

BAB IV

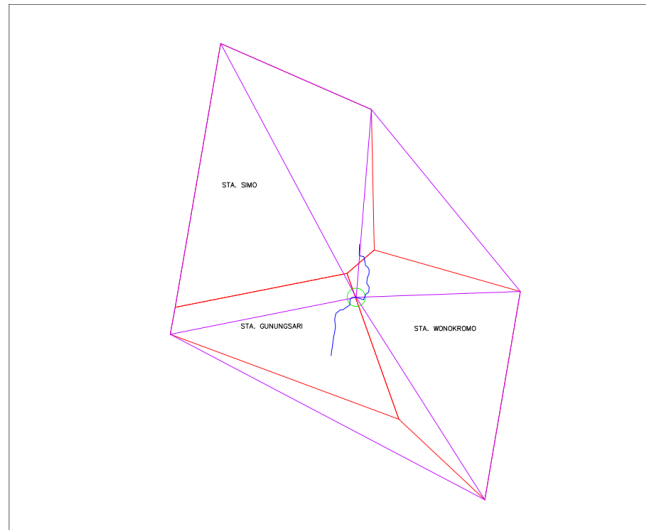
PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi menggunakan data hujan yang diperoleh dari Stasiun Hujan di wilayah Surabaya, Di Surabaya memiliki 10 stasiun hujan yang tersebar di seluruh wilayah antara lain Stasiun Hujan Perak, Stasiun Hujan Simo, Stasiun Hujan Gubeng dan lain-lain. Penentuan pemilihan Stasiun Hujan dalam penelitian tugas akhir ini diambil 3 Stasiun Hujan yang terdekat dari lokasi penelitian yaitu Stasiun Hujan Gunungsari, Stasiun Hujan Simo, dan Stasiun Hujan Wonokromo. Data curah hujan selama 10 tahun (2011-2020) diambil dari Stasiun Hujan terdekat dengan Saluran Gunungsari. Tujuan dari analisis hidrologi adalah untuk mengetahui debit saluran di sepanjang saluran Gunungsari kota Surabaya.

4.1.1 Curah Hujan Maksimum

Data curah hujan maksimum diambil dari Stasiun Hujan terdekat dengan lokasi penelitian yaitu : Stasiun Hujan Gunungsari, Stasiun Hujan Simo, dan Stasiun Hujan Wonokromo. Metode ini mengambil langsung data curah hujan maksimum dalam 1 tahun, Analisis data curah hujan maksimum dapat di lihat dalam table berikut ini.



Gambar 4.1 Plot Stasiun Hujan (Sumber : *Pengolahan data*)

Table 4.1 Data Curah Hujan selama 10 tahun

No	Tahun	Stasiun Hujan		
		Wonokromo	Gunungsari	Simo
1	2011	98	102	84
2	2012	106	102	67
3	2013	87	97	99
4	2014	83	85.5	78
5	2015	63	68.5	88
6	2016	108	94	86
7	2017	114	120	102
8	2018	73	75	49
9	2019	76	74	67
10	2020	107	98	98

Sumber : Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Surabaya

4.1.2 Curah Hujan Rata-Rata

Metode yang digunakan untuk perhitungan hujan harian maksimum dengan menggunakan metode aritmatika (rata-rata aljabar). Pada metode aritmatika ini tinggi dari rata-rata hujan didapatkan dari harga perhitungan stasiun hujan di area penelitian di sepanjang Saluran Gunungsari.

Tabel 4.2 Hujan Rata-Rata Metode Aritmatik

No	Tahun	Stasiun Hujan			$\sum_{(m)}^n Ri/N$	Urutan R egresi
		Wonokromo	Gunungsari	Simo		
1	2011	98	102	84	94.67	112,00
2	2012	106	102	67	91.67	104.33
3	2013	87	97	99	94.33	96.00
4	2014	83	85.5	78	82.17	94.67
5	2015	63	68.5	88	73.17	94.33
6	2016	108	94	86	96.00	91.67
7	2017	114	120	102	112.00	82.17
8	2018	73	75	49	65.67	73.17
9	2019	76	74	67	72.33	72.33
10	2020	107	98	98	101,00	65.67

$$\Sigma = 883,00$$

Sumber : Hasil pengolahan data

Dengan metode aritmatik didapat:

$$\bar{R} = \frac{883,00}{10}$$

$$= 88.3 \text{ mm/ 24 jam}$$

Jadi curah hujan pada daerah penelitian adalah sebesar 88.3 mm/ 24 jam

4.1.3 Metode Distribusi Frekuensi Log Person Tipe III

Metode Log Person Tipe III ini digunakan apabila jumlah data cukup banyak, atau dengan pengertian bahwa semakin banyak data yang dianalisa maka simpangan yang dihasilkan relatif kecil. CD. Soemarto (1986).

Adapun langkah- langkah dalam perhitungan metode Log Person Tipe III dapat dilihat pada table berikut ini :

Tabel 4.3 Analisis Probabilitas Log Person Type III

No	Tahun	R(mm)X	Log X	Log X - $\overline{\log X}$	$(\text{Log X} - \overline{\log X})^2$	$(\text{Log X} - \overline{\log X})^3$
1	2011	112,00	1.976197085	0.034329242	0.00117849688	0.000040457
2	2012	104.33	1.962211439	0.020343596	0.00041386190	0.000008419
3	2013	96,00	1.974665181	0.032797338	0.00107566537	0.000035279
4	2014	94.67	1.914695669	-0.027172174	0.00073832705	-0.000020062
5	2015	94.33	1.864313270	-0.077554573	0.00601471182	-0.000466468
6	2016	91,67	1.982271233	0.040403390	0.00163243393	0.000065956
7	2017	82,17	2.049218023	0.107350180	0.01152406108	0.001237110
8	2018	73,17	1.817344971	-0.124522872	0.01550594554	-0.001930845
9	2019	72,33	1.859338479	-0.082529364	0.00681109590	-0.000562115
10	2020	65.67	2,004321374	0,062453531	0,00390044351	0,000243596
	Σ	883,00	19,440458		0,04879504296	-0,0011348673

Sumber : Hasil pengolahan data

1. Menghitung rata-rata curah hujan dalam bentuk logaritma $\overline{\log X}$:

$$\begin{aligned}\overline{\log X} &= \frac{\sum_{i=1}^n \log X}{n} \\ &= \frac{19.440458}{10} \\ &= 1.9440458\end{aligned}$$

2. Menghitung nilai standarr deviasi yang terjadi (S_x) :

$$\begin{aligned}S_x &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{0.04879504296}{(10-1)}} \\ &= 0.073632000\end{aligned}$$

3. Menghitung koefisien kepencengan (C_s) :

$$\begin{aligned}C_s &= \frac{\sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)S_x^3} \\ &= \frac{-0.0011348673}{(10-1)(10-2)0.073632000^3} \\ &= -0.03948324103062\end{aligned}$$

4. Menghitung logaritma curah hujan

Untuk kala ulang 2 tahun :

$$\begin{aligned}\log R_{Tr} &= \overline{\log X} + K.S_x \\ &= 1.9440458 + 0.148 \cdot 0.073632 \\ &= 1.954943336 \\ R_{Tr} &= 10^{\log R_{Tr}} \\ &= 90,1453514 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk kala ulang 5 tahun :

$$\begin{aligned}\log R_{Tr} &= \overline{\log X} + K.S_x \\ &= 1.9440458 + 0.854 \cdot 0.073632 \\ &= 2.006927528 \\ R_{Tr} &= 10^{\log R_{Tr}} \\ &= 101.6079123 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk kala ulang 10 tahun :

$$\begin{aligned}\log R_{Tr} &= \overline{\log X} + K.S_x \\ &= 1.9440458 + 1,147 \cdot 0.073632 \\ &= 2.028501704 \\ R_{Tr} &= 10^{\log R_{Tr}} \\ &= 106.7828982 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 4.4 Hasil Analisis Hujan Rancangan Metode Log Pearson tipe III

Tr (tahun)	Pr (%)	K	Standar Deviasi (Sx)	(Log λ)	Log RTr	RTr (mm)
2	50	0,148	0,073632	1,9440458	1,954943336	90,1453514
5	20	0,854	0,073632	1,9440458	2,006927528	101,6079123
10	10	1,147	0,073632	1,9440458	2,028501704	106,7828982

Sumber : Hasil pengolahan data

4.1.4 Uji Kecocokan Distribusi

Uji kecocokan distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui kebenaran hipotesa distribusi dari sampel data yang telah dianalisa sehingga jika kedua analisis Chi Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov dibandingkan memiliki penyimpangan yang sama dengan distribusi dari teorinya atau penyimpangan yang terjadi masih memungkinkan jika dibandingkan dengan penyimpangan kritis yang masih dalam batas diizinkan.

4.1.4.1 Uji Chi Kuadrat

Uji kecocokan distribusi dengan metode Chi-Kuadrat untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari sampel data yang telah dianalisis, sehingga data curah hujan yang dianalisis dengan metode Log-Pearson tipe III berpeluang homogen atau tersebar tidak merata. Tahapan pemeriksaan uji kecocokan distribusi dengan metode Chi-Kuadrat sebagai berikut :

1. Mengurutkan data dari yang terbesar hingga terkecil
2. Menganalisa banyaknya kelas distribusi frekuensi (k) yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 K &= 1 + 3,322 \cdot \log n \\
 &= 1 + 3,322 \cdot \log 10 \\
 &= 4,322
 \end{aligned}$$

Diambil 5 kelas distribusi frekuensi

3. Menghitung *range* (R), untuk mendapatkan hasil nilai tertinggi dari data hujan maksimum dengan nilai terendah dari data hujan maksimum, yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 R &= 112,00 - 65,67 \\
 &= 46,33
 \end{aligned}$$

4. Menghitung interval kelas (i), dengan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 i &= \frac{R}{K} \\
 &= \frac{46,33}{5} \\
 &= 9,2
 \end{aligned}$$

5. Menghitung besarnya kuadrat hitung yang merupakan kuadrat selisih antara frekuensi yang sedang dilakukan pengamatan dengan frekuensi yang diharapkan, yaitu sebagai berikut:

$$X_{hit}^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Tabel 4.5 Analisis Perhitungan Uji Chi Kuadrat

No	Interval Kelas Hujan Daerah Maksimum	Ei	Oi	$(O_i - E_i)^2$	$((O_i - E_i)^2) / E_i$
1	65.67 - 74.93	2	1	1	0,5
2	74.93 - 84,20	2	2	0	0
3	84,20 - 93,46	2	1	1	0,5
4	93,46 - 102,73	2	1	1	0,5
5	102,73 - 112	2	5	9	4,5
Jumlah Total (Σ)		10	10	12	6

Sumber : Hasil pengolahan data

6. Menghitung derajat kebebasan (Dk)

$$\begin{aligned}
 Dk &= G - R - 1 \\
 &= 5 - 2 - 1 \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

Menentukan Chi Kuadrat teoritis dengan diketahui $\alpha : 5\%$ dan $Dk = 2$, maka dapat diketahui nilai chi kuadrat adalah 5,991.

Persyaratan agar distribusi Log pearson type III dapat diterima apabila :
 $\text{chi kuadrat} < \text{chi kuadrat teoritis}$, sehingga didapatkan perhitungan $6 > 5,991$.

Kesimpulan distribusi log pearson type III tidak dapat diterima.

4.1.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan dengan menggunakan pengujian Smirnov-Kolmogorof sering disebut juga uji kecocokan non parameter, karena pengujinya tidak menggunakan fungsi dari distribusi tersebut. Dapat di hitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Diketahui jumlah data (n) = 10
2. Diketahui α : 5 %
3. Diketahui $\bar{X}_i$ (rata-rata) : 1.94
4. Diketahui nilai Standart deviasi (S_x) : 0.073632
5. Dilakukan perhitungan untuk mencari D_{max}

Tabel 4.6 Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov

N	$\alpha = 0.20$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.02$	$\alpha = 0.01$
1	0,9	0,95	0,975	0,99	0,995
2	0,684	0,776	0,842	0,9	0,929
3	0,565	0,636	0,708	0,785	0,829
4	0,493	0,509	0,624	0,689	0,734
5	0,447	0,468	0,563	0,627	0,669
6	0,41	0,436	0,519	0,577	0,617
7	0,381	0,41	0,483	0,538	0,576
8	0,359	0,387	0,454	0,507	0,542
9	0,339	0,369	0,43	0,48	0,513
10	0,323	0,352	0,409	0,457	0,486

Sumber: Hasil pengolah data

Tabel 4.7 Analisis Perhitungan Smirnov-Kolmogorov

log X_i	m	$P(X_i)$	$P(X_i <)$	$f(t)$	$P'(X_i)$	$P'(X_i <)$	D
2,02	1	0,09	0,91	1,02	0,11	0,89	0,02
2,01	2	0,18	0,82	0,84	0,22	0,78	0,04
2,00	3	0,27	0,73	0,82	0,33	0,67	0,06
2,00	4	0,36	0,64	0,75	0,44	0,56	0,08
1,99	5	0,45	0,55	0,64	0,56	0,44	0,10
1,96	6	0,55	0,45	0,28	0,67	0,33	0,12
1,92	7	0,64	0,36	-0,29	0,78	0,22	0,14
1,89	8	0,73	0,27	-0,69	0,89	0,11	0,16
1,85	9	0,82	0,18	-1,19	1,00	0,00	0,18
1,79	10	0,91	0,09	-1,92	1,11	-0,11	0,20
						Dmax	0,20

Sumber : Hasil pengolah data

6. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov test) tentukan harga D_0 dapat dilihat pada Tabel 4.6

Berdasarkan Jumlah data $(N) = 10$

$$\alpha = 5 \%$$

maka nilai D_0 didapat = 0.409

Dari table 4.7 didapat nilai $D_{max} = 0,20$

Maka $D_{max} < D_0$

$$0.20 < 0.409 \text{ (diterima)}$$

Kesimpulan distribusi log pearson type III dengan uji Smirnov-Kolmogorov dapat diterima.

4.1.5 Analisis Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi DAS adalah waktu yang diperlukan oleh aliran air untuk bergerak dari titik jauh sepanjang daerah pengaliran ke titik tinjauan.

Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan rumus :

$$T_c = T_o - T_f$$

Keterangan :

T_c = Waktu konsentrasi (jam)

T_o = Waktu yang diperlukan waktu hujan yang mengalir dari permukaan hingga mencapai outlet (jam)

T_f = Waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang *Chanel flow*(jam)

Perhitungan waktu konsentrasi pada saluran draisane sepanjang saluran Gunungsari adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan T_f

Berikut adalah salah satu contoh perhitungan T_f pada saluran primer Gunungsari. Perhitungan T_f saluran Primer dan Sebagian Saluran Sekunder dapat dilihat pada Tabel 4.8

$$T_f = \frac{L}{V}$$

Keterangan :

L = Panjang saluran

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

$$T_f = \frac{1900 \text{ m}}{3,576 \text{ m/det}}$$

$$= 531,345 \text{ det}$$

$$= 8,856 \text{ menit}$$

$$= 0.148 \text{ jam}$$

Tabel 4.8 Perhitungan T_f saluran primer Gunungsari

No	Segmen Saluran	L (M)	V (m/det)	Tf (det)	Tf (menit)	Tf (jam)
1	A-B	1900	3,576	531,345	8,856	0,148
2	B-C	1900	3,539	536,825	8,947	0,149
3	C-D	1900	3,525	539,078	8,985	0,150
4	D-E	1900	3,539	536,925	8,949	0,149
5	E-F	1900	3,744	507,500	8,458	0,141
6	F-G	1900	3,790	501,340	8,356	0,139
7	G-H	1900	3,855	492,866	8,214	0,137
8	H-I	1900	3,860	492,197	8,203	0,137
9	I-J	1900	3,695	514,244	8,571	0,143
10	J-K	1900	3,582	530,459	8,841	0,147
11	K-L	1900	3,770	503,975	8,400	0,140
12	L-M	1900	3,859	492,304	8,205	0,137

Sumber : Hasil pengolahan data

2. Perhitungan T_o

Perhitungan T_o menggunakan rumus Kirpich, berikut ini adalah salah satu contoh perhitungan T_o pada saluran Gunungsari.

Dengan rumus sebagai berikut :

$$T_o = 0.0195 \times \left(\frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0.77}$$

$$T_o = 0.0195 \times \left(\frac{616}{\sqrt{0.00225}} \right)^{0.77}$$

$$T_o = 28.66 \text{ detik} : 60 = 0.477 \text{ menit}$$

Keterangan :

L_o : jarak titik terjauh lahan terhadap system saluran yang ditinjau

I_o : kemiringan rata-rata permukaan tanah ke saluran yang ditinjau

3. Perhitungan T_c

Perhitungan waktu konsentrasi (T_c) pada saluran Gunungsari dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_c &= T_o + T_f \\ &= 0.477 \text{ menit} + 8.856 \text{ menit} \\ &= 9.333 \text{ menit} : 60 = 0.156 \text{ jam} \end{aligned}$$

Tabel 4.9 Perhitungan Tc saluran Gunungsari

No	Segmen Saluran	To (menit)	Tf (menit)	Tc (menit)	Tc (jam)
1	A-B	0,477	8,856	9,333	0,156
2	B-C	0,477	8,947	9,424	0,157
3	C-D	0,477	8,985	9,462	0,158
4	D-E	0,477	8,949	9,426	0,157
5	E-F	0,477	8,458	8,935	0,149
6	F-G	0,477	8,356	8,833	0,147
7	G-H	0,477	8,214	8,691	0,145
8	H-I	0,477	8,203	8,680	0,145
9	I-J	0,477	8,571	9,048	0,151
10	J-K	0,477	8,841	9,318	0,155
11	K-L	0,477	8,400	8,877	0,148
12	L-M	0,477	8,205	8,682	0,145

Sumber : Hasil pengolahan data

4.1.6 Analisis Intensitas Hujan

Analisis intensitas hujan adalah curah hujan per satuan waktu. Waktu curah hujan mempengaruhi besar kecilnya intensitas hujan itu sendiri. Untuk mencari intensitas hujan selanjutnya dilakukan perhitungan dengan menggunakan rumus Mononobe, yaitu :

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

Keterangan :

I_t = Intensitas hujan dalam 1 jam (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan efektif dalam 1 jam

T_c = Waktu konsentasi

Contoh perhitungan intensitas curah hujan periode ulang 2 tahun di saluran Gunungsari. Perhitungan intensitas curah hujan lainnya dapat dilihat pada tabel 4.10

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

$$I_t = \frac{89.904}{24} \times \left[\frac{24}{0.580} \right]^{2/3} = 108,052 \text{ mm/jam}$$

Tabel 4.10 Perhitungan intensitas hujan periode ulang 2, 5, 10 tahun saluran drainase Gunungsari

No	Segmen Saluran	Tc (jam)	R2 (mm)	R5 (mm)	R10 (mm)	I (mm/jam)		
						2 Tahun	5 Tahun	10 Tahun
1	A-B	0,156	90,145	101,307	106,782	108,052	121,431	127,994
2	B-C	0,157	90,145	101,307	106,782	107,353	120,645	127,165
3	C-D	0,158	90,145	101,307	106,782	107,068	120,326	126,829
4	D-E	0,157	90,145	101,307	106,782	107,340	120,631	127,150
5	E-F	0,149	90,145	101,307	106,782	111,232	125,006	131,761
6	F-G	0,147	90,145	101,307	106,782	112,093	125,972	132,780
7	G-H	0,145	90,145	101,307	106,782	113,304	127,333	134,215
8	H-I	0,145	90,145	101,307	106,782	113,401	127,442	134,330
9	I-J	0,151	90,145	101,307	106,782	110,309	123,968	130,668
10	J-K	0,155	90,145	101,307	106,782	108,166	121,559	128,129
11	K-L	0,148	90,145	101,307	106,782	111,723	125,557	132,342
12	L-M	0,145	90,145	101,307	106,782	113,385	127,425	134,312

Sumber : Hasil pengolahan data

4.1.7 Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan debit rencana untuk menentukan debit aliran dengan periode tertentu. Dengan menggunakan metode Rasional dari data yang telah diperoleh diatas maka selanjutnya dapat dihitung debit banjir rencananya.

Berikut ini adalah contoh perhitungan debit rencana pada saluran Gunungsari.

Diketahui :

$C = 0.95$ (Kawasan perkotaan)

$I_t = 108,052$ mm/jam

$A = 71.5$ km²

$\beta = 0.955$ (luas Catcment Area 71,5 km²)

$$Q = \frac{1}{3.6} \times \beta \times C \times I_t \times A$$

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 0.995 \times 0.95 \times 108,052 \times 71,5$$

$$= 42,8404 \text{ m}^3/\text{det}$$

Keterangan :

Q = Debit puncak (m³/det)

C = Koefisien pengaliran

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

A = Luas daerah pengaliran (km²)

Table 4.11 Perhitungan Debit rencana 2, 5, dan 10 tahun

No	Segmen Saluran	C	β	I (mm)			A (km ²)	Q rencana (m ³ /det)		
				2 Tahun	5 Tahun	10 Tahun		2 Tahun	5 Tahun	10 Tahun
1	A-B	0,95	0,995	108,052	121,431	127,994	1,51	42,8404	48,145	50,747
2	B-C	0,95	0,995	107,353	120,645	127,165	1,48	41,7175	46,8831	49,4168
3	C-D	0,95	0,995	107,068	120,326	126,829	0,82	23,0526	25,907	27,3071
4	D-E	0,95	0,995	107,340	120,631	127,150	1,46	41,1489	46,2441	48,7433
5	E-F	0,95	0,995	111,232	125,006	131,761	1,33	38,8443	43,6541	46,0133
6	F-G	0,95	0,995	112,093	125,972	132,780	1,54	45,3255	50,9378	53,6907
7	G-H	0,95	0,995	113,304	127,333	134,215	1,41	41,9477	47,1417	49,6894
8	H-I	0,95	0,995	113,401	127,442	134,330	0,97	28,8823	32,4586	34,2128
9	I-J	0,95	0,995	110,309	123,968	130,668	1,13	32,7292	36,7818	38,7696
10	J-K	0,95	0,995	108,166	121,559	128,129	1,04	29,5371	33,1945	34,9884
11	K-L	0,95	0,995	111,723	125,557	132,342	1,4	41,069	46,1542	48,6486
12	L-M	0,95	0,995	113,385	127,425	134,312	1,63	48,5276	54,5364	57,4837

Sumber : Hasil pengolahan data

4.2 Analisa Hidrolika

Hidrolika merupakan Ilmu terapan dan teknik yang mempelajari sifat-sifat mekanis fluida, dan juga mempelajari aliran air secara mikro maupun makro. Mekanika Fluida merupakan dasar teori hidrolika yang fokus pada rekayasa sifat-sifat fluida. Dalam tenaga fluida, hidrolika digunakan untuk tenaga pembangkit, kontrol, dan perpindahan tenaga menggunakan fluida yang dimampatkan.

Ditinjau dari mekanika aliran, terdapat dua macam aliran yaitu aliran saluran tertutup dan aliran saluran terbuka. Dua macam aliran tersebut dalam banyak hal mempunyai kesamaan tetapi berbeda dalam satu ketentuan penting. Perbedaan tersebut adalah pada keberadaan permukaan bebas, aliran saluran terbuka mempunyai permukaan bebas, sedangkan aliran saluran tertutup tidak mempunyai permukaan bebas karena air mengisi seluruh penampang saluran.

Analisis hidrolika dilakukan untuk mengetahui apakah secara teknis system drainase direncanakan sesuai dengan persyaratan teknis. Analisis ini diantaranya perhitungan kapasitas saluran dan perencanaan saluran.

4.2.1 Perhitungan Full Bank Capacity

Full Bank Capacity Existing adalah besarnya debit tampungan pada saluran sesuai dengan keadaan di lapangan. Perhitungan ini dilakukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan penampang saluran untuk menampung limpasan air hujan.

Rumus kecepatan rata-rata yang digunakan pada perhitungan dimensi penampang saluran drainase dengan menggunakan rumus manning, contoh perhitungan *full bank capacity* saluran Gunungsari seperti berikut :

Bentuk saluran trapezium

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$h = 3,36 \text{ m}$$

$$m = 0.71 \text{ m}$$

$$n = 0.02 \text{ (Saluran pasangan batu disemen)}$$

$$I_o = 0.0225$$

Perhitungan :

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h$$

$$= (1,5 + 0.71 \cdot 3,36) \cdot 3,36$$

$$= 13,056 \text{ m}^2$$

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

$$= 1,5 + 2 \cdot 3,36 \sqrt{1 + 0.71^2}$$

$$= 9,742$$

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

$$= \frac{13,056}{9,742}$$

$$= 1,340$$

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

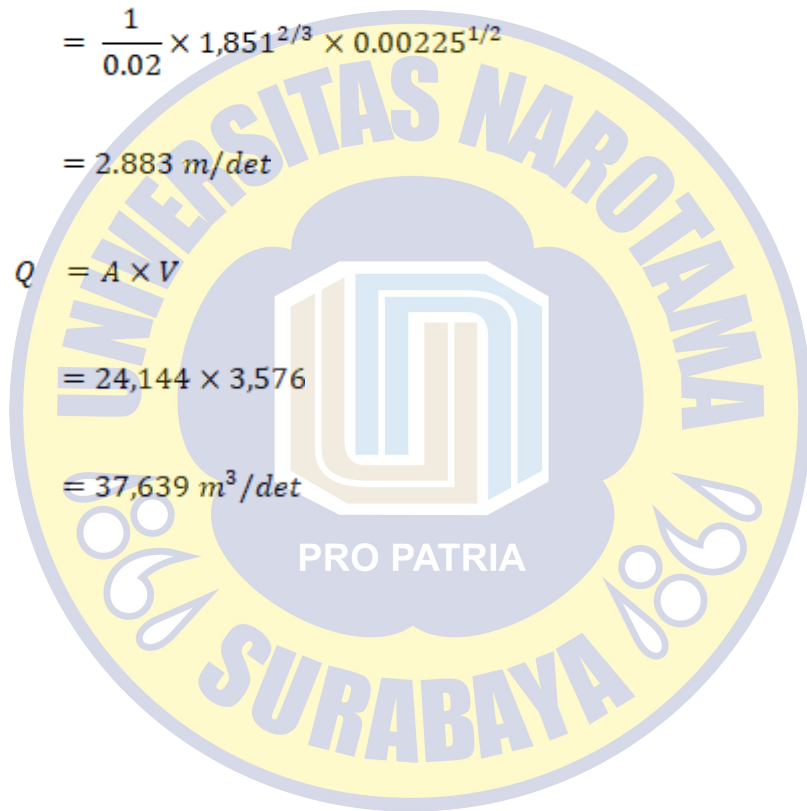
$$= \frac{1}{0.02} \times 1,851^{2/3} \times 0.00225^{1/2}$$

$$= 2.883 \text{ m/det}$$

$$Q = A \times V$$

$$= 24,144 \times 3,576$$

$$= 37,639 \text{ m}^3/\text{det}$$



Tabel 4.12 Perhitungan kapasitas saluran eksisting saluran primer Gunungsari

No	Segmen Saluran	penampang saluran	L (m)	I	n	m	b (m)	h (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q eksisting (m ³ /det)
1	A-B	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,71	1,5	3,36	13,056	9,742	1,340	2,883	37,639
2	B-C	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,67	1,5	3,32	12,365	9,493	1,303	2,829	34,978
3	C-D	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,67	1,5	3,29	12,187	9,420	1,294	2,816	34,318
4	D-E	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,68	1,5	3,31	12,415	9,506	1,306	2,834	35,183
5	E-F	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,97	1,5	3,48	16,967	11,196	1,515	3,129	53,091
6	F-G	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,92	1,5	3,59	17,242	11,256	1,532	3,152	54,339
7	G-H	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	1,02	1,5	3,67	19,243	11,985	1,606	3,252	62,581
8	H-I	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,85	1,5	3,77	17,736	11,396	1,556	3,185	56,492
9	I-J	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,85	1,5	3,47	15,440	10,608	1,455	3,046	47,029
10	J-K	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,74	1,5	3,32	13,137	9,760	1,346	2,891	37,980
11	K-L	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	1,05	1,5	3,5	18,113	11,650	1,555	3,183	57,651
12	L-M	PERSEGI	1900	0,00225	0,02	0,93	1,5	3,72	18,450	11,660	1,582	3,220	59,417

Sumber : Hasil Pengolahan Data

4.2.2 Perbandingan Kapasitas Saluran Eksisting dengan Debit Rencana

Perbandingan Kapasitas Saluran Eksisting dengan Debit Rencana adalah cara membandingkan kapasitas saluran dengan debit rencana. Apabila kapasitas saluran eksisting lebih besar daripada debit rencana, maka saluran tersebut dinyatakan aman. Tetapi jika sebaliknya jika saluran eksisting lebih kecil dari debit rencana maka saluran tersebut tidak dapat menampung debit saluran.

Analisis lebih detail dari perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit rencana di saluran primer Gunungsari dapat dilihat pada table dibawah ini. Dengan perbandingan debit rencana 5 th

Table 4.13 Perbandingan debit rencana dan debit eksisting

No	Segmen Saluran	Q rencana (m ³ /det)	Q eksisting (m ³ /det)	selisih	Keterangan
1	A-B	41,983	37,639	-4,344	MELUBER
2	B-C	40,653	34,978	-5,675	MELUBER
3	C-D	22,458	34,318	11,859	AMAN
4	D-E	40,150	35,183	-4,967	MELUBER
5	E-F	39,335	56,104	16,769	AMAN
6	F-G	45,768	57,483	11,716	AMAN
7	G-H	42,707	65,879	23,172	AMAN
8	H-I	29,036	59,853	30,817	AMAN
9	I-J	33,060	51,466	18,405	AMAN
10	J-K	29,501	42,043	12,542	AMAN
11	K-L	41,829	60,719	18,890	AMAN
12	L-M	49,099	62,748	13,649	AMAN

Sumber : Hasil pengolahan data

4.3 Penanganan Genangan

Penanganan genangan di *catchment area* sepanjang saluran Gunungsari, dengan cara revitalisasi dan normalisasi system saluran primer pada saluran Gunungsari. Penanganan juga harus melihat kondisi lapangan yang ada. Kegiatan yang harus dilakukan yaitu :

1. Mengoptimalkan kapasitas yang ada, kegiatan ini mencakup perbaikan dan peningkatan kapasitas saluran dan bangunan pelengkap yang telah ada.
2. Pembangunan bangunan pelengkap, yaitu : bangunan rumah pompa, bangunan pintu air, dll untuk mengoptimalkan fungsi saluran drainase agar berjalan secara optimal. Rumah pompa juga berperan besar untuk mengurangi debit limpasan.
3. Normalisasi saluran, perlunya dilakukan normalisasi saluran dan pendalaman saluran dengan menggunakan *excavator* maupun secara manual.

4.3.1 Perencanaan Dimensi Saluran dengan Normalisasi Saluran

Contoh perhitungan dimensi saluran dengan rumus sebagai berikut ini :

$$Q = V \times A$$

$$A = b \times h$$

$$P = b + 2h$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b \times h}{b + 2h}$$

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

$$Q = \left(\frac{1}{n} \times \left[\frac{b \times h}{b + 2h} \right]^{2/3} \times I^{1/2} \right) \times A$$

Setelah Normalisasi maka diperoleh hasil :

$h = 3,36 \text{ m}$ dan $b = 5 \text{ m}$

$$Q = \left(\frac{1}{0.02} \times \left[\frac{7 \times 1.4}{7 + 2.8} \right]^{2/3} \times 0.00225^{1/2} \right) \times 7 \times 1.4$$

$$= 50,655 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q > Q_{\text{rencana}} \longrightarrow 50,655 \text{ m}^3/\text{det} > 41,983 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (OK)}$$

Perhitungan dari dimensi saluran dapat dilihat pada tabel 4.14 dibawah ini :

Tabel 4.14 Perbandingan debit rencana periode ulang 5 tahun saluran Gunungsari

No	Segmen Saluran	Q rencana (m ³ /det)	Q eksisting (m ³ /det)	Keterangan
1	A-B	41,983	50,655	AMAN
2	B-C	40,653	49,881	AMAN
3	C-D	22,458	49,302	AMAN
4	D-E	40,150	49,688	AMAN
5	E-F	39,335	52,985	AMAN
6	F-G	45,768	55,132	AMAN
7	G-H	42,707	56,699	AMAN
8	H-I	29,036	58,665	AMAN
9	I-J	33,060	52,791	AMAN
10	J-K	29,501	49,881	AMAN
11	K-L	41,829	53,375	AMAN
12	L-M	49,099	57,681	AMAN

Sumber : Hasil pengolahan data

4.3.2 Penanganan genangan dengan menggunakan pompa

Penanganan genangan juga dapat menggunakan pompa air untuk mengurangi debit dari limpasan air hujan. rumah pompa berperan penting untuk penanganan banjir yang sering terjadi ketika musim penghujan dengan adanya rumah pompa dapat mempercepat membuang kelebihan air yang menggenang di

cathment area saluran drainase. Maka dari itu dilakukan perhitungan kapasitas pompa dengan metode sebagai berikut :

4.3.2.1 Perhitungan pompa Gunungsari 2

Data wilayah :

- Panjang saluran drainase (L) : 1900 m
- Luas daerah tangkapan air (A) : 71,5 km²
- Koefisien *run off* : 0.95 (kawasan perkotaan)
- b : 1,5 m
- h : 3,36 m
- m : 0.71 m
- n (pasangan batu disemen) : 0.02

Data pompa air :

- Pompa kapasitas 3 m³/det : 5 unit
- Pompa kapasitas 2 m³/det : 1 unit
- Pompa kapasitas 0.25 m³/det : 2 unit
- Kapasitas total : 17, 5 m³/det

Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :

Perhitungan Qmaks :

Q eksisting : 62,581

Tc : 0,145 jam

$T_p : T_c$: 0,145 jam

$T_b : 2 \times T_c$: 0,2900 jam

Hasil perhitungan hidrograf dapat dilihat pada tabel 4.16

Tabel 4.15 Perhitungan Hidrograf

No	Jam	Menit	Det	Q
1	0.00	0	0	0.000
2	0.10	6	360	4.341
3	0.20	12	720	8.683
4	0.30	18	1080	13.024
5	0.40	24	1440	17.365
6	0.50	30	1800	21.707
7	0.53	31.92	1915.2	23.096
8	0.60	36	2160	21.707
9	0.70	42	2520	17.365
10	0.80	48	2880	13.024
11	0.90	54	3240	8.683
12	1.00	60	3600	4.341
13	1.06	63.84	3830.4	0.000
14	1.10	66	3960	0.000

Sumber : Perhitungan

4.3.2.2 Perhitungan kapasitas pompa

Perhitungan kapasitas pompa dengan menggunakan volume *long storage*

Perhitungan dengan menggunakan maksimal pompa yang ada di pompa air

Gunungsari 2

Dengan kapasitas pompa sebagai berikut :

- Pompa kapasitas $3 \text{ m}^3/\text{det}$: 5 unit

- Pompa kapasitas 2 m³/det : 1 unit
- Pompa kapasitas 0.25 m³/det : 2 unit
- Kapasitas total : 17.5 m³/det

Dengan perhitungan volume

- Pompa kapasitas 3 m³/det : 1800 m³
- Pompa kapasitas 2 m³/det : 1200 m³
- Pompa kapasitas 0.25 m³/det : 150 m³

Volume tampungan :

$$\begin{aligned}
 V &= (b + m \cdot h)h \times 1900 \\
 &= (1,5 + 0.71 \cdot 3,36)3,36 \times 1900 \\
 &= 13.055 \times 1900 \\
 &= 24085 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

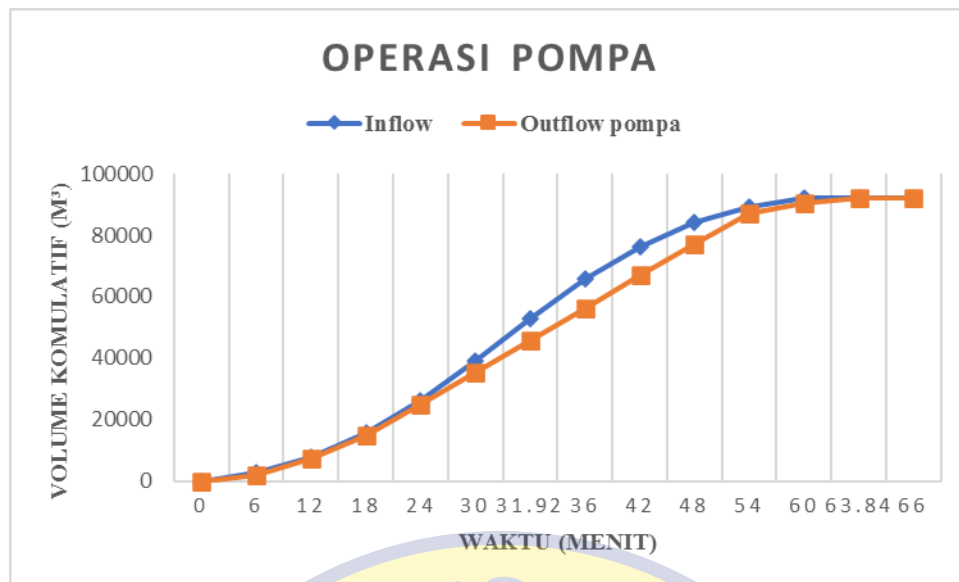
Perhitungan kapasitas pengoprasian pompa dapat dilihat pada tabel 4.16

Perhitungan Kapasitas Pompa di bawah ini :

Tabel 4.16 Perhitungan Kapasitas pompa

No	Jam	Menit	Det	Volume Inflow				Volume Outflow			V yang harus dikendalikan tampungan
				Q (m ³ /det)	Q rata-rata	V (m ³)	V komulatif	Q (m ³ /det)	V (m ³)	V komulatif	
1	0.00	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0	
2	0.10	6	360	4.341	2.171	2604.81	2604.81	3.5	2100	2100	504.81
3	0.20	12	720	8.683	6.512	5209.62	7814.44	8.5	5100	7200	614.44
4	0.30	18	1080	13.024	10.853	7814.44	15628.87	12.5	7500	14700	928.87
5	0.40	24	1440	17.365	15.195	10419.25	26048.12	17	10200	24900	1148.12
6	0.50	30	1800	21.707	19.536	13024.06	39072.18	17.5	10500	35400	3672.18
7	0.53	31.92	1915.2	23.096	22.401	13857.60	52929.78	17.5	10500	45900	7029.78
8	0.60	36	2160	21.707	22.401	13024.06	65953.84	17.5	10500	56400	9553.84
9	0.70	42	2520	17.365	19.536	10419.25	76373.09	17.5	10500	66900	9473.09
10	0.80	48	2880	13.024	15.195	7814.44	84187.52	17	10200	77100	7087.52
11	0.90	54	3240	8.683	10.853	5209.62	89397.15	17	10200	87300	2097.15
12	1.00	60	3600	4.341	6.512	2604.81	92001.96	5	3000	90300	1701.96
13	1.06	63.84	3830.4	0.000	2.171	0	92001.96	2.8366	1701.96	92001.96	0.00
14	1.10	66	3960	0.000	0	0	92001.96	0	0	92001.96	0.00

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.2 Grafik Pengoperasian Pompa

Rencana pengoprasian pompa air pada saluran Gunungsari sebagai berikut ini :

1. Pada menit ke 6 di oprasikan pompa banjir 3 m³/detik 1 unit dengan tambahan pompa 0.25 m³/detik 2 unit, untuk menyetabilkan debit saluran.
2. Pada menit ke 30 di operasikan maksimal pompa dengan pompa banjir 3 m³/detik 5 unit, pompa banjir 2 m³/detik 1 unit, dan pompa 0.25 m³/detik 2 unit. Untuk mengurangi debit saluran drainase dan mempercepat laju aliran agar semakin cepat debit berkurang dengan bantuan pompa air.
3. Pada menit ke 48 debit saluran berangsur menurun dan pompa berangsur dikurangi untuk oprasinya, sampai pada menit 66 pompa di readykan semua karena debit aliran menurun,

4. Pengoperasian pompa sesuai dengan prosedur dengan mengurangi debit aliran yang datang, kapasitas pompa bisa handle volume yang harus dikendalikan tampungan.
5. Didapatkan volume kapasitas yang dibutuhkan sebesar 9553.84 m³ sedangkan kapasitas tampungan yang ada sebesar 24085 m³, maka tampungan yang ada dapat menampung dengan aman.

