pendangkalan alur sungai karena tingginya sedimen yang masuk ke sungai.
- Hambatan pada alur sungai dengan adanya gorong-gorong yang dimensinya lebih kecil dari penampang sungai. Banyaknya bangunan yang menjorok ke sungai.
- Pada bagian hilir alur sungainya bermeander dan melewati diantara pondasi bangunan dan rumah sehingga menghambat laju aliran air.
- Pada bagian hulu DAS Loa Buah merupakan bekas lokasi penambangan batu bara terbuka sehingga bila terjadi hujan sebagian besar air hujan merupakan limpahan permukaan yang cepat masuk ke sungai dan sedikit yang meresap kedalam tanah sebagai air tanah.
- Sungai Mahakam sebagai muara sungai Loa Buah dipengaruhi pasang air laut.

Berdasarkan pengamatan lapangan, informasi masyarakat dan penilaian simulasi debit pada sub bab 6.2, dan luas genangan banjirnya untuk debit rencana 10 tahun, maka alternatif yang memberikan dampak genangan yang terkecil adalah alternatif ke 4 sebagaimana tabel dibawah ini.

Tabel 2. Matrik pemilihan bangunan pengendali banjir Loa Buah

Alternatif	Jenis Bangunan	Debit S. Loa Buah bawah (Q_{10}) (m ³ /dt)	Reduksi Debit (m ³ /dt)	Luas Genangan (Q_{10}) (m ²)	Keterangan
1	Kondisi Eksisting	17.95	-	271,582.45	
2	Sungai Loa Buah kanan diluruskan dengan menormalisasi saluran drainase yang mengalir ke sungai Mahakam	9.88	8.07	223,082.10	
3	Dibangun embung di hulu Sungai Loa Buah kiri	10.87	7.08	231,341.45	
4	Dibangun embung di S. Loa Buah kiri dan S. Loa Buah kanan diluruskan dengan menormalisasi saluran drainase yang mengalir ke S. Mahakam	4.08	13.87	117,267.92	Dipilih alternatif ke 4 karena reduksi banjir besar dan luas genangan kecil

Sumber : Hasil Analisa

Tabel 3. Permasalahan yang terindekasi di sungai Loa Buah

No.	Permasalahan	Akibat yang ditimbulkan	Penyebabnya	Solusinya	
				Struktural	Non Struktural
1	Perubahan tata guna lahan	Banyak terdapat lahan terbuka di DAS Loa Buah karena aktifitas pertambangan batu bara dan permukiman. Terjadi kenaikan run off dan penurunan infiltrasi air tanah sehingga debit yang masuk sungai menjadi meningkat dan waktu tibanya meningkat juga.	Manusia	Memperbesar kapasitas alur sungai/normalisasi sungai dan mereduksi debit puncak banjir dengan	Reboisasi lahan terbuka
2	Erosi lahan	Lahan terbuka, permukaan tanahnya mudah tererosi oleh air hujan dan membawanya masuk ke palung sungai mengakibatkan pendangkalan pada sungai dan akan mengurangi kapasitas aliran sungai		Memperbesar kapasitas alur sungai/normalisasi sungai	Konservasi DAS Loa Buah
3	Permukiman dibantaran sungai	Bangunan di pinggir sungai akan mengakibatkan terhambatnya aliran sungai diwaktu terjadi banjir karena mengurangi daya tampung sungai serta akan menyulitkan bila dilakukan pemeliharaan sungai.			Penerapan Sempadan sungai PP. No. 38 Tahun 2011
4	Daerah dataran rendah	Secara alam daerah ini yang pertama tergenang bila terjadi banjir. Karena dataran banjir merupakan tempatnya air		Dengan mereduksi debit banjir/waduk	Menerapkan "Bar Code" misalnya rumah panggung

Sumber : Hasil Analisa, 2018

NORMALISASI SUNGAI LOA BUAH

Normalisasi sungai dan perkuatan tebing sungai Loa Buah bertujuan untuk menurunkan muka air banjir serta memberikan batas badan palung sungai dan memberikan perkuatan pada tebing sungai supaya tidak mudah longsor. Normalisasi dan perkuatan tebing sungai dilakukan pada semua ruas sungai dengan bahan dari pasangan beton bertulang.

Pembuatan saluran baru dimaksudkan untuk mengurangi (reduksi) debit banjir yang melewati sungai Loa Buah bawah yang mana selama ini dikanan kirinya merupakan daerah yang sering dilanda banjir. Saluran baru ini akan mengalirkan semua debit banjir yang mengalir dari sungai Loa Buah kanan langsung menuju ke sungai Mahakam dengan menyambungkan dan menormalisasi saluran drainase sisebelah kanan Jl. Flamboyan menuju ke sungai Mahakam.

Kreteria perencanaan

Kreteria perencanaan normalisasi sungai dan pembuatan saluran beru mengacu pada Standar Perencanaan Irigasi KP.03 yang dikeluarkan Departemen Pekerjaan Umum.

- a. Penentuan debit banjir perencanaan dihitung dengan debit banjir kala ulang 10 tahun
- b. Kecepatan maksimum yang dianjurkan untuk saluran pasangan :
 - Pasangan batu : kecepatan maksimum 2 m/dt
 - Pasangan beton : kecepatan maksimum 3 m/dt
- c. Koefesien kekasaran Strickler k yang dianjurkan pemakaianya adalah :
 - Pasangan batu : $60 \text{ m}^{1/3}/\text{dt}$
 - Pasangan beton : $70 \text{ m}^{1/3}/\text{dt}$
- d. Tinggi jagaan, harga tinggi minimum untuk jagaan saluran pasangan seperti tabel dibawah ini

Tabel 4. Tinggi jagaan untuk saluran pasangan

Debit (m^3/dt)	Tanggul (F) (m)	Sal. Pasangan (F1) (m)
< 0.5	0.4	0.2
0.6 – 1.5	0.5	0.2
1.5 – 5.0	0.6	0.25
5.0 – 10.0	0.75	0.3
10.0 – 15.0	0.85	0.4
> 15.0	1.00	0.5

Sumber : KP.03, hal. 65

Perhitungan hidrolis saluran

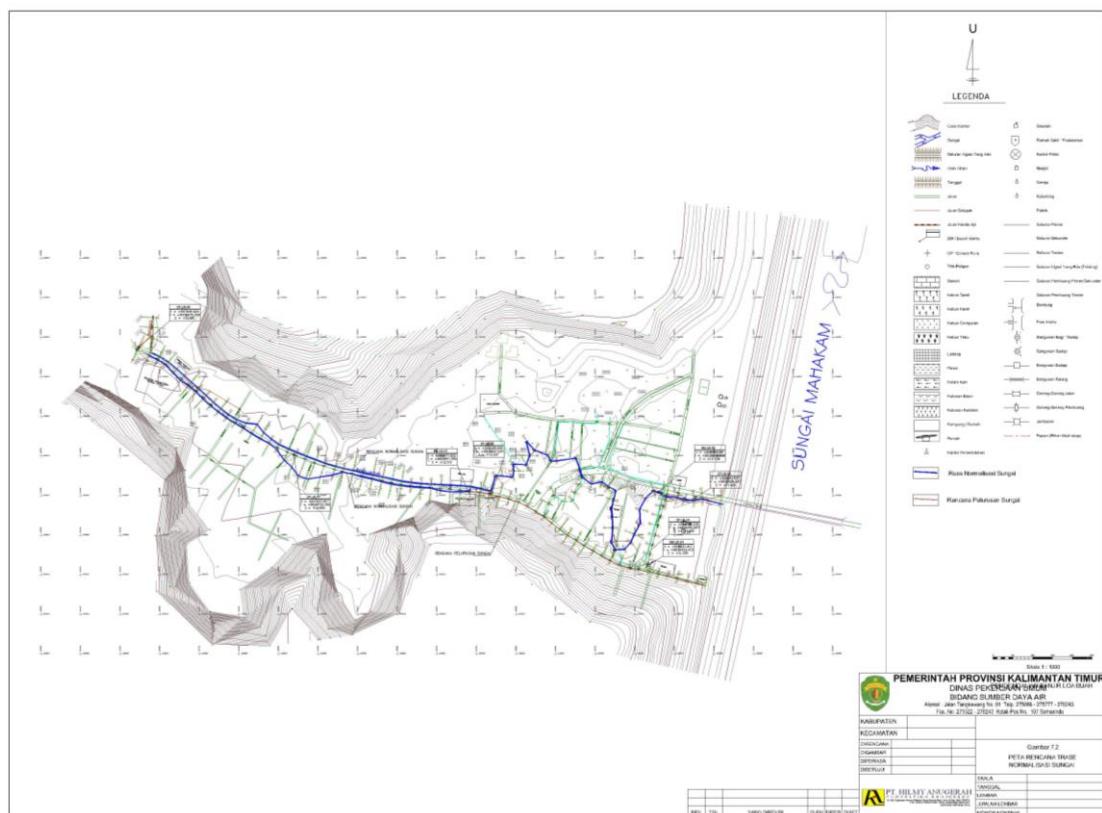
Normalisasi dilakukan pada ruas sungai Loa Buah kiri sepanjang 900 meter, Loa Buah Kanan sepanjang 900 meter Loa Buah bawah sepanjang 1026 meter, seperti pada Gambar 7.2. Perhitungan dilakukan dengan metode aliran seragam dengan rumus Manning sebagai berikut:

$$Q = \frac{1}{n} x I^{0.5} x R^{2/3} x A$$

Dimana :

- A = Debit rencana (m^3/dt)
- n = Koefesien kekasaran Manning
- I = Kemiringan dasar sungai
- R = Radius hidrolik (m)
- A = Luas penampang basah (m^2)

Perhitungan dimensi normalisasi sungai Loa dilakukan dalam kondisi setelah adanya embung dengan debit rencana kala ulang 10 tahun. Dimensi penampang sungai segiempat karena keterbatasan lahan di lokasi studi. Kemiringan rencana sungai didasarkan pada kemiringan ruas sungai rerata.



Gambar 2. Peta Rencana Trase Normalisasi Sungai dan Sal. baru

Tabel 5. Dimensi normalisasi sungai Loa Buah setelah adanya embung dan pelurusan

S. Loa Buah kanan (ruas A.23 - A.30)												
Area :	ha	b/d	=	-	Q<5 m3/s	Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb
Eff. :	%	b/d	=	-	Q>5 m3/s	0.30	1.00		1.00	1.00		
IWR :	l/s/ha	b/d	=	3.16	Q>5 m3/s	0.50	1.20			1.50		0.2
Q =	6.214	m3/s	Canal	= concrete		0.75	1.30		2.00	2.00	0.50	0.4
b =	1.750 m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50				1.50	0.5
d =	1.165 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80					0.2
S =	0.004774					4.50	2.70					0.6
Fb =	0.30	Q'ty lining	=	4.68	m2	5.00	2.90				5.00	
Fb+d=	1.465					6.00	3.10					0.75
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.75	m	7.50	3.50		Q	k	10.00	
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.30	m	9.00	3.70	unlined	1.00	35.00		0.85
z^2=	0.00					10.00	3.90			40.00		
t =	1.1647					11.00	4.20		5.00			15.00
P =	4.0794 m'	lined				15.00	4.90				42.50	
A =	2.0396 m2								10.00	45.00		
R =	0.5000 m											
V =	3.0467 m/s							lined				
A =	2.0396 m2							Concrete		70.00		
d =	1.165 m											
b/d=	1.50							Stone M.		60.00		

Loa Buah kana (ruas A.39 - A.46)						Stone M.		60.00			
Area :	ha	b/d	=	-	Q<5 m3/s	Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb
Eff. :	%	b/d	=	3.16	Q>5 m3/s	0.30	1.00	1.00	1.00		lined
IWR :	l/s/ha	b/d	=			0.50	1.20				unlined
Q =	6.214	m/s	Canal	=	concrete	0.75	1.30	2.00	2.00	0.50	0.4
b =	1.750	m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50			0.5
d =	1.185	m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80			0.2
S =	0.004562					4.50	2.70				0.6
Fb =	0.30	0.3	Q'ty lining	=	4.72	m2	5.00	2.90			5.00
Fb+d=	1.485						6.00	3.10			0.75
z =	0.00	Fb(unlined) =	0.75	m	7.50	3.50				10.00	0.3
k =	70.00	Fb(lined) =	0.30	m	9.00	3.70	unlined	1.00	35.00		0.4
z^2=	0.00				10.00	3.90			40.00		
t =	1.1854				11.00	4.20		5.00			
P =	4.1209	m'	lined		15.00	4.90				42.50	
A =	2.0759	m2						10.00	45.00		
R =	0.5038	m									
V =	2.9933	m/s					lined				
A =	2.0759	m2					Concrete				
d =	1.185	m							70.00		
b/d=	1.48							Stone M			
									60.00		

Loa Buah kanan (ruas A.47 - A.54)				Stone M.		60.00							
Area :	ha	b/d	=	-	Q < 5 m ³ /s	Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb	
Eff. :	%	b/d	=	-	Q > 5 m ³ /s	0.30	1.00		1.00	1.00		lined	unlined
IWR :		l/s/ha	b/d	=	3.16	0.50	1.20					0.4	0.20
Q =	6.214	m ³ /s	Canal	=	concrete	0.75	1.30		2.00	2.00	0.50		
b =	1.750	m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50				0.5	0.20
d =	1.442	m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80				1.50	
S =	0.002777						4.50	2.70				0.6	0.20
Fb =	0.30	0.3 Q'ty lining	=	5.23	m ²	5.00	2.90					5.00	
Fb+d=	1.742					6.00	3.10					0.75	0.30
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.75	m	7.50	3.50		Q	k	10.00		
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.30	m	9.00	3.70	unlined	1.00	35.00		0.85	0.40
z^2=	0.00					10.00	3.90					15.00	
t =						11.00	4.20		5.00				
P =	4.6332	m'	lined			15.00	4.90					42.50	
A =	2.5249	m ²							10.00	45.00			
R =	0.5450	m											
V =	2.4611	m/s						lined					
A =	2.5249	m ²						Concrete				70.00	
d =	1.442	m											
b/d=	1.21								Stone M			60.00	

Loa Buah kanan (ruas A.55 - A.59)							Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb		
Area :	ha	b/d	=	-	Q<5 m3/s	lined	unlined							
Eff. :	%	b/d	=	-	Q>5 m3/s	0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	0.20	
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-	3.16	0.50	1.20	2.00	2.00	1.50	2.00	0.50	0.20	
Q =	6.214 m3/s	Canal	=	concrete		0.75	1.30					1.50	0.5	0.20
b =	1.750 m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50					1.50	0.6	0.25
d =	1.442 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80					5.00	0.75	0.30
S =	0.002777					4.50	2.70					10.00	0.85	0.40
Fb =	0.30	Q'ty lining	=	5.23	m2	5.00	2.90					15.00		
Fb+d=	1.742					6.00	3.10							
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.75	m	7.50	3.50							
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.30	m	9.00	3.70							
z^2=	0.00					10.00	3.90							
t =	1.4416					11.00	4.20							
P =	4.6332 m'	lined				15.00	4.90							
A =	2.5249 m2													
R =	0.5450 m													
V =	2.4611 m/s													
A =	2.5249 m2													
d =	1.442 m													
b/d=	1.21													

Loa Buah kanan dan sudetan (ruas A.60 - B.24)							Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb		
Area :	ha	b/d	=	-	Q<5 m3/s	lined	unlined							
Eff. :	%	b/d	=	-	Q>5 m3/s	0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	0.20	
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-	3.22	0.50	1.20	2.00	2.00	1.50	2.00	0.50	0.20	
Q =	6.449 m3/s	Canal	=	concrete		0.75	1.30					1.50	0.5	0.20
b =	1.750 m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50					1.50	0.6	0.25
d =	1.311 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80					5.00	0.75	0.30
S =	0.003800					4.50	2.70					10.00	0.85	0.40
Fb =	0.30	Q'ty lining	=	4.97	m2	5.00	2.90					15.00		
Fb+d=	1.611					6.00	3.10							
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.75	m	7.50	3.50							
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.30	m	9.00	3.70							
z^2=	0.00					10.00	3.90							
t =	1.3110					11.00	4.20							
P =	4.3721 m'	lined				15.00	4.90							
A =	2.2960 m2													
R =	0.5252 m													
V =	2.8088 m/s													
A =	2.2960 m2													
d =	1.311 m													
b/d=	1.33													

S. Loa Buah kiri (ruas A.23 - A.27)							Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb		
Area :	ha	b/d	=	1.91	Q<5 m3/s	lined	unlined							
Eff. :	%	b/d	=	1.91	Q>5 m3/s	0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	0.20	
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20	2.00	2.00	1.50	2.00	0.50	0.20	
Q =	1.871 m3/s	Canal	=	concrete		0.75	1.30					1.50	0.5	0.20
b =	1.000 m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50					1.50	0.6	0.25
d =	0.579 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80					5.00	0.75	0.30
S =	0.012300					4.50	2.70					10.00	0.85	0.40
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	2.66	m2	5.00	2.90					15.00		
Fb+d=	0.829					6.00	3.10							
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60	m	7.50	3.50							
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25	m	9.00	3.70							
z^2=	0.00					10.00	3.90							
t =	0.5788					11.00	4.20							
P =	2.1577 m'	lined				15.00	4.90							
A =	0.5792 m2													
R =	0.2684 m													
V =	3.2305 m/s													
A =	0.5792 m2													
d =	0.579 m													
b/d=	1.73													

S. Loa Buah kiri (A.27 - A.39)							Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb		
Area :	ha	b/d	=	1.91	Q<5 m3/s	lined	unlined							
Eff. :	%	b/d	=	1.91	Q>5 m3/s	0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	0.20	
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20	2.00	2.00	1.50	2.00	0.50	0.20	
Q =	1.871 m3/s	Canal	=	concrete		0.75	1.30					1.50	0.5	0.20
b =	1.000 m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50					1.50	0.6	0.25
d =	0.982 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.50	1.80					5.00	0.75	0.30
S =	0.003220					4.50	2.70					10.00	0.85	0.40
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	3.46	m2	5.00	2.90					15.00		
Fb+d=	1.232					6.00	3.10							
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60	m	7.50	3.50							
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25	m	9.00	3.70							
z^2=	0.00					10.00	3.90							
t =	0.9821					11.00	4.20							
P =	2.9643 m'	lined				15.00	4.90							
A =	0.9831 m2													
R =	0.3316 m													
V =	1.9032 m/s													
A =	0.9831 m2													
d =	0.982 m													
b/d=	1.02													

Loa Buah kiri (ruas A.39 - A.43)

Area :			Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb	
	%	b/d							lined	unlined
IWR :	l/s/ha	b/d	=	1.91	Q<5 m3/s	0.30	1.00		1.00	1.00
Q =	1.871 m3/s	Canal	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20		1.50	1.50
b =	1.000 m'	Vmax	=	3.00	m/s	0.75	1.30		2.00	2.00
d =	0.847 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.00	1.50		0.50	0.50
S =	0.00465					1.50	1.80		1.50	1.50
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	3.19	m2	1.80	2.70		0.6	0.6
Fb+d=	1.097					2.70			0.25	0.25
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60	m	5.00	5.00		0.4	0.20
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25	m	6.00	6.00		0.5	0.20
z^2=	0.00					9.00	9.00		0.6	0.25
t =	0.8466					10.00	10.00		0.75	0.30
P =	2.6933 m'	lined				11.00	11.00		10.00	10.00
A =	0.8473 m2					15.00	15.00		40.00	40.00
R =	0.3146 m								42.50	42.50
V =	2.2081 m/s								45.00	45.00
A =	0.8473 m2								70.00	70.00
d =	0.847 m									
b/d=	1.18									
									60.00	60.00

Loa Buah kiri (ruas A.43 - A.48)

Area :			Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb	
	%	b/d							lined	unlined
IWR :	l/s/ha	b/d	=	1.91	Q<5 m3/s	0.30	1.00		1.00	1.00
Q =	1.871 m3/s	Canal	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20		1.50	1.50
b =	1.000 m'	Vmax	=	3.00	m/s	0.75	1.30		2.00	2.00
d =	0.765 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.00	1.50		0.50	0.20
S =	0.00600					1.50	1.80		0.6	0.25
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	3.03	m2	1.80	2.70		0.75	0.30
Fb+d=	1.015					5.00	5.00		10.00	10.00
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60	m	6.00	6.00		0.85	0.40
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25	m	7.50	7.50		15.00	15.00
z^2=	0.00					9.00	9.00			
t =	0.7650					10.00	10.00			
P =	2.5300 m'	lined				11.00	11.00			
A =	0.7656 m2					15.00	15.00			
R =	0.3026 m								42.50	42.50
V =	2.4439 m/s								45.00	45.00
A =	0.7656 m2								70.00	70.00
d =	0.765 m									
b/d=	1.31									
									60.00	60.00

Loa Buah kiri (ruas A.48 - A.59)

Area :			Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb	
	%	b/d							lined	unlined
IWR :	l/s/ha	b/d	=	1.91	Q<5 m3/s	0.30	1.00		1.00	1.00
Q =	1.871 m3/s	Canal	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20		1.50	1.50
b =	1.100 m'	Vmax	=	3.00	m/s	0.75	1.30		2.00	2.00
d =	0.765 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.00	1.50		0.50	0.20
S =	0.004600					1.50	1.80		0.6	0.25
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	3.13	m2	1.80	2.70		0.75	0.30
Fb+d=	1.015					5.00	5.00		10.00	10.00
z =	0.001	Fb(unlined)	=	0.60	m	6.00	6.00		0.75	0.30
k =	70.0000	Fb(lined)	=	0.25	m	7.50	7.50		15.00	15.00
z^2=	0.0000					9.00	9.00			
t =	0.7650					10.00	10.00			
P =	2.6299 m'	lined				11.00	11.00			
A =	0.8420 m2					15.00	15.00			
R =	0.3202 m								42.50	42.50
V =	2.2220 m/s								45.00	45.00
A =	0.8420 m2								70.00	70.00
d =	0.765 m									
b/d=	1.44									
									60.00	60.00

Loa Buah bawah (ruas A.59 - A.66)

Area :			Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb	
	%	b/d							lined	unlined
IWR :	l/s/ha	b/d	=	2.57	Q<5 m3/s	0.30	1.00		1.00	1.00
Q =	4.080 m3/s	Canal	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20		1.50	1.50
b =	2.000 m'	Vmax	=	3.00	m/s	0.75	1.30		2.00	2.00
d =	0.770 m'	Vmin	=	0.30	m/s	1.00	1.50		0.50	0.20
S =	0.004338					1.50	1.80		0.6	0.25
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	4.04	m2	1.80	2.70		0.75	0.30
Fb+d=	1.020					5.00	5.00		10.00	10.00
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60	m	6.00	6.00		0.75	0.30
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25	m	7.50	7.50		15.00	15.00
z^2=	0.00					9.00	9.00			
t =	0.7701					10.00	10.00			
P =	3.5403 m'	lined				11.00	11.00			
A =	1.5409 m2					15.00	15.00			
R =	0.4352 m								42.50	42.50
V =	2.6479 m/s								45.00	45.00
A =	1.5409 m2								70.00	70.00
d =	0.770 m									
b/d=	2.60								60.00	60.00

Loa Buah bawah (ruas A.66 - A.74)								Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb	
Area :	ha	%	b/d	=	2.57	Q<5 m3/s	0.30	1.00	lined	unlined				
IWR :	1.510 l/s/ha	b/d	=	-		Q>5 m3/s	0.50	1.20			1.00	1.00	0.50	0.4 0.20
Q =	4.080 m3/s	Canal	=	concrete			0.75	1.30			2.00	2.00	1.50	0.5 0.20
b =	2.000 m'	Vmax	=	3.00		m/s	1.00	1.50					1.50	0.6 0.25
d =	0.925 m'	Vmin	=	0.30		m/s	1.50	1.80					5.00	0.75 0.30
S =	0.002632						4.50	2.70					10.00	0.85 0.40
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	4.35		m2	5.00	2.90					15.00	
Fb+d=	1.175						6.00	3.10						
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60		m	7.50	3.50						
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25		m	9.00	3.70						
z^2=	0.00						10.00	3.90						
t =	0.9252						11.00	4.20						
P =	3.8503 m'	lined					15.00	4.90						
A =	1.8512 m2													
R =	0.4808 m													
V =	2.2040 m/s													
A =	1.8512 m2													
d =	0.925 m													
b/d=	2.16													

Loa Buah bawah (ruas A.74 - A.79)								Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb	
Area :	ha	%	b/d	=	2.57	Q<5 m3/s	0.30	1.00	lined	unlined				
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-		Q>5 m3/s	0.50	1.20			1.00	1.00	0.50	0.4 0.20
Q =	4.080 m3/s	Canal	=	concrete			0.75	1.30			2.00	2.00	1.50	0.5 0.20
b =	2.000 m'	Vmax	=	3.00		m/s	1.00	1.50					1.50	0.6 0.25
d =	0.979 m'	Vmin	=	0.30		m/s	1.50	1.80					5.00	0.75 0.30
S =	0.002262						4.50	2.70					10.00	0.85 0.40
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	4.46		m2	5.00	2.90					15.00	
Fb+d=	1.229						6.00	3.10						
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60		m	7.50	3.50						
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25		m	9.00	3.70						
z^2=	0.00						10.00	3.90						
t =	0.9789						11.00	4.20						
P =	3.9577 m'	lined					15.00	4.90						
A =	1.9587 m2													
R =	0.4949 m													
V =	2.0830 m/s													
A =	1.9587 m2													
d =	0.979 m													
b/d=	2.04													

Loa Buah bawah (ruas A.79 - A.94)								Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb	
Area :	ha	%	b/d	=	2.57	Q<5 m3/s	0.30	1.00	lined	unlined				
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-		Q>5 m3/s	0.50	1.20			1.00	1.00	0.50	0.4 0.20
Q =	4.080 m3/s	Canal	=	Concrete			0.75	1.30			2.00	2.00	1.50	0.5 0.20
b =	2.500 m'	Vmax	=	3.00		m/s	1.00	1.50					1.50	0.6 0.25
d =	1.029 m'	Vmin	=	0.30		m/s	1.50	1.80					5.00	0.75 0.30
S =	0.001100						4.50	2.70					10.00	0.85 0.40
Fb =	0.25	Q'ty lining	=	5.06		m2	5.00	2.90					15.00	
Fb+d=	1.279						6.00	3.10						
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60		m	7.50	3.50						
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25		m	9.00	3.70						
z^2=	0.00						10.00	3.90						
t =	1.0290						11.00	4.20						
P =	4.5580 m'	lined					15.00	4.90						
A =	2.5736 m2													
R =	0.5646 m													
V =	1.5860 m/s													
A =	2.5725 m2													
d =	1.029 m													
b/d=	2.43													

Loa Buah bawah (ruas A.88 - A.94a)								Q	b/d	d+Fb	z	Q	Fb	
Area :	ha	%	b/d	=	2.57	Q<5 m3/s	0.30	1.00	lined	unlined				
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-		Q>5 m3/s	0.50	1.20			1.00	1.00	0.50	0.4 0.20
Q =	4.080 m3/s	Canal	=	Concrete			0.75	1.30			2.00	2.00	1.50	0.5 0.20
b =	3.000 m'	Vmax	=	3.00		m/s	1.00	1.50					1.50	0.6 0.25
d =	0.877 m'	Vmin	=	0.20		m/s	1.50	1.80					5.00	0.75 0.30
S =	0.001080						4.50	2.70					10.00	0.85 0.40
Fb =	0.25						5.00	2.90					15.00	
Fb+d=	1.127						6.00	3.10						
z =	0.00	Fb(unlined)	=	0.60		m	7.50	3.50						
k =	70.00	Fb(lined)	=	0.25		m	9.00	3.70						
z^2=	0.00						10.00	3.90						
t =	0.8767						11.00	4.20						
P =	4.7535 m'	lined					15.00	4.90						
A =	2.6310 m2													
R =	0.5535 m													
V =	1.5508 m/s													
A =	2.6310 m2													
d =	0.877 m													
b/d=	3.42													

Loa Buah bawah (ruas A.94 - A.95)							Q	b/d		d+Fb	z	Q	Fb		
Area :	ha												lined	unlined	
Eff. :	%	b/d	=	2.57	Q<5 m3/s	0.30	1.00			1.00	1.00				
IWR :	l/s/ha	b/d	=	-	Q>5 m3/s	0.50	1.20				1.50				
Q =	4.080	m3/s	Canal	=	Concrete	0.75	1.30			2.00	2.00	0.50	0.4	0.20	
b =	3.000	m'	Vmax	=	3.00	m/s	1.00	1.50						0.5	0.20
d =	0.877	m'	Vmin	=	0.20	m/s	1.50	1.80					1.50		
S =	0.001080					4.50	2.70							0.6	0.25
Fb =	0.25					5.00	2.90					5.00		0.75	0.30
Fb+d=	1.127					6.00	3.10								
z =	0.00		Fb(unlined) =	0.60	m	7.50	3.50			Q	k	10.00			
k =	70.00		Fb(lined) =	0.25	m	9.00	3.70	unlined	1.00		35.00			0.85	0.40
z^2=	0.00					10.00	3.90				40.00				
t =	0.8767					11.00	4.20			5.00					
P =	4.7535 m'		lined			15.00	4.90					42.50			
A =	2.6310 m2									10.00	45.00				
R =	0.5535 m														
V =	1.5508 m/s														
A =	2.6310 m2														
d =	0.877 m											70.00			
b/d=	3.42									Stone M.	60.00				

Perhitungan struktur bangunan perkuatan tebing sungai setelah dinormalisasi dan pembuatan saluran baru disajikan pada **Lampiran**.

PERENCANAAN BANGUNAN PENGELAK

Kreteria Penentuan Bangunan Pengelak

Sistem Pengelak Banjir dengan komponen utama berupa saluran pengelak dan tanggul pengelak (coverdam) direncanakan sedemikian rupa, sehingga dapat mengalirkan debit banjir yang mungkin terjadi dalam periode pelaksanaan konstruksi suatu embung dan agar dapat dihindarkan kemungkinan terjadinya limpasan-limpasan di atas mercu tanggul pengelak yang dapat menyebabkan genangan genangan pada daerah calon tubuh embung yang sedang dikerjakan. Beberapa faktor terpenting yang akan menentukan karakteristika hidrolik suatu saluran pengelak adalah :

- Kemiringan dasar saluran pengelak
 - Ukuran saluran pengelak
 - Karakteristik terpenting saluran pengelak
 - Panjang saluran pengelak
 - Kekasaran dinding saluran pengelak

Kombinasi dari beberapa faktor-faktor tersebut akan sangat menentukan kapasitas saluran pengelak.

Konsep Perencanaan

Saluran pengelak pada embung Loa Buah direncanakan berupa saluran tertutup dengan aliran bebas dan tekan yang dilengkapi dengan pintu air yang berfungsi untuk mengatur debit air keluar dari embung. Saluran pengelak berada/menyatu dengan bangunan pelimpah embung. Denah selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran.

Tanggul pengelak (*coverdam*) direncanakan dari urugan tanah homogen yang menggunakan material dari sekitar lokasi embung.

Debit banjir yang direncanakan untuk menentukan dimensi dari saluran pengelak dan tinggi tanggul adalah dengan kala ulang 2 tahun adalah sebesar $2.42 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Penelusuran Banjir Lewat Saluran Pengelak

Dari hasil penelusuran banjir (routing) rencana kala ulang 2 tahunan lewat saluran pengelak (box culvert) dengan dimensi rencana $0.8 \times 1.5 \text{ m}$ sebanyak 2 (dua) buah didapat elevasi muka air waduk maksimum pada elevasi $+ 17.88 \text{ m}$, dengan menambah tinggi jagaan $0,5 \text{ m}$ maka puncak cofferdam direncanakan pada elevasi $+ 18.38$, seperti pada Tabel 6.19.

Tanggul Pengelak

Tanggul pengelak (cover dam) dibangun dengan maksud menutupi sungai agar aliran berbelok dan masuk ke saluran pengelak sehingga tidak mengganggu pelaksaan konstruksi embung yang sedang dibangun. Tanggul pengelak dibangun di bagian hulu embung. Data teknis tanggul pengelakan, adalah sebagai berikut :

A. Tanggul Pengelak (*Coverdam*)

- Konstruksi : Timbunan tanah homogen
- Letak/posisi : Bagian hulu embung
- Tinggi bangunan : 2.64 m
- Panjang : 135 m
- Lebar puncak : 2 m
- Elevasi puncak : $+18.38 \text{ m}$
- Kemiringan Hulu dan Hilir : $1 : 2$ dan $1 : 2$

B. Saluran Pengelak

- Tipe : Box Culvert
- Lebar : 0.8 m
- Tinggi : 1.5 m
- Jumlah : 2 buah
- Panjang : 12 m
- Kemiringan dasar : 0.001
- Elevasi Inlet : $+ 15,59 \text{ m}$
- Elevasi Outlet : $+ 15.48 \text{ m}$
- Konstruksi : Beton bertulang K-225

PERENCANAAN PELIMPAH

Umum

Bangunan pelimpah berfungsi untuk mengalirkan kelebihan debit air banjir yang masuk ke dalam tampungan embung agar tidak membahayakan keamanan tubuh embung. Pada perencanaan bangunan pelimpah embung Loa Buah ini digunakan debit banjir rencana 100 tahun. Bagian-bagian dari bangunan pelimpah yang direncanakan adalah:

- Penampang mercu pelimpah
- Saluran transisi
- Saluran peluncur
- Bangunan peredam energy

Kriteria perencanaan

Dalam perencanaan pelimpah embung ini kriteria perencanaan akan mengacu “Pedoman Perencanaan Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering Di Indonesia” yang diterbitkan oleh Yayasan Penerbit Departemen Pekerjaan Umum.

Secara umum tipe pelimpah yang dapat diterapkan pada waduk kecil adalah :

- Pelimpah tipe saluran terbuka;
- Pelimpah tipe ogee (overflow) dengan peredam energi USBR tipe I

Pelimpah tipe saluran terbuka dipilih bilamana tubuh waduk bertipe urugan. Pelimpah ini harus diletakkan terpisah dengan tubuh waduk dan dapat dibangun di atas bukit tanah atau tanah asli.

Bilamana pondasi berjenis batu sehingga tubuh waduk dipilih dari tipe pasangan batu/beton atau komposit, maka pelimpah akan bertipe ogee. Pelimpah jenis ini dibangun menyatu dengan tubuh embung.

Desain pelimpah saluran terbuka perlu memperhatikan kriteria sebagai berikut :

Tabel 6. Kriteria desain bangunan pelimpah embung kecil

Parameter	Besaran
1. Kapasitas pelimpah	Banjir desain 50 tahun
2. Tinggi aliran air maksimum di saluran	0,5 m
3. Kecepatan maksimum aliran dengan saluran tanah dengan pelindung rumput	0,6 m/dt
4. Kecepatan maksimum aliran dengan saluran pasangan batu	2 m/dt – 4 m/dt
5. Kemiringan dinding saluran pelimpah tanah, untuk tinggi maksimum 2,0 meter	1 H : 1 V
6. Kemiringan lereng saluran pelimpah batu	1 H : 1,5 V

Sumber : Pedomen Perencanaan Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering, Dep. PU

Tipe bangunan pelimpah

Kolam tampungan sementara dengan tubuh embung jenis urugan homogen yang berfungsi untuk membatasi tampungan air yang mempunyai tinggi 2.41 meter. Pelimpah pada kolam tampungan ini direncanakan dengan ambang tipe ogee.

Debit rencana pelimpah

Perencanaan pelimpah ini dengan memperhitungkan kemampuan reservoir dalam menurunkan puncak banjir. Berdasarkan hasil perhitungan penelusuran banjir lewat waduk dengan debit banjir rencana kala ulang 100 tahun dengan elevasi mercu pelimpah +20.00 m debit yang melewati pelimpah adalah sebesar $1.78 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Berdasarkan hasil penelusuran banjir dengan bantuan Hec Hms dengan lebar rencana pelimpah 5.0m didapatkan elevasi muka air maksimum di waduk adalah + 20.38 m, tinggi muka air diatas ambang pelimpah $+20.38 - 20.00 = 0.38$ meter.

Kondisi perencanaan

Data perencanaan embung sungai Loa Buah adalah sebagai berikut :

- Elevasi puncak embung : +19.78 m
- Elevasi mercu pelimpah : +20.000 m
- Elevasi dasar pelimpah : +17.59 m
- Tinggi pelimpah, P : 2.41 m
- Lebar pelimpah, L : 5.0 m
- Kemiringan pelimpah bagian hulu : 1 : 3
- Kemiringan pelimpah bagian hilir : 1 : 1

Penampang mercu pelimpah

Untuk merencanakan permukaan ambang ogee dipakai metode yang dikembangkan oleh *Civil Engineering Department U.S. Army* atau biasa disebut rumus lengkung Harold.

Rumus lengkung Harold ;

$$X^{1.85} = 2 \times hd^{0.85} \times Y$$

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \times hd^{0.85}}$$

Dimana :

X = Jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ketitik diperlukan mercu disebelah hilir (m)

Y = Jarak vertical dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu disebelah hilir (m)

hd = Tinggi energy (m)

$$hd \text{ mercu pelimpah} = 18.782 - 18.50 = 0.282 \text{ m}$$

$$R1 = 0.5 hd = 0.5 \times 0.282 = 0.141 \text{ m}$$

$$R2 = 0.2 hd = 0.2 \times 0.282 = 0.06 \text{ m}$$

$$Xhulu1 = 0.175 hd = 0.175 \times 0.282 = 0.05 \text{ m}$$

$$Xhulu2 = 0.282 hd = 0.282 \times 0.282 = 0.08 \text{ m}$$

Koordinat pelimpah bagian hilir :

X	Y
0.05	0.006
0.10	0.021
0.15	0.044
0.20	0.075
0.25	0.113
0.30	0.158
0.35	0.210
0.40	0.269
0.45	0.335
0.50	0.407
0.55	0.485
0.60	0.570

Profil muka air diatas mercu mercu pelimpah

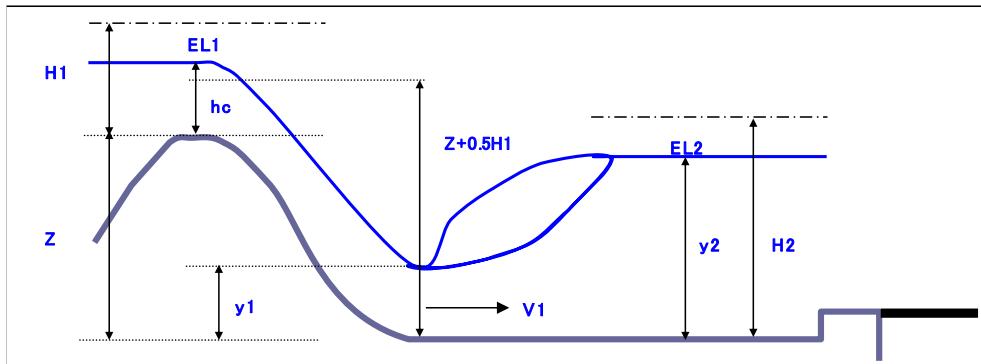
Perhitungan profil muka air diatas mercu pelimpah didasarkan pada perhitungan hidrolik untuk meperolah gambaran kondisi pengaliran melalui bangunan tersebut pada debit tertentu.

Tabel 7. Perhitungan loncatan air dikaki pelimpah

Width (m)	5.0 m
Elevation	
Crest (1)	20 m
Downstream apron (2)	17.57 m

$$Z: (1) - (2) = 2.4 \text{ m}$$

		Return period (year)	Remarks
		100	
Flood discharge (m ³ /s)	(a)	1.78	
H1 : Energy head above crest (m)	(b)	0.380	
q : unit flow	(c) = (a) / width	0.36	
hc : $(q^2 / g)^{1/3}$	(d) = $(c^2 / 9.8)^{1/3}$	0.24	
$1/2 H1 + Z$	(e) = b/2 + Z	2.62	
$V1 : (2g (1/2 H1 + z))^{0.5}$	(f) = $(2 \times g \times e)^{0.5}$	7.17	
$y1 : q / V1$	(g) = c / f	0.05	
$Fr : V1 / (g y1)^{0.5}$	(h) = f / (g x (g)) ^{0.5}	10.24	
$1/2((1+8Fr^2)^{0.5}-1)$	(i)	13.99	
$y2 = 1/2((1+8Fr^2)^{0.5}-1) xy1$	(j)	0.70	
$y3$		1.05	from non-uniform calculation
EL 1		20.24	
EL 2		18.27	
EL 3		18.62	



$hc : (q^2 / g)^{1/3}$	0.24
$E0 = D + 1.5 hc$	2.79
$h0^3 - E0h0^2 + q^2/2g = 0$	
$E0$	2.79
$q^2/2g$	0.0066
Therefore $h0 =$	by try and error
	0.04
	0.00
$H2 = h0/2 (8q^2/gh0^3 + 1)^{0.5} - 1$	0.79
Gradient of riverbed	1/300
$Fr = 9.82(c^{0.5})^{0.933} - 300(f^{0.5})^{3.5}$	0.67
$H3 = (q^2 / g Fr^2)^{1/3}$	0.31
H3 by non-uniform flow calculation	1.05

Profil muka air diatas saluran transisi dan peluncur

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*) dibagian hilir dan memberikan kondisi yang paling

menguntungkan, baik pada aliran didalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur.

Saluran peluncur berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis

Perhitungan profil muka air diatas saluran transisi dan peluncur didasarkan pada perhitungan hidrolik untuk mendapatkan gambaran kondisi pengaliran melalui saluran tersebut pada debit tertentu. Perhitungan dengan persamaan tahapan standar sebagai berikut :

$$y_1 + a_1 \frac{v_1^2}{2g} + S_o \Delta x = y_2 + a_2 \frac{v_2^2}{2g} + S_f \Delta x$$

Dimana :

$y_{1,2}$ = Kedalaman muka air dititik 1 dan 2 (m)

$v_{1,2}$ = Kecepatan muka air dititik 1 dan 2 (m/dt)

$a_{1,2}$ = koefesien energy dititik 1 dan 2

S_o = Kemiringan dasar saluran

Δx = Jarak antara penampang 1 dan 2 (m)

S_f = Kemiringan kekasaran = $\frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$

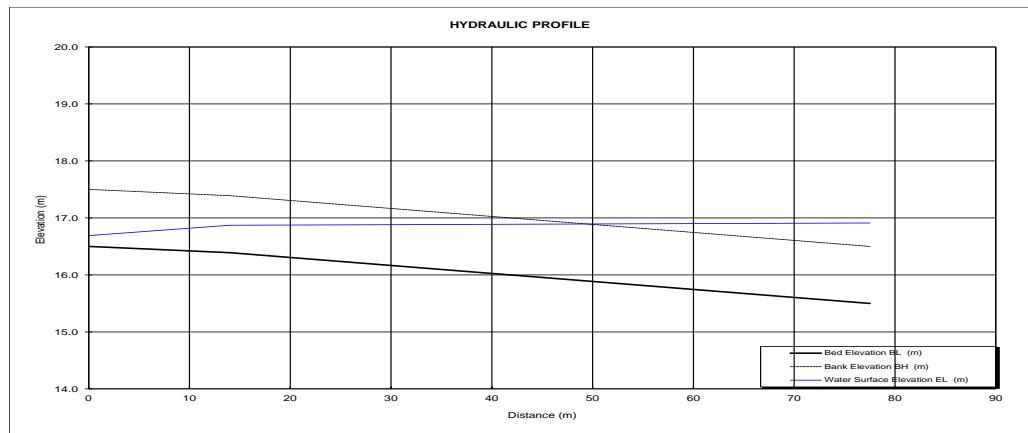
H_f = Kehilangan energy antara penampang 1 dan 2 = $S_f \cdot \Delta x$

Hasil perhitungan profil muka air diatas saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut.

Tabel 8. Perhitungan profil muka air diatas saluran transisi dan peluncur

NON-UNIFORM FLOW CALCULATION																Unit: m	
				Loa Buah													
No.	Section Name	Distance L (m)	Accumulated Distance Lac (m)	Discharge Q (m ³ /s)	Bed Elevation BL (m)	Bank Elevation BH (m)	Depth d (m)	Water Surface Elevation EL (m)	Cross Area A (m ²)	Velocity v (m/s)	Velocity Head hv (m)	Hydraulic Mean Depth R (m)	Roughness Coefficient n	Head Loss Sf (m)	headloss hl SfxLxc v (m)	Froude Number Fr	
1	P.1	0.00	0.00	0.52	16.500	17.500	0.190	16.690	0.381	1.366	0.095	0.160	0.025	0.01343	0.00000	16.786	1.000
2	P.2	14.00	14.00	0.52	16.390	17.390	0.480	16.870	0.961	0.541	0.015	0.325	0.025	0.00082	0.09978	16.885	0.249
3	P.3	63.50	77.50	0.52	15.500	16.500	1.411	16.911	3.545	0.147	0.001	0.527	0.025	0.00003	0.02707	16.912	0.050

Sumber : Hasil Analisa

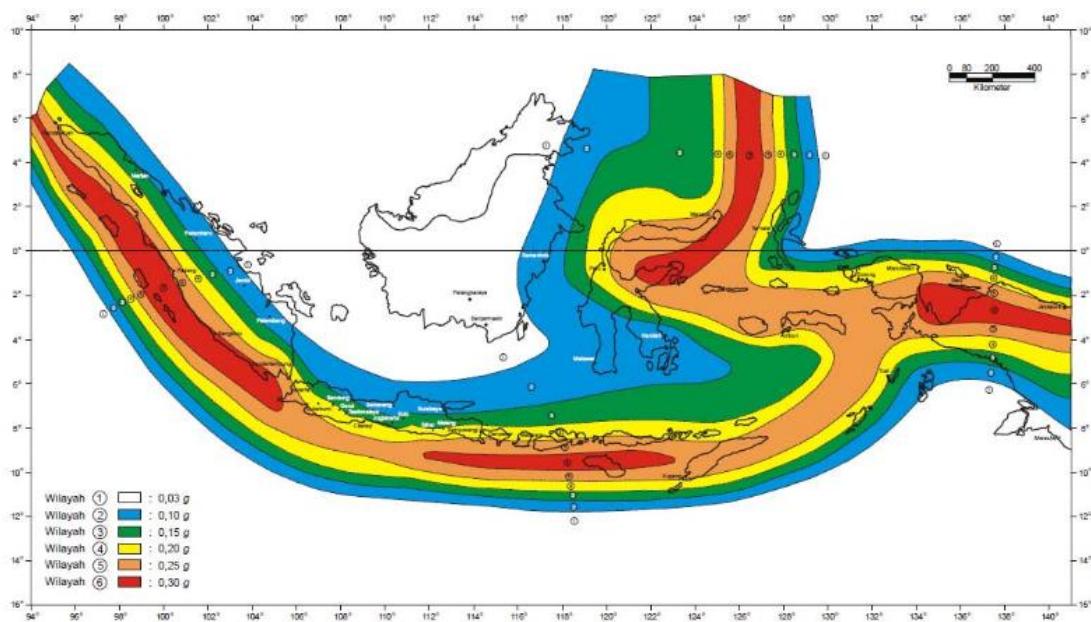


Gambar 3. Profil muka air diatas saluran transisi dan peluncur

Kolam olakan

Guna mereduksir energi aliran air dari saluran peluncur spillway, maka di ujung hilir saluran tersebut dibuat suatu bangunan yang disebut kolam olakan pencegah gerusan (*scour protection stilling basin*).

Dengan *Froude number* sebesar $0.67 > 2.5$ pada titik P3, maka kolam olakan direncanakan tanpa blok pemecah aliran atau kolam olakan datar tipe I.



Gambar 4. Peta percepatan gempa maksimum dibatuan dasar (S_B) Indonesia dalam SNI 03-1726-2002 yang saat ini berlaku di Indonesia