

PERENCANAAN ULANG SALURAN SEKUNDER BABATAN SURABAYA

Fitrandi Firdaus dan Wasis Wardoyo
Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS)
Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya 60111
E-mail : fitrandafirdaus@gmail.com

Abstrak— Kawasan Surabaya Barat terutama daerah Menganti, Babatan UNESA dan Babatan Indah merupakan daerah yang sering terjadi banjir. Hal ini terjadi karena pengalihan tata guna lahan terutama untuk pembangunan pemukiman baru. Pembangunan pemukiman tersebut mengakibatkan limpasan air menuju sistem drainase meningkat dan membuat saluran eksisting tidak dapat menampung air yang mengalir. Terutama di kawasan padat sekitar Saluran Sekunder Babatan.

Untuk itu dilaksanakan perencanaan ulang sistem drainase di wilayah Saluran Sekunder Babatan. Perencanaan ulang diawali dengan pengambilan data kondisi eksisting dan data hujan disaluran. Data kondisi eksisting digunakan untuk mengetahui titik-titik genangan dan kapasitas saluran eksisting. Data hujan digunakan untuk mendapatkan debit inflow yang masuk disaluran. Debit inflow dihitung dengan menggunakan analisa hidrologi sedangkan kapasitas eksisting dihitung menggunakan analisa hidrolika. Disaat kapasitas saluran eksisting melebihi debit yang masuk, maka saluran eksisting tidak bermasalah. Jika kapasitas eksisting kecil dari debit yang masuk, akan ada genangan dan ditanggulangi dengan pembangunan kolam tampung dan perbaikan saluran. Pada analisa awal beberapa saluran eksisting tidak dapat menampung debit yang masuk sehingga dilakukan perbaikan untuk daerah saluran tersier dan penambahan kolam tampung di kawasan sekunder. Perencanaan kolam tampung dilengkapi menggunakan tambahan pompa, dan dalam operasional kolam tampung dilengkapi dengan pintu air.

Dari hasil analisa didapatkan luas kolam tampung yang didesain sebesar 40 m x 400 m x 1.8 m. Kolam tampung juga didesain dilengkapi dengan 2 pompa dengan kecepatan 1 m³/dtk dan 1.5 m³/dtk. Pintu air direncanakan memiliki lebar 2.2 m, tinggi 1.2 m dan tinggi bukaan 0.47 m.

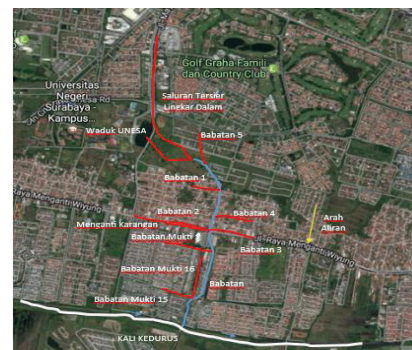
Kata Kunci : drainase, genangan, kolam tampung, pintu air, pompa, saluran eksisting, saluran sekunder babatan

I. PENDAHULUAN

Kawasan Surabaya Barat terutama pada perempatan Jalan Raya Menganti dengan Jalan Raya Babatan UNESA dan Jalan Babatan Indah merupakan daerah yang sering terjadi banjir, hal ini terjadi karena semakin banyak perubahan tata guna lahan untuk pemukiman yang membuat limpasan air menuju saluran drainase meningkat dan tidak dapat menahan debit yang masuk. Saluran Sekunder Babatan memiliki hulu dari Saluran Tersier Lingkar Dalam dan hilir menuju Saluran Primer Kedurus. Banyak saluran drainase yang masuk ke Saluran Sekunder Babatan, mengakibatkan meningkatnya debit limpasan air. Perubahan tata guna lahan untuk pemukiman juga membuat lahan yang digunakan menjadi terbatas, jika kapasitas eksisting tidak sesuai dengan debit yang terjadi maka akan mengakibatkan banjir terutama pada musim penghujan dengan intensitas hujan yang tinggi. Akibatnya terjadi genangan yang tinggi mengakibatkan kerugian di daerah sekitar baik pemukiman maupun kerusakan pada saluran tersebut. Permasalahan banjir yang terjadi jika dibiarkan terus menerus akan merugikan banyak pihak sehingga

diperlukan adanya tindakan terutama pada sistem drainase Saluran Sekunder Babatan, baik tinjauan ulang terhadap Sistem Drainase Master Plan (SDMP) yang sudah ada seperti penambahan fasilitas drainase yang dibutuhkan dalam pengelolaan dengan memperbaiki jaringan drainase yang ada ataupun melakukan pembuatan prasarana drainase seperti penambahan kolam tampung atau penambahan saluran eksisting agar tidak membebani Saluran Sekunder Babatan dan tidak menyebabkan genangan pada kawasan tersebut.

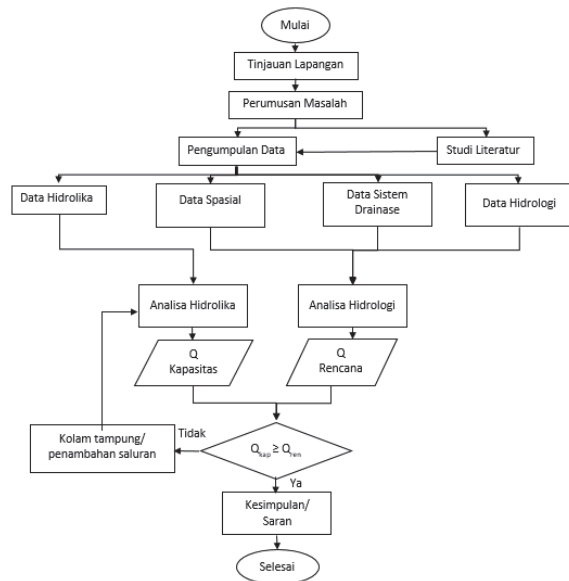
Peta lokasi studi dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Peta Lokasi Studi

II. METODOLOGI

Metode yang digunakan dalam perencanaan ini dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 11. Diagram Alir Metodologi Evaluasi

III. HASIL DAN PEMBAHASAN

A. Analisis Hidrologi

Analisis Hidrologi diperlukan untuk dapat mengetahui secara detail parameter-parameter hidrologi : karakteristik hujan, menganalisis hujan rencana dan analisis debit rencana untuk dapat mengevaluasi saluran drainase.

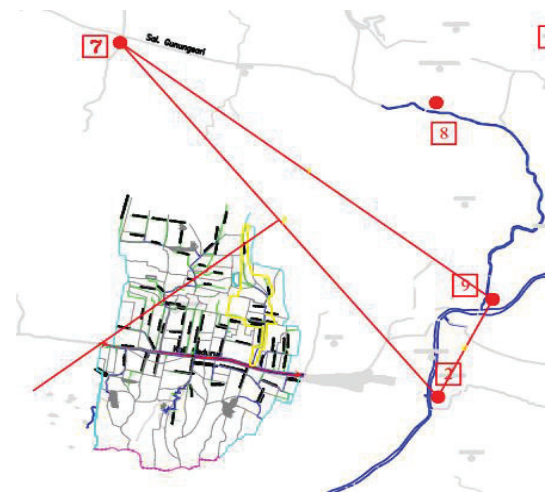
1. Penentuan Hujan Wilayah

Terdapat 4 stasiun hujan yang berpengaruh terhadap kawasan DAS saluran Sekunder Babatan, dan didapatkan 2 stasiun hujan dengan menggunakan metode thiessen^[1], yakni stasiun hujan Hujan Kandangan dan Stasiun Hujan Kebon Agung. Cari nilai koefisien masing-masing stasiun hujan, kemudian cari nilai curah hujan rata-rata maksimum sebagai hasil distribusi hujan. Dapat dilihat pada Tabel 1 dan Gambar 3.

Tabel 1: Curah Hujan Rata-Rata Maksimum

No	Tahun	Total Rmax (mm)
1	2000	98.03
2	2001	121.39
3	2002	192.56
4	2003	103.57
5	2004	69.80
6	2005	82.79
7	2006	117.56
8	2007	92.15
9	2008	107.56
10	2009	77.75
11	2010	124.76

12	2011	81.24
13	2012	83.87
14	2013	70.77
15	2014	78.89
16	2015	62.75



Gambar 3. Polygon Thiessen Penentuan Luas Pengaruh Stasiun

A. Perhitungan Parameter Statistik

Analisis curah hujan maksimum harian rencana menggunakan metode Normal dan metode Gumbel yang dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2: Perhitungan Parameter Statistik Untuk Distribusi Normal dan Gumbel

J. TAHUN	Rmax (X) (mm)	(X- \bar{X})	(X- \bar{X}) ²	(X- \bar{X}) ³	(X- \bar{X}) ⁴
2001	113.1	18.90	357.08	6747.6	127506.93
2012	110.0	15.78	249.10	3931.5	62051.86
2010	109.6	15.44	238.44	3681.8	56852.86
2002	108.7	14.55	211.62	3078.4	44782.28
2000	106.4	12.16	147.91	1798.8	21876.52
2005	102.8	8.56	73.33	627.89	5376.65
2007	98.0	3.83	14.65	56.10	214.76
2011	96.3	2.08	4.32	8.97	18.65
2006	95.1	0.88	0.78	0.68	0.60
2013	91.7	-2.50	6.24	-15.58	38.90
2004	90.8	-3.38	11.40	-38.49	129.98
2014	86.8	-7.36	54.19	-398.89	2936.28
2008	83.3	-10.91	118.96	-1297.4	14150.70
2009	76.1	-18.16	329.95	-5993.3	108867.13
2003	73.1	-21.13	446.64	-9439.3	199491.50
2015	65.5	-28.74	825.98	-23738.7	682250.94
JUMLAH	1507.8	0.00	3090.58	-20990.0	1326546.53

$$X = \frac{1}{16} \times 1507,884 = 94,24 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 3090,58} = 14,354 \text{ mm}$$

$$C_v = \frac{14,354}{94,24} = 0,1523$$

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 14,354^3} \times (-20990,01) = -0,54$$

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3)14,354^4} \times 1326546,53 = 2,93$$

Perhitungan parameter statistik untuk distribusi Log-Pearson Tipe III dan Log Normal dapat dilihat pada Tabel 3.

Tabel 3: Perhitungan Parameter Statistik Untuk Distribusi Log-Pearson Tipe III dan Log Normal

NO.	Tahun	Rmax (X) (mm)	Y=LOG X	(Y- \bar{Y})	(Y- \bar{Y}) ²	(Y- \bar{Y}) ³	(Y- \bar{Y}) ⁴
1	2001	113.14	2.05	0.08	0.0071	0.0006	0.00005
2	2012	110.02	2.04	0.07	0.0052	0.0003	0.00003
3	2010	109.68	2.04	0.07	0.0050	0.0003	0.00003
4	2002	108.79	2.04	0.07	0.0045	0.0003	0.00002
5	2000	106.40	2.03	0.06	0.0033	0.0002	0.00001
6	2005	102.80	2.01	0.04	0.0018	0.0001	0.00000
7	2007	98.07	1.99	0.02	0.0005	0.0000	0.00000
8	2011	96.32	1.98	0.01	0.0002	0.0000	0.00000
9	2006	95.12	1.98	0.01	0.0001	0.0000	0.00000
10	2013	91.74	1.96	-0.01	0.0000	0.0000	0.00000
11	2004	90.86	1.96	-0.01	0.0001	0.0000	0.00000
12	2014	86.88	1.94	-0.03	0.0009	-0.0000	0.00000
13	2008	83.33	1.92	-0.05	0.0023	-0.0000	0.00001
14	2009	76.08	1.88	-0.09	0.0077	-0.0001	0.00006
15	2003	73.11	1.86	-0.11	0.0110	-0.0001	0.00012
16	2015	65.50	1.82	-0.15	0.0233	-0.0003	0.00055
JUMLAH	1507.84	31.51	5.E-15	0.073	5	-0.004	0.00087

$$\bar{Y} = \frac{1}{16} \times 31.51 = 1.97 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 0.07351} = 0.07 \text{ mm}$$

$$C_v = \frac{0.07}{1.97} = 0.0355$$

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 0.07^3} \times -0.00363 = -0.806$$

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3)0.07^4} \times 0.00087 = 3.398$$

Dari parameter-parameter diatas, dipilih jenis distribusi yang sesuai untuk digunakan dalam penelitian ini. Pemilihan jenis distribusi^[2] yang sesuai dapat dilihat pada Tabel 4.

Tabel 4: Pemilihan Jenis Distribusi yang Sesuai

Distribusi	Syarat	Hasil	Kesimpulan
Normal	Cs = 0	-0.54	OK
	Ck = 3	2.93	OK
Gumbel	Cs = 1.139	-0.54	NO
	Ck = 5.402	2.93	NO
Log-Pearson III	Cs = Fleksibel	-0.806	OK
	Ck = 4.466	3.398	NO
Log-Normal	Cs = 0.186	-0.806	NO
	Ck = 3.062	3.398	OK

Pada tabel 4, dapat dilihat bahwa distribusi Normal saja yang dapat digunakan. Kemudian dilakukan uji kecocokan yaitu uji Chi-Kuadrat^[3] dan uji SmirnovKolmogorov untuk menentukan distribusi tersebut cocok untuk digunakan^[4] atau

tidak. Tabel 5 perhitungan Uji chi Square dan tabel 6 perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov.

Tabel 5: Uji Chi-Kuadrat metode Log-Perason III

NO.	Nilai Batas Sub Kelompok	Oi	Ei	(Oi-Ei)	(Oi-Ei) ² /Ei
1	X ≤ 82.183	3	3.2	-0.2	0.0125
2	82.183 < X < 90.65	2	3.2	-1.2	0.45
3	90.65 < X < 97.83	4	3.2	0.8	0.2
4	97.83 < X < 106.3	2	3.2	-1.2	0.45
5	X ≥ 106.3	5	3.2	1.8	1.0125
JUMLAH		16	16	0	2.125

Chi-Kuadrat 2.125 < 5.991 nilai Chi-Kritis (OK)

Tabel 6: Pemilihan Jenis Distribusi yang Sesuai

Xi	M	P(x) = M/(n+1)	P(x<) = 4 = nilai 1 - 3	f(t) = (Xi - Xrt)/S	P'(x) = M/(n-1)	P'(x<) = 7 = nilai 1 - 6	D
65.50	1	0.06	0.94	-2.00	0.07	0.93	0.01
73.11	2	0.12	0.88	-1.47	0.13	0.87	0.02
76.08	3	0.18	0.82	-1.27	0.20	0.80	0.02
83.33	4	0.24	0.76	-0.76	0.27	0.73	0.03
86.88	5	0.29	0.71	-0.51	0.33	0.67	0.04
90.86	6	0.35	0.65	-0.24	0.40	0.60	0.05
91.74	7	0.41	0.59	-0.17	0.47	0.53	0.05
95.12	8	0.47	0.53	0.06	0.53	0.47	0.06
96.32	9	0.53	0.47	0.14	0.60	0.40	0.07
98.07	10	0.59	0.41	0.27	0.67	0.33	0.08
102.80	11	0.65	0.35	0.60	0.73	0.27	0.09
106.40	12	0.71	0.29	0.85	0.80	0.20	0.09
108.79	13	0.76	0.24	1.01	0.87	0.13	0.10
109.68	14	0.82	0.18	1.08	0.93	0.07	0.11
110.02	15	0.88	0.12	1.10	1.00	0.00	0.12
113.14	16	0.94	0.06	1.32	1.07	-0.07	0.13

$$D_0 = 0.13 < D_{\max} = 0.33 \text{ (OK)}$$

Kesimpulan yang didapat pada tabel 5 dan tabel 6 bahwa distribusi Normal dapat digunakan dalam perhitungan hujan rencana dengan nilai hujan rencana 5 tahun sebesar:

$$K_T = 0.84$$

$$X_5 = 94.24 + 0.84 \times 14.354 \text{ mm} = \underline{106.2974 \text{ mm}}$$

B. Analisis Debit

Setelah nilai hujan rencana didapatkan, tahap selanjutnya adalah melakukan analisis debit. Tujuan dari analisis debit untuk menghitung besarnya debit banjir rencana yang terjadi selama periode ulang yang ditentukan yang digunakan dalam evaluasi dan perencanaan kapasitas saluran. Dalam penelitian ini, perhitungan debit banjir menggunakan perhitungan manual.

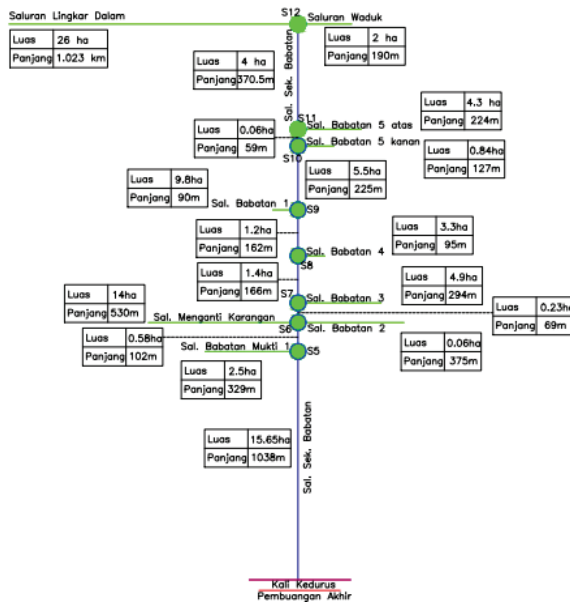
Metode yang digunakan dalam perhitungan debit banjir saluran sekunder Babatan adalah Metode Rasional^[5]. Dalam perhitungan metode ini diperlukan nilai Koefisien pengaliran (C), Intensitas Hujan (I), dan Luas daerah Pengaliran (A). Perhitungan dengan metode rasional hanya digunakan untuk saluran tersier yang memasuki saluran Sekunder Babatan, sedang untuk perhitungan Debit di Saluran Babatan

menggunakan superposisi Hidrograf dari saluran tersier karena jenis aliran merupakan Unsteady Flow. Perhitungan debit saluran tersier dapat dilihat pada Tabel 7.

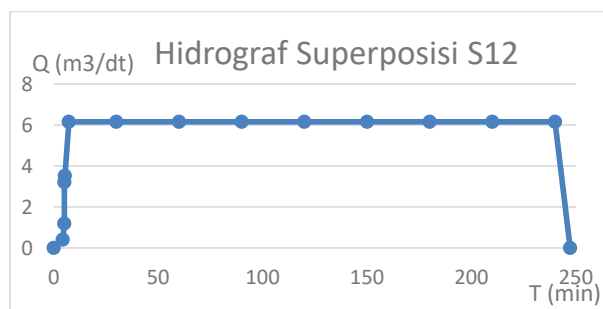
Tabel 7: Perhitungan Debit Metode Rasional

NO.	Saluran yang ditinjau	PERHITUNGAN DEBIT RENCANA 5 TAHUN			
		A (km ²)	C	I (mm/jam)	Q (m ³ /s)
1	Saluran Lingkar Dalam 1	0.12	0.50	190.81	3.21
2	Saluran Lingkar Dalam 2	0.02	0.30	184.4	0.31
3	Saluran Waduk	0.02	0.34	212.42	0.40
4	Saluran Babatan Atas	0.04	0.52	192.53	1.20
5	Saluran Babatan Samping	0.01	0.61	216.55	0.31
6	Saluran Babatan 1	0.098	0.80	197.37	4.28
7	Saluran Babatan 4	0.033	0.80	307.37	2.25
8	Saluran Babatan 3	0.05	0.80	173.32	1.88
9	Saluran Babatan 2	0.01	0.52	157.85	0.18
10	Saluran Babatan Mukti 1	0.14	0.80	115.50	3.61

Setelah menghitung dan mendapatkan Hidrograf satuan tiap inlet saluran Babatan, debit yang masuk di tiap saluran-saluran Babatan (gambar 4) dapat dicari dari superposisi hidrograf antar outlet saluran yang masuk. Gambar 5 merupakan contoh superposisi dari saluran T10 dan saluran T9 (outlet saluran lingkar dalam dan saluran waduk) dengan waktu lama hujan 4 jam. Tabel 8 merupakan rekapitulasi nilai Debit saluran Babatan.



Gambar 4. Skema Jaringan Saluran Sekunder Babatan



Gambar 5. Hidrograf Superposisi S12
Tabel 8: Perhitungan Debit Metode Rasional

NO.	Saluran	PERHITUNGAN DEBIT RENCANA 5 TAHUN			
		A (km ²)	C	I (mm/jam)	Q (m ³ /s)
1	S12	0.20	0.43	144.34	11.46
2	S11	0.04	0.52	127.40	12.57
3	S10	0.06	0.77	104.47	14.12
4	S9	0.11	0.80	101.27	18.70
5	S8	0.05	0.79	97.79	20.75
6	S7	0.051	0.80	97.46	25.52
7	S6	0.126	0.96	95.06	29.33
8	S5	0.08	0.76	85.71	30.83
9	S4	0.01	0.59	63.74	30.90
10	S3	0.04	0.80	63.00	31.46
11	S2	0.01	0.54	62.79	31.51
12	S1	0.05	0.54	61.13	31.93

B. Analisis Hidrolika

Analisis Hidrolika ialah analisis kapasitas penampang saluran terhadap debit banjir yang terjadi. Dalam penelitian ini, analisis hidrolika diperlukan untuk mengevaluasi saluran eksisting Babatan. Data pada analisis ini menggunakan data sekunder saluran dengan dicocokkan terhadap kondisi di lapangan.

1. Perhitungan Debit Hidrolika

Tabel 9 merupakan rekapitulasi perhitungan debit hidrolika.

Tabel 9: Perhitungan Debit Saluran Eksisting Babatan

No	Saluran	A m ²	P m	R m	n	v m/s	Q hidrolika m ³
1	T1	2.8	9.6	0.29	0.012	0.580	1.624
2	T2	0.24	1.4	0.17	0.015	0.907	0.218
3	T3	1.125	2.92	0.38	0.015	0.951	1.070
4	T4	0.24	1.4	0.17	0.015	0.430	0.103
5	T5	0.24	1.4	0.17	0.015	2.141	0.514
6	T6	0.69	2.24	0.31	0.015	5.826	4.024
7	T7	1.125	2.92	0.38	0.015	1.399	1.574
8	T8	1.125	2.92	0.38	0.015	2.992	3.366
9	T9	1.267	3.12	0.4	0.015	5.744	7.276
10	T10	1.3	3.13	0.41	0.015	4.904	6.375
11	T11	1.125	2.92	0.38	0.015	4.310	4.849
12	S1	10.5	8.9	1.2	0.015	4.9	52.6
13	S2	10.5	8.9	1.2	0.015	5.2	54.2
14	S3	10.5	8.9	1.2	0.015	5.3	55.5
15	S4	8.2	8.1	1	0.015	3.3	27.3
16	S5	8.2	8.1	1	0.015	3.7	30.1
17	S6	8.2	8.1	1	0.015	5.3	43.2
18	S7	14.8	10.86	1.4	0.012	7.7	114.5
19	S8	8.4	8.3	1	0.012	7.3	61.0
20	S9	8.4	8.3	1	0.012	4.7	39.7
21	S10	8.4	8	1.5	0.012	1.2	9.9
22	S11	1.3	3.1	0.4	0.015	0.7	0.9
23	S12	1.3	3.1	0.4	0.015	2.4	2.9

2. Evaluasi Saluran Sekunder Babatan

Dari perhitungan di atas didapat nilai Q hidrologi dan Q hidrolika eksisting saluran sekunder Babatan. Sehingga perhitungan evaluasi dapat dilakukan dengan membandingkan debit manakah yang lebih besar, apakah Q hidrolika eksisting atau Q hidrologi. Jika nilai Q hidrolika lebih besar

dari nilai Q hidrologi maka penampang dapat menampung debit yang masuk. Sebaliknya apabila Q hidrologi yang lebih besar dari nilai Q hidrolika, maka penampang saluran eksisting tidak dapat menampung debit yang masuk dan dibutuhkan perencanaan saluran baru atau solusi lain untuk menampung debit di saluran sekunder Babatan. Hasil evaluasi dapat dilihat pada Tabel 10.

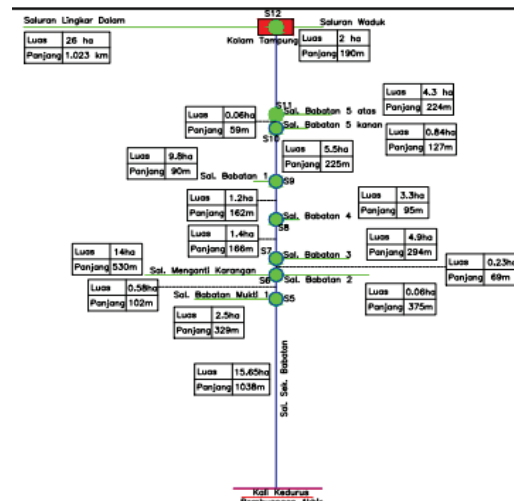
Tabel 10: Perhitungan Evaluasi saluran Sekunder Babatan

No.	Saluran	Q (debit)(m ³ /det)		
		Hidrolika	Hidrologi	delta
1	T1	1.624	0.624	1.00
2	T2	0.218	3.505	-3.29
3	T3	1.070	0.153	0.92
4	T4	0.103	1.035	-0.93
5	T5	0.514	2.110	-1.60
6	T6	4.024	4.276	-0.24
7	T7	1.574	0.308	1.27
8	T8	3.366	1.191	2.17
9	T9	7.276	0.402	6.87
10	T10	6.375	6.432	-0.06
11	T11	4.849	3.209	1.64
12	S1	51.592	31.93	19.661
13	S2	54.222	31.51	22.711
14	S3	55.501	31.46	24.042
15	S4	27.337	30.90	-3.565
16	S5	30.072	30.83	-0.755
17	S6	43.176	29.33	13.848
18	S7	114.451	25.52	88.926
19	S8	61.055	20.75	40.301
20	S9	39.751	18.70	21.047
21	S10	9.997	14.12	-4.125
22	S11	0.881	12.57	-11.689
23	S12	2.963	11.46	-8.494

Dari tabel diatas dapat disimpulkan bahwa beberapa penampang saluran sekunder Babatan *tidak dapat* menampung debit yang dikeluarkan oleh ketiga kawasan.

3. Analisis Hidrolika Tahap Perencanaan

Pada tahap perencanaan sistem drainase Babatan, dapat dilihat pada skema Gambar 6, adanya tambahan kolam tampung untuk menampung debit dari saluran sekunder Babatan sebesar 1 m³/det. Jadi kawasan Babatan perlu untuk mengontrol debit yang masuk kedalam saluran Sekunder Babatan.



Gambar 6. Skema Jaringan Saluran Sekunder Babatan

Pada tahap perencanaan ini, saluran tersier Babatan tidak langsung memasuki saluran Sekunder Babatan melainkan masuk kedalam saluran yang akan di tampung terlebih dahulu di kolam tampung lalu dikeluarkan ke Sekunder Babatan.

4. Evaluasi Saluran Sekunder Babatan

Perencanaan kolam tampung dilakukan sebagai salah satu solusi penyelesaian banjir yang terjadi pada saluran Sekunder Babatan yang belum dapat menampung debit banjir rencana. Luas kolam tampung yang direncanakan seluas 16000 m² dengan kedalaman 1.8 meter + tinggi jagaan 0.2 meter. Perhitungan volume kolam tampung dapat dilihat pada Tabel 12.

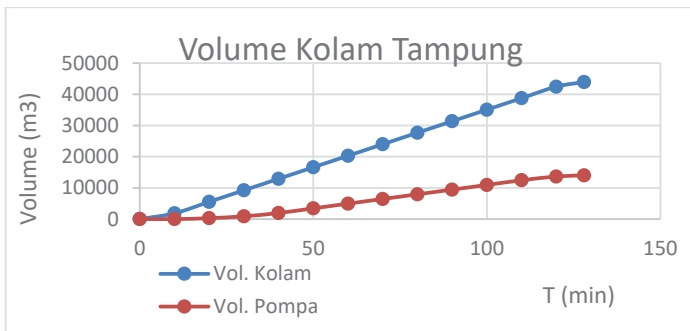
Tabel 12: Perhitungan Volume Limpasan Pada Kondisi Td= 2jam

t (menit)	Inflow			Kolam Tampung	
	Q inflow (m ³ /dt)	V inflow (m ³)	V kumulatif (m ³)	V kolam (m ³)	H air (m)
0	0	0	0	0	0
10	6.15	1845.6	1845.6	1845.6	0.12
20	6.15	3691.2	5536.8	5536.8	0.35
30	6.15	3691.2	9228	9228	0.58
40	6.15	3691.2	12919.2	12919.2	0.82
50	6.15	3691.2	16610.4	16610.4	1.05
60	6.15	3691.2	20301.6	20301.6	1.28
70	6.15	3691.2	23992.8	23992.8	1.52
80	6.15	3691.2	27684	27684	1.75
90	6.15	3691.2	31375.2	31375.2	1.99
100	6.15	3691.2	35066.4	35066.4	2.22
110	6.15	3691.2	38757.6	38757.6	2.45
120	6.15	3691.2	42448.8	42448.8	2.69
128	0.00	1476.48	43925.28	43925.28	2.78

Dengan menggunakan kolam tampung diperlukan kedalaman kolam tampung sebesar 2.8 meter, karena kondisi tanah didesain kolam tampung

hanya dapat dibangun dengan kedalaman 2 m, sehingga direncanakan kolam tampung kedalaman 2 meter dengan jagaan 0.2 m. Volume yang bisa ditampung adalah $16000 \text{ m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 28800 \text{ m}^3$, dengan desain bahan kedap air sehingga tidak dipengaruhi air tanah. Sebab volume kolam tampung < Volume limpasan, maka dibutuhkan tambahan pompa.

Pengoperasian pompa dimulai saat menit ke 20 untuk pompa 1 ($1 \text{ m}^3/\text{dt}$) dan menit ke 40 untuk pompa ke 2 ($1.5 \text{ m}^3/\text{dt}$). Gambar 7 memperlihatkan volume yang dikeluarkan oleh pompa hingga tinggi air di kolam mencapai 1.87 m.



Gambar 7. Grafik Volume Tampungan dan Volume Pompa

Untuk mengeluarkan air dari kolam tampung maka direncanakan menggunakan pintu air. Pintu air akan dibuka apabila muka air di luar kawasan lebih rendah dari elevasi pintu air yaitu +12.278.

$$Q = \mu a b \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (1)$$

Q = debit (digunakan debit yang diizinkan dari kolam)

μ = koefisien debit (0.8)

a = tinggi bukaan pintu (m)

b = lebar pintu (m)

g = percepatan gravitasi ($9.8 \text{ m}/\text{det}^2$)

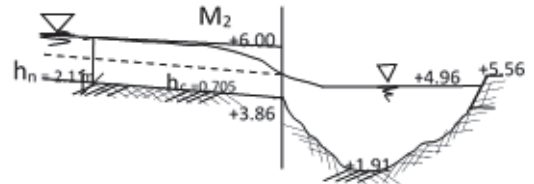
h = Beda tinggi muka air (m)

Tinggi bukaan pintu^[6] adalah sebesar 0.47 meter

5. Profil Muka Air Hilir Saluran Babatan

Perhitungan profil muka air diperlukan untuk mengetahui apakah terjadi *backwater* di hilir saluran Sekunder Babatan atau tidak. Hal tersebut dapat diketahui dari perbedaan elevasi muka air antara hulu saluran Kali Kedurus dengan hilir saluran Sekunder Babatan. Dari hasil perhitungan perencanaan dimensi saluran Sekunder Babatan, didapat elevasi Muka Air hilir nya +6.240 dan elevasi dasar salurannya +4.1. Dan dari hasil data saluran kali kedurus didapat elevasi dasar saluran +2.15 dengan elevasi muka air +5.2. Beda elevasi Muka Air antara hilir saluran Sekunder Babatan

dan Kali kedurus adalah 1.95 meter (Gambar 4.18). Jadi tidak ada *backwater* pada perencanaan dimensi saluran Sekunder Babatan.



Gambar 8. Profil Muka Air di Hilir Saluran Sekunder Babatan

IV. KESIMPULAN

1. Dari hasil perhitungan diketahui bahwa kondisi eksisting saluran Sekunder Babatan tidak dapat menampung debit aliran air hujan yang terjadi, itu terbukti dimana ada beberapa titik saluran tidak dapat menampung debit air yang masuk dan membuat genangan.
2. Kapasitas Saluran Sekunder Babatan yang dibutuhkan agar dapat menampung debit yang masuk ke saluran yaitu saluran S1 sebesar $31.93 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S2 sebesar $31.51 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S3 sebesar $31.46 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S4 sebesar $30.90 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S5 sebesar $30.83 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S6 sebesar $29.33 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S7 sebesar $25.52 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S8 sebesar $20.75 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S9 sebesar $18.70 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S10 sebesar $14.12 \text{ m}^3/\text{dtk}$, saluran S11 sebesar $12.57 \text{ m}^3/\text{dtk}$, dan saluran S12 sebesar $11.46 \text{ m}^3/\text{dtk}$,
3. Penanganan yang dilakukan untuk mengatasi luapan air di saluran sekunder babatan adalah dengan memberikan normalisasi dan pelebaran pada saluran tersier dan menambahkan kolam tampung dengan kapasitas tampung 16000 m^3 dengan kedalaman 1.8 dan tambahan pintu serta 2 pompa dengan kapasitas $1 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dan $1.5 \text{ m}^3/\text{dtk}$.

DAFTAR PUSTAKA

[1] Triatmodjo, Bambang. 2014. Hidrologi Terapan. Cetakan keempat. Yogyakarta: Beta Offset Yogyakarta.

[2] Sri Harto Br. 1993. Analisis Hidrologi. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.

[3] Soewarno. 1995. Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data. Bandung: NOVA.

[4] Suripin. 2004. Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan. Yogyakarta : ANDI OFFSET

[5] Sofia, Fifi. 2006. Modul Drainase. Surabaya

- [6] Soemarto. CD. 1999. Hidrologi Teknik.
Jakarta : Erlangga