

BAB IV

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

4.1 Penyajian Data

4.1.2 Survei Lapangan

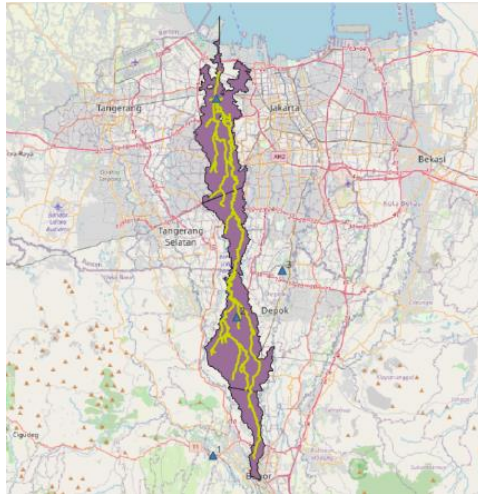
Objek yang dikaji dalam penelitian ini yaitu Kali Pesanggrahan yang berada di Jalan Ciledug Raya dengan panjang sungai sebesar 900 meter. Pelaksanaan survei dilakukan pada tanggal 7 Febuari 2023, survei ini bertujuan untuk mengetahui keadaan lapangan yang terdapat pada Gambar 4.1 dan juga untuk mengetahui titik serta delineasi banjir yang diakibatkan dari adanya limpasan banjir berdasarkan informasi yang di dapatkan dari masyarakat sekitar mengenai peristiwa banjir terdahulu beserta hasil dokumentasi banjir tersebut.



Gambar 4.1 Kondisi Lapangan Kali Pesanggrahan (Dokumen Pribadi, 2023)

4.1.3 Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS)

Penentuan Daerah Aliran Sungai (DAS) pada penelitian ini dilakukan pada aplikasi *Quantum Geographic Information System* atau biasa disebut dengan QGIS. Untuk menentukan Daerah Aliran Sungai didapatkan dengan melakukan cara sesuai Gambar 3.1 sampai dengan Gambar 3.5 Didapatkan luas dari DAS Kali Pesanggrahan sebesar 188.69 m².



Gambar 4.2 DAS Kali Pesanggrahan Menggunakan QGIS
(Dokumentasi Pribadi, 2023)

4.1.4 Ketersediaan Data Hujan

Ketersediaan data hujan Kali Pesanggrahan diperoleh dari Balai Besar Wilayah Sungai Ciliwung-Cisadane karena Kali Pesanggrahan terletak di wilayah Jakarta. Data hujan yang diperlukan dalam penelitian ini yaitu, Stasiun Klimatologi Bogor, Stasiun Hujan Sawangan Depok, Stasiun Hujan Fakultas Teknik Universitas Indonesia, dan Stasiun Hujan Cengkareng. Untuk ketersediaan data pada setiap stasiun hujan dari tahun 2013 sampai 2022 dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Data Stasiun Hujan yang Digunakan

Nama Stasiun	Koordinat		Elevasi (m)	Kab. / kota
	Lintang	Bujur		
Sta. K. Bogor	-6,50000	106,75000	207	Bogor
Sta. H. Sawangan	-6.415075	106.771673	93	Sawangan
Sta. H. FT UI	-6,36229	106,82406	69	Depok
Sta. H. Cengkareng	-6.165456	106.748690	2	Tangerang

Sumber: Diolah Oleh Peneliti (2023)

Tabel 4. 2 Ketersediaan Data Curah Hujan

Nama Stasiun	Data Hujan Tahunan									
	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022
Sta. K. Bogor	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Sta. Sawangan	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Sta. FT Universitas Indonesia	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√

Sta. Cengkareng.	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
---------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Sumber: BMKG dan BBWSCC (2023)

Keterangan :

√ = Tersedia

× = Tidak Tersedia

4.1.5 Data Penampang Sungai

Pada saat pengoperasian aplikasi HEC-RAS untuk menentukan analisis hidrolika, membutuhkan data penampang sungai. Dimana data ini berguna untuk mengetahui berapa kedalaman, luas, serta ketinggian muka air yang diakibatkan oleh limpasan debit banjir periode ulang 10, 25, 50 tahun. Data penampang sungai merupakan data sekunder, dimana data ini diperoleh dari instansi terkait yaitu Dinas Sumber Daya Air wilayah Jakarta Selatan dengan ketelitian DEMNAS sebesar 1x1 m.

4.2 Analisis Karakteristik Daerah Aliran Sungai (DAS)

Setelah mendapatkan DAS Kali Pesanggrahan kemudian didapatkan stasiun hujan yang digunakan yaitu Stasiun hujan klimatologi bogor dengan rasio pengaruh sebesar 0,13, stasiun hujan fakultas Teknik Universitas Indonesia dengan rasio pengaruhnya sebesar 0,24 selanjutnya stasiun klimatologi Tangerang Selatan memiliki rasio pengaruh sebesar 0,58 dan stasiun hujan M Soekarno Hatta rasio pengaruhnya sebesar 0,05. Dengan total luas DAS dari kali pesanggrahan sebesar 315,02 km². Setelah mendapatkan jenis tutupan lahan yang terdapat pada Gambar 3. Langkah berikutnya yaitu menentukan luas dari setiap jenis tutupan lahan. Hasil pengolahan data dari setiap jenis tutupan lahan terdapat pada Tabel 4.4 untuk memperoleh koefisien aliran permukaan.

Tabel 4.3 Rasio Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Kali Pesanggrahan

Nama Stasiun Hujan	Luas Pengaruh (km ²)	Rasio Pengaruh Stasiun Hujan
Sta. K. Bogor	20.13	20.13 / 188.62 = 0.11
Sta. H. Sawangan	70.26	70.26 / 188.62 = 0.37
Sta. H. FT. Universitas Indonesia	27.92	27.92 / 188.62 = 0.15

Sta. H. Cengkareng	70.31	$70.31 / 188.62 = 0.37$
Σ	188.62	1

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2023)

Tabel 4.4 Perhitungan Koefisien Aliran Permukaan

No	Tutupan Lahan	Ci	A (km ²)	A (%)	Ci × A	C = $\frac{\sum_{i=1}^n \frac{Ci.Ai}{Ai}}{\sum_{i=1}^n \frac{Ci.Ai}{Ai}}$
1	Lahan terbangun	0.95	96.2631	51.01	91.45	0.6509
2	Tanah terbuka	0.3	40.0455	21.22	12.01	
3	Sawah	0.8	8.7705	4.648	7.02	
4	Semak belukar	0.3	14.1264	7.486	4.24	
5	Hutan	0.4	14.7114	7.796	5.88	
6	Badan air	0.15	14.787	7.836	2.22	
Σ			188.70	100	122.82	

Sumber: Diolah Oleh Peneliti (2023)

4.3 Analisis Hidrologi

Dalam melakukan sebuah penanggulangan banjir tentu saja diperlukan tahapan analisis hidrolika, tetapi sebelum masuk analisis hidrolika perlu melakukan tahapan analisis hidrologi. Analisis hidrologi dilaksanakan untuk mengetahui berapa besarnya debit banjir yang sesuai dengan periode ulang. Hasil perhitungan analisis hidrologi dalam penelitian ini dapat dilihat pada tahapan dibawah ini.

4.3.1 Curah Hujan Kawasan

Tahapan analisis curah hujan kawasan pada penelitian ini menggunakan Metode Polygon Thiessen. Pemilihan metode ini berdasarkan tingkat ketelitian baik serta tiap stasiun hujan yang dipilih mempengaruhi DASnya. Data curhan hujan kawasan dari tiap tahun nya diperoleh menggunakan Rumus 2.3. Maka didapatkan hasil perhitngan yang terdapat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Curah Hujan Maksimum Tahunan DAS Kali Pesanggrahan

No	Tahun	RR				Rerata Regional
		St. K. Bogor	St. H. Sawangan	St. H. FT. Universitas Indonesia	St. H. Cengkareng	

		0.11	0.37	0.15	0.37	
1	2013	97.40	100.00	101.70	91.00	96.62
2	2014	169.10	100.00	151.50	105.00	116.86
3	2015	155.80	43.60	97.20	124.00	93.48
4	2016	108.60	105.00	141.50	120.00	116.38
5	2017	117.60	39.80	105.70	110.00	84.02
6	2018	134.50	60.00	95.20	83.00	81.73
7	2019	141.00	135.00	122.60	423.00	241.16
8	2020	122.90	50.70	155.20	156.00	113.12
9	2021	95.90	92.00	132.60	81.00	94.33
10	2022	155.20	78.00	119.40	124.50	109.70

Sumber : Diolah oleh penulis (2023)

4.3.2 Curah Hujan Rencana

Dalam menganalisis frekuensi curah hujan rencana maka perlu langkah perhitungan yaitu menentukan parameter statistik, pemilihan jenis distribusi, dan pengujian uji kecocokan sebaran.

1. Mementukan Parameter Statistik

Perhitungan parameter statistic menggunakan Rumus 2. dilakukan guna memperoleh data curah hujan periode ulang. Hasil perhitungan parameter statistic dapat dilihat pada Tabel 4.6 sampai Tabel 4.7

Tabel 4.6 Perhitungan Parameter Statistik Normal dan Gumbel

Tahun	$R_{\max}(X_i)$	$(X_i - X_r)$	$(X_i - X_r)^2$	$(X_i - X_r)^3$	$(X_i - X_r)^4$
2013	96.62	-18.12	328.36	-5950.12	107820.32
2014	116.86	2.12	4.50	9.55	20.25
2015	93.48	-21.26	452.13	-9613.82	204422.24
2016	116.38	1.64	2.68	4.40	7.21
2017	84.02	-30.72	943.44	-28978.03	890072.05
2018	81.73	-33.01	1089.39	-35956.47	1186777.92
2019	241.16	126.42	15980.76	2020208.99	255384812.80
2020	113.12	-1.62	2.61	-4.21	6.81
2021	94.33	-20.41	416.72	-8506.93	173659.03
2022	109.70	-5.04	25.41	-128.06	645.48
Σ	1147.40	0.00	19246.01	1931085.29	257948244.11
X_r			114.74		
S_d			46.24		
C_s			2.71		

Tahun	$R_{\max}(X_i)$	$(X_i - X_r)$	$(X_i - X_r)^2$	$(X_i - X_r)^3$	$(X_i - X_r)^4$
C_k			11.19		
C_v			0.40		

Sumber: Diolah oleh Penulis (2023)

Tabel 4. 7 Perhitungan Parameter Statistik Log Normal dan Log Pearson III

Tahun	$R_{\max}(X_i)$	Log X_i	Log $(X_i - X_r)$	Log $(X_i - X_r)^2$	Log $(X_i - X_r)^3$	Log $(X_i - X_r)^4$
2013	96.62	1.99	-0.05	0.0027686	-0.0001457	0.0000077
2014	116.86	2.07	0.03	0.0008994	0.0000270	0.0000008
2015	93.48	1.97	-0.07	0.0044860	-0.0003005	0.0000201
2016	116.38	2.07	0.03	0.0007948	0.0000224	0.0000006
2017	84.02	1.92	-0.11	0.0128311	-0.0014534	0.0001646
2018	81.73	1.91	-0.13	0.0156946	-0.0019662	0.0002463
2019	241.16	2.38	0.34	0.1187593	0.0409262	0.0141038
2020	113.12	2.05	0.02	0.0002521	0.0000040	0.0000001
2021	94.33	1.97	-0.06	0.0039752	-0.0002506	0.0000158
2022	109.70	2.04	0.00	0.0000064	0.0000000	0.0000000
Σ	1147.40	20.38	0.00	0.1604673	0.0368632	0.0145598
X_r				2.04		
S_d				0.13		
C_s				2.15		
C_k				9.09		
C_v				0.07		

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2023)

2. Pemilihan Jenis Distribusi

Hasil dari perhitungan parameter statistik diatas yang telah didapatkan sebelumnya, maka berikutnya memilih jenis distribusi mana yang memenuhi sesuai syarat. Jenis distribusi dipilih berdasarkan persyaratan yang tercantum pada **Error! Reference source not found..** Hasil dari pemilihan jenis distibusi dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Pemilihan Jenis Distribusi

No.	Jenis Sebaran	Hasil Perhitungan	Syarat	Keterangan
1	Normal	2.7122	$C_s = 0$	tidak memenuhi
		11.1919	$C_k = 3$	tidak memenuhi
2	Log Normal	2.1505	$C_s = C_v^2 + 3C_v$	tidak memenuhi
		9.0874	$C_k = 5.383$	tidak memenuhi
		0.07	$C_v \sim 0.06$	hampir memenuhi

3	Log Pearson type III	2.1505	$C_s \neq 0$	memenuhi
		9.0874	$C_k = 5.383$	tidak memenuhi
		0.0655	$C_v \sim 0.3$	tidak memenuhi
4	Gumbel	2.71	$C_s = 1.14$	tidak memenuhi
		11.1919	$C_k = 5.4$	tidak memenuhi

Sumber: Diolah oleh penulis (2023)

Berdasarkan Tabel 4.8 maka jenis distribusi yang memenuhi persyaratan yaitu distribusi Log Pearson Type III, sehingga perhitungan curah hujan distribusi frekuensi dilakukan menggunakan Log Pearson Type III.

3. Distribusi Frekuensi

Perhitungan curah hujan frekuensi dapat dilakukan berdasarkan pemilihan jenis distribusi sebelumnya, maka jenis Log Pearson Type III yang memenuhi persyaratan. Perhitungan curah hujan distribusi frekuensi Log Pearson Type III menggunakan rumus 2.18 samapi 2.23 untuk periode ulang 10, 25, 50 tahun menggunakan nilai K_T yang terdapat pada Tabel 4.9 dan C_s yang digunakan yaitu 2,5 maka asil perhitungan dari tinggi curah hujan pada periode ulang 10, 25, 50 dapat dilihat pada Tabel 4.10 yang mana nilai curah hujan periode ulang pada periode ulang 10 tahun sebesar 162.15 mm, pada periode ulang 25 tahun sebesar 217.07 mm dan pada periode ulang 50 sebesar 270.99 mm. hasil dari perhitungan curah hujan maksimum dalm 24jam disetiap periode ulang dapat diaplikasikan ke dalam perhitungan intensitas hujan.

Tabel 4.9 Nilai K_T Log Pearson Type III

Koefisien Skewness (C_s)	Periode Ulang T Tahun							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
2	-1.449	-0.307	0.61	1.30	2.22	2.91	3.61	4.30
2.15	-1.397	-0.326	0.583	1.290	2.239	2.960	3.685	4.412
1.8	-1.518	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147

Sunber: Diolah oleh penulis (2023)

Tabel 4.10 Curah Hujan Periode Ulang dengan Jenis Distribusi Log Pearson

Periode Ulang	Log X_T	S_d	K_T	Log X_T	X_T (mm)
------------------	--------------	-------	-------	-----------	------------

10			1.290	2.210	162.15
25	2.04	0.13	2.239	2.337	217.07
50			2.960	2.433	270.99

Sumber: Diolah oleh Penulis (2023)

4. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dicari menggunakan Rumus 2.25 dimana pengujian ini bertujuan untuk melihat apakah data dari jenis sebaran yang telah dipilih telah sesuai dengan garis empirisnya. Pengujian Chi-Kuadrat memiliki syarat yakni nilai chi kuadrat harus lebih kecil daripada nilai chi kuadrat kritisnya, nilai chi kuadrat kritis yang digunakan berdasarkan Tabel 4.11 dengan mencocokkan nilai derajat kepercayaan dengan nilai derajat kebebasan. Hasil perhitungan uji Chi-Kuadrat dapat dilihat pada Tabel 4.12.

$$K \text{ (Jumlah Sub-Kelompok)} = 1 + 3.222 \log 10 \\ = 4.322 \approx \text{Diambil } 4$$

$$DK \text{ (Derajat Kebebasan)} = G - (p+1) \\ = 4.322 - (2+1) \\ = 1.322 \approx \text{Diambil } 2$$

$$E_i \text{ (Jumlah Nilai Teoritis pada Sub Kelompok ke } i) = \frac{n}{G} \\ = \frac{10}{5} \\ = 2.5$$

$$\Delta X = \frac{(X_{max} - X_{min})}{G-1} = \frac{(241.16 - 81.73)}{4-1} \\ = 53.14$$

$$X_{awal} = (X_{min} - \frac{1}{2} \cdot \Delta X) = 81.73 - \frac{1}{2} (53.14) \\ = 55.16$$

Tabel 4.11 Nilai Kritis Chi-Kuadrat

DK	Derajat Kepercayaan (α)			
	0,05	0,025	0,01	0,005
1	3.841	5.024	6.635	7.879
2	5.991	7.378	9.21	10.597
3	7.815	9.348	11.345	12.838

4	9.488	11.143	13.277	14.86
5	11.07	12.832	15.086	16.75

Sumber: Kementrian PUPR (2018)

Diketahui nilai derajat kebebasan sebesar 2 dan untuk nilai derajat kepercayaan sebesar 0,01 maka dari itu diperoleh nilai derajat chi kuadrat kritis yaitu sebesar 9,21. Setelah itu perhitungan uji chi kuadrat dapat dilanjut dengan hasil yang dpaat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Perhitungan Nilai Chi-Kuadrat

Nilai Batas Sub Kelompok			O_i	E_i	$O_i - E_i$	$X_h^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
55.16	< P <	108.30	5	2.5	2.5	2.5
108.30	< P <	161.44	4	2.5	1.5	0.9
161.44	< P <	214.59	0	2.5	-2.5	2.5
214.59	< P <	267.73	1	2.5	-1.5	0.9
ΣX_h^2						6.8
X_{cr}^2						9,21

Sumber: Diolah oleh Penulis (2023)

Setelah selesai mendapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 4.12 bahwa nilai chi kuadrat sebesar 6,8. Dilihat pada Tabel 4.13 menjelaskan bahwa $X^2 \leq X_{cr}^2 = 6.8 \leq 9.21$ yang menyatakan bahwa perhitungan pengujian chi kuadrat ini telah memenuhi syarat yaitu, nilai chi kuadrat lebih kecil dibandingkan dengan nilai chi kuadrat kritis. Maka hasil tersebut dapat dikatakan bahwa jenis distribusi frekuensi Log Pearson Type III telah memenuhi syarat pengujian Chi-Kuadrat.

Tabel 4. 13 Hasil Perhitungan Nilai Cji-Kuadrat dengan Chi-Kuadrat Kritis

$X^2 < X_{cr}^2$	
X^2	X_{cr}^2
6.8	9.21

Sumber: Diolah Peneliti (2023)

5. Uji Smirnov-Kolmogorof

Proses pengujian Smirnov-Kolmogorov tidak menggunakan fungsi distribusi, maka dapat disebut juga uji distribusi non-parametik. Pengujian ini dilakukan dengan cara mengurutkan data curah hujan rata-rata maksimum dari yang terkecil dampai yang terbesar kemudian mencari selisih dari nilai maksimumnya. Setelah itu menentukan

besaran nilai D_{maks} lalu mendapatkan hasil dari pengujian distribusi Smirnov-Kolmogorov yang terdapat pada Tabel 4.14. Dari table tersebut menunjukkan nilai $D_{maks} < D_{Kritis} = 0.202 < 0.49$, maka dari itu distribusi Log Pearson Type III dinyatakan telah memenuhi syarat pengujian Smirnov-Kolmogorov.

Tabel 4.14 Perhitungan Uji Smirnov-kolmogorov

Tahun	$R_{max}(x)$	m	$P = \frac{m}{n+1}$	$P(x <) = 1-P$	$K = \frac{(x - \bar{X}_r)/S_d}{\sqrt{\frac{P(1-P)}{m}}}$	$P' = \frac{m}{n-1}$	$P'(x) = 1 - P'$	$D = P' - P $
2017	81.73	1	0.091	0.909	-0.71	0.11	0.89	0.020
2018	84.02	2	0.182	0.818	-0.66	0.22	0.78	0.040
2019	93.48	3	0.273	0.727	-0.46	0.33	0.67	0.061
2016	94.33	4	0.364	0.636	-0.44	0.44	0.56	0.081
2013	96.62	5	0.455	0.545	-0.39	0.56	0.44	0.101
2021	109.70	6	0.545	0.455	-0.11	0.67	0.33	0.121
2015	113.12	7	0.636	0.364	-0.03	0.78	0.22	0.141
2022	116.38	8	0.727	0.273	0.04	0.89	0.11	0.162
2014	116.86	9	0.818	0.182	0.05	1.00	0.00	0.182
2020	241.16	10	0.909	0.091	2.73	1.11	-0.11	0.202
$D_{Maksimum}$								0.202
D_{Kritis}								0.49

Sumber: Diolah oleh penulis (2023)

Hasil perhitungan diatas menunjukkan nilai D_{maks} sebesar 0,202 maka dapat dikatakan bahwa distribusi frekuensi Log Pearson Type III telah memenuhi syarat dalam pengujian Smirnov Kolmogorov karena hasil D_{maks} lebih kecil dibandingkan dengan D_{kritis} .

4.3.3 Intensitas Hujan Periode Ulang

Berdasarkan dari SNI 2415:2016 perhitungan intensitas hujan pada penelitian ini dilakukan menggunakan metode mononobe dengan rumus 2.24. hasil perhitungan dari intensitas curah hujan periode ulang dapat dilihat pada Tabel 4.16. selain itu terdapat kurva intensitas hujan yang disajikan pada Gambar 4.3.

Tabel 4.15 Perhitungan Curah Hujan Efektif Maksimum Harian

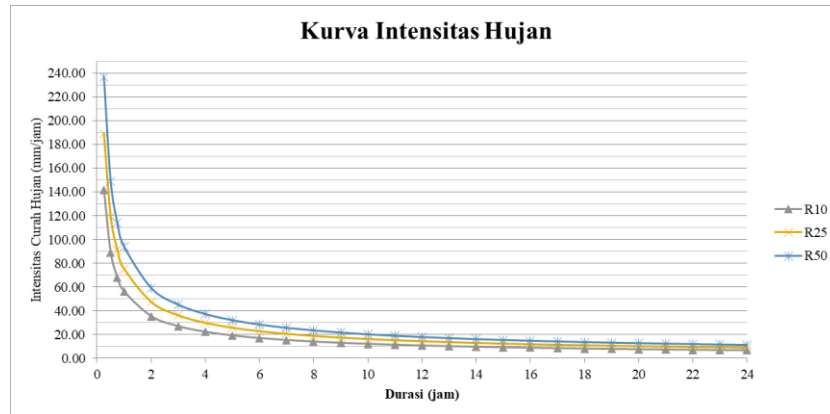
No	PUH	Log Pearson III R_{max}	C	Rn $= R_{max} \times C$
1	10	162.15	0.4454	72.22
2	25	217.07		96.67
3	50	270.99		120.69

Sumber: Diolah oleh penulis (2023)

Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Intensitas Hujan

Waktu (jam)	Intensitas Hujan Periode Ulang (mm/jam)		
	R10	R25	R50
	162.15	217.07	270.99
0.25	141.65	189.63	236.73
0.5	89.24	119.46	149.13
0.75	68.10	91.16	113.81
1	56.22	75.25	93.95
2	35.41	47.41	59.18
3	27.03	36.18	45.16
4	22.31	29.86	37.28
5	19.23	25.74	32.13
6	17.03	22.79	28.45
7	15.36	20.56	25.67
8	14.05	18.81	23.49
9	12.99	17.39	21.71
10	12.11	16.21	20.24
11	11.37	15.21	18.99
12	10.73	14.36	17.92
13	10.17	13.61	16.99
14	9.68	12.96	16.17
15	9.24	12.37	15.45
16	8.85	11.85	14.80
17	8.50	11.38	14.21
18	8.18	10.96	13.68
19	7.90	10.57	13.19
20	7.63	10.21	12.75
21	7.39	9.89	12.34
22	7.16	9.58	11.97
23	6.95	9.30	11.62
24	6.76	9.04	11.29

Sumber: Diolah oleh peneliti (2023)



Gambar 4.3 Kurva Intensitas Hujan (Dokumen Pribadi, 2023)

4.3.4 Debit Banjir Rencana Periode Ulang

Setelah selesai menentukan perhitungan intensitas hujan periode ulang, langkah berikutnya yaitu melakukan perhitungan debit banjir secara manual menggunakan hidrograf satuan sintetis (HSS) dengan metode Nakayasu dengan periode ulang 10, 25, 50 tahun. Metode ini dipilih karena sesuai dengan wilayah jabodetabek berdasarkan dari SNI 2415:2016. Dibawah ini adalah perhitungan HSS Metode Nakayasu, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 4.18 sampai dengan Tabel 4.20.

- R_o = 1.00 mm
- L = 40.212 km (panjang sungai)
- A = 98.82 km²
- C = 0.45 (Tabel 2.1)
- α = 2 (SNI 2415: 2016)
- T_g = $0.40 + 0.058 \cdot L = 0.40(0.058 \cdot 40.212)$
= 2.73 jam
- T_r = $0.75 T_g = 0,75 (2.73) = 2.05$ jam
- T_p = $T_g + 0.8 T_r = 2.73 + 0.8(2.05) = 4.37$ jam
- $T_{0.3}$ = $\alpha T_g = 2(2.73) = 5.46$ jam
- $T_p + T_{0.3}$ = $4.37 + 5.46 = 9.84$ jam
- $T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$ = $4,37 + 5.46 + 1.5(5.46) = 18.03$ jam

- $$Q_p = \frac{c \cdot A \cdot R_0}{3.6 (0.3T_p + T_{0.3})} = \frac{(0.45)(98.82)(1)}{3.6 (0.3(4.37) + (5.46))}$$

$$= 1.71 \text{ m}^3/\text{detik}$$
- $$Q_{base\ flow} = 0.5Q_p = (0.5) \cdot (1.71) = 0.86 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Pada saat melakukan perhitungan debit banjir setiap jam pada hidrograf harus diperhatikan waktu pada saat jam terjadinya banjir. Maka perhitungan debit banjir dengan menggunakan metode HSS Nakayasu. Hasil dari perhitungan metode ini dapat dilihat pada Tabel 4. 17.

Tabel 4.17 Hasil Perhitungan Debit Banjir setiap Jam dengan HSS Nakayasu

Debit Banjir Tiap Jam		
Posisi	Tr (jam)	UH (m3/det/mm)
Pada kurva naik ($0 < t < T_p = 4.37$)	1	0.05
	2	0.26
	3	0.69
	4	1.38
	4.37	1.71
Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0.3}$)	5	1.49
	6	1.20
	7	0.96
	8	0.77
	9	0.62
Pada kurva turun ($T_p + T_{0.3} = 9.84 < t < T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$)	9.84	0.51
	10	0.50
	11	0.43
	12	0.37
	13	0.32
	14	0.28
	15	0.24
	16	0.21
	17	0.18
	18	0.15
Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$)	18.03	0.15
	19	0.14
	20	0.12
	21	0.11
	22	0.10
	23	0.09
	24	0.08

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2023)

Setelah mendapatkan hasil perhitungan debit menggunakan Unit Hidrograf (UH) maka hasil perhitungan debit sesuai dengan periode ulang 10, 25 dan 50 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.18 sampai dengan Tabel 4.20, dengan hasil grafik HSS Nakayasu yang ditampilkan pada Gambar 4.4.

Tabel 4.18 Debit Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/Jam)					Debit m ³ /s	Base Flow m ³ /s	Total Debit m ³ /s
		94.83	24.65	17.29	13.76	11.62			
0	0.00	0.00					0.00	1.32	1.32
1	0.05	4.71	0.00				4.71	1.32	6.04
2	0.26	24.87	1.22	0.00			26.09	1.32	27.41
3	0.69	65.80	6.46	0.86	0.00		73.12	1.32	74.44
4	1.38	131.24	17.10	4.53	0.68	0.00	153.56	1.32	154.88
5	1.49	141.43	34.11	12.00	3.61	0.58	191.73	1.32	193.05
6	1.20	113.47	36.76	23.93	9.55	3.05	186.76	1.32	188.08
7	0.96	91.03	29.49	25.79	19.05	8.07	173.43	1.32	174.75
8	0.77	73.03	23.66	20.69	20.53	16.09	154.00	1.32	155.32
9	0.62	58.59	18.98	16.60	16.47	17.34	127.97	1.32	129.30
10	0.50	47.57	15.23	13.32	13.21	13.91	103.24	1.32	104.56
11	0.43	41.07	12.37	10.68	10.60	11.16	85.88	1.32	87.20
12	0.37	35.46	10.68	8.67	8.50	8.95	72.27	1.32	73.59
13	0.32	30.62	9.22	7.49	6.91	7.18	61.41	1.32	62.74
14	0.28	26.44	7.96	6.47	5.96	5.83	52.65	1.32	53.98
15	0.24	22.82	6.87	5.58	5.15	5.03	45.46	1.32	46.78
16	0.21	19.71	5.93	4.82	4.44	4.35	39.25	1.32	40.57
17	0.18	17.01	5.12	4.16	3.84	3.75	33.89	1.32	35.21
18	0.15	14.69	4.42	3.59	3.31	3.24	29.26	1.32	30.58
19	0.14	13.14	3.82	3.10	2.86	2.80	25.72	1.32	27.05
20	0.12	11.77	3.42	2.68	2.47	2.42	22.75	1.32	24.08
21	0.11	10.54	3.06	2.40	2.13	2.09	20.22	1.32	21.54
22	0.10	9.44	2.74	2.15	1.91	1.80	18.04	1.32	19.36
23	0.09	8.46	2.45	1.92	1.71	1.61	16.15	1.32	17.48
24	0.08	7.58	2.20	1.72	1.53	1.44	14.47	1.32	15.79
Debit Maksimum									193.05

Sumber: Diolah Oleh Peneliti (2023)

Tabel 4.19 Debit Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/Jam)					Debit m ³ /s	Base Flow m ³ /s	Total Debit m ³ /s
		126.94	32.99	23.15	18.43	15.56			
0	0.00	0.00					0.00	1.32	1.32
1	0.05	6.31	0.00				6.31	1.32	7.63
2	0.26	33.29	1.64	0.00			34.93	1.32	36.25

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/Jam)					Debit m ³ /s	Base Flow m ³ /s	Total Debit m ³ /s
		126.94	32.99	23.15	18.43	15.56			
3	0.69	88.08	8.65	1.15	0.00		97.88	1.32	99.21
4	1.38	175.68	22.89	6.07	0.92	0.00	205.56	1.32	206.89
5	1.49	189.33	45.66	16.06	4.83	0.77	256.66	1.32	257.98
6	1.20	151.89	49.21	32.03	12.79	4.08	250.00	1.32	251.33
7	0.96	121.86	39.48	34.52	25.50	10.80	232.16	1.32	233.48
8	0.77	97.76	31.67	27.69	27.48	21.53	206.15	1.32	207.47
9	0.62	78.43	25.41	22.22	22.05	23.21	171.31	1.32	172.64
10	0.50	63.68	20.39	17.82	17.69	18.62	138.20	1.32	139.52
11	0.43	54.98	16.55	14.30	14.19	14.94	114.96	1.32	116.29
12	0.37	47.47	14.29	11.61	11.38	11.98	96.74	1.32	98.07
13	0.32	40.99	12.34	10.02	9.24	9.61	82.21	1.32	83.53
14	0.28	35.39	10.65	8.66	7.98	7.81	70.48	1.32	71.81
15	0.24	30.55	9.20	7.47	6.89	6.74	60.86	1.32	62.18
16	0.21	26.38	7.94	6.45	5.95	5.82	52.54	1.32	53.87
17	0.18	22.78	6.86	5.57	5.14	5.02	45.37	1.32	46.69
18	0.15	19.67	5.92	4.81	4.43	4.34	39.17	1.32	40.49
19	0.14	17.59	5.11	4.15	3.83	3.75	34.43	1.32	35.76
20	0.12	15.76	4.57	3.59	3.31	3.23	30.46	1.32	31.78
21	0.11	14.11	4.10	3.21	2.85	2.79	27.06	1.32	28.39
22	0.10	12.64	3.67	2.87	2.55	2.41	24.15	1.32	25.47
23	0.09	11.32	3.29	2.57	2.29	2.16	21.63	1.32	22.95
24	0.08	10.14	2.94	2.30	2.05	1.93	19.37	1.32	20.69
Debit Maksimum									257.98

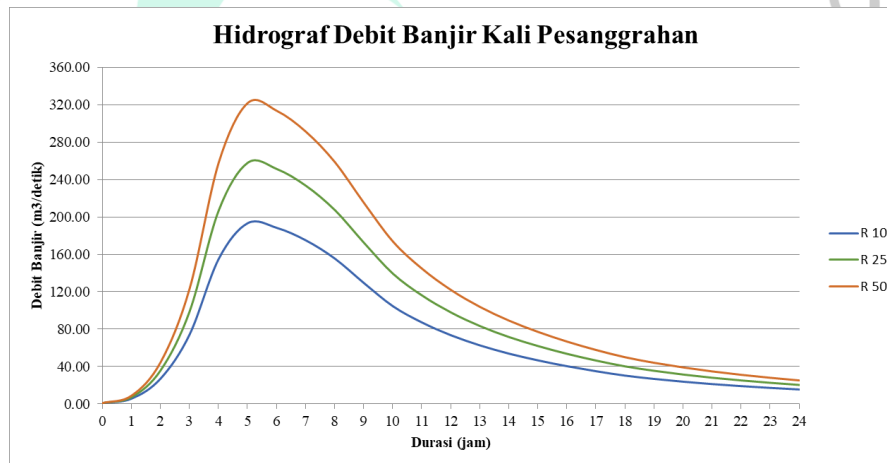
Sumber: Diolah Oleh Peneliti (2023)

Tabel 4.20 Debit Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/Jam)					Debit m ³ /s	Base Flow m ³ /s	Total Debit m ³ /s
		158.47	41.19	28.89	23.00	19.42			
0	0.00	0.00					0.00	1.32	1.32
1	0.05	7.87	0.00				7.87	1.32	9.20
2	0.26	41.55	2.05	0.00			43.60	1.32	44.92
3	0.69	109.96	10.80	1.44	0.00		122.20	1.32	123.52
4	1.38	219.32	28.58	7.58	1.14	0.00	256.62	1.32	257.95
5	1.49	236.36	57.01	20.05	6.03	0.97	320.41	1.32	321.74
6	1.20	189.62	61.44	39.99	15.96	5.09	312.10	1.32	313.43
7	0.96	152.13	49.29	43.10	31.84	13.48	289.82	1.32	291.15
8	0.77	122.05	39.54	34.57	34.31	26.88	257.35	1.32	258.68
9	0.62	97.91	31.72	27.74	27.52	28.97	213.87	1.32	215.19
10	0.50	79.50	25.45	22.25	22.08	23.24	172.53	1.32	173.85
11	0.43	68.64	20.66	17.85	17.72	18.65	143.52	1.32	144.84
12	0.37	59.26	17.84	14.50	14.21	14.96	120.77	1.32	122.10
13	0.32	51.17	15.40	12.52	11.54	12.00	102.63	1.32	103.95

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/Jam)					Debit m ³ /s	Base Flow m ³ /s	Total Debit m ³ /s
		158.47	41.19	28.89	23.00	19.42			
14	0.28	44.18	13.30	10.81	9.96	9.74	87.99	1.32	89.32
15	0.24	38.14	11.48	9.33	8.60	8.41	75.97	1.32	77.30
16	0.21	32.93	9.91	8.06	7.43	7.26	65.59	1.32	66.92
17	0.18	28.43	8.56	6.95	6.41	6.27	56.63	1.32	57.96
18	0.15	24.55	7.39	6.00	5.54	5.42	48.90	1.32	50.22
19	0.14	21.96	6.38	5.18	4.78	4.68	42.98	1.32	44.31
20	0.12	19.67	5.71	4.48	4.13	4.04	38.02	1.32	39.34
21	0.11	17.62	5.11	4.00	3.56	3.49	33.79	1.32	35.11
22	0.10	15.78	4.58	3.59	3.19	3.01	30.15	1.32	31.47
23	0.09	14.14	4.10	3.21	2.86	2.69	27.00	1.32	28.32
24	0.08	12.66	3.67	2.88	2.56	2.41	24.18	1.32	25.51
Debit Maksimum									321.74

Sumber: Diolah Oleh Peneliti (2023)



Gambar 4.4 HSS Nakayasu Periode Ulang 10, 25, 50 Tahun (Dokumentasi Pribadi, 2023)

4.4 Analisis Debit Banjir Kolam Retensi menggunakan Aplikasi EPA SWMM

Dalam menganalisis hidrolika menggunakan aplikasi EPA SWMM Versi 5.2 yang berfungsi untuk mengetahui debit banjir dari sebuah kolam retensi sebagai ssebuah pengendalian banjir. Debit banjir yang dilihat adalah debit sebelum dan sesudah adanya kolam retensi. Langkah yang dilakukan untuk menentukan debit banjir kolam retensi adalah sebagai berikut.

4.4.1 Kalibrasi Model Hidrolika

Kalibrasi merupakan suatu proses perbandingan antara hasil simulasi yang dilakukan dengan data yang sesuai dengan kondisi kenyataannya. Data debit yang telah didapatkan dari simulasi pada aplikasi SWMM 5.2

dibandingkan dengan debit asli Kali Pesanggrahan. Rumus yang digunakan untuk mengkalibrasi kedua data tersebut adalah persamaan RMSE. Hasil kalibrasi model hidrolika dapat dilihat pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21 *Perhitungan kalibrasi Debit Banjir dengan RMSE*

Saluran Observasi	Waktu	Debit Observasi	Debit SWMM	(Qobs-QSWMM) ²	RMSE
Conduit 12	0	1.32	5.53	17.688	0.000000654
	1	6.04	25.92	395.397	
	2	27.41	71.93	1981.660	
	3	74.44	102.90	809.721	
	4	154.88	102.90	2702.352	
	5	193.05	102.90	8127.836	
	6	188.08	102.90	7255.769	
	7	174.75	102.90	5162.361	
	8	155.32	102.90	2747.798	
	9	129.30	102.90	696.909	
	10	104.56	88.08	271.654	
	11	87.20	74.31	166.253	
	12	73.59	63.34	105.120	
	13	62.74	54.48	68.161	
	14	53.98	47.21	45.800	
	15	46.78	40.95	34.046	
	16	40.57	35.55	25.249	
	17	35.21	30.89	18.689	
	18	30.58	27.29	10.849	
	19	27.05	24.29	7.591	
	20	24.08	21.73	5.500	
	21	21.54	19.52	4.086	
	22	19.36	17.63	3.003	
	23	17.48	15.92	2.431	
	24	15.79	0.00	249.454	
Total				30915.373	

Sumber: Diolah Penulis (2023)

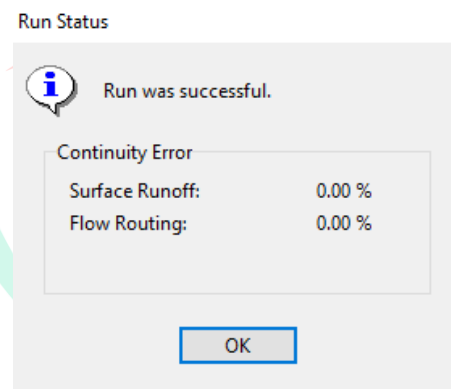
Hasil perbandingan debit observasi dengan debit yang dihasilkan dari EPA SWMM 5.2 menghasilkan nilai RMSE sebesar 0.000000654, yang mana apabila hasil perhitungan RMSE menunjukkan nilai mendekati angka 0 maka dapat dikatakan bahwa kemungkinan tingkat kesalahan dalam perhitungan sangatlah kecil. Maka dari itu dapat dinyatakan bahwa

simulasi hidrolika yang dilakukan pada EPA SWMM 5.2 telah memiliki pendekatan sesuai dengan kondisi wilayah kajian Kali Pesanggrahan.

4.4.2 Hasil Simulasi EPAS SWMM 5.2 dan Pembahasan

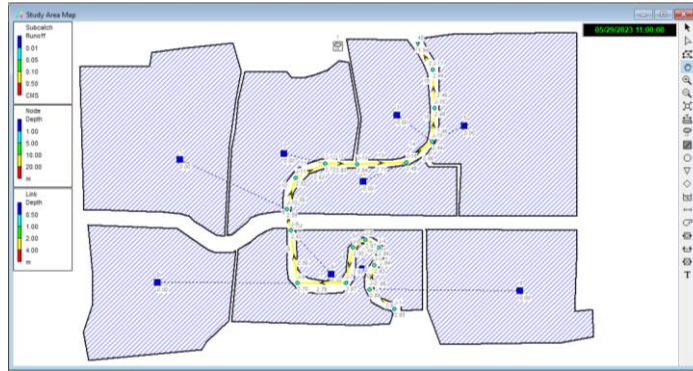
A. Debit Banjir Sebelum Adanya Kolam Retensi

Dibawah ini adalah hasil *running* dari simulasi, yang memiliki tingkat kesalahan pada *Surface Runoff* sebesar 0.00% dan tingkat kesalahan pada *Flow Routing* sebesar 0.00%. Akan tetapi hasil *running* yang dapat dikatakan bagus jika hasil menunjukkan angka dibawah 10 %. Hasil dari *running* untuk debit banjir sebelum adanya kolam dapat dilihat pada Gambar 4. 5.



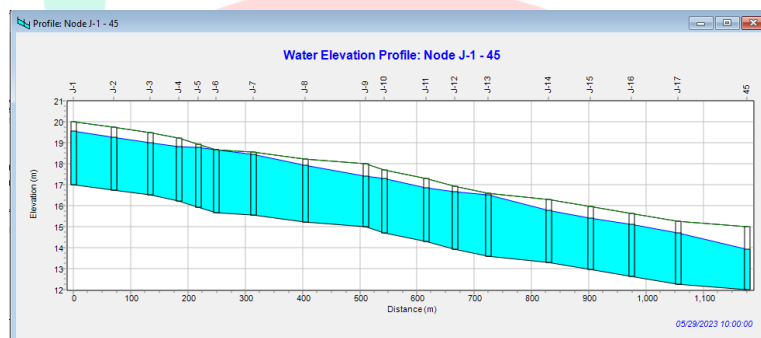
Gambar 4. 5 Nilai Contuinity Error Setelah Running pada EPA SWMM 5.2 (Dokumentasi Pribadi, 2023)

Hasil tampilan simulasi tanpa kolam retensi pada aplikasi SWMM 5.2 dapat dilihat pada Gambar 4.6. Pengerjaan simulasi dilakukan di setiap periode ulang dengan nilai intensitas hujan dan debit *baseflow* yang berbeda sesuai dengan data setiap periode ulang.

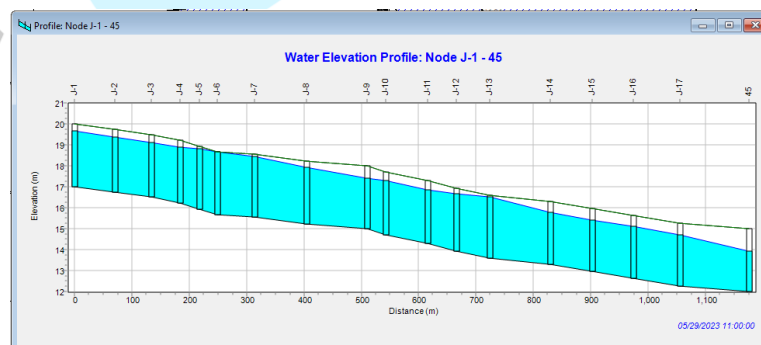


Gambar 4.6 Tampilan Simulasi Tanpa Kolam Retensi Setelah *Running* pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)

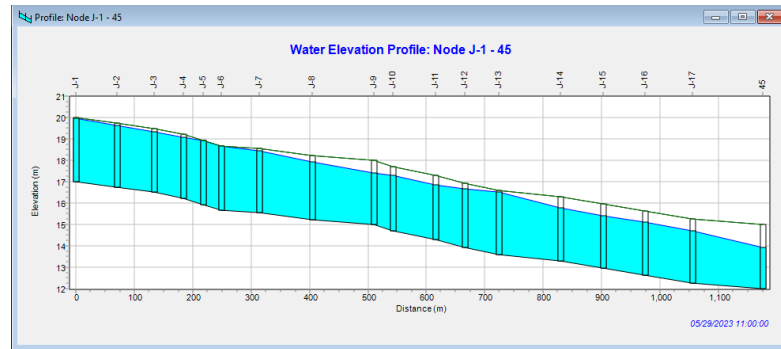
Hasil simulasi hidrolika yang dilakukan sebelum adanya kolam retensi untuk aliran Sungai dan debit yang diperoleh pada aplikasi SWMM 5.2 dapat dilihat pada Gambar 4.7 sampai dengan Gambar 4.9.



Gambar 4.7 Elevasi Air Periode ulang 10 Tahun Tanpa Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)



Gambar 4.8 Elevasi Air Periode Ulang 25 Tahun Tanpa Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)



Gambar 4.9 Elevasi Air Periode Ulang 50 Tahun Tanpa Kolam retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)

Berdasarkan hasil simulasi yang dilakukan diatas berupa simulasi hidrolika sebelum adanya penambahan kolam retensi, dapat dilihat bahwa aliran kali pesanggrahan tidak dapat menampung debit banjir maksimum pada periode ulang 10, 25 dan 50 tahun.

Jam	Debit Periode Ulang (m ³ /s)		
	R10	R25	R50
0:00	16	20.95	25.82
1:00	5.21	6.6	7.99
2:00	25.06	33.34	41.51
3:00	70.56	94.4	102.9
4:00	102.9	102.9	102.9
5:00	102.9	102.9	102.9
6:00	102.9	102.9	102.9
7:00	102.9	102.9	102.9
8:00	102.9	102.9	102.9
9:00	102.9	102.9	102.9
10:00	102.9	102.9	102.9
11:00	88.55	102.9	102.9
12:00	74.7	99.44	102.9
13:00	63.66	84.67	102.9
14:00	54.75	72.77	90.45
15:00	47.44	63	78.26
16:00	41.16	54.6	67.79
17:00	35.74	47.35	58.74
18:00	31.06	41.08	50.92
19:00	27.43	36.23	44.86
20:00	24.41	32.19	39.82

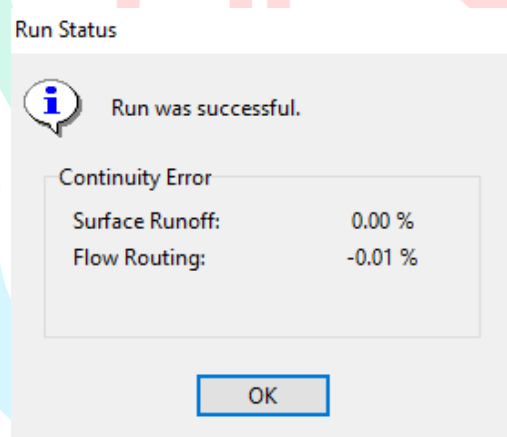
21:00	21.83	28.75	35.53
22:00	19.62	25.79	31.84
23:00	17.71	23.23	28.65
24:00:00	16	20.95	25.82

Sumber: Diolah Penulis (2023)

Tabel diatas memperlihatkan bahwa nilai debit banjir pada periode ulang 10, 25, dan 50 tahun terjadi luapan air ketika ketinggian debit mencapai 102.9 (m^3/s) yang terjadi secara stabil dalam waktu beberapa jam.

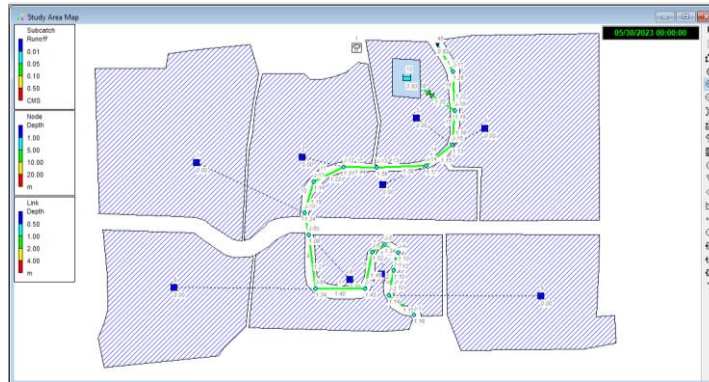
B. Debit Banjir Sesudah Adanya Kolam Retensi

Hasil running untuk debit banjir setelah adanya kolam retensi ini menunjukkan nilai *surface runoff* nya sebesar 0.00% pada *flow routing* sebesar -0.01%. seperti yang disebutkan sebelumnya bahwa hasil running yang memiliki tingkat kesalahan berada dibawah angka 10% maka dapat dikatakan bagus. Hasil dari *running* yang dilakukan setelah adanya kolam retensi dapat dilihat pada Gambar 4.10.



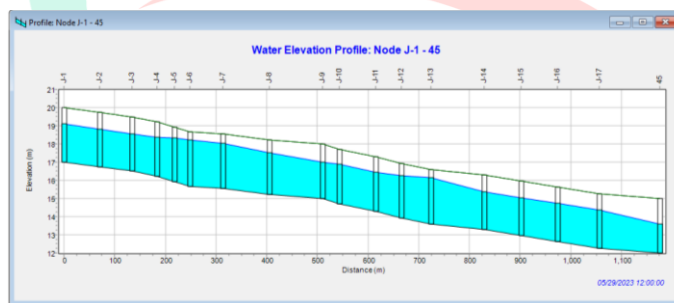
Gambar 4.10 Nilai Continuity Error Setelah Running pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)

Hasil tampilan simulasi dengan adanya kolam retensi pada aplikasi SWMM 5.2 dapat dilihat pada Gambar 4.36. Pengerjaan simulasi dilakukan pada masing-masing tiga periode ulang dengan nilai intensitas hujan dan debit *baseflow* yang berbeda sesuai dengan data setiap periode ulang.

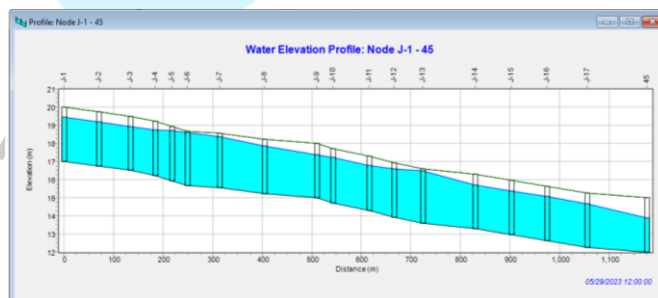


Gambar 4.11 Tampilan Simulasi Dengan Kolam Retensi Setelah Running pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)

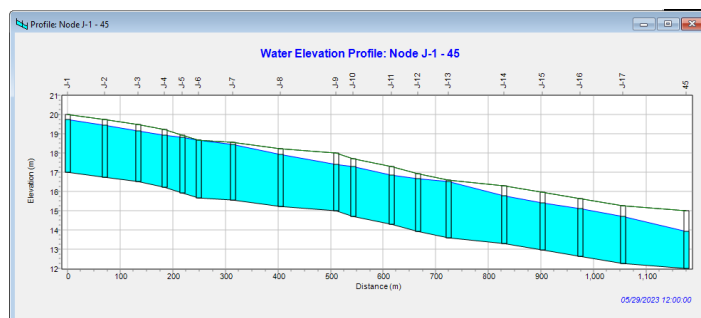
Hasil simulasi hidrolika yang dilakukan sesudah adanya kolam retensi untuk aliran Sungai dan debit yang diperoleh pada aplikasi SWMM 5.2 dapat dilihat pada gambar 4. Sampai dengan 4.



Gambar 4.12 Elevasi Air Periode Ulang 10 Tahun Dengan Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)



Gambar 4.13 Elevasi Air Periode Ulang 10 Tahun Dengan Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)



Gambar 4.14 Elevasi Air Periode Ulang 10 Tahun Dengan Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2 (Dokumen Pribadi, 2023)

Berdasarkan hasil simulasi yang dilakukan diatas berupa simulasi hidrolika sesudah adanya penambahan kolam retensi, dapat dilihat bahwa aliran kali pesanggrahan dapat menampung debit banjir maksimum pada periode ulang 10, 25 tahun karena debit maksimum telah dialihkan masuk kedalam kolam retensi. Tetapi pada periode 50 tahun banjir masih bisa dapat meluap tetapi untuk limpasan nya sendiri tidak sebesar limpasan dengan sebelum adanya kolam retensi.

Tabel 4. 22 Hasil debit banjir dengan kolam retensi pada EPA SWMM 5.2

Jam	Debit Periode Ulang (m^3/s)		
	R10	R25	R50
0:00	4.15	4.15	4.44
1:00	1.95	1.95	1.91
2:00	8.54	7.95	9.28
3:00	21.16	18.69	18.15
4:00	31.19	37.26	36.22
5:00	34.53	67.61	60.33
6:00	63.01	87.81	77.85
7:00	68.2	102.82	102.85
8:00	67.89	72.13	74.2
9:00	63.83	63.83	78.14
10:00	61.17	61.17	57.85
11:00	56.82	56.82	51.19
12:00	47.48	47.48	65.03
13:00	44.68	44.68	39.46
14:00	41.68	41.68	40.91
15:00	39.42	39.42	33.84
16:00	35.74	35.74	30.29
17:00	33.77	33.77	35.87
18:00	30.59	30.59	30.78

19:00	27.89	27.89	25.61
20:00	21.03	21.03	21.56
21:00	13.91	13.91	14.82
22:00	10.32	10.32	10.64
23:00	6	6	6.6
24:00:00	4.15	4.15	4.44

Sumber: Diolah penulis (2023)

Hasil debit pada periode ulan 10, 25, 50 tahun yang disajikan pada Tabel 4. 22 menunjukkan bahwa banjir masih akan dapat melulap tetapi hanya pada periode ulang 50 dengan debit maksimum sebesar $102.85 \text{ m}^3/\text{s}$. pada periode ulang 25 tahun debit maksimumnya mencapai $102.82 \text{ m}^3/\text{s}$ dan pada periode ulang 10 tahun debit maksimumnya sebesar $68.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

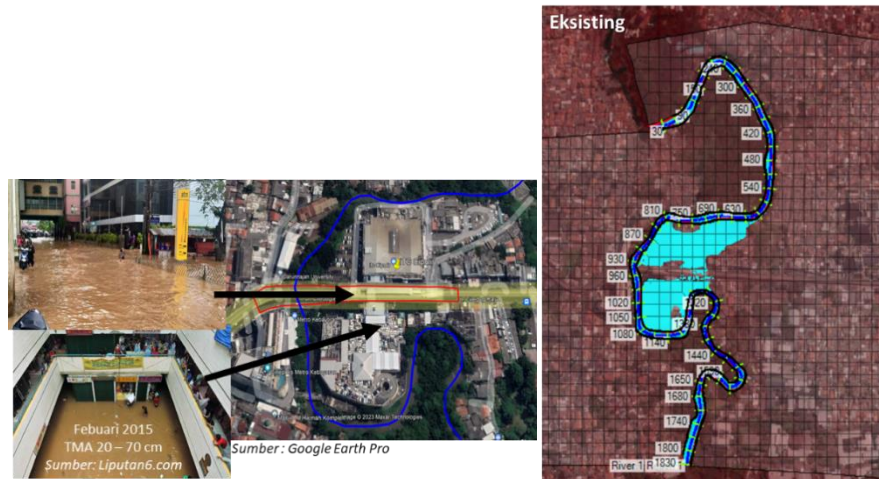
4.5 Analisis Tinggi Muka Air Banjir Menggunakan Aplikasi HEC-RAS

6.3.1

Hasil simulasi yang telah dilakukan sebelumnya melalui aplikasi EPA SWMM 5.2 maka hasil tersebut dilakukan simulasi langkah berikutnya yaitu melakukan tahapan analisis hidrolika pada aplikasi HEC-RAS 6.3.1. tahapan analisis hidrolika dilaksanakan untuk mengetahui tingkat kedalaman limpasan banjir dan luas banjir dari Kali Pesanggrahan dengan sebelum dan sesudah adanya kolam retensi. Berikut ini adalah tahapan yang dilakukan dalam melakukan analisis hidrolika pada aplikasi HEC-RAS 6.3.1.

4.5.1 Kalibrasi Model Hidrolika

Dari kejadian banjir yang pernah terjadi sebelumnya perlu dilakukan proses kalibrasi yaitu untuk membandingkan kejadian banjir sebenarnya dengan hasil simulasi yang dilakukan pada aplikasi HEC-RAS. Hasil simulasi pada HEC-RAS dapat dilihat pada Gambar 2.8



Gambar 4.15 Perbandingan Kejadian Banjir Terdahulu dengan Banjir Simulasi pada HEC-RAS (Dokumen Pribadi, 2023)

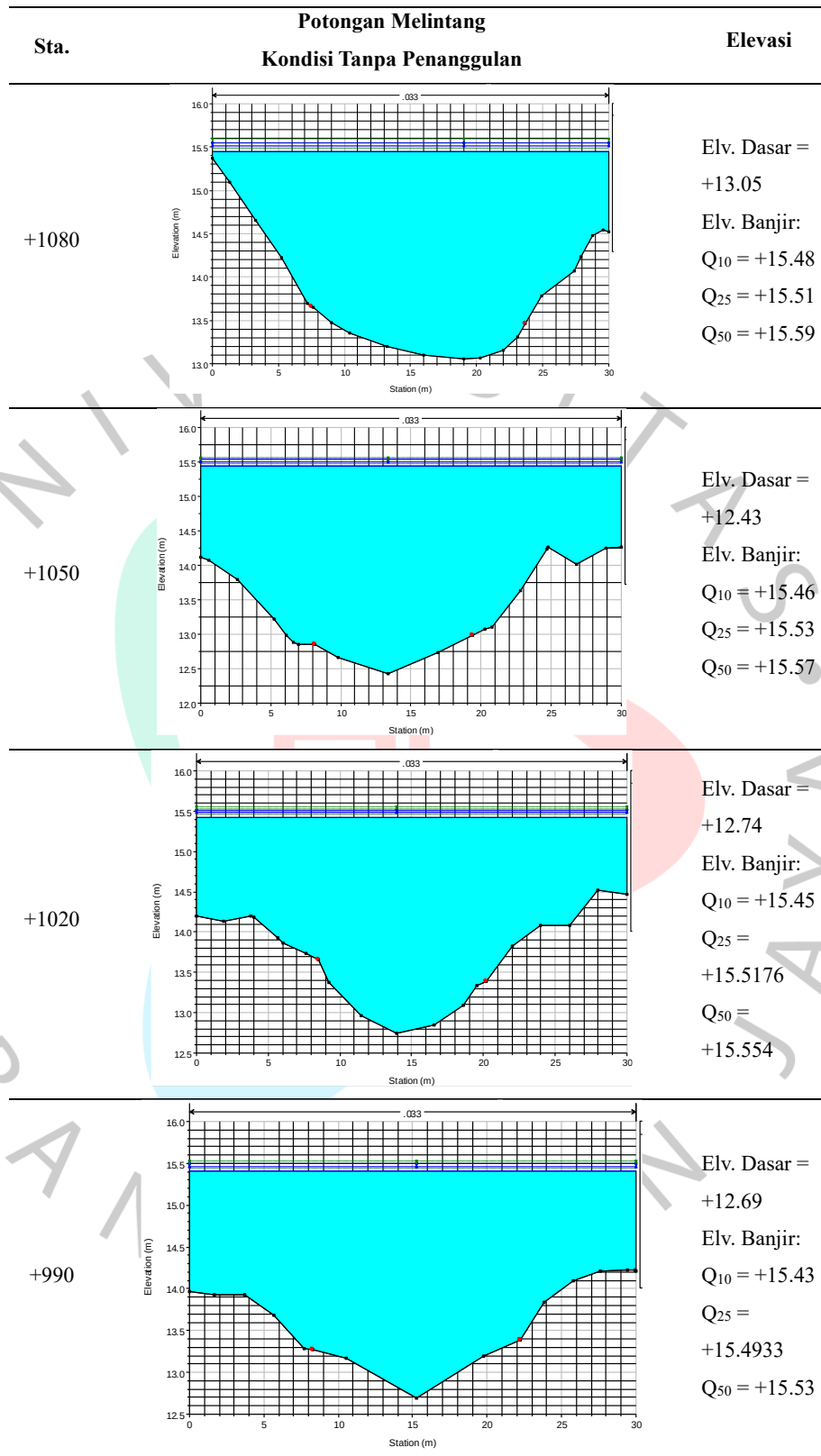
Dilihat dari simulasi yang dihasilkan dari aplikasi HEC-RAS pada periode ulang 10 tahun, daerah yang terkena luapan banjir hampir mirip dengan daerah yang biasanya digenangi oleh banjir. Pada periode ulang 25 tahun sesuai dengan peristiwa banjir yang terjadi pada tahun 2015. Dapat disimpulkan bahwa banjir yang terjadi pada tahun 2015 merupakan banjir dengan periode ulang 25 tahun dikarenakan hasil luapan air yang terjadi hampir sama dengan banjir periode ulang 25 tahun. Maka dari itu, pengerjaan model simulasi analisis hidrolika yang dilakukan pada aplikasi HEC-RAS telah sesuai dan proses analisis dapat dilanjutkan pada kondisi yang lain.

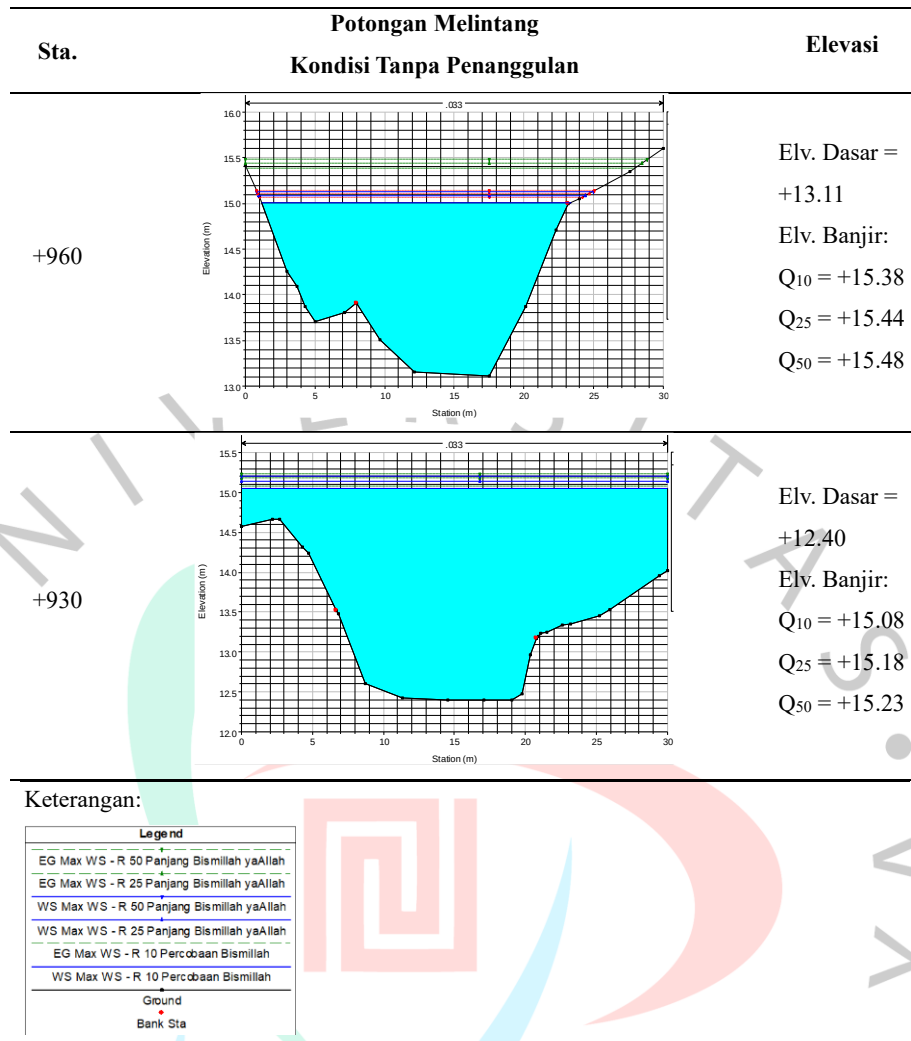
4.5.2 Hasil Analisis Hidrolika

Proses pengerjaan analisis hidrolika yang dilakukan pada aplikasi HEC-RAS 6.3.1 mendapatkan hasil tinggi muka air dan juga luas limpasan banjir yang terjadi selama periode ulang 10, 25, 50 tahun saat tanpa adanya penanggulangan dan sesudah adanya penanggulangan berupa kolam retensi. Dibawah ini merupakan hasil simulasi dari pengerjaan yang dilakukan pada aplikasi HEC-RAS.

A. Hasil Hidrolika Sebelum Adanya Kolam Retensi

Tabel 4.23 Elevasi Potongan Melintang Sungai Tanpa Penanggulangan





Sumber: Diolah Oleh Peneliti (2023)



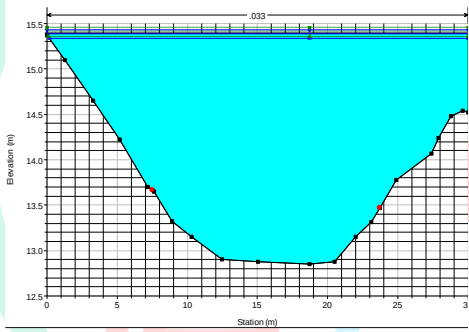
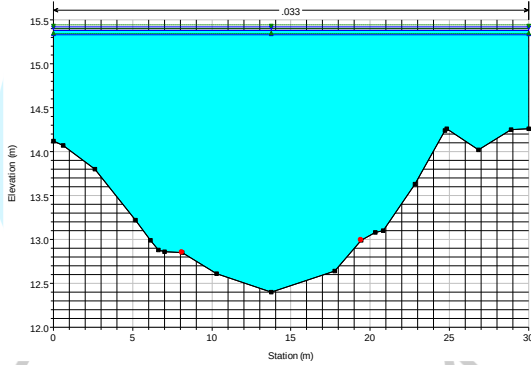
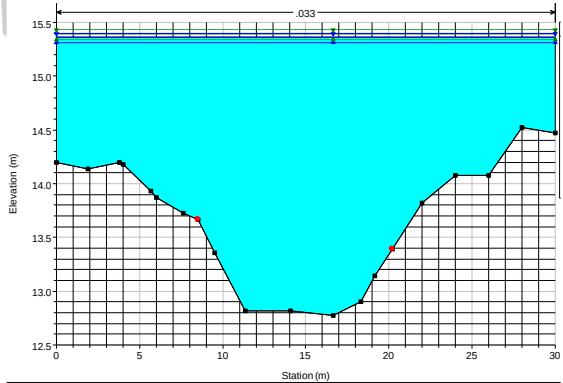
Gambar 4.16 Kondisi Limpasan Air Sungai Tanpa Penanggulan (Dokumentasi, Pribadi, 2023)

Berdasarkan hasil simulasi hidrolika yang dijalankan pada aplikasi HEC-RAS 6.3.1 yang dapat dilihat pada Gambar 4.16

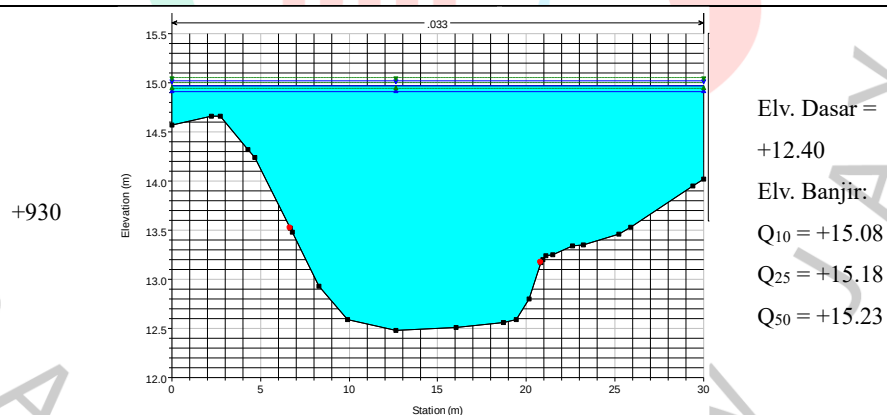
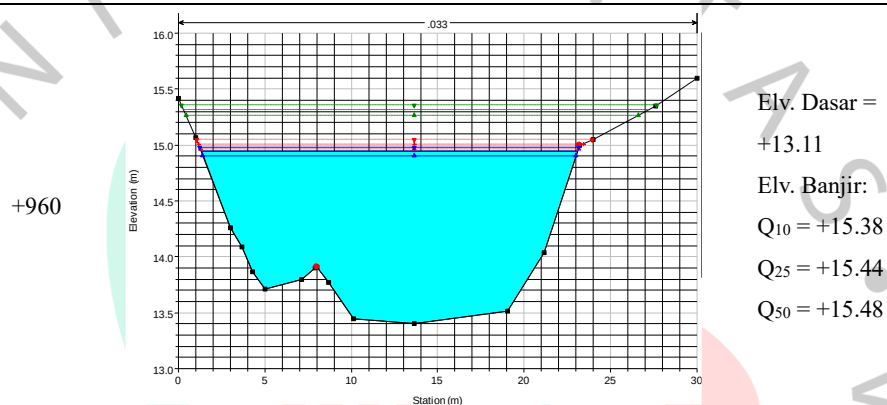
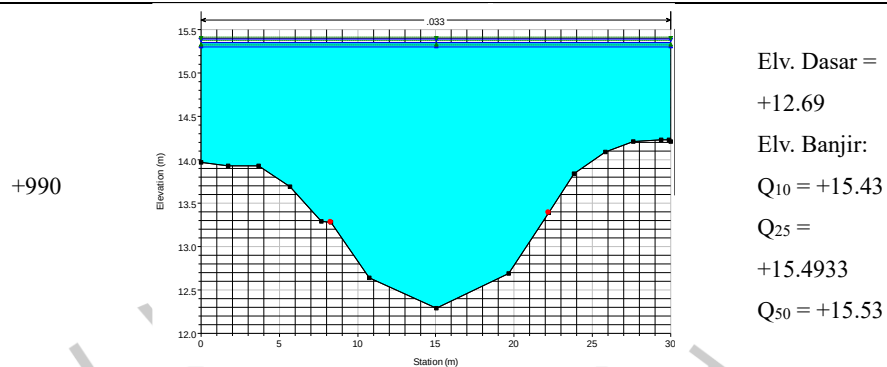
memperlihatkan bentuk limpasan banjir sebelum adanya kolam retensi pada periode ulang 10, 25, 50 tahun. Didapatkan elevasi tinggi muka air banjir dan juga bentuk penampang Sungai ketika sebelum adanya kolam retensi yang dapat dilihat berdasarkan tampak Dari cross section alur Sungai nya yang terlihat pada Tabel 4.23. Maka setelah ini dapat melakukan simulasi hidrolika lebih lanjut dengan setelah adanya penambahan kolam retensi.

B. Hasil Hidrolika Sesudah Adanya Kolam Retensi

Tabel 4.24 Elevasi Potongan Melintang Sungai dengan Kolam Retensi

Sta.	Potongan Melintang Kondisi dengan Kolam Retensi	Elevasi
+1080		Elv. Dasar = +13.05 Elv. Banjir: Q ₁₀ = +15.48 Q ₂₅ = +15.51 Q ₅₀ = +15.59
+1050		Elv. Dasar = +12.43 Elv. Banjir: Q ₁₀ = +15.46 Q ₂₅ = +15.53 Q ₅₀ = +15.57
+1020		Elv. Dasar = +12.74 Elv. Banjir: Q ₁₀ = +15.45 Q ₂₅ = +15.5176 Q ₅₀ = +15.554

Sta.	Potongan Melintang Kondisi dengan Kolam Retensi	Elevasi
------	--	---------



Keterangan:

Legend
EG Max WS - R 50 Panjang Bismillah yaAllah
EG Max WS - R 25 Panjang Bismillah yaAllah
WS Max WS - R 50 Panjang Bismillah yaAllah
WS Max WS - R 25 Panjang Bismillah yaAllah
EG Max WS - R 10 Percobaan Bismillah
WS Max WS - R 10 Percobaan Bismillah
Ground
Bank Sta

Sumber: Diolah oleh Penulis (2023)



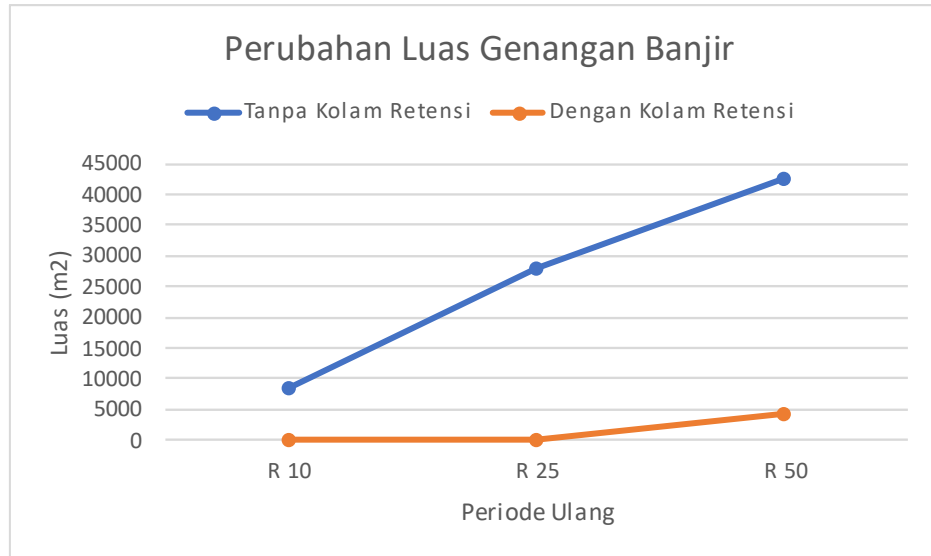
Gambar 4.17 Kondisi Limpasan Air Sungai Dengan Kolam Retensi
(Dokumentasi Pribadi, 2023)

Berdasarkan hasil simulasi hidrolika yang dijalankan pada aplikasi HEC-RAS 6.3.1 yang dapat dilihat pada Gambar 4.17 memperlihatkan bentuk limpasan banjir sesudah adanya kolam retensi diwilayah kajian pada periode ulang 10, 25, 50 tahun. Didapatkan elevasi tinggi muka air banjir dan juga bentuk penampang Sungai ketika sesudah adanya penambahan kolam retensi yang dapat dilihat berdasarkan tampak dari cross section alur sungai nya yang terlihat pada Gambar 4.17.

Tabel 4.25 Perubahan Luas Genangan Banjir

Periode Ulang	Luas (m2)	
	Tanpa Kolam Retensi	Dengan Kolam Retensi
R 10	8534.766	0
R 25	28071.916	0
R 50	42625.795	4339.36

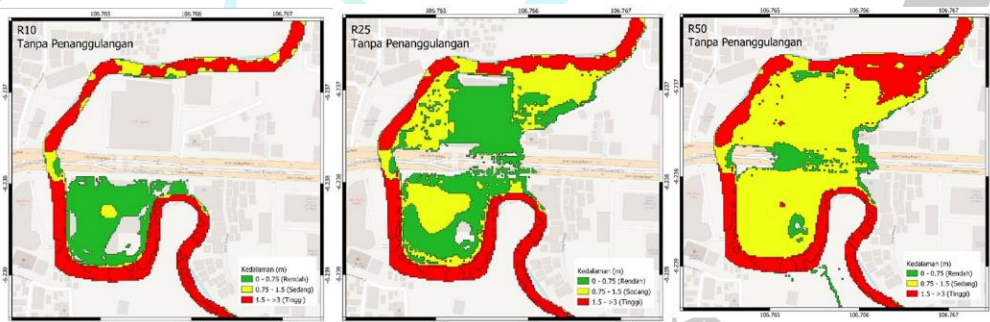
Sumber: Diolah oleh penulis (2023)



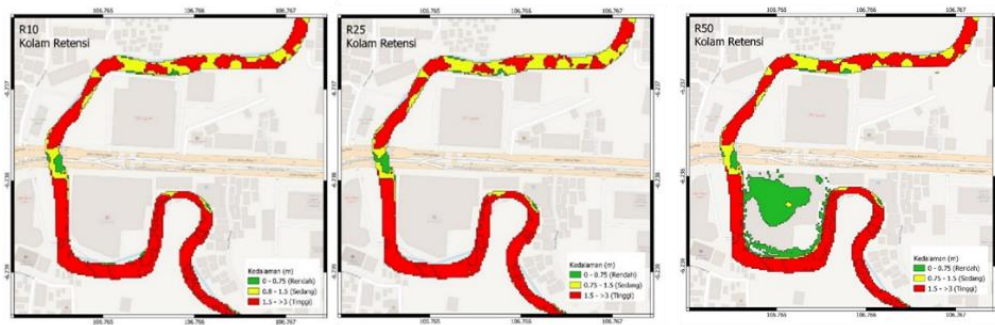
Gambar 4.18 Perubahan Luasan Genangan Banjir (Dokumen Pribadi, 2023)

4.6 Analisis Peta Ancaman Banjir

Pengolahan peta ancaman banjir dengan perioden ulang 10, 25, 50 tahun yang telah dilakukan pada Aplikasi QGIS 3.28 maka didapatkan hasil peta ancaman banjir dengan 2 macam scenario yaitu tanpa penanggulangan dan dengan adanya kolam retensi yang dapat dilihat pada Gambar 4.19 sampai dengan Gambar 4.20



Gambar 4.19 Peta Ancaman Banjir Sebelum Penanggulangan (Dokumentasi Pribadi, 2023)



Gambar 4.20 Peta Ancaman Banjir Setelah Adanya Kolam Retensi
(Dokumen Pribadi, 2023)

Dari peta ancaman yang didapatkan, telah terjadi perubahan luas limpasan dan tingkat ancaman akibat adanya implementasi kolam retensi di wilayah kajian. Pada periode 10 tahun tanpa kolam retensi kedalaman banjir sebesar 0.001 – 3.424 m. Kedalaman banjir pada periode 25 tahun sebelum adanya kolam retensi yaitu sebesar 0.0013 – 3.355m, dan pada periode ulang 50 tahun memiliki kedalaman banjir sebesar 0.0013 – 3.240m. kemudian diperoleh kedalaman banjir dengan adanya penambahan kolam retensi, yang mana pada periode ulang 10 dan 25 tahun sebesar 0m, namun pada periode ulang 50 kedalaman banjirnya sebesar 0 – 0.27m. Dari penjelasan diatas dapat dilihat bahwa memang masih terjadi luapan atau kebocoran air pada periode ulang 50 tahun dengan setelah adanya kolam retensi. Akan tetapi air tersebut bukan merupakan air banjir tetapi hanya luapan air genangan yang dikarenakan bentuk penampang di titik tersebut berupa cekungan sehingga menyebabkan genangan air dengan tingkat kedalaman rendah dibandingkan dengan sebelum adanya kolam retensi. Maka dari itu perlu dilakukan penelitian lebih lanjut mengenai penambahan kapasitas dari kolam retensi itu sendiri ataupun pembuatan kolam retensi di lokasi lain.

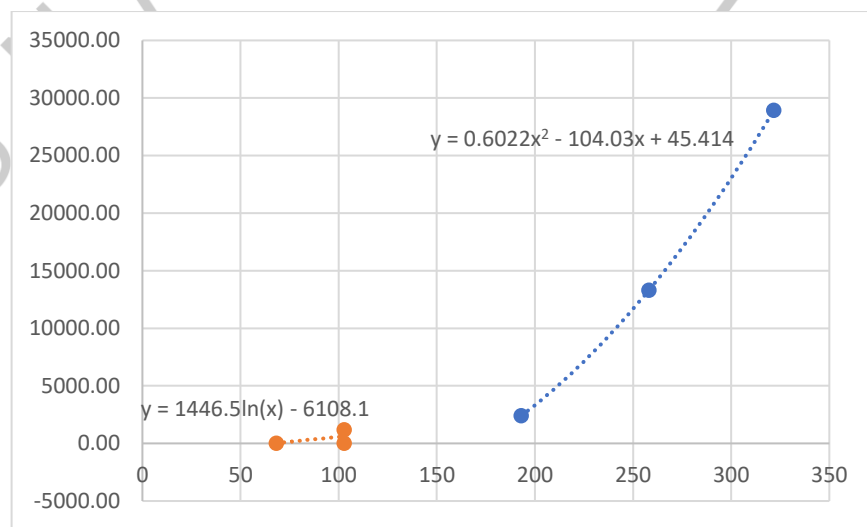
Hasil perbedaan volume banjir yang terjadi pada 2 skenario yaitu tanpa kolam retensi dan dengan kolam retensi dapat dilihat pada Tabel 4.27 dan juga dapat dilihat grafik perbedaan tersebut pada gambar 4.21 yang mana trendline pada kondisi sebelum adanya kolam retensi menunjukkan sebesar $y = 1446.5\ln(x) - 6108.1$ dan setelah adanya kolam sebesar $y = 0.6022x^2 - 104.03x - 45.414$.

yang mana hasil tersebut menunjukkan presentase penurunan ancaman banjir yang terjadi di wilayah kajian.

Tabel 4.26 Perubahan Volume Banjir

Skenario	Volume (m ³)		
	Periode Ulang		
	10	25	50
Tanpa Kolam Retensi	2405.65	13287.07	28913.79
Dengan Kolam Retensi	0	0	1186.827

Sumber: Diolah Penulis (2023)



Gambar 4.21 Perubahan Volume Genangan Banjir (Dokumen Pribadi, 2023)