

ANALISIS KAPASITAS BANJIR KANAL MARANSI DALAM UPAYA PENGENDALIAN BANJIR KOTA PADANG

Oleh

Karsono, Yurisman, Lusi Utama

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Bung Hatta

email: karsono_neno@yahoo.com, yurisman_pdg@yahoo.com, lusi_utamaindo115@yahoo.co.id

ABSTRACT

One of the problems Padang City currently is the threat of floods. Maransi flood canal is a one of drainage building which can accommodate and drain the flood discharge. Maransi region and Aie Pacah is one of the flood-prone areas in the Padang City. Maransi regional flood control, Aie Pacah and surrounding area are being made with the construction of the vast maransi flood canal with catchman area 17,13 km². This needs to be analyzed to determine the ability of the Maransi flood canal to accommodate maximum flood discharge. The data obtained from the local rainfall stations, agencies, field observations, literature and consultation with relevant parties. Rainfall estimates using rainfall data at last 10 years and using the method of Gumbel, Hasper, Wedwen. The calculation of flood discharge plan using the Rational method with 5 year annual return period for discharge is obtained 383 m³/sec. From maximum flood discharge plan, flood canal dimensions are obtained with wet sectional area 88m², wet circumference 29,31m, Fingers Hydraulic 3,00m, speed 4,60m/sec. From dimensional analysis results are then compared with the dimensions of the existing flood canal known to percentage of discharge that can be accommodated is 81%. To reach the 100% capability to accommodate the maximum flood discharge the flood canal banks must be added height 55cm. Maransi flood canal development is was also adjusted to the Study Report On Padang Area Flood Control Project, JICA (*Japan International Cooperation Agency*), December 1983.

keywords: padang, flood, rainfall, discharge, maransi flood canal

PENDAHULUAN

Salah satu permasalahan Kota Padang saat ini adalah ancaman bencana banjir. Ancaman bencana banjir dipengaruhi oleh kondisi geografis, curah hujan dan tata guna lahan di suatu daerah. Drainase merupakan sistem yang dibuat untuk menangani persoalan genangan air. Secara umum sistem drainase didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air yang berfungsi untuk mengurangi atau membuang kelebihan air permukaan di suatu kawasan.

Banjir Kanal merupakan suatu bangunan drainase yang mampu menampung kapasitas dan debit banjir dalam jumlah besar. Maransi dan Aie Pacah adalah salah satu daerah rawan banjir, yang saat ini menjadi pusat pemerintahan Kota

Padang. Pengendalian banjir kawasan Maransi, Aie Pacah dan sekitarnya sedang dilakukan pembangunan Banjir Kanal Maransi sepanjang 2240 m dengan hulu sungai Batang Luruuh dan sisi hilir Sungai Batang Belmbing (S. Sapih).

Analisis Kapasitas atau kemampuan Banjir Kanal ini mempunyai tujuan untuk dapat mengetahui kemampuan Banjir Kanal Maransi (existing) dalam mengalirkan debit banjir maksimal rencana.

BATASAN MASALAH

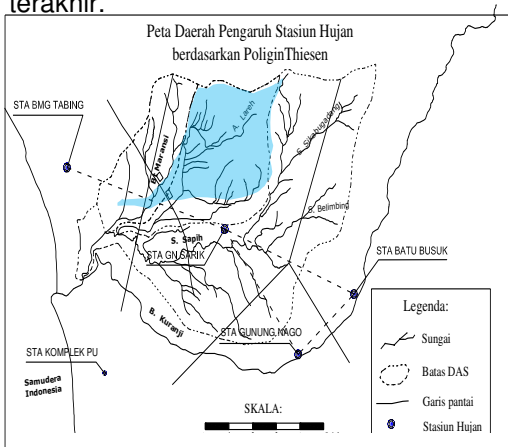
Analisis Kapasitas Banjir Kanal Maransi yang ditinjau adalah dimensi dan debit penampang Banjir Kanal Maransi. Dimana dalam menganalisis data lapangan terdapat beberapa batasan-batasan masalah yang terdiri dari :

- 1) Analisis lokasi daerah studi termasuk curah hujan yang berpengaruh terhadap lokasi studi.
- 2) Analisis Hidrologi dengan menghitung curah hujan maksimal rencana dan debit banjir maksimal rencana dengan berbagai metode.
- 3) Analisis Dimensi dengan dasar debit banjir maksimal rencana.
- 4) Mengidentifikasi permasalahan banjir terhadap kajian studi JICA tahun 1983, serta program pengendalian banjir secara komprehensif di Kota Padang.

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Analisa Hidrologi Dasar

Data curah hujan menggunakan data curah hujan pada Sta Curah Hujan (CH) Gn Sarik dan Stasiun CH BMG Tabing. Data curah hujan yang dikumpulkan adalah selama 10 tahun terakhir.



Peta Daerah Pengaruh Stasiun Hujan

Perhitungan Curah Hujan Rata-rata

Untuk perhitungan curah hujan rata-rata digunakan dengan metode Aljabar dan metode Thiessen.

Dengan menggunakan data dari 2 stasiun CH selama 10 tahun (2002-2011), seperti terlampir dalam tabel berikut :

Data Curah Hujan Tahunan Maksimum

Tahun	Stasiun	
	BMG Tabing (mm)	Gang Sarik (mm)
2002	288	229
2003	260	290
2004	133	207
2005	299	500
2006	195	500
2007	230	325
2008	163	89
2009	172	82
2010	175	215
2011	165	155

(Sumber data :PSDA Sumbar & BMG Wil I Sumbar tahun 2002 – 2011)

Perhitungan Curah Hujan Rata-rata dengan Metoda Aljabar

Metode Aljabar perhitungan curah hujan maksimum rata-rata dari stasiun curah hujan yang terdapat pada tabel 4.3.1, adalah :

$$\text{Rumus : } X = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n}$$

$$X = \frac{288 + 229}{2} = 258.50$$

Tabel Curah Hujan Maksimum Rata-rata Metode Aljabar

Tahun	Stasiun		Rata-rata (mm)
	BMG Tabing (mm)	Gang Sarik (mm)	
2002	288	229	258.50
2003	260	290	275.00
2004	133	207	170.00
2005	299	500	399.50
2006	195	500	347.50
2007	230	325	277.50
2008	163	89	126.00
2009	172	82	127.00
2010	175	215	195.00
2011	165	155	160.00

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Perhitungan Curah Hujan Rata-rata dengan Metode Thiessen

Metode ini memberikan cara proporsi luasan daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidak seragaman jarak.

$$R_{rata} = \frac{R_A \cdot L_A + R_B \cdot L_B + R_C \cdot L_C}{L_A + L_B + L_C}$$

α = koefisien aliran

=

Luas Daerah Pengaliran Satu Stasiun

Luas daerah pengaliran sungai

DAS Batang Luruih :

CA Sta. BMG Tabing : 0.272 km²

CA Sta. Gn. Sarik : 16.861 km²

Koefisien daerah :

BMG Tabing

$$(a \text{ Tabing}) = \frac{0.272}{17.133} = 0,016$$

$$\text{Gn. Sarik } (a \text{ Sarik}) = \frac{16.861}{17.133} = 0.984$$

**Tabel Koefisien Thiessen
Das Bt. Luruih - Tributary Belimbing**

Nama Stasiun	Luas (Km²)	Koefisien Thiessen
BMG Tabing	0.272	0.016
Gang Sarik	16.861	0.984
Jumlah	17.133	1.000

(Sumber Data : Hasil Perhitungan)

**Tabel Curah Hujan Maksimum
Rata-rata Metode Thiessen**

Tahun	Bulan	Tgl	Perhitungan				Curah Hujan Maksimum Daerah (mm)
			Sta	BMG Tabing	Gn Sarik	CH Daerah (mm)	
			CA	0.272	16.861	17.133	
			Koef Thiessen	1.588%	98.412%	100.000%	
2002	Jan	21		288	42	45.905	227.317
	Jul	7		123	229	227.317	
2003	Agus	17		260	280	279.682	287.873
	Nov	30		156	290	287.873	
2004	Mar	3		133	62	63.127	203.714
	Mei	19		0	207	203.714	
2005	Sep	2		289.5	500	496.658	496.658
	Sep	2		289.5	500	496.658	
2006	Mar	27		195.1	103	104.462	495.159
	Mar	27		195.1	500	495.159	
2007	Jan	23		239	114	115.984	323.492
	Jan	23		230	325	323.492	
2008	Feb	1		163	60	61.635	87.587
	Sep	6		0	89	87.587	
2009	Jul	11		172	28	30.286	81.970
	Des	29		80.1	82	81.970	
2010	Mar	16		175	173.8	173.819	214.365
	Jul	25		175	215	214.365	
2011	Jul	26		165	145.3	145.613	154.962
	Agus	24		165	154.8	154.962	

(Sumber Data : Hasil Perhitungan)

Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk perhitungan curah hujan rencana dilakukan dengan 3 metode, yaitu **Metode Gumbel, Metode Hasper dan Metode Wedwen**. Dari ketiga metode tersebut diambil nilai curah hujan rata-rata. Hal ini dilakukan untuk mencari angka curah hujan yang mungkin terjadi dalam periode tertentu. Curah hujan ini yang akan digunakan untuk perhitungan debit rencana.

Metode Gumbel

Metode gumbel menggunakan curah hujan rata-rata metode thiessen, dengan tahapan sebagai berikut :

**Table Perhitungan Curah Hujan
Rencana Metode Gumbel**

No	X_i (mm)	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$
1	227.317	-29.998	899.550
2	287.873	30.563	934.095
3	203.714	-53.596	2872.527
4	496.658	239.348	57287.691
5	495.159	237.850	56572.526
6	323.492	66.182	4380.074
7	87.587	-169.723	28805.767
8	81.970	-175.340	30744.058
9	214.365	-42.945	1844.248
10	154.962	-102.348	10475.060
Jumlah	2573.097		194815.597

(Sumber data : Hasil Perhitungan)

Rumus :

$$X = \bar{X} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} * S_x$$

Dimana :

X = Curah hujan kala ulang T tahun (mm)

\bar{X} = Curah hujan maksimum rata-rata

$\frac{X}{Y_T}$ = Reduced variate (hubungan dengan return periode, t)

Y_n = Reduced mean (hubungan dengan banyaknya data, n)

S_n = Reduced standar deviasi (hubungan dengan banyak data, n)

S_d = Standar deviasi

N = Banyak data tahun pengamatan

Diketahui :

n = 10 tahun

Untuk curah hujan 10 tahun tabel reduce variate (Y_t) adalah sebagai berikut:

$Y_n = 0.4952$

$S_n = 0.9496$

$Y_t 10 = 2.2502$

Standar Deviasi

$$(S_x) = \sqrt{\frac{\sum (X_i - X_r)^2}{n - 1}}$$

$$= \sqrt{\frac{194815.59}{10 - 1}} = 147.13 \text{ mm}$$

Reduced Mean (Y_n) = 0.4952

Untuk 2 tahunan (Y_t) = 0.3665

Reduced Standart Deviation

(S_n) = 0.9496

Sehingga :

$$X_{2 \text{ th}} = 257.31 + \left[\frac{0.3665 - 0.4952}{0.9496} \right] * 147.13$$

$$= 237.369 \text{ mm/dt.}$$

Tabel Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Gumbel

No	Periode Ulang	\bar{X}	Y_n	S_n	S_d	Y_t	X_n
1	2	257.310	0.4952	0.9496	147.13	0.3665	237.369
2	5	257.310	0.4952	0.9496	147.13	1.4999	412.977
3	10	257.310	0.4952	0.9496	147.13	2.2502	529.228
4	25	257.310	0.4952	0.9496	147.13	3.1985	676.156
5	50	257.310	0.4952	0.9496	147.13	3.9809	785.140
6	100	257.310	0.4952	0.9496	147.13	4.6001	893.319

(Sumber Data: Hasil Perhitungan)

Metode Hasper

Metode Hasper data curah hujan yang dipakai juga sama dengan data curah hujan rata-rata dari metode thiessen, namun data-data tersebut diurut dari curah hujan terbesar ke yang terkecil.

Tabel Rangkings Curah Hujan Maximum Rata-rata Metode Hasper

Rangkings	M	Tahun	Hujan Max.
496.658	1	2005	R1
495.159	2	2006	R2
323.492	3	2007	
287.873	4	2003	
214.365	5	2010	
227.317	6	2002	
203.714	7	2004	
154.962	8	2011	
87.587	9	2008	
81.970	10	2009	
2573.097	Jumlah		

❖ **Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Hasper**

Rumus : $R_T = \bar{R} + Sd * U_T$

Dimana :

R_T = Curah hujan rencana periode ulang

Sd = Standar deviasi

$$\frac{1}{2} \left[\frac{R_1 - \bar{R}}{\mu_1} + \frac{R_2 - \bar{R}}{\mu_2} \right]$$

\bar{R} = Curah hujan rata-rata

R_1 = Hujan maksimum pertama.

R_2 = Hujan maksimum kedua

U = Variabel standar

UT = Konstanta hasper sehubungan dengan periode ulang yang di kehendaki

Tabel Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Hasper

No	T	\bar{R}	R_1	R_2	μ_1	μ_2	U_T	R_T
1	2	257.309	496.658	495.159	1.5	4.7	25.99	412.977
2	5	257.309	496.658	495.159	1.5	4.7	25.99	412.977
3	10	257.309	496.658	495.159	1.5	4.7	25.99	412.977
4	25	257.309	496.658	495.159	1.5	4.7	25.99	412.977
5	50	257.309	496.658	495.159	1.5	4.7	25.99	412.977
6	100	257.309	496.658	495.159	1.5	4.7	25.99	412.977

(Sumber Data: Hasil Perhitungan)

Metode Wedwen

Pada metode wedwen data curah hujan rata-rata yang dipakai sama dengan perhitungan sebelumnya.

Rumus:

$$R_n = M_n \times R_p$$

Dimana:

R_n = Hujan rencana dengan periode ulang

$$R_p = \frac{R}{mp} \rightarrow R_p \text{ diambil } R_{70}$$

Sehingga:

$$R_p = \frac{R}{mp}$$

R = Harga terbesar dari R_2 atau 5/6 R_1

R_1 = Hujan maksimum pertama

R_2 = Hujan maksimum kedua

$M_n = mp =$ dari tabel

(n: periode ulang dan, p: lama pengamatan)

Tabel Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Wedwen

No	T	$\frac{R}{mp}$	R_p (mm)	R_n (mm)
1	2	0.498	609.243	303.403
2	5	0.602	609.243	366.764
3	10	0.705	609.243	429.516
4	25	0.845	609.243	514.810
5	50	0.948	609.243	577.562
6	100	1.05	609.243	639.705

(Sumber data: hasil perhitungan)

Dari perhitungan curah hujan rencana dengan 3 metode di atas, maka akan didapat curah hujan rencana rata-rata adalah :

Tabel Curah Hujan Rencana Tiga Metode Dirata-ratakan

Metode/ Tahun	Curah Hujan Rencana Periode Ulang (mm)					
	2	5	10	25	50	100
Gumbel	257.309	412.977	529.227	606.156	785.140	893.318
Hasper	201.967	418.307	574.273	785.982	949.095	1120.155
Wedwen	303.403	366.764	429.516	514.810	577.562	639.705
Rata-rata	272.572	399.349	511.006	635.650	770.599	854.393

(Sumber data: hasil perhitungan)

Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Chikuadrat

Perhitungan dengan metode ini yaitu untuk menganalisa frekuensi curah hujan dengan menggunakan sebaran kekerapan teoritik Normal. Cara ini dilakukan dengan mengurutkan data hujan hasil pengamatan (xi) mulai dari yang terbesar sampai yang terkecil.

Sebaran Normal

Tabel Analisa Frekuensi Curah Hujan Distribusi Normal

No	X_i (mm)	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1	496.66	239.35	57287.09	13711721	3281879575
2	495.16	237.85	56572.53	13455764	3200458716
3	323.49	66.18	4380.87	289983	19185808
4	287.87	30.56	934.18	28549	872534
5	227.32	-29.99	899.55	-26988	809191
6	214.36	-42.94	1844.25	-79201	3401249
7	203.71	-53.68	2882.53	-159956	8251412
8	154.96	-102.35	10475.86	-1072899	109726877
9	87.59	-169.72	28815.77	-4888998	829772223
10	81.97	-175.34	30746.86	-5398658	945197128
Jumlah	2573.10		194815.60	15874033	8399545945

(Sumber data: hasil perhitungan)

Rata-rata :

$$\bar{x} = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{2573.200}{10} = 257.31mm$$

Standart deviasi :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{x})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{(194815.60)}{10 - 1}} = 147.13mm$$

Koefisien Variant (CV) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{147.13}{257.31} = 0.572 mm$$

Koefisien Skew/kemiringan (Cs) :

$$Cs = \frac{n * \sum (X_i - \bar{x})^3}{(n - 1)(n - 2)(S^3)} = \frac{10 * 15874033}{9 * 8(147.13^3)} = 0.692mm$$

Koefisien Kurtosis (Ck) :

$$Ck = \frac{n^2 * \sum (X_i - \bar{x})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)(S^4)} = \frac{10^2 * 8399545945}{9 * 8 * 7(147.13^4)} = 3.556mm$$

Curah Hujan Rencana Periode Ulang :

$$R_T = \bar{x} + K_T * S \rightarrow K_T = \text{Kekerapan teoritik Normal (dalam table)}$$

Nilai curah hujan untuk periode ulang 2 tahun:

$$R_2 = 257.31 + 0 * 147.13 = 257.31 mm$$

Tabel Perhitungan Curah Hujan Sebaran Normal

No	T	\bar{x}	S	C_s	C_k	K_T	R_T	Δ
1	2	257.31	147.13	0.572	0.692	1.96	484.34	227.03
2	5	257.31	147.13	0.572	0.692	1.96	484.34	227.03
3	10	257.31	147.13	0.572	0.692	1.96	484.34	227.03
4	25	257.31	147.13	0.572	0.692	1.96	484.34	227.03
5	50	257.31	147.13	0.572	0.692	1.96	484.34	227.03
6	100	257.31	147.13	0.572	0.692	1.96	484.34	227.03

(Sumber Data: Hasil Perhitungan)

Hasil Perhitungan diatas masukan ke dalam nilai syarat :

Sebaran Normal	Hitungan	Selisih
Cs = 0	Cs = 0.692	0.692
Ck = 3	Ck = 3.556	

Dari perhitungan curah hujan dengan metode Chikuadrat sebaran teoritik Normal didapat nilai deviasi yang sangat kecil, maka nilai dari perhitungan sebaran Normal dapat digunakan.

Analisa Debit Banjir Rencana

Untuk perhitungan Debit Banjir Rencana dilakukan dengan Metode Rasional. Data untuk

metode tersebut diambil dari nilai curah hujan rencana.

Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Dalam penganalisaan intensitas curah hujan penulis menggunakan metode *MONONOBE*, dengan rumus:

$$I = \frac{R}{24} \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

Dimana: $t = \frac{L}{V}$ dan $V = 72 \times \left[\frac{H}{L} \right]^{0.6}$

Data diambil dari perhitungan curah hujan rencana maksimum yaitu pada tahun 2005, adalah:

- R = 496.658 mm
- L₁ = Panjang sungai = 2.240 km
- ΔH = Perbedaan elevasi
= elevasi tertinggi – elevasi terendah
= 12.68 m - 10.50 m = 2.180 m

Maka dari data diatas didapat:

$$V = 72 \times \left[\frac{0.00218}{2.24} \right]^{0.6} = 1.123 \text{ km/jam}$$

$$\text{Durasi curah hujan (t)} = \frac{2.240}{1.123} = 1.99 \text{ jam}$$

Besarnya Intensitas curah hujan :

$$I = \frac{496.658}{24} \times \left[\frac{24}{1.99} \right]^{2/3} = 108.83 \text{ mm/jam}$$

Metode Rasional

- A = Luas catchment area
= 17.13 km² → f = 0.278
(if A > 0,80 km²)

- L₁ = Panjang sungai = 2.24 km
- ΔH = Perbedaan elevasi
= elevasi tertinggi – elevasi terendah
= 12.68 m - 10.50 m
= 2.14 m

Jadi:

$$S = \frac{H}{L^1}$$

$$L^1 = 0.9 \times L_1 = 0.9 \times 2.24 \text{ km} = 2.016 \text{ km}$$

$$S = \frac{2.24m}{2.016 \times 10^3} = 0.0011$$

$$S^1 = 20\% \times S = 20\% \times 0.0011 = 0.00022$$

Kecepatan (V)
 $V = 72 \times S^{1(0.6)}$
 $= 72 \times 0.00022^{(0.6)}$
 $= 0.46 \text{ m/dtk} = 1.66 \text{ km/jam}$

Waktu kosentrasi (t)

$$t = \frac{L^1}{V} = \frac{2.016}{1.66} = 1.21 \text{ jam}$$

$$\frac{1}{\beta} = \text{Koefisien Reduksi}$$

$$= 1 + \left[\frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \right] \times \left[\frac{A^{3/4}}{12} \right]$$

$$= 1 + \left[\frac{1.21 + 3.7 \times 10^{-0.4 \times 1.21}}{1.21^2 + 15} \right] \times \left[\frac{17.13^{0.75}}{12} \right] = 0.80$$

$$\beta = 0.80$$

Curah hujan rata-rata :

$$(\bar{R}) = \frac{R}{24} \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$R_2 = \frac{247.580}{24} \left[\frac{24}{1.21} \right]^{2/3} = 75.58 \text{ mm}$$

$$I_2 = \frac{R}{t} \text{ mm/jam} = \frac{75.58 \text{ mm}}{1.21 \text{ jam}} = 62.46 \text{ mm/jam}$$

$$Q_2 = f \cdot \beta \cdot I \cdot A = 0.278 \cdot 0.80 \cdot 62.46 \cdot 17.13 = 237.95 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$R_5 = \frac{399.349}{24} \left[\frac{24}{1.21} \right]^{2/3} = 121.92 \text{ mm}$$

$$I_5 = \frac{R}{t} \text{ mm/jam} = \frac{121.92 \text{ mm}}{1.21 \text{ jam}} = 100.76 \text{ mm/jam}$$

$$Q_5 = f \cdot \beta \cdot I \cdot A = 0.278 \cdot 0.80 \cdot 100.76 \cdot 17.13 = 383.87 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$R_{10} = \frac{511.006}{24} \left[\frac{24}{1.21} \right]^{2/3} = 156.01 \text{ mm}$$

$$I_{10} = \frac{R}{t} \text{ mm/jam} = \frac{156.01 \text{ mm}}{1.21 \text{ jam}} = 128.93 \text{ mm/jam}$$

$$Q_{10} = f \cdot \beta \cdot I \cdot A$$

$$= 0,278 \cdot 0,80 \cdot 128,93 \cdot 17,13$$

$$= 491,19 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$R_{25} = \frac{658.850}{24} \left[\frac{24}{1.21} \right]^{2/3} = 201,15 \text{ mm}$$

$$I_{25} = \frac{R}{t} \text{ mm/jam} = \frac{201.15 \text{ mm}}{1.21 \text{ jam}} = 166,24 \text{ mm/jam}$$

$$Q_{25} = f \cdot \beta \cdot I \cdot A$$

$$= 0,278 \cdot 0,80 \cdot 166,24 \cdot 17,13$$

$$= 633,33 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$R_{50} = \frac{770.599}{24} \left[\frac{24}{1.21} \right]^{2/3} = 235,27 \text{ mm}$$

$$I_{50} = \frac{R}{t} \text{ mm/jam} = \frac{235.27 \text{ mm}}{1.21 \text{ jam}} = 194,44 \text{ mm/jam}$$

$$Q_{50} = f \cdot \beta \cdot I \cdot A$$

$$= 0,278 \cdot 0,80 \cdot 194,44 \cdot 17,13$$

$$= 740,76 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$R_{100} = \frac{884.393}{24} \left[\frac{24}{1.21} \right]^{2/3} = 270,01 \text{ mm}$$

$$I_{100} = \frac{R}{t} \text{ mm/jam} = \frac{270.01 \text{ mm}}{1.21 \text{ jam}} = 223,14 \text{ mm/jam}$$

$$Q_{100} = f \cdot \beta \cdot I \cdot A$$

$$= 0,278 \cdot 0,80 \cdot 223,14 \cdot 17,13$$

$$= 850,10 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Tabel 4.13 Debit Banjir Rencana Metode Rasional

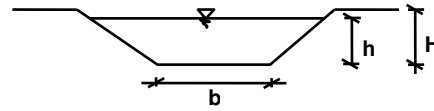
T (tahun)	R	I	Q (m ³ /dtk)
2	75.58	62.46	237.95
5	121.92	100.76	383.87
10	156.01	128.93	491.19
25	201.15	164.24	633.33
50	235.27	194.44	740.76
100	270.01	223.14	850.10

Perhitungan Rencana Dimensi Banjir Kanal

Dalam menghitung dimensi Banjir Kanal Maransi ini direncanakan penampang saluran yang berbentuk trapesium untuk Banjir Kanal Batang Maransi. Dengan pertimbangan saluran ini mampu menampung dan mengalirkan debit

rencana saluran yang lebih besar dan mudah dalam pemeliharaan saluran.

➤ **Perhitungan Dimensi Saluran Banjir Kanal Maransi**



Gambar 4.2 Penampang Saluran

Diketahui :

$$Q = 383.87 \text{ m}^3/\text{dt} \text{ (Tabel 4.14)}$$

$$N = 0,015 - 0.030$$

(Pasangan Batu Kali Semen, Tabel 2.3)

$$S = 0.0011 \text{ (Tabel 4.11)}$$

Penampang hidrolis saluran trapesium

Kemiringan (m) = 1 : 1 (Tabel 2.5)

Lebar saluran (b) = 18 m (Tabel 2.7)

Luas penampang (A)

$$A = (b + mh)h$$

Keliling basah (P)

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

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

$$\text{Debit air } Q = V \times A$$

$$= \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot A$$

Asumsi pengambilan Lebar saluran adalah 18 m sehingga didapat :

$$383.87 = \left(\frac{1}{0.015} \right) \cdot \left[\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (b + mh)h$$

$$383.87 = \left(\frac{1}{0.015} \right) \cdot \left[\frac{(18 + h)h}{18 + 2h\sqrt{1 + 1^2}} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (18 + h)h$$

$$383.87 = \left(\frac{1}{0.015} \right) \cdot \left[\frac{18h + h^2}{18 + 2h\sqrt{2}} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (18h + h^2)$$

➤ Dengan trial and error : misal tinggi muka air (h) = 1 m

$$Q = \left(\frac{1}{0.015} \right) \cdot \left[\frac{18 \cdot 1 + 1^2}{18 + 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{2}} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (18 \cdot 1 + 1^2)$$

$$Q = (66.667) \cdot \left[\frac{19}{20.828} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (19)$$

$$Q = 39.51 \text{ m}^3 \implies h = 1 \text{ m}$$

➤ Dengan trial and error : misal tinggi muka air (h) = 4 m

$$Q = \left(\frac{1}{0.015} \right) \cdot \left[\frac{18.4 + 4^2}{18 + 2.4\sqrt{2}} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (18.4 + 4^2)$$

$$Q = (66.667) \cdot \left[\frac{88}{29.313} \right]^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} \cdot (88)$$

$$Q = 404.92 \text{ m}^3 \implies h = 4 \text{ m}$$

Maka dari perhitungan diatas didapat :

$$h = 4 \text{ m}$$

$$b = 18 \text{ m}$$

♦ Luas Penampang

$$A = (b + mh)h = (18 + 1 \cdot 4)4 = 88 \text{ m}^2$$

♦ Keliling basah saluran (P)

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 18 + 2 \cdot 4 \cdot \sqrt{1 + 1^2} = 29,31 \text{ m}$$

♦ Jari-jari hidrolis

$$R = \frac{A}{P} = \frac{88}{29,31} = 3.00 \text{ m}$$

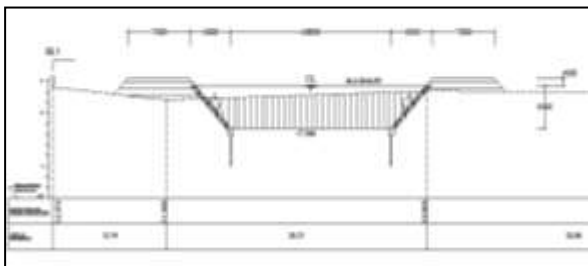
♦ Kecepatan aliran (V)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{S_o} = \frac{1}{0,015} \cdot (3.00)^{2/3} \cdot \sqrt{0.0011} = 4.60 \text{ m/dt}$$

Tabel Dimensi Saluran dengan b = 18 m

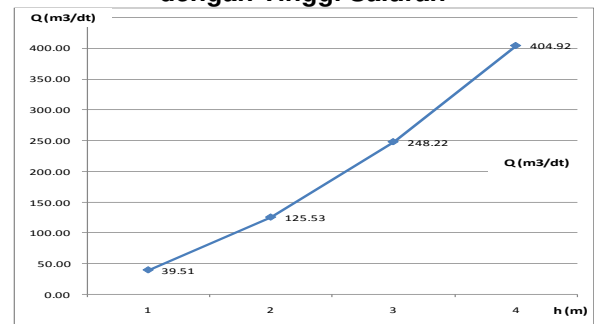
h (m)	P	A (m ²)	R	S ^{1/2}	V (m/dt)	Q (m ³ /dt)
1	20.81	19.04	0.91	0.033	2.88	39.51
2	29.66	40.08	1.35	0.033	3.14	125.53
3	36.48	62.08	1.70	0.033	3.94	248.22
4	29.31	88.00	3.00	0.033	4.60	404.92

(sumber : perhitungan)



Grafik Debit Banjir

dengan Tinggi Saluran



Tinggi jagaan (Freeboard), besar jagaan

umumnya 0.15 m – 0.6 m (Ir. Haryano Sukarto, MSi, Drainase Perkotaan, DPU) dan pada perhitungan penulis mengambil jagaan Fb = 0.6 m

• Tinggi saluran

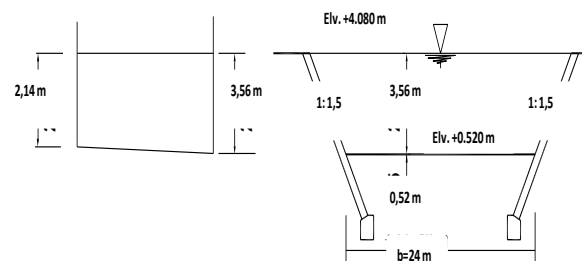
$$(H) = h + Fb = 4 + 0.6 \text{ m} = 4.60 \text{ m}$$

4.5 Analisa Aliran Balik (Back Water)

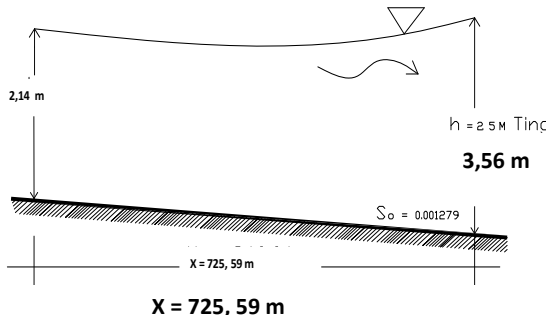
Untuk mengantisipasi terjadinya aliran balik / back water pada saluran Banjir Kanal Maransi, perlu diperhitungkan tinggi muka air maksimum yang pernah terjadi pada Sungai Batang Belimbing (S. Sapih) sebagai saluran pembuang.

- Panjang S. Bt Belimbing = 2210 m
- Debit banjir (Q) = 260 m³/dt
- Tinggi muka air (h) = 3.56 m
- Lebar dasar saluran (b) = 260 m³/dt
- Kemiringan saluran (So) = 0.0065
- Koef kekasaran saluran (n) = 0.027

$$\text{Tinggi air normal banjir} = 2.14 \text{ m}$$



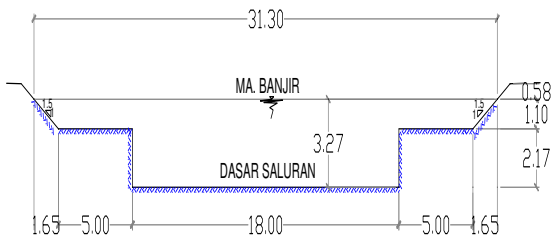
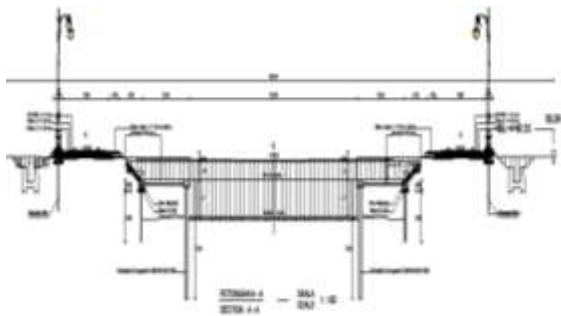
Penampang Aliran Back Water



Penampang Aliran Back Water

Analisis Perbandingan Kapasitas Saluran Banjir Kanal Maransi

Dari dimensi penampang saluran existing yang sedang dibangun maka didapat luas penampang dan kapasitas saluran adalah sebagai berikut :



Penampang Banjir Kanal Existing

Dengan penampang seperti diatas maka luas penampang saluran existing konstruksi :

$$A = A1 + A2$$

$$A1 = \frac{(31,3 + 28,0)}{2} \times 1,10 = 32,61m^2$$

$$A2 = 18,00 \times 2,17 = 39,06 m^2$$

$$A = 32,61 + 39,06 = 71,67m^2 \quad \text{kapasitas}$$

$$\text{Saluran} = 71,67m^3/m$$

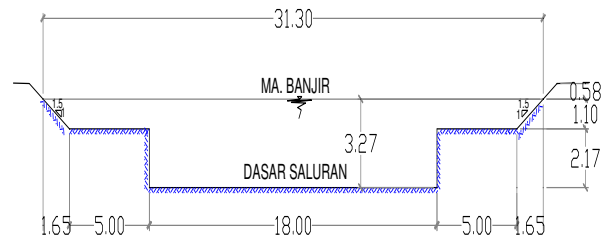
Dibandingkan dengan perhitungan (analisis) didapatkan penampang dengan Debit (Q) = 385m³/dt dan Penampang Basah (A) =

88m², sehingga kapasitas saluran 88 m³/m, sehingga kondisi penampang existing **mampu** mengendalikan banjir di daerah studi adalah **81,44%** dalam kondisi curah hujan maksimum.

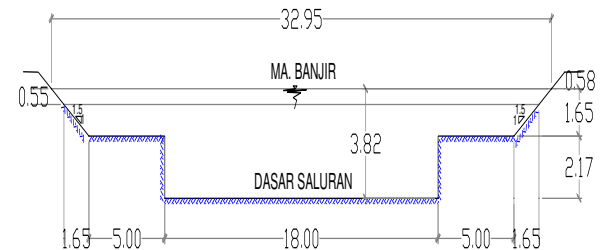
- Debit Rencana (Q) = 383 m³/dt tertampung 81,44%

Dikarenakan penampang existing hanya mampu menampung sekitar 81% debit banjir maksimal, maka perlu dimodifikasi dengan penambahan tinggi saluran agar dapat menampung seluruh debit banjir yang ada dengan analisa gambar dibawah ini :

PENAMPANG SEMULA :



PENAMPANG HASIL MODIFIKASI :



Perhitungan luas penampang basah (A) = A1 (trapesium) + A2 (persegi)

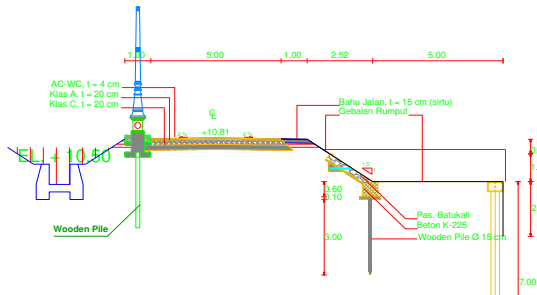
$$A1 = \frac{(32,95 + 28,0)}{2} \times 1,65 = 50,28m^2$$

$$A2 = 18,00 \times 2,17 = 39,06 m^2$$

$$A = 50,28 + 39,06$$

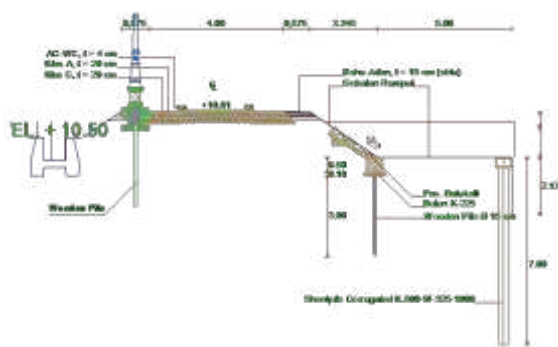
$$= 89,34 m^2 > 88 m^2 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Sehingga untuk dapat menampung debit banjir rencana maksimal penampang existing harus ditambah ketinggiannya (tanggul) setinggi 55 cm. Perubahan tanggul semula lebar 7 m (1+5+1) seperti gambar dibawah :



Penampang Tanggul Existing

Berubah menjadi lebar 5,35 m (0,675+4+0,675) seperti gambar :



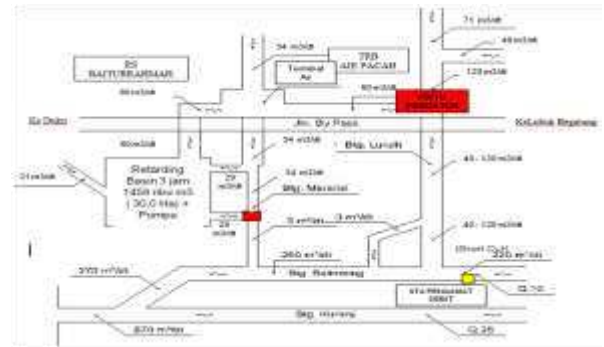
Penampang Tanggul Setelah Modifikasi

Ringkasan Hasil Studi JICA dan Padang Flood Control Project

Study Report On Padang Area Flood Control Project, **JICA (Japan International Cooperation Agency)**, December 1983, merupakan bagian dari program pengendalian banjir Kota Padang.

Dari hasil studi JICA tersebut, daerah Maransi dinyatakan merupakan daerah retensi banjir dengan luas area retensi 1,5 km². Kolam retensi banjir tersebut dimaksudkan untuk menampung banjir dari daerah maransi hulu dan sekitarnya sebanyak 1 juta m³ untuk kemudian dialirkan secara bertahap masuk ke sistem pengendalian banjir. Lokasi retensi banjir berdasarkan hasil studi tersebut dapat dilihat

pada Gambar dibawah ini :



Denah Drainase Sesuai Studi JICA

Perencanaan Teknis Pengendalian Banjir dapat dilakukan dengan 3 pendekatan :

- a. Pendekatan mereduksi puncak banjir
- b. Pendekatan menormalkan geometri sungai
- c. Pendekatan sungai sebagai long Storage.

KESIMPULAN

Dari hasil analisa dan perhitungan maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Debit banjir rencana Banjir Kanal Batang Maransi periode ulang 5 tahunan di dapatkan **Q₅ : 383,87 m³/dt**, sehingga hasil analisis kemampuan pengendalian banjir saluran existing adalah 81,44 %.
2. Untuk memenuhi kemampuan 100% dalam menampung debit banjir maksimal rencana maka penampang existing harus dimodifikasi dengan ditambah ketinggian tanggul 55cm.
3. Dari Study Report On Padang Area Flood Control Project, **JICA (Japan International Cooperation Agency)**, **December 1983**, Banjir Kanal Maransi merupakan satu kesatuan sistem pengendalian banjir Kota Padang.
4. Untuk mengatasi sisa limpahan air yang tidak tertampung di banjir kanal maka dapat dibuat **Retarding Basin (Waduk)** di sekitar Maransi dan Aie Pacah.

DAFTAR PUSTAKA

1. Dr. Ir. Suripin, M. Eng, 2003. *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, Penerbit Andi Offset.
2. Soemarto, C.D. 1999. *Hidrologi Teknik* (Edisi Ke-2) Jakarta: Penerbit Erlangga.
3. Prof. Dr. Bambang Triatmojo, 1999, *Hidrolika I*, Yogyakarta, Penerbit Beta Offset Hidrolika I,
4. Prof. Dr. Bambang Triatmojo, 2008, *Hidrolika II*, Yogyakarta, Penerbit Beta Offset.
5. Ven Te Chow, *Hidrolika Saluran Terbuka*, 2003, Jakarta, Penerbit Erlangga.
6. Dinas PSDA Prop. Sumatera Barat, *DED Batang Maransi dan Batang Luruuh Kota Padang*, 2009, Padang.