

Pengembangan Kolam Retensi Dalam Upaya Mereduksi Banjir Kali Jeroan Kabupaten Madiun

Alfath Tawakkal, Hendra Wahyudi, Dwi Indriyani*, Akhmad Yusuf Zuhdy

Program Studi Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, Indonesia

Email: *d.indriyani@ce.its.ac.id

Abstract

Flood is a condition where water cannot be accommodated in a channel or blockage of water flow in the sewer. High rainfall and accompanied by changes in land use systems can increase the surface runoff water that flows quickly, causing flooding. Daerah Aliran Sungai (DAS), is included in the Madiun Regency, East Java Province. Jeroan River is a tributary of the Bengawan Solo River, the upstream of the Jeroan River is located in Saradan District and its downstream is located in Balerejo Village, which meets the Bengawan Solo River. The length of the Jeroan River is ± 34.84 km and has a watershed area of 314.34 km². The discharge that can be accommodated by the river is 179.73 m³/sec. Next, normalization is planned along STA 276 – 232 with $b = 15$ m, $h = 8$ m and $m = 1$ and normalization along STA 228 – 0 with $b = 20$ m, $h = 8$ m and $m = 1$ with a discharge that can be accommodated by the river. of 226.82 m³/sec. After normalization, the discharge that passed through the river was still not fully accommodated into the river, based on calculations using the Nakayashu HSS method, the discharge with a 25 year return period was 461.20 m³ for the Jeroan watershed. Furthermore, treatment is carried out with 2 retention ponds, a retention pond is planned with a capacity of $839,310.12$ m³ for retention pond 1 and $535,096.03$ m³ for retention pond 2, with a retention pond area of $111,908$ m² for retention pond 1 and $76,442$ m² for ponds. retention 2. Meanwhile, the planned sluice gate uses 2-unit weir gates in each retention pond with a reduced discharge by handling the retention pond of 80.16 m³/sec or about 17%.

Keywords: Flood, Normalization, Retention Pond

Abstrak

Banjir merupakan kondisi dimana air tidak dapat ditampung di sebuah saluran atau sumbatan aliran air di saluran pembuangan. Tingginya curah hujan dan disertai perubahan sistem tata guna lahan dapat meningkatkan permukaan air limpasan yang mengalir dengan cepat, sehingga menyebabkan banjir. Daerah Aliran Sungai (DAS) Jeroan, termasuk dalam wilayah Kabupaten Madiun, Provinsi Jawa Timur. Sungai Jeroan merupakan anak dari Sungai Bengawan Solo, hulu Sungai Jeroan terletak di Kecamatan Saradan dan hilirnya terletak di Desa Balerejo, yang bertemu dengan Sungai Bengawan Solo. Panjang Sungai Jeroan $\pm 34,84$ km dan mempunyai luas DAS $314,34$ km². Debit yang dapat ditampung sungai adalah sebesar $179,73$ m³/dt. Selanjutnya direncanakan normalisasi, sepanjang STA 276–232 dengan $b = 15$ m, $h = 8$ m dan $m = 1$ serta normalisasi sepanjang STA 228–0 dengan $b = 20$ m, $h = 8$ m dan $m = 1$ dengan debit yang mampu ditampung sungai sebesar $226,82$ m³/dt. Setelah dilakukan normalisasi, debit yang melewati sungai tersebut masih belum tertampung seluruhnya ke dalam sungai, berdasarkan perhitungan dengan menggunakan metode HSS Nakayashu, didapatkan debit dengan kala ulang 25 tahun sebesar $461,20$ m³ untuk DAS Jeroan. Selanjutnya dilakukan penanganan dengan 2 buah kolam retensi, direncanakan kolam retensi dengan kapasitas sebesar $839.310,12$ m³ untuk kolam retensi 1 dan $535.096,03$ m³ untuk kolam retensi 2, dengan luas area kolam retensi sebesar 111.908 m² untuk kolam retensi 1 dan 76.442 m² untuk kolam retensi 2. Sedangkan untuk pintu air yang direncanakan menggunakan pintu bendung sebanyak 2-unit pada tiap kolam retensi dengan debit yang tereduksi dengan penanganan kolam retensi adalah sebesar $80,16$ m³/dt atau sekitar 17%.

Kata Kunci: Banjir, Kolam Retensi, Normalisasi

1. Pendahuluan

Banjir di daerah perkotaan dan pesisir yang diakibatkan hujan deras dan tinggi pasang air laut, saat ini menjadi perhatian utama. Demikian pula halnya di Indonesia, fenomena banjir yang disebabkan oleh curah hujan tinggi dan pasang air laut di daerah aliran sungai yang bermuara di laut seringkali terjadi dan semakin meningkat kejadiannya [1]. Hal tersebut juga terjadi di Sungai Jeroan yang berada di Kabupaten Madiun. Sungai Jeroan memiliki luas DAS Sebesar 314,34 km² dengan panjang Sungai utama 34,84 km. Bencana banjir di DAS Jeroan terjadi hampir setiap tahun dan semakin meningkat frekuensi kejadiannya dalam setahun serta tak jarang menyebabkan kerugian ekonomi dan korban jiwa.

Sungai Jeroan merupakan salah satu anak Sungai Madiun yang ada di wilayah Kabupaten Madiun. Usaha-usaha pemerintah untuk meningkatkan kenyamanan daerah agar terbebas dari suatu bencana tanah longsor dan banjir sudah banyak dilakukan diantaranya dengan normalisasi Sungai Jeroan, seperti penelitian sebelumnya [2], pembuatan tanggul, parapet, pemasangan merusak lahan pertanian serta menghanyutkan permukiman penduduk khususnya di bagian hilir Sungai Jeroan. Dimana kejadian banjir ini juga didukung oleh lokasi terjadinya genangan air yang berada di pertemuan Sungai yaitu Sungai Madiun dan Sungai Jeroan. Sungai Madiun juga mempengaruhi Sungai Jeroan terutama pada musim hujan yang mengakibatkan meluapnya Sungai Jeroan akibat terjadinya air pasang dari Sungai Madiun.

Oleh sebab itu, dibutuhkan upaya penanganan dalam mengatasi permasalahan yang ada di Sungai Jeroan, yakni berupa normalisasi Sungai dan pembuatan Kolam Retensi sebagai tampungan air sehingga diharapkan dengan adanya upaya ini dapat mengendalikan banjir yang terjadi di Sungai Jeroan.

2. Metode

Perhitungan dalam penelitian ini, memiliki beberapa tahap yang terdiri dari:

2.1 Analisis Hidrologi

Untuk menyelesaikan persoalan banjir sangat berhubungan dengan aspek hidrologi khususnya masalah hujan sebagai sumber air yang mengalir pada DAS Kali Jeroan dan limpasan sebagai akibat kondisi eksisting kali yang tidak dapat menampung debit yang lewat sehingga analisa hidrologi diperlukan untuk mengetahui debit pengaliran. Besar debit yang dipakai sebagai dasar perencanaan adalah debit hujan rencana.

2.2 Analisa Curah Hujan Rencana

Data hujan yang diperoleh dari stasiun hujan merupakan hujan yang terjadi pada 1 titik saja/*point rainfall* [3]. Untuk perhitungan hidrologi dibutuhkan data hujan pada kawasan yang ditinjau sehingga dibutuhkan beberapa stasiun hujan yang akan diubah menjadi curah hujan wilayah.

a. Thiessen Poligon

Dalam analisa ini perhitungan *area rainfall* menggunakan metode *Polygon Thiessen*. Hal ini disebabkan kondisi stasiun hujan yang tidak merata. Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini adalah sebagai berikut [4]:

- Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah.
- Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan
- Topografi daerah tidak diperhitungkan.
- Stasiun hujan tidak tersebar merata

$$\bar{R} = \frac{A_1 \times R_1 + A_2 \times R_2 + \dots + A_n \times R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (1)$$

dengan

R = Hujan rata-rata daerah (mm)

R_n = Hujan pada pos penakar hujan (mm)

A_n = Luas daerah pengaruh pos penakar hujan (km^2)

b. *Aritmatic Mean*

Biasanya cara ini dipakai pada daerah yang datar dan banyak stasiun penakar hujan dan dengan anggapan bahwa daerah tersebut sifat curah hujannya seragam. Cara ini digunakan apabila Pemeriksaan uji kesesuaian dapat dilakukan dengan uji *Chi Square* dan uji *Smirnov - Kolmogorov* [5].

- Daerah tersebut berada pada daerah yang datar
- Penempatan alat ukur tersebar merata
- Variasi curah hujan sedikit dari harga tengahnya

Cara penghitungannya sebagai berikut :

$$R = \frac{1}{n} + (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n \text{ atau } R) \quad (2)$$

dengan

R = Tinggi hujan rata-rata daerah aliran (mm)

$R_1 R_2 R_3 \dots R_n$ = Tinggi hujan masing-masing stasiun (mm)

n = Banyaknya stasiun

Hal ini disebabkan kondisi stasiun hujan yang tidak merata. Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini adalah sebagai berikut.

- Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah.
- Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan
- Topografi daerah tidak diperhitungkan.
- Stasiun hujan tidak tersebar merata

2.3 Analisis Distribusi Curah Hujan

Analisis Distribusi Curah Hujan Perhitungan curah hujan rancangan dalam kajian ini menggunakan metode *Log Pearson Type III* dan *Gumbel*. Dari kedua metode tersebut akan ditentukan metode terpilih dengan persamaan sebagai berikut [5].

a. *Metode Log Pearson Type III*

Distribusi Pearson Tipe III digunakan apabila nilai CS tidak memenuhi untuk Distribusi Gumbel maupun Distribusi Normal. Tiga parameter yang paling penting dalam Log Pearson Tipe III yaitu harga rata-rata, simpangan baku dan koefisien kemencengan [6]. Dengan persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + k (\overline{S\text{Log } X}) \quad (3)$$

dengan

$\text{Log } X$ = nilai logaritma curah hujan rencana (mm)

$\overline{\text{Log } X}$ = nilai rata-rata logaritma dari curah hujan maksimum tahunan (mm)

$\overline{S\text{Log } X}$ = nilai deviasi standar dari $\text{Log } X$

k = karakteristik dari distribusi *Log Pearson Type III*

b. *Metode Gumbel*

Distribusi Gumbel digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekuensi banjir. Distribusi Gumbel mempunyai koefisien kemencengan (*Coeffisien of skwenes*) atau $CS = 1,14$. Dalam perhitungan, rumus yang dipakai untuk metode distribusi Gumbel adalah :

$$X = \bar{X} + sd.K \quad (4)$$

dengan

\bar{X} = harga rerata sampel

sd = simpangan baku sampel

K = faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (5)$$

dengan

Y_t = *Reduced variate* sebagai fungsi periode ulang T

Y_n = *Reduced mean* sebagai fungsi dari banyaknya n data (Tabel Y_n)

S_n = *Reduced standar deviasi* sebagai fungsi dari banyaknya n data (Tabel S_n)

2.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian dapat dilakukan dengan uji *Chi Square* dan uji *Smirnov Kolmogorov*.

a. *Uji Chi Square*

Uji Chi-Kuadrat untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang di analisis. Pengambilan keputusan uji ini disebut dengan Uji Chi-Kuadrat karena menggunakan parameter X^2 Dapat dihitung dengan persamaan [5].

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (6)$$

dengan

X^2 = Harga Chi-Kuadrat hitungan

G = Jumlah sub kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan data pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

b. *Uji Smirnov Kolmogorov*

Digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi secara horizontal dari probabilitas. Pengujian ini dilakukan dengan cara membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dengan sebaran teoritis [4]. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$D = \text{maksimum} | P(X_m) - P'(X_m) | \quad (7)$$

dengan

D = selisih terbesar antara peluang pengamatan dan peluang teoritis

$P(X_m)$ = peluang pengamatan.

$P'(X_m)$ = peluang teoritis dari persamaan distribusi yang dipakai.

2.5 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran merupakan hasil perbandingan antara jumlah hujan yang mengalir sebagai limpasan diatas permukaan tertentu dan tertangkap di titik yang ditinjau dengan jumlah hujan yang jatuh ke bumi atau curah hujan. Untuk menentukan harga koefisien pengaliran dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$C_{gab} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A} \quad (8)$$

dengan

C_{gab} = koefisien pengaliran rata-rata

A_i = luas masing-masing tata guna lahan

C_i = koefisien pengaliran masing-masing tata guna lahan

A = luas tata guna lahan keseluruhan

2.6 Intensitas Hujan

Data yang digunakan untuk menghitung intensitas curah hujan adalah curah hujan jangka pendek yang dinyatakan dalam intensitas per jam yang disebut intensitas curah hujan (mm/jam) [5]. Besarnya intensitas curah hujan itu berbeda-beda yang disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya. Untuk mengestimasi intensitas curah hujan, dalam perencanaan ini biasanya digunakan salah satu dari rumus sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3} \quad (9)$$

dengan

I = Intensitas Hujan (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan harian rata-rata pada periode ulang tertentu (mm)

2.7 Debit Banjir Rancangan

Pada kajian ini debit banjir dihitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik *Nakayashu*. *Nakayashu* menurunkan rumus hidrograf satuan sintetik berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian pada beberapa sungai [5]. Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left(\frac{A \cdot R_o}{0,3 T_p + T_{0,3}} \right) \quad (10)$$

dengan

Q_p = debit puncak banjir (m³/dt/mm)

A = luas daerah aliran sungai (sampai ke *outlet*) (km²)

R_o = curah hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf satuan (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai debit menjadi 30 % dari debit puncak hidrograf satuan (jam)

2.8 Penentuan Nilai α (alfa)

Pada analisis menggunakan metode HSS Nakayasu diperlukan parameter α (alfa). Parameter α (alfa) merupakan karakteristik dari suatu DAS. Kriteria parameter α (alfa) pada HSS nakayasu adalah :

$\alpha = 2,0 \Rightarrow$ Pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \Rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

$\alpha = 3,0 \Rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat

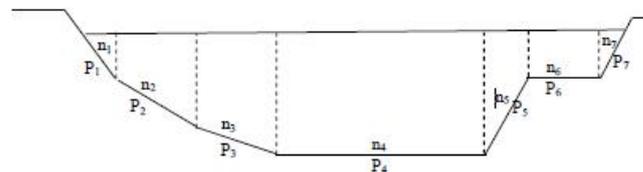
Cara mendapatkan nilai α (alfa) yang sesuai dengai karakteristik DAS maka perlu dilakukan kalibrasi dengan kondisi dan data dari lokasi studi (data debit). Dilakukan dengan coba-coba nilai α

hingga total volume hidrograf satuan metode *Nakayasu* sama dengan total volume hidrograf satuan pengamatan dan memiliki selisih nilai Q_p terkecil.

Ketepatan nilai parameter α (alfa) diharapkan dapat membantu dalam analisis banjir rancangan, sehingga dalam perencanaan desain bangunan air dapat efektif dan efisien.

2.9 Analisis Kapasitas Aliran Sungai

Pada saluran sederhana, kekasaran sepanjang keliling basah dapat dibedakan dengan jelas pada setiap bagian keliling basah, tetapi kecepatan rata-rata dapat dihitung dengan rumus aliran seragam tanpa harus membagi-bagi penampang tersebut. Misalnya suatu saluran persegi panjang dengan dasar kayu dan dinding kaca akan memiliki nilai-nilai n yang berbeda untuk dasar dan dindingnya. Rumus *manning* untuk saluran semacam ini, kadang-kadang perlu menghitung nilai n ekuivalen untuk keseluruhan keliling basah dan memasukan nilai ekuivalen ini untuk menghitung aliran bagi seluruh penampang. Untuk penentuan kekasaran ekuivalen, luas basah dimisalkan dibagi menjadi N bagian dengan keliling basah masing-masing indeks $P_1, P_2, P_3, \dots, P_N$ dan koefisien kekasaran $n_1, n_2, n_3, \dots, n_N$ [7]. Untuk potongan melintang sungai, dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Potongan Melintang Sungai

Dalam menghitung penampang sungai, perhitungan dilakukan dengan menghitung luasan per pias, dengan rumus yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{P_1 n_1^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + P_3 n_3^{1.5} + P_4 n_4^{1.5}}{P^2} \quad (11)$$

dengan

- P_1, P_2, \dots, P_N = Keliling basah pias 1, pias 2 dan pias N
- P = Keliling Basah Total = $P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_N$
- n = Koefisien *Manning* ekuivalen
- n_1, n_2, \dots, n_N = Koefisien kekasaran *manning* seksion 1, 2 dan N

2.10 Kecepatan Aliran

Untuk memperhitungkan kecepatan aliran dalam perhitungan kapasitas saluran yang direncanakan, digunakan rumus kecepatan *manning* sebagai berikut [5].

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (12)$$

dengan

- V = Kecepatan rata-rata dalam saluran (m/det)
- n = Koefisien kekasaran dinding saluran
- R = Jari-jari hidrolis (m)
- I = Kemiringan dasar saluran

2.11 Pintu Air

Debit yang melewati pintu air hidrolik dihitung dengan rumus sebagai berikut [8].

$$Q = C \times L \times h \sqrt{2 \times g \times y_1} \quad (13)$$

dengan

C = koefisien berdasarkan geometri struktur dan pada kedalaman hulu dan hilir.

L = panjang pintu (m)

h = tinggi bukaan pintu (m)

y_1 = kedalaman aliran hulu (m)

g = gravitasi (m/s)

2.12 Kolam Retensi

Fungsi dari kolam retensi adalah untuk menggantikan peran lahan resapan yang dijadikan lahan tertutup/perumahan/perkantoran maka fungsi resapan dapat digantikan dengan kolam retensi. Fungsi kolam ini adalah menampung air hujan langsung dan aliran dari sistem untuk diresapkan ke dalam tanah. Sehingga kolam retensi ini perlu ditempatkan pada bagian yang terendah dari lahan. Jumlah, volume, luas dan kedalaman kolam ini sangat tergantung dari berapa lahan yang dialihfungsikan menjadi kawasan permukiman [4].

Kolam retensi memiliki beberapa tipe yakni antara lain:

- Kolam retensi di samping badan sungai.
- Kolam retensi di dalam badan sungai.
- Kolam retensi tipe *storage* memanjang.

3. Hasil dan Pembahasan

3.1 Analisis Hidrologi

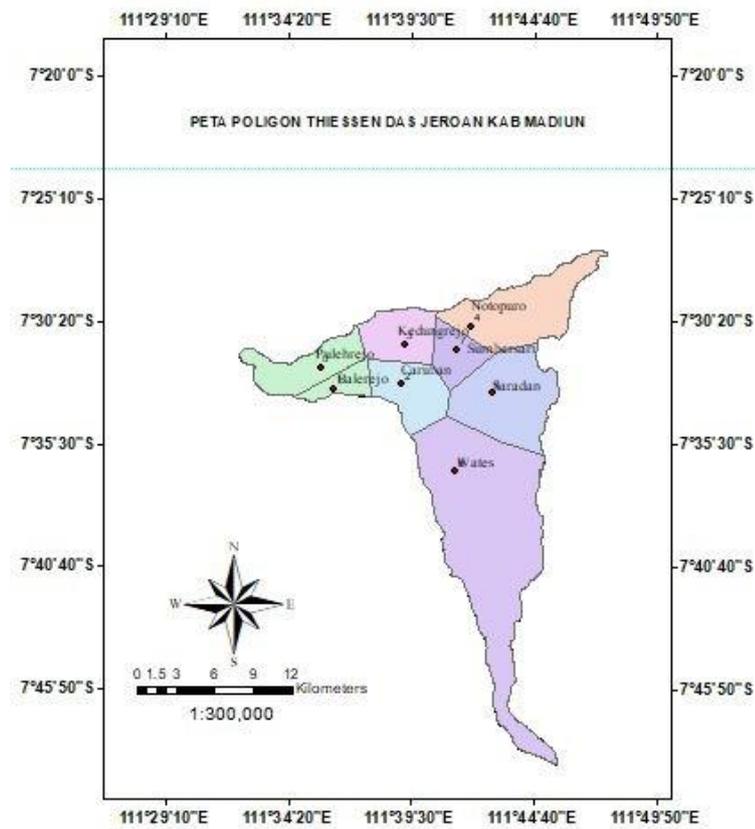
Pada tabel 1, data curah hujan [3] yang digunakan adalah data hujan selama 10 tahun (2008 - 2017) yang merupakan stasiun yang berfungsi untuk pengamatan. Dengan berdasarkan luasan dari *polyon thiessen*, maka dapat diketahui tiap luasan daerah pos hujan yang terdapat di DAS Jeroan dan perhitungan curah hujan rata-rata, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.

Tabel 1. Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Tahun	balerejo	caruban	saradan	pulehrejo	sumpersari	wates	notopuro	kedungrejo	Jumlah	Rata-rata
2008	97	75	111	85	180	57	129	67	801.000	100.125
2009	83	95	108	115	125	93	108	73	800.000	100.000
2010	82	118	114	125	130	87	93	96	845.000	105.625
2011	72	147	118	85	125	76	69	48	740.000	92.500
2012	60	62	91	60	130	91	52	46	592.000	74.000
2013	70	100	116	146	125	85	130	63	835.000	104.375
2014	98	75	87	80	125	106	113	30	714.000	89.250
2015	87	78	118	93	143	78	109	67	773.000	96.625
2016	98	96	146	115	135	102	110	132	934.000	116.750
2017	93	95	132	108	105	95	98	113	839.000	104.875

Sumber: Hasil Analisis

Metode yang digunakan dalam kajian ini adalah Gumbel dengan pertimbangan bahwa distribusi ini lebih fleksibel karena tidak mempunyai batasan koefisien keopencengan (*skewness*) maupun koefisien puncak (*kurtosis*). Hasil analisis curah hujan [9] rancangan ditampilkan pada Tabel 2, dengan menggunakan Persamaan 1–2. Waktu curah hujan sangat mempengaruhi besar kecilnya intensitas hujan karena besarnya intensitas hujan yang berbeda-beda. Untuk menghitung intensitas hujan dapat menggunakan Persamaan 9, sebagai berikut, selengkapnya terdapat pada Tabel 3 dan kurva intensitas hujan dapat dilihat pada Gambar 3. Selanjutnya, dilakukan pengujian kepada masing-masing distribusi menggunakan metode *Smirnov-Kolmogorov* dan *Chi-Square* seperti yang dapat dilihat pada Tabel 4.

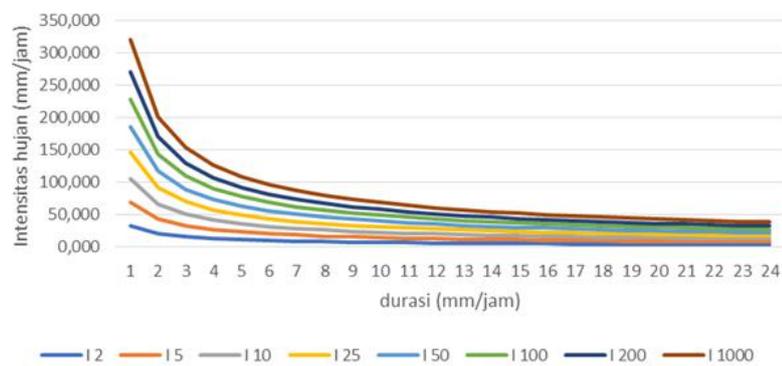


Gambar 2. Pembagian Pos Hujan dengan Metode Poligon Thiessen

Tabel 2. Curah Hujan Rancangan

Periode Ulang	s	Log xi	K	Log R	R (mm)
2	0,04	1,98	0,017	1,98	95,36
5	0,04	1,98	0,736	2,01	102,61
10	0,04	1,98	1,270	2,03	108,35
25	0,04	1,98	1,761	2,06	113,91
50	0,04	1,98	2,000	2,07	116,72
100	0,04	1,98	2,252	2,08	119,76
500	0,04	1,98	2,428	2,09	121,93
1000	0,04	1,98	3,95	2,15	142,40

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 3. Kurva Intensitas Mononobe

Dapat dilihat pada Tabel 4, bahwa selisih nilai uji kesesuaian pada masing-masing distribusi bervariasi, metode distribusi sebaran curah hujan rancangan yang terpilih adalah metode yang uji kesesuaiannya memiliki selisih nilai terjauh antara parameter hitung dengan parameter kritisnya, atau dengan kata lain distribusi yang memiliki parameter nilai hitung terkecil diantara metode distribusi lainnya (Persamaan 3–5).

Dilanjutkan dengan menghitung debit banjir rancangan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis. HSS yang digunakan dalam studi ini diputuskan untuk menggunakan metode HSS Nakayasu dengan penyesuaian terhadap parameter hitungnya terhadap prinsip-prinsip terjadinya limpasan dari hujan dalam pembuatan hidrograf satuan sintetis. Berikut adalah parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu pada DAS Jeroan. Diketahui data daerah studi :

$$\text{Luas DAS (A)} = 314,34 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 34,84 \text{ km}$$

Tabel 3. Hasil perhitungan intensitas hujan rencana dengan Metode Mononobe

t (jam)	R24							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
60	95.36	102.61	108.35	113.91	116.72	119.76	121.93	142.4
1	33.094	35.611	37.603	39.534	40.509	41.563	42.315	49.418
2	20.843	22.428	23.683	24.899	25.513	26.177	26.651	31.124
3	15.904	17.114	18.071	18.999	19.467	19.974	20.336	23.749
4	13.127	14.126	14.916	15.682	16.068	16.487	16.785	19.603
5	11.312	12.172	12.853	13.513	13.846	14.207	14.464	16.892
6	10.017	10.778	11.381	11.966	12.261	12.58	12.808	14.958
7	9.038	9.725	10.269	10.797	11.063	11.351	11.556	13.496
8	8.268	8.897	9.394	9.877	10.12	10.384	10.572	12.346
9	7.643	8.224	8.685	9.13	9.356	9.599	9.773	11.413
10	7.124	7.666	8.095	8.511	8.721	8.948	9.11	10.639
11	6.686	7.194	7.597	7.987	8.184	8.396	8.549	9.983
12	6.309	6.788	7.168	7.536	7.722	7.923	8.066	9.421
13	5.981	6.435	6.796	7.144	7.321	7.511	7.647	8.931
14	5.692	6.125	6.468	6.8	6.968	7.149	7.278	8.5
15	5.436	5.85	6.177	6.494	6.654	6.827	6.951	8.118
16	5.207	5.603	5.917	6.22	6.374	6.54	6.658	7.776
17	5.001	5.381	5.682	5.974	6.121	6.281	6.394	7.468
18	4.814	5.18	5.47	5.75	5.892	6.046	6.155	7.188
19	4.643	4.996	5.276	5.547	5.684	5.831	5.937	6.934
20	4.487	4.828	5.098	5.36	5.492	5.635	5.737	6.7
21	4.343	4.674	4.935	5.189	5.317	5.455	5.554	6.486
22	4.211	4.531	4.784	5.03	5.154	5.288	5.384	6.288
23	4.088	4.399	4.645	4.883	5.004	5.134	5.227	6.104
24	3.973	4.275	4.515	4.746	4.863	4.99	5.08	5.933

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4. Uji Kecocokan

Jenis Distribusi	Uji Chi - Kuadrat	Uji Smirnov - Kolmogorov
<i>Log Pearson Type III</i>	3.6 < 3.841	0.326 < 0.34
	Diterima	Diterima

Sumber : Hasil Analisis

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi pada keadaan periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, dan 25 tahun, dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap tenggak waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Perhitungan debit banjir rancangan dapat dilihat pada Tabel 5, dengan menggunakan Persamaan 10.

Tabel 5. Debit Banjir Rancangan *inflow* Pada Lokasi Studi

Periode (tahun)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /dt)
2	386,07
5	437,09
10	438,68
25	461,19

Sumber : Hasil Analisis

3.2 Analisis Hidraulika

Koefisien kekasaran *mannig* yang digunakan dalam analisa ini didapat dari melihat kondisi Sungai Jeroan yang terdiri dari saluran alam bersih berkelok dengan koefisien *mannig* 0,04. Selanjutnya, dilakukan perhitungan *full bank capacity* untuk mengetahui seberapa penampang-penampang Sungai tersebut dapat menampung debit tertentu. Pada studi kasus ini nilai debit yang digunakan yaitu debit rencana dari perhitungan yang telah dilakukan pada analisa hidrologi yakni menggunakan Q25 yang telah dibagi per Sub DAS sehingga hasil dari Q hidrologi variatif mengikuti luasan DAS tersebut. Dari perhitungan *full bank capacity* kemampuan sungai dalam menampung debit adalah sebesar 179,73 m³/dt sehingga diperlukan normalisasi dalam upaya meningkatkan kapasitas saluran dalam menampung debit banjir.

Normalisasi direncanakan 2 rencana dimensi yakni dengan $b = 15$ m, $h = 8$, $m = 1$ dengan mendalamkan saluran sebesar 1,5 m dari datum pada STA 352 - 236, dan rencana dimensi $b = 20$, $h = 8$ m, $m = 1$ dengan mendalamkan saluran sedalam 1,5 m dari datum pada STA 232 - 0, sehingga kapasitas saluran dalam menampung debit menjadi sebesar 226,82 m³/dt, namun hal itu masih belum cukup dalam menampung debit banjir yang melewati Sungai Jeroan. (Persamaan 11–13).

Selanjutnya, dilakukan analisis profil muka air [5] untuk mengetahui tinggi muka air yang melimpas pada sungai jeroan. Analisis ini menggunakan metode tahapan langsung, didapat hasil tinggi muka air yang dapat dilihat pada tabel 6.

Selanjutnya, dilakukan analisa retardasi, pada analisa ini metode yang digunakan untuk menentukan debit keluar (*Outflow*) dan *storage area* yaitu dengan mengunci luasan lahan yang akan dijadikan sebagai lokasi kolam retensi. Pada studi kasus ini, direncanakan dua buah kolam retensi (*retarding basin*) di DAS Jeroan yang terletak di STA 172 dan STA 276.

Dalam analisa ini, pengoperasian pintu dilakukan untuk mengetahui berapa besar bukaan pintu yang harus dibuka saat terjadi hujan atau saat ada aliran, pada tiap kolam ada kolam retensi terdapat 2 (dua) jumlah dengan lebar 1,5 meter dan tinggi 7,5 meter untuk kolam retensi 1, dan lebar 1,5 meter dan tinggi 7 meter untuk kolam retensi 2.

Dalam pengoperasiannya, pintu dibuka sesuai dengan pola operasi yang telah direncanakan dengan melihat tinggi muka air yang melewati saluran, pintu dibuka dengan bukaan pertama dahulu hingga bukaan penuh, kemudian dilanjutkan dengan bukaan pintu selanjutnya hingga volume kolam retensi terisi penuh.

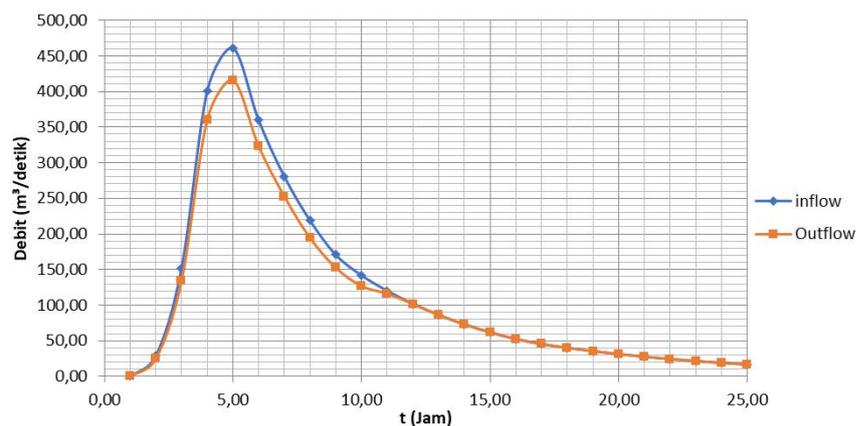
Setelah mengetahui nilai *Inflow* dan *Outflow*, maka akan didapat nilai *storage area* untuk *retarding basin* dari debit yang masuk ke dalam kolam retensi sehingga dapat diketahui berapa volume kolam yang dibutuhkan untuk menampung debit yang masuk ke dalam tampungan tersebut. Dalam perhitungannya, kapasitas dari kolam retensi telah dikunci sehingga untuk mengetahui volume yang tertampung pada kolam retensi 1 dan 2 didapat dengan menghitung jumlah volume yang masuk ke dalam kolam, dan hidrograf debit dapat dilihat pada Gambar 6 dan 7.

Dari perhitungan [8] volume kumulatif tampungan Kolam Retensi 1 sebesar 839.310,12 m³ dalam kurun waktu 10 jam dan volume kumulatif tampungan Kolam Retensi 2 sebesar 535.096,03 m³ dalam kurun waktu 9 jam. Debit puncak yang melewati sungai jeroan sebesar 461,20 m³/dt, untuk debit yang direncanakan melewati kolam retensi 1 adalah sebesar 45,25 m³/dt untuk kolam retensi 2 dan 34,91 m³/dt sehingga jumlah debit Sungai Jeoran yang tereduksi adalah sebesar 80,16 m³/dt atau sekitar 17%, dengan debit *outflow* yang kembali ke Sungai Jeroan adalah sebesar 381,04 m³/dt. Untuk skema dari debit yang melewati Sungai Jeroan dapat dilihat pada Gambar 8.

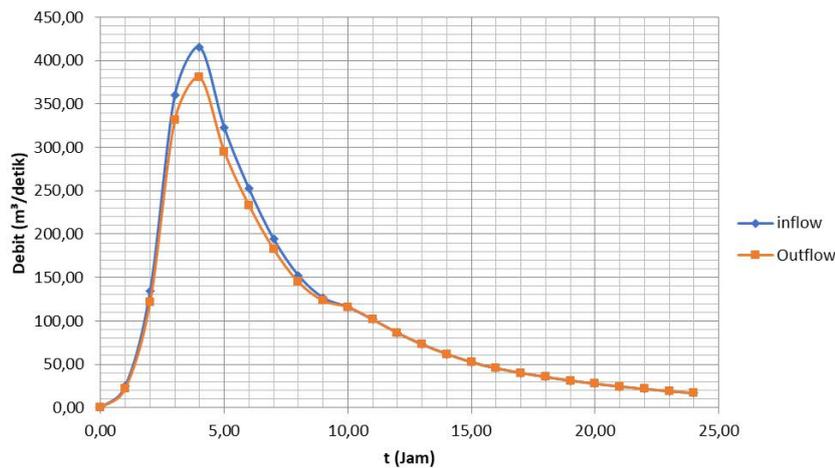
Tabel 6. Perhitungan TMA

STA	TMA m	EL Tanggul m	EL tanah eksisting m
228	7,050	58,54	49,84
224	7,050	58,42	49,72
220	7,050	58,24	49,63
216	7,050	57,48	49,60
212	7,050	56,85	49,43
208	7,050	56,58	49,62
204	7,050	56,16	49,43
200	7,050	55,88	49,49
196	7,050	55,40	49,39
193	7,050	54,79	49,42
189	7,050	55,39	49,31
185	7,050	54,86	49,33
180	7,050	54,83	49,36
177	7,050	54,87	49,28
172	7,050	56,37	49,33

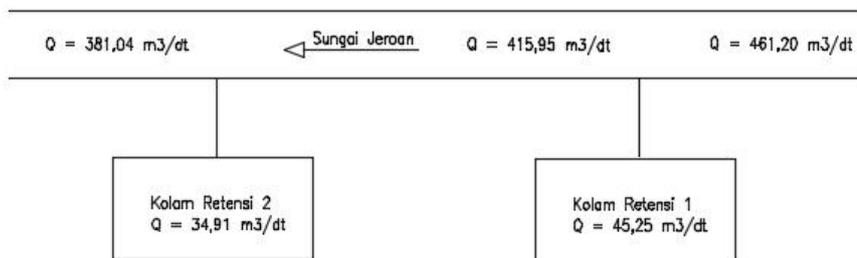
Sumber : Hasil Analisis



Gambar 6. Hidrograf Debit Inflow & Outflow Kolam Retensi 1



Gambar 7. Hidrograf Debit Inflow & Outflow Kolam Retensi 2



Gambar 8. Skema debit yang melewati sungai

Dengan perhitungan di DAS Jeroan, setelah direncanakan normalisasi untuk mengurangi debit banjir, penampang yang direncanakan belum cukup efektif untuk menanggulangi banjir di DAS tersebut, oleh karena itu direncanakan 2 buah kolam retensi yang diharapkan dapat mereduksi banjir di DAS Jeroan. Kolam retensi direncanakan berbentuk trapesium dengan kemiringan talud 1:0,5 dengan kedalaman 7,5 meter untuk kolam retensi 1 dan kedalaman 7 meter untuk kolam retensi 2 dengan volume kolam retensi sendiri yang direncanakan sebesar 1.374.406,14 m³, dengan adanya kolam retensi ini, untuk mengetahui efektifitas *retarding basin* dalam mereduksi banjir adalah sebagai berikut.

$$\text{Efektifitas} = \frac{\text{kapasitas kolam}}{\text{volume banjir}} \times 100\% = \frac{1374406,14}{10691611,70} \times 100\% = 12,85 \%$$

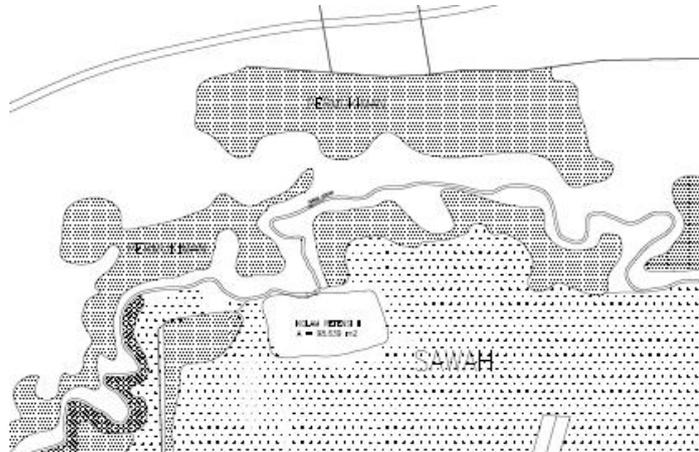
Tabel 11. Dimensi Kolam Retensi

Nama	Dimensi Kolam Retensi		
	V m ³	h m	A m ²
Kolam Retensi 1	839.310,12	7,5	111.908
Kolam Retensi 2	535.096,03	7	76.442

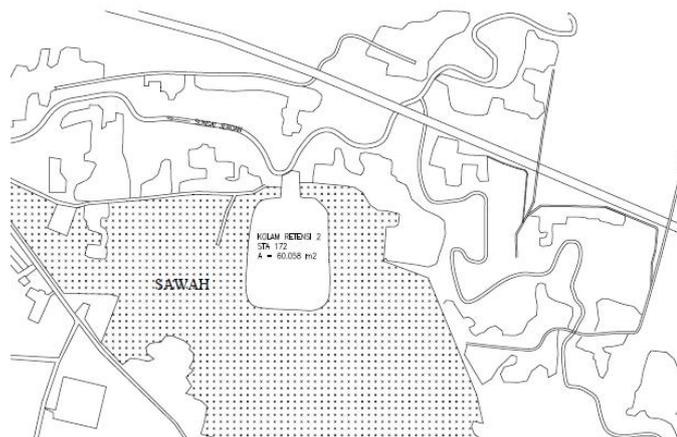
(Sumber : Hasil analisis)

Dapat dilihat pada Tabel 11, perhitungan volume *storage area* untuk *retarding basin* didapatkan volume sebesar 839.310,12 m³ untuk kolam retensi 1 dan volume sebesar 535.096,03 m³ untuk kolam retensi 2. Pada studi kasus ini *retarding basin* akan disebar di dua titik yakni di DAS Jeroan pada STA 276 dan 172 yang diharapkan dapat mengurangi luapan debit pada hilir Sungai Jeroan, pada Gambar 9 dan 10. *layout* rencana lokasi kolam tidak berada di daerah permukiman dan bangunan, namun rencana kolam retensi tersebut terletak di persawahan dengan lokasi dari kolam

retensi pada DAS Jeroan direncanakan terletak di Desa Kedung Rejo dengan koordinat $7^{\circ}31'38,12''$ S dan $111^{\circ}38'59,10''$ E seperti yang dapat dilihat pada Gambar 9 dan 10, dengan kolam direncanakan untuk memenuhi kebutuhan irigasi sebesar $0,527 \text{ m}^3/\text{dt}$.



Gambar 9. Layout Kolam Retensi 1



Gambar 10. Layout Kolam Retensi 2

4. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan bahwa debit puncak yang dihasilkan Sungai Jeroan dengan luas DAS sebesar $314,84 \text{ km}^2$ yaitu $461,20 \text{ m}^3/\text{dt}$. Normalisasi direncanakan dengan $b = 15 \text{ m}$, $m = 1$, $h = 8 \text{ m}$ di STA 276 hingga STA 232. Dan $b = 20 \text{ m}$, $m = 1$, $h = 8 \text{ m}$ untuk DAS Jeroan Utama dari STA 228 hingga STA 0 dalam upaya menanggulangi banjir Sungai Jeroan. Debit yang dapat ditampung Sungai Jeroan sebesar $179,73 \text{ m}^3/\text{dt}$, setelah dilakukan normalisasi pada STA 276 – STA 0, kemampuan Sungai Jeroan dalam menampung debit menjadi $226,82 \text{ m}^3/\text{dt}$ sehingga diperlukan penanganan lain yakni dengan kolam retensi. Kolam retensi yang direncanakan berjumlah 2 (dua) buah dengan debit banjir yang tereduksi setelah melewati kolam retensi 1 sebesar $45,25 \text{ m}^3/\text{dt}$, dan debit banjir yang tereduksi setelah melewati kolam retensi 2 sebesar $34,91 \text{ m}^3/\text{dt}$. Debit yang tersisa adalah sebesar $381,04 \text{ m}^3/\text{dt}$ dari debit puncak sebesar $461,20 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan jumlah debit yang tereduksi adalah $80,16 \text{ m}^3/\text{dt}$ atau sebesar 17%. Pintu air yang digunakan masing-masing berjumlah 2 (dua) unit, dengan $a = 1,5 \text{ m}$, $b = 7,5 \text{ m}$ untuk kolam 1 dan $a = 1,5 \text{ m}$, $b = 7 \text{ m}$ untuk kolam 2, dengan pola operasi selama 10 jam untuk kolam retensi 1 dan 9 jam untuk kolam retensi 2. Kolam retensi yang direncanakan masing-masing berkapasitas $839.310,12 \text{ m}^3$ dan luas daerah tangkapan air sebesar 111.908 m^2 untuk kolam retensi 1 yang terletak di STA 276, dan untuk kolam retensi 2 berkapasitas $535.096,03 \text{ m}^3$ dan luas daerah tangkapan air sebesar 76.442 m^2 untuk

kolam retensi 2 yang terletak di STA 172. Debit kebutuhan irigasi dengan rencana luasan 1.500 ha sebesar 0.527 m³/dt.

Referensi

- [1] Suprpto, 2011. *Statistik Pemodelan Bencana Banjir Indonesia*. Jurnal Dialog Penanggulangan Bencana Volume 2 Nomor 2, Tahun 2011 12.
- [2] Devianto, V. B. 2017. *Pengendalian Banjir di Sub DAS Jeroan Kabupaten Jeroan*. Jurnal Teknik Pengairan, Volume 8, Nomor 2, Nopember 2017, hlm 181 – 193.
- [3] Rodda, J. C. 1967. *Precipitation Network*. MWO Bulletin.
- [4] Soewarno, 1995, *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data*, Penerbit Nova, Bandung.
- [5] Triatmodjo, Bambang. 2008. *Hidrologi Terapan*. Beta Offset, Yogyakarta 8.
- [6] Soewarno, 1995, *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data*, Penerbit Nova, Bandung.
- [7] Anggrahini .1997. *Hidrolika Saluran Terbuka* . Surabaya : Penerbit CV. Citra Media.
- [8] Departemen Pekerjaan Umum, 2010. *Standar Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan Bagian Saluran KP-07*, CV Galang Persada, Bandung.
- [9] Sumanto. 2018. *Penerapan Sistem Kolam Retens Retarding Basin) Pada Daerah Aliran Sungai Deli Untuk Pengendalian banjir Kota Medan*. (Tugas Akhir). Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sumatera Utara. Medan.