

**TINJAUAN TERHADAP KAPASITAS PENGALIRAN
SUNGAI DAMA STA 0+000 – STA 2+625 DI KOTA SAMARINDA****REVIEW OF THE FLOW CAPACITY OF SUNGAI DAMA RIVER
AT STA 0+000 – STA 2+625 IN SAMARINDA CITY**

Dwi Tumena Putra¹⁾, **Daru Purbaningtyas**^{2)*}, **Tommy Ekamitra Sutarto**³⁾
*tumenadwi@gmail.com*¹⁾, *daru_purbaningtyas@polnes.ac.id*²⁾, *tommysutarto@gmail.com*³⁾

^{1,2,3}Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda

^{1,2,3}Jl. Cipto Mangunkusumo Kampus Gunung Panjang, Kota Samarinda 75131,
Kalimantan Timur

Korespondensi Naskah : Daru Purbaningtyas

INTISARI

Kepadatan penduduk dan kecilnya penampang sungai menjadi salah satu penyebab terjadinya banjir di Sungai Dama. Maka tujuan dari tugas akhir ini ialah meninjau kembali dimensi Sungai Dama terhadap debit banjir rencana kala ulang 10 tahun. Perhitungan debit banjir rencana dan debit eksisting sungai dilakukan dalam beberapa segmen aliran. Debit banjir rencana dihitung dengan metode HSS Nakayasu. Debit banjir Q_{10} pada STA 0+000 – STA 0+650 adalah 7,814 m³/detik dengan debit eksisting 12,0067 m³/detik; Q_{10} pada STA 0+650 - 1+350 adalah 14,518 m³/detik dan debit eksisting 7,417 m³/detik; Q_{10} pada STA 1+350 - 2+275 adalah 22,944 m³/detik dan debit eksisting 13,0672 m³/detik; Q_{10} pada STA 2+275 - 2+625 adalah 25,263 m³/detik dan debit eksistingnya 25,4304 m³/detik. Berdasarkan hasil perhitungan menunjukkan bahwa perlu dilakukan perubahan penampang sungai. Dimensi kanal yang direncanakan berbentuk persegi dengan ukuran sebagai berikut: STA 0+000 – STA 0+650 memiliki lebar 3,228 m dan tinggi 2,364 m, pada STA 0+650 – STA 1+350 memiliki lebar 4,4 m dan tinggi 3,05 m, pada STA 1+350 – STA 2+275 memiliki lebar 5,531 m dan tinggi 3,766 m, dan pada STA 2+275 – STA 2+625 memiliki lebar 5,804 m dan tinggi 3,902 m.

Kata kunci: banjir, dimensi kanal, Sungai Dama

ABSTRACT

Dense population and small cross section of river become one of the causes of flooding in the Sungai Dama. Therefore, the objective of this final project is to review the dimensions of the Sungai Dama for the flood discharge of the 10-year return periode. The calculation of flood discharge design and existing discharge of river is carried out in multiple flow segments. The flood discharge design is calculated using the HSS Nakayasu method. The flood discharge Q_{10} at STA 0 + 000 - STA 0 + 650 is 7.814 m³/sec and the existing discharge is 12,0067 m³/sec; Q_{10} at STA 0 + 650 - 1 + 350 is 14,518 m³/sec and the existing discharge is 7,417 m³/sec; Q_{10} at STA 1 + 350 - 2 + 275 is 22,944 m³/sec and the existing debit is 13,0672 m³/sec; Q_{10} on STA 2 + 275 - 2 + 625 is 25.263 m³/sec and the existing discharge is 25.4304 m³/sec. Based on the calculation result, it shows that it is necessary to change the cross section of the river. The dimensions of designed rectangular channel are mentioned as follows: STA 0 + 000 - STA 0 + 650 has 3,228 m width and 2,364 m height; STA 0 + 650 - STA 1 + 350 has 4,4 m width and 3,05 m

height; STA 1 + 350 - STA 2 + 275 has 5.531 m width and 3.766 m height, and STA 2 + 275 - STA 2 + 625 has 5.804 m width and 3.902 m height.

Keyword: canal dimension, flood, Sungai Dama

PENDAHULUAN

Pertumbuhan penduduk yang terus meningkat sedang terjadi di Kota Samarinda. Salah satu faktor terjadinya peningkatan jumlah penduduk di kota ini ialah karena Kota Samarinda berperan sebagai pusat pemerintahan bagi Kalimantan Timur. Seiring dengan meningkatnya jumlah penduduk di Kota Samarinda maka meningkat pula kebutuhan tempat tinggal. Kawasan tempat tinggal yang didirikan oleh masyarakat terkadang menyalahi aturan karena berada di daerah resapan air yang menyebabkan penurunan luas daerah resapan.

Hal ini memicu terjadinya banjir. Alasan mengapa sungai dama perlu dilakukan normalisasi ialah karena lokasi tersebut memiliki saluran yang kecil yang tidak dapat menampung debit banjir yang datang, kegiatan normalisasi di sungai dama dilakukan dengan mengubah kemiringan dasar sungai yang memiliki kemiringan yang cukup curam. Mengubah kondisi eksisting terutama yang berada di hulu sungai yang masih berupa tanah menjadi beton bertulang. Dan menambahkan luas dimensi yang ada sehingga dapat menampung debit banjir yang akan datang.

LANDASAN TEORI

Banjir

Banjir adalah air mengalir sekaligus dalam jumlah banyak, disebabkan oleh luapan air sungai yang melewati tanggulnya. Pada umumnya terjadi. Waktu atau setelah hujan lebat dan terus-menerus. Akibat banjir sering membawa kerusakan lingkungan, harta benda maupun korban manusia (Chambers dan Sutarman, 1982).

Debit rencana

Debit rencana (QT) adalah debit yang dijadikan dasar perencanaan, yaitu besarnya debit banjir dalam periode ulang tertentu

yang diperkirakan akan melalui suatu sungai atau bangunan air. Yang dimaksud dengan debit banjir periode ulang adalah waktu hipotetik dimana suatu kejadian dengan nilai tertentu, debit rencana misalnya, akan disamai atau dilampaui 1 kali dalam jangka waktu hipotetik tersebut. Hal ini tidak berarti bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap periode ulang (Kamiana, 2001).

Transportasi telah digunakan dalam kehidupan masyarakat sejak lama. Perencanaan transportasi diartikan sebagai suatu proses yang bertujuan mengembangkan sistem transportasi yang memungkinkan manusia dan barang bergerak atau berpindah tempat dengan aman dan mudah. Perencanaan transportasi pada dasarnya adalah usaha untuk mengatasi kebutuhan akan pergerakan dimasa mendatang dan faktor aktifitas yang direncanakan.

Metode E.J. Gumbel

Distribusi Gumbel unumnya digunakan untuk analisis data maksimum

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y_T - Y_n)$$

Dimana :

$$\bar{X} = X \text{ rerata (2.1)}$$

$$S = \text{Standar Deviasi(2.2)}$$

$$Y_n = \text{Reduksi Variat Rata-rata}$$

$$S_n = \text{Deviasi Standar (Tabel 2.4)}$$

$$Y_T = \text{Reduced Variate (Tabel 2.2)}$$

(Kamiana, 2001).

Metode Log Pearson Type III

Pearson telah mengembangkan serangkaian fungsi probabilitas yang dapat dipakai untuk hamper semua distribusi probabilitas empiris. Salah satu distribusi dari serangkaian distribusi yang dikembangkan Pearson yang menjadi perhatian ahli sumber daya air adalah *Log Pearson Type III*. Tiga parameter penting dalam *Log Pearson III*,

yaitu harga rata-rata, simpangan baku, dan koefisien kemencengan.

Langkah-langkah penggunaan Distribusi *Log Pearson Type III* sebagai berikut :

1. Mengubah data hujan (X) kedalam bentuk logaritmik

$$X = \text{Log } \bar{X}$$

2. Menghitung harga hujan rata-rata

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X}{n}$$

3. Menghitung harga standar deviasi

$$s \text{ log } X = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})^2}{n - 1} \right]^{0.5}$$

4. Menghitung koefisien variasi

$$Cv = \frac{s}{\text{Log } \bar{X}}$$

5. Menginterpolasi factor frekuensi (K)

$$6. L = K.s \text{ Log } \bar{X}$$

$$7. M = \text{Log } \bar{X} + K.s \text{ Log } \bar{X}$$

$$8. XT = 10^M = 10^{\text{Log } \bar{X} + K.s \text{ Log } \bar{X}}$$

Keterangan :

XT = X yang terjadi dalam kalaulang T;

$\text{log } \bar{X}$ = rata-rata dari seri data X

K = faktor frekuensi;

s = standard deviasi.

Dimana K adalah variable standar (*standardized variable*) untuk X yang besarnya tergantung koefisien kemencengan, memperlihatkan harga K untuk berbagai nilai kemencengan (Soewarno, 1995).

METODOLOGI PENELITIAN

Lokasi penelitian

Sungai Dama terletak di Jalan Otto Iskandardinata Kelurahan Sei Dama Kecamatan Samarinda Ilir Kota Samarinda Kalimantan Timur, dengan batas-batas wilayah :

Sebelah Utara : Kelurahan Sidodamai

Sebelah Selatan : Kelurahan Selili

Sebelah Barat : Sungai Karang Mumus

Sebelah Timur : Kecamatan Sambutan

Adapun Gambar lokasi studi ditunjukkan pada Gambar 1.



Gambar 1. Peta lokasi studi

Data primer

Data primer adalah data asli yang diperoleh atau dikumpulkan secara langsung dari sumber datanya seperti melakukan survey lapangan atau observasi. Adapun hasil observasi di lapangan yaitu:

- a. Tinggi dan lokasi genangan banjir : Lokasi genangan banjir cukup merata

berada pada bagian hilir sungai yang memiliki ketinggian sekitar 50 cm sampai 100 cm.

- b. Tata guna lahan: Pada bagian hulu sungai sebagian besar masih berbentuk hutan, pada bagian tengah dipenuhi oleh pemukiman penduduk, dan pada bagian

hilir sungai dipenuhi tempat perdagangan barang dan jasa.

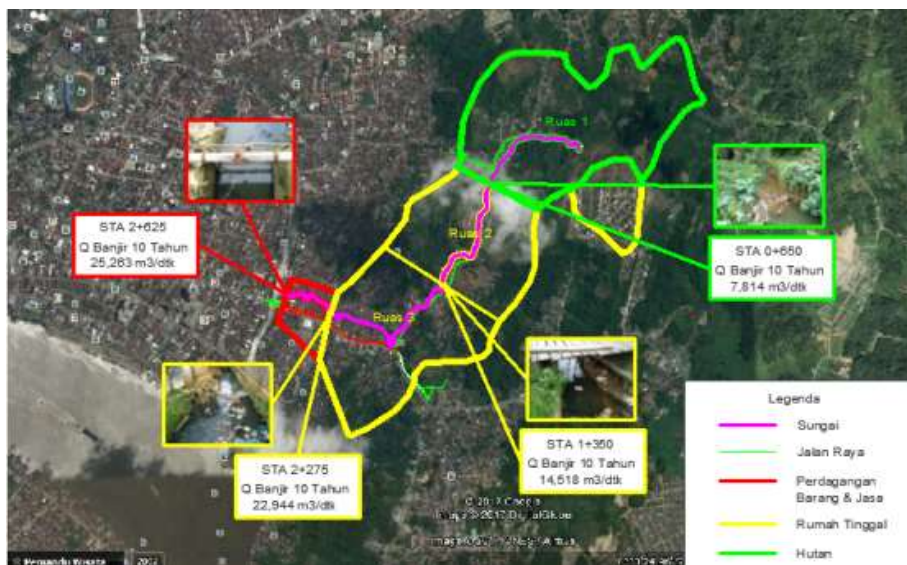
- c. Kondisi sungai dan lingkungan : kondisi eksisting sungai berada pada kondisi yang cukup baik, pada hulu sungai masih berbentuk tanah dan pada bagian hilir sungai sudah memiliki eksisting dari beton. Akan tetapi kondisi lingkungan kurang baik karena pemukiman warga yang sangat rapat dengan badan sungai.

Data Sekunder

Data sekunder adalah data yang diperoleh atau dikumpulkan dari berbagai sumber

yang telah ada. Data sekunder pada penelitian ini yaitu:

- a. Data curah hujan selama 10 tahun yaitu dari tahun 2007 sampai tahun 2016 Stasiun Meteorologi Temindung
- b. Peta topografi dari Pusat Penelitian Lingkungan Hidup (PPLH UNMUL)
- c. Tata Guna Lahan DAS Sungai Dama diplot melalui *google earth* berdasarkan hasil tinjauan pada kondisi asli di lapangan.
- d. Data dimensi penampang Sungai Dama. Kondisi existing Sungai Dama ditunjukkan oleh Gambar 2.



Gambar 2. Kondisi Existing Sungai Dama

HASIL DAN PEMBAHASAN

Parameter statistik

- 1. Rata-rata (mean)

$$Xr = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n xi$$

$$Xr = \frac{917,1}{10}$$

$$= 91,71$$

- 2. Standar Deviasi (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Xi - Xr)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{2967,129}{10 - 1}} = 17,3113$$

- 3. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{\frac{n \cdot \sum (Xi - Xr)^3}{(n-1)(n-2)S^3}}{10 \cdot (-12351,687)^3} = -0,33068$$

- 4. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{\frac{n^2 \cdot \sum (Xi - Xr)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}}{10^2 \cdot (1830299,368)} = 4,04365$$

- 5. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{S}{Xr} = \frac{17,3113}{91,71} = 0,18876$$

Parameter statistik logaritma

- 1. Rata-rata $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X}{n}$

$$= \frac{19,5490}{10}$$

$$= 1,9549$$

2. Standar Deviasi (S)

$$S \text{ Log} X = \sqrt{\frac{\sum(\text{Log} X_i - \text{Log} X_r)^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{0,0682}{10-1}}$$

$$= 0,087064$$

3. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$C_s = \frac{n \cdot \sum(\text{Log} X_i - \text{Log} X_r)^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$= \frac{10(-0,0038)^3}{(10-1)(10-2)(0,087064)^3}$$

$$= -0,79465$$

4. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$C_k = \frac{n^2 \cdot \sum(\text{Log} X_i - \text{Log} X_r)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$= \frac{10^2(0,00129829)}{(10-1)(10-2)(10-3)(0,087064)^4}$$

$$= 2,259487$$

5. Koefisien Variasi (Cv)

$$C_v = \frac{S \text{ Log} X}{X_r} = \frac{0,087064}{1,9549}$$

$$= 0,044537$$

Metode Log Pearson Tipe III

$$X_T = 10^{(\text{Log} X \text{ rerata} + K_r \cdot S \text{ log} X)}$$

K_T = dilakukan interpolasi untuk periode 2 tahun dengan nilai:

$$= \frac{(0,116 - (-0,7947) - (-0,7))}{((-0,8 - (-0,7)) \cdot (0,116 - 0,132))}$$

$$= 0,13114$$

$$X_T = 10^{(\text{log} X_{rt} + K_r \cdot S \cdot \text{log} X_{rt})}$$

$$= 10^{(1,9549 + (0,1311 \cdot 0,0871))}$$

$$= 92,54$$

Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui simpangan vertikal antara sebaran empiris dengan sebaran teoritis, apakah persamaan distribusi peluang yang akan dipilih dapat mewakili dari distribusi sampel data yang dianalisis.

1. Uji Kesesuaian Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat pada Metode Log Pearson Tipe III ditampilkan pada Tabel 1.

2. Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov ditampilkan pada Tabel 2.

Tabel 1. Uji Chi-kuadrat pada Metode Log Pearson Tipe III

No	Interval Hujan	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	X^2
		O_i	E_i		
A	B	C	D	E	F
1	kurang dari 1,882	2	2	0	0
2	1,882 - 1,933	1	2	1	0,5
3	1,933 - 1,977	2	2	0	0
4	1,977 - 2,028	4	2	4	2
5	lebih dari 2,028	1	2	1	0,5
Jumlah		10	10	-	3,0

Sumber : Hasil Perhitungan

$$X^2 < X^2 \text{ kritis} \rightarrow 3,0 < 5,991 \text{ (memenuhi)}$$

Tabel 2. Uji Smirnov Kolmogorov

No	Tahun	Log Xi	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D
A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	2016	2,080	0,0909	0,9091	1,4316	0,0762	0,9238	0,0148
2	2011	2,023	0,1818	0,8182	0,7851	0,2162	0,7838	-0,0344
3	2014	2,011	0,2727	0,7273	0,6412	0,2607	0,7393	0,0120
4	2012	1,995	0,3636	0,6364	0,4629	0,3218	0,6782	0,0419
5	2013	1,982	0,4545	0,5455	0,3144	0,3766	0,6234	0,0779
6	2007	1,975	0,5455	0,4545	0,2306	0,7241	0,2759	-0,1786
7	2010	1,937	0,6364	0,3636	-0,2054	0,5814	0,4186	0,0550
8	2015	1,903	0,7273	0,2727	-0,5951	0,7241	0,2759	0,0032
9	2008	1,863	0,8182	0,1818	-1,0518	0,8535	0,1465	-0,0353
10	2009	1,780	0,9091	0,0909	-2,0135	0,9780	0,0220	-0,0689
Δ max								0,0779
Δ kr								0,41

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\Delta \max < \Delta \text{kr} = 0,0779 < 0,41 \text{ (memenuhi)}$$

Cathment area

Luas tangkapan air (*Catchment Area*) adalah daerah pengaliran yang menerima curah hujan selama waktu tertentu (Intensitas Hujan) sehingga menimbulkan debit limpasan yang harus ditampung oleh saluran hingga mengalir ke ujung sungai(*outlet*).

Perhitungan luas *cathment area* digunakan untuk menentukan debit banjir yang terjadi. Perhitungan luas *cathment area* menggunakan metode perhitungan luas polygon tertutup. Perhitungan *cathment* segmen 1 ditampilkan pada Tabel 3.

Tabel 3. Perhitungan *Catchment area* segmen 1

NO	SKALA		1 : 150		X*Y1	X1*Y
	X	X	X*150	Y*150		
1	12,15864	1,17676	1823,796	1765,14	3155559	3240204
2	12,23776	1,153477	1835,664	1730,215	3111096	3184710
3	12,27096	1,129871	1840,644	1694,807	3070745	3125595
4	12,29479	1,112199	1844,219	1668,299	3048846	3085584
5	12,33026	1,102127	1849,539	1653,191	3031272	3070328
6	12,38142	1,092623	1857,213	1638,934	3014606	3063046
7	12,45951	1,082125	1868,926	1623,188	3001241	3067387
8	12,5982	1,070576	1889,73	1605,864	2999504	3083893
9	12,80263	1,058177	1920,395	1587,266	2967994	3142279
10	13,19787	1,030341	1979,68	1545,512	2839924	3243033
11	13,98903	0,956358	2098,355	1434,537	3043492	3049193
12	14,17039	0,966945	2125,559	1450,418	3166902	3133377
13	14,40218	0,993277	2160,327	1489,915	3295203	3241049
14	14,50217	1,016884	2175,325	1525,326	3568932	3324976
15	14,53231	1,093762	2179,846	1640,643	3799607	3601727
16	14,63543	1,162041	2195,314	1743,062	3975935	3820483
17	14,61215	1,207401	2191,823	1811,101	4220995	3862234
18	14,21689	1,283861	2132,534	1925,792	4099208	3944548
19	13,65515	1,281483	2048,273	1922,224	3845923	3724074
20	12,91585	1,251761	1937,378	1877,642	3504227	3538670
21	12,56423	1,205831	1884,635	1808,747	3326645	3298786
22	12,15864	1,17676	1823,796	1765,14	0	0
Total					70087856	69845177
selisih = ΣY' - ΣX'					242679,578	
Luas = selisih / 2					121339,789	M²
					0,121339789	KM²

Dari hasil perhitungan maka didapat luasan *Catchment* Segmen 1 = 0,12 Km².

Analisa Curah Hujan Netto Jam-jaman 1

Hujan Netto merupakan bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung

(*direct run-off*), dimana sangat dipengaruhi oleh nilai C (Koefisien Limpasan) dan R (Intensitas Curah Hujan).

$$R_n = C \times R$$

$$R = X_T$$

Contoh perhitungan R_n pada $T = 2$

Untuk $T = 2$ tahun, $X_T = 92,5372$ mm

$$R_n \text{ pada } T_2 = 0,3296 \times 92,5372 \text{ mm}$$

$$= 30,4965 \text{ mm}$$

Sebaran curah hujan netto jam-jaman ditampilkan pada Tabel 4.

Tabel 4. Sebaran curah hujan netto jam-jaman

No	T	C	(R) = X_T (mm)	Rn (mm)
A	B	C	D	E=CxD
1	2	0,3296	92,5372	30,4965
2	5	0,3296	107,0114	35,2666
3	10	0,3296	113,8924	37,5343
4	25	0,3296	120,5463	39,7271
5	50	0,3296	124,4484	41,0131
6	100	0,3296	128,6522	42,3985
8	1000	0,3296	135,7094	44,7242

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan Banjir Rancangan 1

Metode HSS Nakayasu

Data Sungai :

$$A = 0,82 \text{ km}^2$$

$$L = 0,66 \text{ km}$$

$$C = 0,33$$

dengan :

$$T_g = 0,21 \times L^{0,70}, \text{ untuk } L < 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 \times 0,66^{0,70}$$

$$= 0,157 \text{ jam} \approx 0,16$$

$$T_r = T_g = 0,157 \text{ jam}$$

$$T_p = T_g + (0,8 \times T_r)$$

$$T_p = 0,157 + (0,8 \times 0,157)$$

$$= 0,2826 \text{ jam}$$

$$\alpha = \frac{0,47 \times (A \times L)^{0,25}}{T_g}$$

$$\alpha = \frac{0,47 \times (0,82 \times 0,66)^{0,25}}{0,157}$$

$$\alpha = 2,568$$

Waktu yang diperlukan pada penurunan debit puncak sampai ke debit sebesar 30% dari debit puncak yaitu :

$$T_{0,3} = \alpha \times t_g$$

$$= 2,568 \times 0,157$$

$$= 0,4 \text{ jam}$$

Waktu yang diperlukan pada penurunan debit puncak sampai ke debit sebesar 60% dari debit puncak yaitu :

$$T_{0,6} = 1,5 \times 0,4 \text{ jam}$$

$$= 0,6 \text{ jam}$$

Debit puncak banjir akibat hujan satuan :

$R_o = 1$ mm (satuan curah hujan pada umumnya)

Maka,

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times \left[\frac{A \cdot R_o}{(0,3 \times T_p + T_{0,3})} \right]$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times \left[\frac{0,82 \times 1}{(0,3 \times 0,2826 + 0,4)} \right]$$

$$Q_p = 0,467 \text{ m}^3 / dt / mm$$

Dengan menggunakan rumus HSS Nakayasu dan menentukan parameter-parameternya akan didapat koordinat sebagai berikut :

Hidrograf Kurva Naik (*Rising Limb*)

($0 < t < T_p$)

Intervalnya adalah $0 < t < 0,2826$

Maka, $t = 0 - 0,25$

$$\text{Dihitung : } Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

$$Q_1 = 0,467 \left(\frac{0}{0,2826} \right)^{2,4}$$

$$= 0 \text{ m}^3 dt^{-1} mm^{-1}$$

$$Q_2 = 0,467 \left(\frac{0,25}{0,2826} \right)^{2,4}$$

$$= 0,348 \text{ m}^3 dt^{-1} mm^{-1}$$

Hidrograf Kurva Turun (*Decreasing Limb*)

a. Untuk ($T_p < t < (T_p + T_{0,3})$)

Intervalnya $0,2826 < t < (0,2826 + 0,4) = 0,2826 < t < 0,6858$

Maka, $t = 0,75$

Dihitung :

$$Q_{d1} = Q_p \times 0,3 \left[\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right]$$

$$Q_4 = 0,467 \times 0,3 \left[\frac{0,75 - 0,2826}{0,4} \right]$$

$$= 0,116 \text{ m}^3 dt^{-1} mm^{-1}$$

b. Untuk $(T_p + T_{0,3}) < t < (t_p + T_{0,3} + 1,5 \times T_{0,3})$

Intervalnya

$$(0,2826+0,4) < t < (0,2826+0,4+1,5 \times 0,4)$$

$$0,6858 < t < 1,29$$

Maka, $t = 1 - 1,25$

Dihitung :

$$Q_{d2} = Q_p \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p + 0,5 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right]$$

$$Q_5 = 0,467 \times 0,3 \left[\frac{1 - 0,2826 + 0,5(0,4)}{1,5(0,4)} \right]$$

$$= 0,075 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1} \text{ mm}^{-1}$$

$$Q_6 = 0,467 \times 0,3 \left[\frac{1,25 - 0,2826 + 0,5(0,4)}{1,5(0,4)} \right]$$

$$= 0,0456 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1} \text{ mm}^{-1}$$

c. Untuk $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 \times T_{0,3})$

Intervalnya, $t > (0,2826 + 0,4 + 1,5 \times 0,4) = t > 1,29$

Maka, $t = 1,5$ sampai dengan 24.00

Dihitung :

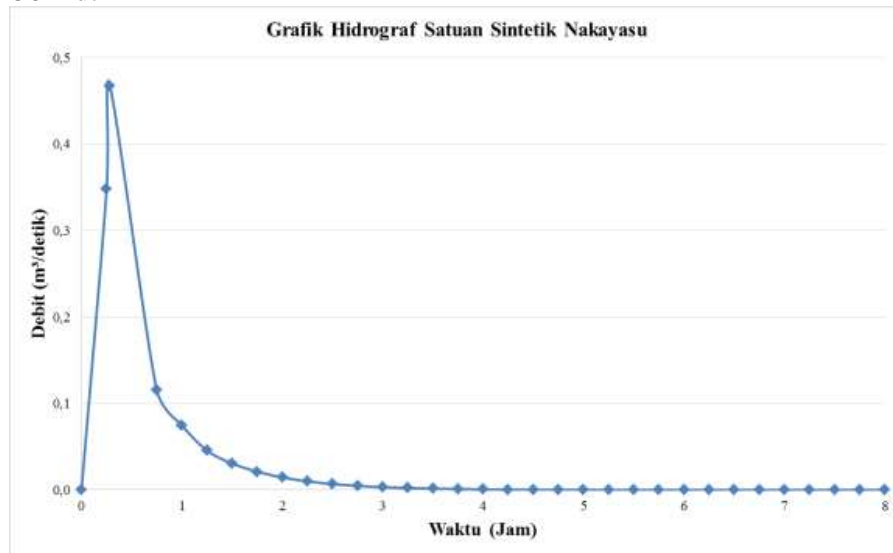
$$Q_7 = Q_{d3} = Q_p \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right]$$

$$Q_7 = 0,03 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1} \text{ mm}^{-1}$$

$$Q_8 = 0,467 \times 0,3 \left[\frac{1,75 - 0,2826 + 1,5(0,4)}{2(0,4)} \right]$$

$$Q_8 = 0,02 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1} \text{ mm}^{-1}$$

Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Dama ditunjukkan pada Gambar 3.



Gambar 3. HSS Nakayasu Sungai Dama

Perencanaan Penampang Sungai Rencana

Penampang bentuk persegi panjang

Diketahui debit rencana 10 Tahun

Ruas 1 : 7,814 m³/detik

Ruas 2 : 14,518 m³/detik

Ruas 3 : 22,944 m³/detik

Ruas 4 : 25,263 m³/detik

V = 1,5 m/detik

n = 0,013 (angka kekasaran Manning)

Perhitungan misal pada Ruas 4

Rumus :

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{25,263}{1,5} = 16,842 \text{ m}^2$$

Maka, A = 16,842 m²

Perbandingan b:h yang dianjurkan sesuai kapasitas sungai rencana bentuk persegi panjang:

$$A = 16,842 \text{ m}^2$$

b = 2h (Pedoman Drainase Perkotaan SNI 2006)

$$A = b \times h$$

$$16,842 = b \times \frac{b}{2}$$

$$2 \times 16,842 = b^2$$

$$33,684 = b^2$$

$$b = \sqrt{33,684}$$

$$b = 5,804 \text{ m}$$

$$h = \frac{b}{2}$$

$$h = \frac{5,804}{2}$$

$$h = 2,902 \text{ m}$$

Tinggi Jagaan (w)= 1m (Lampiran 12)

$$H = h + w$$

$$H = 2,902 + 1$$

$$H = 3,902$$

Keliling Basah Sungai Rencana (P)

$$P = b + 2h$$

$$P = 5,804 + 2(2,902)$$

$$P = 11,608$$

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

$$R = \frac{16,842}{11,608} = 1,451$$

Menghitung kemiringan dasar penampang sungai rencana (S),

$$S = \left[\frac{V.n}{R^{\frac{2}{3}}} \right]^2$$

$$S = \left[\frac{1,5.0,013}{1,451^{\frac{2}{3}}} \right]^2$$

$$S = 0,000231$$

Perhitungan dimensi rencana pada setiap ruas ditampilkan pada Tabel 5.

Tabel 5. Perhitungan Dimensi Rencana

No	Kode Saluran	Q 10 Tahun (m ³ /dtk)	n Manning	V (m/dtk)	A (m ²)	b	h	P = 2h+b	R = A/P	S
1	Ruas 1	7,814	0,013	1,5	5,209	3,228	1,614	6,455	0,807	0,000506
2	Ruas 2	14,518	0,013	1,5	9,679	4,400	2,200	8,799	1,100	0,000335
3	Ruas 3	22,944	0,013	1,5	15,296	5,531	2,766	11,062	1,383	0,000247
4	Ruas 4	25,263	0,013	1,5	16,842	5,804	2,902	11,608	1,451	0,000231

KESIMPULAN

1. Debit eksisting sungai pada masing-masing segmen: STA 0+000-STA 0+650 Q=12,0067 m³/detik; STA 0+650-1+350 Q=7,417 m³/detik; STA 1+350-2+275 Q=13,0672 m³/detik; dan pada STA 2+275-2+625 debit eksistingnya 25,4304 m³/detik.
2. Debit banjir kala ulang 10 tahun Q₁₀ pada STA 0+000-STA 0+650 adalah 7,814 m³/detik; STA 0+650 - 1+350 adalah 14,518 m³/detik; STA 1+350-2+275 adalah 22,944 m³/detik; dan Q₁₀ pada STA 2+275 - 2+625 adalah 25,263 m³/detik.
3. Berdasarkan hasil perhitungan menunjukkan bahwa perlu dilakukan perubahan penampang sungai. Dimensi saluran persegi direncanakan dengan ukuran sebagai berikut: STA 0+000-STA 0+650 memiliki lebar 3,228 m dan tinggi 2,364 m, pada STA 0+650-STA 1+350 memiliki lebar 4,4 m dan tinggi 3,05 m, pada STA 1+350-STA 2+275 memiliki lebar 5,531 m dan tinggi

3,766 m, dan pada STA 2+275 – STA 2+625 memiliki lebar 5,804 m dan tinggi 3,902 m.

DAFTAR PUSTAKA

Chow, Ven Te, 1992. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Erlangga. Jakarta.

Heinrich & Hergt, 1999. *Atlas Oekologie*. Deutsche Verlag. Muenchen. Jerman.

Kodoatie, R. J. 2002. *Hidrolika Terapan: Aliran Pada Saluran Terbuka dan Pipa*. Andi.Yogyakarta.

Mulyanto, H. R. 2013. *Penataan Drainase Perkotaan*. Graha Ilmu. Yogyakarta.

S.N. 1997. *Drainase Perkotaan*. Penerbit Gunadarma. Depok.

Soemarto, CD. 1986. *Hidrolika Teknik. Usaha Nasional*. Surabaya.

Soewarno. 1995. *Hidrologi: Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, NOVA. Bandung.

Suripin, 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Andi. Yogyakarta.