

BAB 4

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

4.1. Penyajian Data

4.1.1 Survei Lapangan dan Wawancara

Survei lapangan dan wawancara ini dilakukan oleh peneliti untuk melihat kondisi eksisting secara langsung serta mengetahui kedalaman banjir, titik banjir berdasarkan keterangan warga setempat. Objek Lokasi penelitian ini berada di daerah Cawang khususnya di Jalan Tanjung Sanyang yang berdekatan dengan Sungai Ciliwung. Survei ini dilaksanakan pada Kamis, 05 Desember 2024.



Gambar 4. 3 Survei Lapangan di Sungai Ciliwung yang melintasi Pemukiman Cawang
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2024)

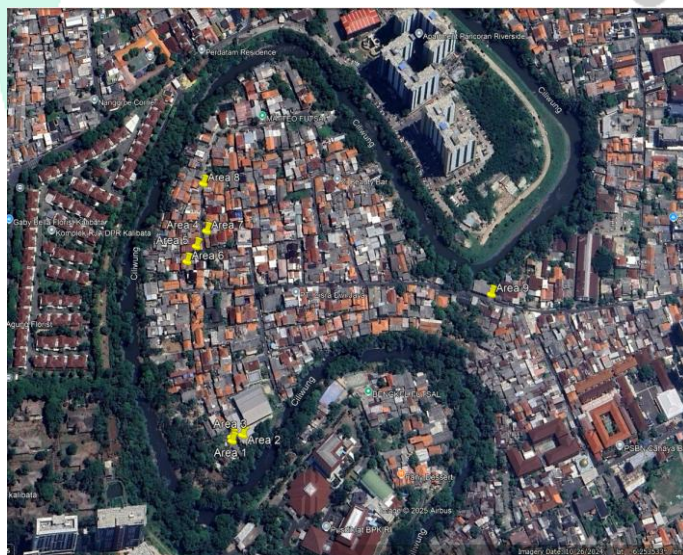
Tabel 4. 1 Hasil Wawancara Warga mengenai Kejadian Banjir di Tanjung Sanyang

No.	RT	Perkiraan	Durasi Banjir (Jam)	Debit Asal	MAPS	
		Tinggi Banjir			Long	Lat
1	4/8	70 cm	6 jam	Kiriman	-6.254793	106.85821
2	4/8	3 meter	12 jam	Kiriman	-6.25478	106.85833
3	4/8	150 cm	12 jam	Kiriman	-6.254756	106.85822
4	5/8	40 cm	12 jam	Kiriman	-6.252665	106.85876
5	5/8	2 meter	12 jam	Kiriman	-6.252776	106.8586
6	5/8	3 meter	12 jam	Kiriman	-6.252887	106.85845

No.	RT	Perkiraan	Durasi	Debit Asal	MAPS	
		Tinggi Banjir	Banjir (Jam)		Long	Lat
7	8/8	40 cm	12 jam	Kiriman	-6.252665	106.85876
8	8/8	50 cm	6 jam	Kiriman	-6.25217	106.85891
9	1/8	Tidak Banjir	-	-	-6.25445	106.86126

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2024)

Pada Gambar 4.3 menunjukkan gambar citra satelit dari lokasi penelitian yang berlokasi di kawasan pemukiman padat penduduk dengan dikelilingi aliran sungai ciliwung. Sungai Ciliwung dikenal sebagai salah satu sungai yang rawan banjir, khususnya saat musim hujan, sehingga memiliki dampak negatif terhadap kehidupan warga di sekitar bantaran sungai.



Gambar 4. 4 Titik Lokasi Penelitian
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2024)

4.1.2 Ketersediaan Data Hujan

Dalam melakukan analisis hidrologi tentunya memerlukan data hujan. Pemilihan data curah hujan harus mempertimbangkan posisi stasiun hujan yang relevan terhadap system aliran sungai ciliwung. Pada penelitian ini data hujan yang dibutuhkan yaitu, Stasiun Hujan Cawang, Stasiun Hujan Cibinong, Stasiun Hujan Citeko, Stasiun Hujan Gunung Mas, Stasiun Hujan Gadog, dan Stasiun Hujan Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Untuk

ketersediaan data pada stasiun hujan menggunakan tahun 2014 – 2023 dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4. 2 Data Stasiun Hujan yang Digunakan

Nama Stasiun	Koordinat		Elevasi	Kab. / Kota
	Lintang	Bujur		
Sta. Cawang	-6.24125	106.88039	21	Jakarta
Sta. Cibinong	-6.47639	106.85194	122	Bogor
Sta. Citeko	-6.70000	106.85	920	Bogor
Sta. Gunung Mas	-6.70919	106.96708	1142	Bogor
Sta. Gadog	-6.65692	106.86375	-	Bogor
Sta. FT UI	-6.36229	106.82406	69	Depok

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 3 Ketersediaan Data Stasiun Hujan

Nama Stasiun	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
Stasiun Cawang	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Stasiun Cibinong	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Stasiun Citeko	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Stasiun Gunung Mas	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Stasiun Gadog	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
Stasiun FT UI	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

4.2. Analisis Hidrologi

Mitigasi banjir memerlukan analisis hidrologi sebagai tahap awal yang bertujuan untuk memahami pola hidrologi di wilayah DAS, memperkirakan debit banjir sesuai periode ulang, dan menyusun rencana pengelolaan sumber daya air.

4.2.1 Curah Hujan Harian Maksimum

Langkah awal dalam analisis hidrologi yaitu mengidentifikasi curah hujan maksimum dari setiap stasiun hujan selama periode 10 tahun terakhir. Data curah hujan diperoleh dari BBWS Ciliwung-Cisadane, dan data online BMKG yang dapat

diakses di website [Data Online - Direktorat Data dan Komputasi BMKG](#).

Tabel 4. 4 Curah Hujan Maksimum Stasiun Cawang

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Cawang												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2014	138	80	74.5	78.5	35	47	56	58.5	7.5	19	89	86	138
2015	67.5	90	130	61.5	43.5	6.5	0	23.5	0	2.4	42	85.2	130
2016	81	61	48	84	56	71	51	146	89	63	83	56	146
2017	30	175	86	35	19	46.5	8	8.5	28.5	72	172	330	330
2018	80	150	70	57	11.5	11.5	9	9	14.5	22	36.5	19.5	150
2019	57.5	64.5	30	94	30	23.5	8	15	0	17	30	109	109
2020	97	108	49	34	25	69	49	49	75	51	68	49	108
2021	108	66	30	55	75	59	62	75	33	67	76	55	108
2022	47	50	35	73	37	24	30	23	94	61	60	43	94
2023	87	114	83	20.5	51	53	17	0	0	0	49	69	114

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 5 Curah Hujan Maksimum Stasiun Cibinong

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Cibinong												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2014	80	75	71	65	68	40	39	40	60	70	80	81	81
2015	65	70	63.5	52	35	4.5	0	12	0	0	0	0	70
2016	60	70	70	40	50	70	135	67	115	117	62	52	135
2017	61	60	85	30	40	35	25	28	85	67	45	50	85
2018	57	52	50	40	70	51	76	68	35	100	78	30	100
2019	74	50	35	100	70	65	74	87	65	53	93.7	107	107
2020	71.5	82	95.5	65	66	49.1	22	28.6	53	104	64.4	33.5	104
2021	45.5	100	43	67	105	77	81	70.5	69.5	40.5	63.5	70.5	105
2022	47	50	35	73	37	24	30	23	94	61	60	43	94
2023	41.1	60.2	32	41	51.5	84.4	24.7	18	0	0	105	56	105

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 6 Curah Hujan Maksimum Stasiun Citeko

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Citeko												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2014	193	95.7	52.5	99.2	52.4	84.6	70.5	59	32.4	21.5	86.5	110	192.8
2015	41.5	71.8	71.8	45.1	44	7	1.74	1.12	8.8	22.5	86.6	44.1	86.6
2016	45.5	74.4	54.4	54.5	42.2	80.5	55.8	53.6	76.2	69	78.4	36	80.5
2017	58.4	63.7	66.2	51.6	48.5	34.8	37.9	24	11.4	60	90	48.2	90
2018	39.4	164	78.8	48	32.9	58	4.8	11.5	50	50.1	52.6	31	164
2019	80.3	87.4	25.4	121	53.4	38.8	22.3	11.5	3.4	44.4	46.8	57.5	121
2020	73	119	55.5	50	62.7	32.5	32.3	30	66	54.7	26.4	57.8	119
2021	70	124	36.5	79.1	25.7	55.8	23.5	48.5	50.5	63.4	69.5	53.3	124
2022	18.5	62	46.6	89.1	36.2	86.8	46.6	52.9	34.7	76.6	57	66.7	89.1

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Citeko												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2023	39.1	84.6	45.5	25.5	86.4	33.5	16.4	2.4	1.6	36	65.6	32.6	86.4

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 7 Curah Hujan Maksimum Stasiun Gunung Mas

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Gunung Mas												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2014	120	90	31	79	37	18	42	65	20	64	65	71	120
2015	23	24	36	23	56	10	0	0	0	0	0	0	56
2016	36	60	49	33	22	55	90	58	75	60	56	20	90
2017	88	92	96	70	60	28	112	56	23	78	60	40	112
2018	40	150	70	26	86	47	32	6	52	40	80	48	150
2019	76	62	61	95	38	40	38	12	3	105	46	132	132
2020	79.5	128	61	71	88	14	33.5	89.5	62	65	32	102	128
2021	96.5	132	105	63	24	51.5	32.5	37	33	47.5	52	60	132
2022	62.5	44	57	106	58	58	37.5	91	50	98.5	69	76	106
2023	21	94	32.5	43.5	59	37.5	22	7	5.5	30	75.5	43	94

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 8 Curah Hujan Maksimum Stasiun Gadog

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Gadog												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2014	116	82	119	48	72	81	44	85	29	78.5	121	150	150
2015	93	53.5	131	74	49	22.5	19	0	0	0	0	0	131
2016	80	71	72	87	83	40	105	33	0	0	107	39.5	107
2017	75	64	63.5	143	77.7	27	21	121	55	91	94.5	69	143
2018	66	125	73.5	70.5	82	89	3	45.5	86.5	64	92	66.5	125
2019	97.5	100	34	106	74.5	48	9.5	40	82	29.4	56.5	76.5	106
2020	40.5	113	55.5	74	61.5	44	35	59	73	77	59	60	113
2021	45	97	55	64	53	39	49	39	81	105	79.5	67	105
2022	29	69	42	77.5	112	61	47.5	112	139	136	86	47	139
2023	26.5	78.5	44	55	61.5	88	23.5	45	47	59	136	63	136

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 9 Curah Hujan Maksimum Stasiun FT UI

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun FT UI												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2014	144	126	76.1	61.3	118	75.2	144	70.6	112	67.8	152	96.1	152
2015	48.4	97.2	85.5	76.8	48.2	40.6	0	0	0	0	0	0	97.2
2016	75.8	125	46.6	142	36.5	61.5	96.6	105	47.8	72.7	45.5	98	142
2017	48.8	88.5	45.7	91.2	106	92.3	79.8	48.5	27.6	88.5	45.3	82.5	106
2018	19.4	51.5	49.5	50.7	72.2	61.5	42.5	7.5	95.2	61.3	76.5	30.5	95.2
2019	91.5	66	33.2	123	57	34.6	12.4	8.8	1.5	30.5	55	81.2	123
2020	155	94.5	69.2	101	88.9	21.7	6.5	63.5	50.4	81.5	50.3	35.5	155.2
2021	38.6	133	53.8	65.6	101	113	38.4	41.5	55.7	44.7	64.5	30.2	133

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun FT UI												R maks
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des	
2022	47.2	75.5	42.5	66.4	38.6	77.6	38.4	41.5	119	86.2	108	71.2	119
2023	46.8	66.5	36.4	0	38.7	62.5	26.8	25.1	0	38.7	78.6	86.5	86.5

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

4.2.2 Curah Hujan Kawasan dengan Poligon Thiessen

Curah hujan kawasan yang digunakan pada DAS Ciliwung ini yaitu metode Poligon Thiessen. Metode ini memiliki tingkat akurasi dan ketelitian yang baik, karena pada metode ini bisa mengetahui luas pengaruh stasiun hujan terhadap DAS yang diteliti. Hasil perhitungan curah hujan maksimum dilakukan perhitungan poligon thieesen lalu dapat diambil nilai maksimum tiap tahun pada setiap stasiun. Berikut hasil perhitungan yang terdapat pada Tabel 4.10.

Tabel 4. 10 Curah Hujan Maksimum Tahunan DAS Ciliwung

No.	Tahun	Curah Hujan Maksimum						Nilai Maks. Yang diambil
		Sta. Cawang	Sta. Cibinong	Sta. Citeko	St. Gn Mas	Sta. Gadog	Sta. Kampus UI	
		0.132	0.275	0.165	0.022	0.132	0.275	
1	2014	138	81	193	120	150	152	129.467
2	2015	130	70	87	56	131	97	87.915
3	2016	146	135	81	90	107	142	95.363
4	2017	330	85	90	112	143	106	97.866
5	2018	150	100	164	150	125	95	95.081
6	2019	109	107	121	132	106	123	109.405
7	2020	108	104	119	128	113	155	100.013
8	2021	108	105	124	132	105	133	108.732
9	2022	94	146	89	106	139	119	95.208
10	2023	114	105	86	94	136	87	87.168

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

4.2.3 Analisis Frekuensi Curah Hujan Periode Ulang

Analisis frekuensi dilakukan untuk memperoleh estimasi besaran curah hujan atau debit, menentukan hujan rencana berdasarkan periode ulang dengan pendekatan distribusi probabilitas, serta menghitung curah hujan rata-rata yang terjadi di wilayah tangkapan air. Adapun tahapan dalam analisis frekuensi sebagai berikut:

A. Parameter Statistik

Hasil dari perhitungan rata-rata curah hujan maksimum dapat menetapkan kemungkinan terjadinya curah hujan maksimum dalam harian, maka debit banjir rencana dapat diperhitungkan dengan parameter statistik sebaran curah hujan awal.

Penggunaan Rumus 2.5 dalam perhitungan parameter statistik bertujuan untuk memperoleh data curah hujan berdasarkan periode ulang tertentu. Hasil perhitungan tersebut disajikan dalam Tabel 4.11 hingga Tabel 4.12.

Tabel 4. 11 Perhitungan Parameter Statistik Normal dan Gumbel

No	Tahun	Rmax (Xi)	(Xi - Xr)	(Xi - Xr) ²	(Xi - Xr) ³	(Xi - Xr) ⁴
1	2014	129.467	28.845	832.048	24000.634351	692304.19
2	2015	87.915	-12.706	161.450	-2051.430222	26066.08
3	2016	95.363	-5.259	27.660	-145.468164	765.05
4	2017	97.866	-2.756	7.595	-20.931355	57.69
5	2018	95.081	-5.541	30.703	-170.123592	942.65
6	2019	109.405	8.783	77.141	677.532990	5950.78
7	2020	100.013	-0.609	0.371	-0.225731	0.14
8	2021	108.732	8.110	65.770	533.391044	4325.75
9	2022	95.208	-5.413	29.305	-158.636800	858.76
10	2023	87.168	-13.453	180.995	-2435.014534	32759.36
Jumlah		1006.217	0	1413.038	20229.73	764030.44
Xr				100.62		
Sd				12.53		
Cs				1.43		
Ck				6.15		
Cv				0.12		

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 12 Perhitungan Parameter Statistik Log Normal dan Log Pearson III

No	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	(Log Xi - Log Xr)	(Log Xi - Log Xr) ²	(Log Xi - Log Xr) ³	(Log Xi - Log Xr) ⁴
1	2014	129.467	2.1122	0.112	0.01261	0.00142	0.00016
2	2015	87.915	1.9441	-0.056	0.00312	-0.00017	0.00001
3	2016	95.363	1.9794	-0.021	0.00042	-0.00001	0.00000
4	2017	97.866	1.9906	-0.009	0.00009	0.00000	0.00000
5	2018	95.081	1.9781	-0.022	0.00047	-0.00001	0.00000
6	2019	109.405	2.0390	0.039	0.00153	0.00006	0.00000
7	2020	100.013	2.0001	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
8	2021	108.732	2.0364	0.036	0.00133	0.00005	0.00000

No	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	(Log Xi - Log Xr)	(Log Xi - Log Xr) ²	(Log Xi - Log Xr) ³	(Log Xi - Log Xr) ⁴
9	2022	95.208	1.9787	-0.021	0.00045	-0.00001	0.00000
10	2023	87.168	1.9404	-0.060	0.00354	-0.00021	0.00001
Jumlah		1006.2	19.999	0	0.0235586	0.00110993	0.00018591
Xr		2.00					
Sd		0.05					
Cs		1.2					
Ck		5.38					
Cv		0.03					

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

B. Pemilihan Jenis Distribusi

Setelah didapat hasil dari parameter statistik, maka selanjutnya memilih jenis distribusi yang memenuhi syarat. Hasil dari pemilihan jenis distribusi dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4. 13 Pemilihan Jenis Distribusi

No	Jenis Sebaran	Hasil Perhitungan	Syarat	Keterangan
1	Normal	1.43	Cs= 0	tidak memenuhi
		6.15	Ck= 3	tidak memenuhi
2	Log Normal	1.2	Cs= Cv ² + 3Cv	tidak memenuhi
		5.38	Ck= 5,383	tidak memenuhi
		0.03	Cv ~ 0,06	tidak memenuhi
		1.2	Cs ≠ 0	memenuhi
3	Log Pearson type III	5.38	Ck = 5,383	memenuhi
		0.03	Cv ~ 0,3	memenuhi
4	Gumbel	0.12	Cs = 1,14	tidak memenuhi
		6.15	Ck = 5,4	tidak memenuhi

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Berdasarkan pada Tabel 4.13, distribusi Log Pearson III dinyatakan memenuhi kriteria yang dibutuhkan. Dengan demikian, distribusi frekuensi yang diterapkan dalam analisis ini adalah Log Pearson III.

C. Distribusi Frekuensi

Perhitungan curah hujan menggunakan distribusi frekuensi Log Pearson Tipe III untuk periode ulang 25, 50, dan 100 tahun dilakukan dengan memanfaatkan nilai K_T , sebagaimana ditampilkan pada Tabel 4.14. Nilai koefisien kemencengan (Cs)

yang digunakan sebesar 1.2, dengan rincian perhitungannya disajikan pada Tabel 4.15.

Tabel 4. 14 Nilai K_T Log Pearson Type III

Koefisien Skewness (Cs)	Periode Ulang T Tahun					
	2	5	10	25	50	100
	Peluang (%)					
	50	20	10	4	2	1
1.2	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 15 Curah Hujan Periode Ulang dengan Jenis Distribusi Log Pearson III

Periode Ulang	Log Xr	Sd	Kt	Xt	Log Xt
25	2.00	0.05	2.087	2.107	127.87
50			2.626	2.134	136.22
100			3.149	2.161	144.87

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Berdasarkan hasil yang tercantum pada Tabel 4.15, tinggi curah hujan untuk periode ulang 25, 50, dan 100 tahun masing-masing sebesar 127.87 mm, 136.22 mm, dan 144.87 mm. Nilai curah hujan maksimum pada setiap periode ulang tersebut selanjutnya digunakan untuk menghitung intensitas hujan.

D. Uji Cara Grafis

Uji cara grafis yaitu persyaratan selanjutnya guna menentukan jenis distribusi. Dalam pengujian ini, kertas probabilitas digunakan untuk menempatkan nilai peluang pada sumbu X dan tinggi curah hujan pada sumbu Y. Syarat yang harus dipenuhi adalah nilai Δ_{maks} harus lebih kecil dibandingkan dengan Δ_{kritis} . Proses perhitungan dilakukan berdasarkan titik-titik data pada Tabel 4.16 dan garis teoritis yang terdapat pada Tabel 4.17.

Tabel 4. 16 Plotting data pada kertas Probabilitas

No.	Tahun	Xi (mm) Sumbu Y	y = In Xi	Peluang (%) Sumbu X	T = 1/P
1	2023	87.168	4.863	9.09	11.00
2	2015	87.915	4.476	18	5.50
3	2018	95.081	4.558	27.27	3.67
4	2022	95.208	4.584	36.36	2.75

No.	Tahun	Xi (mm) Sumbu Y	y = In Xi	Peluang (%) Sumbu X	T = 1/P
5	2016	95.363	4.555	45	2.20
6	2017	97.866	4.695	54.55	1.83
7	2020	100.013	4.605	63.64	1.57
8	2021	108.732	4.689	73	1.38
9	2019	109.405	4.556	81.82	1.22
10	2014	129.467	4.468	90.91	1.10
Jumlah		1006.22	46.05	500	32.22
Yrt			8.373		
sd			0.05		
cs			1.2		

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 17 Garis teoritis pada kertas Probabilitas

T Tahun	Probabilitas	Kt	YT = Yrt + (Kt x Sd)	Rmax = arc In Yt (mm)
2	50	-0.195	8.363	4283.6
5	80	0.732	8.410	4491.7
10	90	1.340	8.441	4633.6
25	96	2.087	8.479	4814.1
50	98	2.626	8.507	4948.8
100	99	3.149	8.534	5083.0

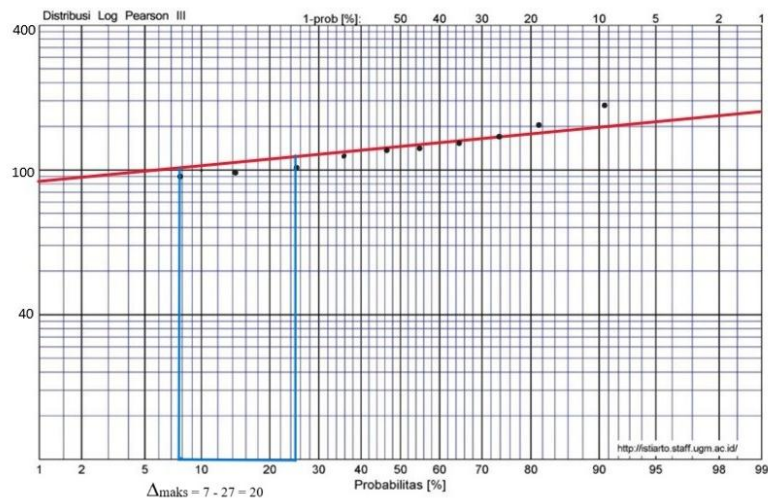
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 18 Nilai D_{kritis}

n	Derajat Kepercayaan			
	0.2	0.1	0.05	0.01
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4

Sumber: Kementerian PUPR (2018)

Nilai KT yang digunakan untuk perhitungan garis teoritis menggunakan nilai yang sama pada Tabel 4.14. Pada kertas probabilitas Log Pearson III, titik-titik hasil observasi diperoleh dari data Tabel 4.16, sementara garis teoritis diambil dari Tabel 4.17. Untuk menentukan Δ_{maks} , dihitung selisih terbesar antara kedua komponen tersebut. Dimana syarat kelayakan terpenuhi apabila Δ_{kritis} lebih besar daripada Δ_{maks} . Berdasarkan jumlah data hujan tahunan yaitu 10 tahun didapatkan tingkat kepercayaan 1% Δ_{kritis} dari Tabel 4.18 adalah 0.49.



Gambar 4. 5 Uji Cara Graffis
(Sumber: Dokumentasi Pribadi, 2024)

Berdasarkan hasil plotting pada Gambar 4.4, nilai Δ_{maks} yang diperoleh sebesar 0.20 atau 20%. Nilai ini lebih kecil dibandingkan Δ_{kritis} sebesar 0.49. Dengan demikian, distribusi Log Pearson III dinyatakan memenuhi persyaratan dan layak digunakan dalam analisis frekuensi curah hujan.

E. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat digunakan untuk menguji kesesuaian jenis distribusi yang dipilih terhadap distribusi empiris yang diperoleh dari data. Pengujian ini mempunyai persyaratan bahwa nilai Chi-Kuadrat harus lebih kecil daripada nilai Chi-Kuadrat kritis, yang diperoleh dengan mencocokkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan pada Tabel 4.13. Proses perhitungan mengacu pada Rumus 2.24, sedangkan nilai kritis diambil dari Tabel 4.13.

$$\begin{aligned} G \text{ (Jumlah sub-kelompok)} &= 1 + 3.322 \log n \\ &= 1 + 3.322 \log 10 \\ &= 3.5850 \sim 4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Dk \text{ (Derajat Kebebasan)} &= G - (p + 1) \\ &= 3.5850 - (2 + 1) \\ &= 0.5850184 \sim 1 \end{aligned}$$

$$Ei \text{ (Jumlah Nilai Teoritis)} = \frac{n}{g}$$

pada Sub Kelompok ke i)

$$\begin{aligned}
&= \frac{10}{4} \\
&= 2.5 \\
A_x &= \frac{X_{max} - X_{min}}{G - 1} \\
&= \frac{136.2054 - 95.79481}{4 - 1} \\
&= 13.47021 \\
X_{awal} &= (X_{min} - \frac{1}{2} \cdot A_x) \\
&= (95.79481 - \frac{1}{2} \cdot 13.47021) \\
&= 89.060
\end{aligned}$$

Tabel 4. 19 Nilai Kritis Chi-Kuadrat

Dk	Derajat Kepercayaan (a)			
	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: Kementerian PUPR (2018)

Berdasarkan Tabel 4.19, dengan tingkat kepercayaan sebesar 0.01 dan nilai Chi-Kuadrat kritis diperoleh sebesar 9.21. Selanjutnya, dilakukan perhitungan Chi-Kuadrat dan hasil perhitungan disajikan pada Tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Perhitungan Nilai Chi-Kuadrat

No	Chi Kuadrat			Oi	Ei	Oi - Ei	Xh2 = (Oi - Ei) ² / Ei
	Nilai Batas Sub Kelompok						
1	80.119	< P <	94.218	2	2.5	-0.5	0.1
2	94.218	< P <	108.318	5	2.5	2.5	2.5
3	108.318	< P <	122.417	2	2.5	-0.5	0.1
4	122.417	< P <	136.517	1	2.5	-1.5	0.9
ΣXh2							3.60
Xcr2							9.21

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Hasil perhitungan Chi Kuadrat didapat sebesar 1.20. Berdasarkan Tabel 4.20 diperoleh hasil $X^2 \leq X^2_{cr} = 1.20 \leq 9.21$.

Hal ini menunjukkan bahwa distribusi Log Pearson III telah memenuhi persyaratan dalam Uji Kuadrat, sehingga distribusi tersebut layak digunakan dalam analisis frekuensi.

Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Nilai Chi-Kuadrat dengan Chi-Kuadrat Kritis

$X^2 < X^2_{cr}$	
X^2	X^2_{cr}
3.60	9.21

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

F. Uji Smirnov-Kolmogorov

Pengujian Smirnov-Kolmogorov dilakukan dengan menyusun data curah hujan maksimum rata-rata dari terkecil hingga terbesar, kemudian menghitung selisih kumulatif maksimum (D_{maks}). Berdasarkan hasil perhitungan yang disajikan pada Tabel 4.22, diperoleh nilai $D_{maks} < D_{kritis} = 0.202 < 0.49$. Dengan demikian, distribusi Log Pearson III dinyatakan memenuhi kriteria dalam uji Smirnov-Kolmogorov.

Tabel 4. 22 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov

Tahun	Rmax	m	$P = m / n + 1$	$p' (x <) = 1 - P$	$K = (x - X_r) / S_d$	$P' = m / n - 1$	$P'(x)$	$D = P'(x) - P'(x <)$	
2023	87.1683	1	0.091	0.909	-1.074	0.111	0.889	0.020	
2015	87.9154	2	0.182	0.818	-1.014	0.222	0.778	0.040	
2018	95.0807	3	0.273	0.727	-0.442	0.333	0.667	0.061	
2022	95.2084	4	0.364	0.636	-0.432	0.444	0.556	0.081	
2016	95.3625	5	0.455	0.545	-0.420	0.556	0.444	0.101	
2017	97.8658	6	0.545	0.455	-0.220	0.667	0.333	0.121	
2020	100.013	7	0.636	0.364	-0.049	0.778	0.222	0.141	
2021	108.732	8	0.727	0.273	0.647	0.889	0.111	0.162	
2019	109.405	9	0.818	0.182	0.701	1	0	0.182	
2014	129.467	10	0.909	0.091	2.302	1.111	-0.111	0.202	
Jumlah	1006.217						Dmax	0.202	
Rata-rata	100.6217		Dmaks harus lebih BESAR dari Dkritis					Dmax < D	
Stand Dev	12.53							Dmax	D (n=10)
OK !!									

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

4.2.4 Intensitas Hujan Periode Ulang dan Curah Hujan Efektif

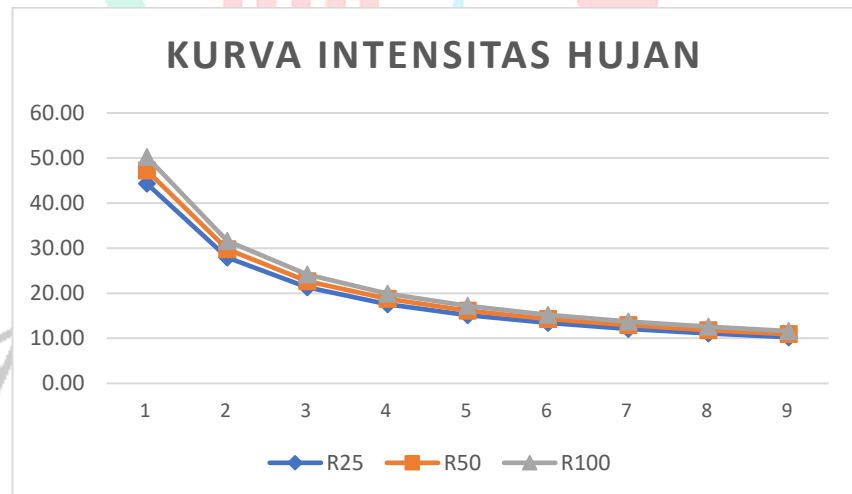
Pada penelitian ini, perhitungan intensitas hujan dilakukan menggunakan metode mononobe yang dihitung berdasarkan Rumus

2.25. Hasil perhitungan intensitas hujan pada DAS Ciliwung pada periode ulang 25, 50, 100 tahun menggunakan metode momonobe dapat dilihat pada Tabel 4.23, untuk hasil dari rasio sebaran hujan dapat dilihat pada Tabel 4.24, dan untuk hasil curah hujan efektif menurut rasio distribusi dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4. 23 Hasil Perhitungan Intensitas Hujan Metode Mononobe
**Intensitas Hujan Metode Momonobe
(mm/jam)**

Waktu (jam)	R25	R50	R100
	127.84	136.22	144.87
1	44.32	47.22	50.23
2	27.92	29.75	31.64
3	21.31	22.70	24.15
4	17.59	18.74	19.93
5	15.16	16.15	17.18
6	13.42	14.30	15.21
7	12.11	12.91	13.73
8	11.08	11.81	12.56
9	10.24	10.91	11.61

Sumber: Diolah Oleh Penulis



Gambar 4. 6 Kurva Intesitas Hujan
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2024)

Tabel 4. 24 Rasio Distribusi Hujan

t (jam)	I = (R24/t) x (t/T)^(2/3) (mm)	Rt = t.I – (t-1).(I_{t-1}) Rasio Hujan (%)
1	0.585	0.584803548
2	0.368	0.152002752
3	0.281	0.106626366
4	0.232	0.084885101
5	0.200	0.071682233
Total		1

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 25 Curah Hujan Efektif berdasarkan Rasio Distribusi

Periode Ulang	Rmax	Rasio Distribusi Hujan (Rt)				
		0.585	0.152	0.107	0.085	0.072
R25	127.84	74.76	19.43	13.63	10.85	9.16
R50	136.22	79.66	20.71	14.52	11.56	9.17
R100	144.87	84.72	22.02	15.45	12.30	10.38

Sumber: Diolah oleh Penulis (2024)

4.2.5 Hidrograf Satuan Sintesis (HSS) Debit Banjir Periode Ulang

Setelah memperoleh hasil perhitungan intensitas hujan periode ulang, langkah berikutnya melakukan perhitungan debit banjir menggunakan Hidrograf Satuan Sintesis (HSS) Nakayasu untuk kala ulang 25, 50, 100 tahun. Metode nakayasu dipilih karena dianggap sesuai dengan karakteristik hidrologi wilayah tropis seperti di Indonesia. Dibawah ini terdapat tahapan perhitungan HSS Metode Nakayasu.

$$\begin{aligned}
 R_o &= 1 \text{ mm} \\
 L &= 109 \text{ km (Panjang Sungai)} \\
 A &= 330.2 \text{ km}^2 \text{ (Luas Sungai)} \\
 C &= 0.4479 \text{ (Koefisien Limpasan)} \\
 a &= 2 \text{ (SNI 2415: 2016)} \\
 T_g &= 0.40 + 0.058 * L = 0.40 + (0.058*109) \\
 &= 6.722 \text{ jam} \\
 T_r &= 0.5 T_g = 0.5(6.722) \\
 &= 3.361 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_p &= T_g + 0.8 T_r = 6.8 + 0.8(3.361) \\
&= 9.411 \text{ jam} \\
T_{0.3} &= aT_g = 2(6.722) \\
&= 13.444 \text{ jam} \\
T_p + T_{0.3} &= 9.411 + 13.444 = 22.855 \text{ jam} \\
&= 22.855 + 1.5(13.444) \\
T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} &= 43.021 \text{ jam} \\
Q_p &= \frac{c.A.R0}{3.6 (0.3T_p + T_{0.3})} = \frac{(0.4479)(330.23)(1)}{3.6 (0.3(22.855))} \\
&= 1.775 \text{ m}^3/\text{detik} \\
Q_{baseflow} &= 0.5Q_p = 0.5(1.775) \\
&= 0.89 \text{ m}^3/\text{detik}
\end{aligned}$$

Dalam perhitungan debit banjir per jam, penting untuk mempertimbangkan waktu terjadinya puncak banjir. Oleh karena itu, metode HSS Nakayasu digunakan dalam analisis ini. Hasil dari perhitungan menggunakan metode HSS Nakayasu dapat dilihat pada Tabel 4.26 hingga Tabel 4.29.

Tabel 4. 26 Hasil Perhitungan Debit Banjir Setiap Jam dengan HSS Nakayasu

Debit Banjir Tiap Jam		
Posisi	Tr	UH
Pada kurva naik ($0 < t < T_p$) Pada kurva turun ($T_p < t < T_{0.3}$)	1	0.01
	2	0.04
	3	0.11
	4	0.23
	5	0.39
	6	0.60
	7	0.87
	8	1.20
	9	1.59
	9.4108	1.78
	10	1.69
	11	1.54
	12	1.41
	13	1.29
	14	1.18
	15	1.08
	16	0.99
	17	0.90

Debit Banjir Tiap Jam		
Posisi	Tr	UH
	18	0.82
	19	0.75
	20	0.69
	21	0.63
	22	0.58
	22.855	0.53
	23	0.53
	24	0.50
	25	0.47
	26	0.44
	27	0.42
	28	0.39
	29	0.37
	30	0.35
	31	0.33
	32	0.31
Pada kurva turun ($T_p + T_{0.3} < t < T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$)	33	0.29
	34	0.27
	35	0.26
	36	0.24
	37	0.23
	38	0.22
	39	0.20
	40	0.19
	41	0.18
	42	0.17
	43	0.16
	43.021	0.16
	44	0.15
	45	0.15
	46	0.14
	47	0.13
	48	0.13
Pada lengkung turun ($t > T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$)	49	0.12
	50	0.12
	51	0.11
	52	0.11
	53	0.10
	54	0.10
	55	0.09

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Setelah diperoleh hasil perhitungan debit menggunakan hidrograf, maka bisa dilanjutkan dengan perhitungan debit sesuai dengan periode ulang 25, 50, 100 yang dapat dilihat dari Tabel 4.27 sampai 4.29 dengan grafik dari hasil HSS Nakayasu.

Tabel 4. 27 Debit Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/jam)					Debit (m3/debit)	Base Flow (m3/detik)	Total Debit (m3/detik)
		74.8	19.43	13.63	10.85	9.16			
0	0.00	0.0					0.00	0.888	0.89
1	0.01	0.6	0.00				0.61	0.888	1.50
2	0.04	3.2	0.16	0.59			3.97	0.888	4.86
3	0.11	8.5	0.84	1.56	0.00		10.93	0.888	11.82
4	0.23	17.0	2.22	0.59	0.09	0.00	19.92	0.888	20.81
5	0.39	29.1	4.43	1.56	0.47	0.07	35.61	0.888	36.50
6	0.60	45.1	7.56	3.10	1.24	0.40	57.35	0.888	58.24
7	0.87	65.2	11.71	5.30	2.47	1.05	85.75	0.888	86.64
8	1.20	89.9	16.95	8.21	4.22	2.09	121.34	0.888	122.23
9	1.59	119.2	23.36	11.89	6.54	3.57	164.57	0.888	165.46
10	1.69	126.2	30.99	16.38	9.47	5.52	188.56	0.888	189.44
11	1.54	115.4	32.80	21.74	13.04	7.99	190.93	0.888	191.82
12	1.41	105.5	29.98	23.01	17.30	11.01	186.80	0.888	187.69
13	1.29	96.4	27.42	21.03	18.32	14.61	177.82	0.888	178.71
14	1.18	88.2	25.07	19.23	16.74	15.47	164.73	0.888	165.62
15	1.08	80.6	22.93	17.58	15.31	14.14	150.55	0.888	151.44
16	0.99	73.7	20.95	16.08	14.00	12.93	137.67	0.888	138.56
17	0.90	67.4	19.16	14.69	12.80	11.82	125.84	0.888	126.73
18	0.82	61.6	17.51	13.44	11.70	10.81	115.06	0.888	115.95
19	0.75	56.4	16.01	12.28	10.70	9.88	105.24	0.888	106.13
20	0.69	51.5	14.65	11.23	9.78	9.04	96.21	0.888	97.09
21	0.63	47.1	13.39	10.28	8.94	8.26	87.96	0.888	88.85
22	0.58	43.1	12.24	9.39	8.18	7.55	80.43	0.888	81.32
23	0.53	39.5	11.19	8.59	7.48	6.91	73.64	0.888	74.53
24	0.50	37.2	10.26	7.85	6.84	6.31	68.42	0.888	69.30
25	0.47	35.0	9.66	7.20	6.25	5.77	63.87	0.888	64.75
26	0.44	33.0	9.09	6.77	5.73	5.28	59.85	0.888	60.73
27	0.42	31.0	8.57	6.38	5.39	4.84	56.21	0.888	57.09
28	0.39	29.2	8.06	6.01	5.08	4.55	52.94	0.888	53.83
29	0.37	27.6	7.60	5.66	4.79	4.29	49.91	0.888	50.80
30	0.35	25.9	7.17	5.33	4.50	4.04	46.99	0.888	47.87
31	0.33	24.4	6.74	5.03	4.24	3.80	44.26	0.888	45.15
32	0.31	23.0	6.35	4.73	4.00	3.58	41.70	0.888	42.59
33	0.29	21.7	5.98	4.46	3.77	3.38	39.27	0.888	40.16
34	0.27	20.4	5.64	4.20	3.55	3.18	36.97	0.888	37.86
35	0.26	19.3	5.30	3.95	3.34	3.00	34.88	0.888	35.77

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/jam)					Debit (m3/debit)	Base Flow (m3/detik)	Total Debit (m3/detik)
		74.8	19.43	13.63	10.85	9.16			
36	0.24	18.2	5.01	3.72	3.15	2.82	32.87	0.888	33.76
37	0.23	17.0	4.72	3.52	2.96	2.66	30.90	0.888	31.79
38	0.22	16.1	4.43	3.31	2.80	2.50	29.12	0.888	30.01
39	0.20	15.2	4.18	3.11	2.64	2.36	27.46	0.888	28.35
40	0.19	14.3	3.94	2.93	2.47	2.23	25.86	0.888	26.74
41	0.18	13.5	3.71	2.77	2.33	2.09	24.36	0.888	25.25
42	0.17	12.6	3.50	2.60	2.20	1.97	22.91	0.888	23.80
43	0.16	12.0	3.28	2.45	2.07	1.86	21.63	0.888	22.52
44	0.15	11.4	3.11	2.30	1.95	1.75	20.48	0.888	21.37
45	0.15	10.9	2.95	2.18	1.83	1.65	19.53	0.888	20.42
46	0.14	10.4	2.84	2.07	1.74	1.55	18.59	0.888	19.47
47	0.13	9.9	2.70	1.99	1.65	1.47	17.75	0.888	18.64
48	0.13	9.5	2.58	1.89	1.58	1.39	16.95	0.888	17.84
49	0.12	9.1	2.47	1.81	1.51	1.34	16.25	0.888	17.14
50	0.12	8.7	2.37	1.73	1.44	1.27	15.49	0.888	16.38
51	0.11	8.3	2.25	1.66	1.38	1.22	14.81	0.888	15.70
52	0.11	7.9	2.16	1.58	1.32	1.16	14.15	0.888	15.04
53	0.10	7.6	2.06	1.51	1.26	1.12	13.57	0.888	14.46
54	0.10	7.3	1.98	1.44	1.20	1.06	12.95	0.888	13.83
55	0.09	7.0	1.88	1.39	1.15	1.02	12.40	0.888	13.28
Debit Maksimum R25									191.82
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)									

Tabel 4. 28 Debit Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/jam)					Debit (m3/debit)	Base Flow (m3/detik)	Total Debit (m3/detik)
		79.7	20.71	14.52	11.56	9.76			
0	0.00	0.00					0.00	0.888	0.89
1	0.01	0.65	0.00				0.65	0.888	1.54
2	0.04	3.44	0.17	0.00			3.61	0.888	4.49
3	0.11	9.10	0.89	0.12	0.00		10.11	0.888	11.00
4	0.23	18.14	2.36	0.63	0.09	0.00	21.23	0.888	22.11
5	0.39	30.99	4.72	1.66	0.50	0.08	37.95	0.888	38.83
6	0.60	48.01	8.06	3.31	1.32	0.42	61.11	0.888	62.00
7	0.87	69.50	12.48	5.65	2.63	1.11	91.38	0.888	92.26
8	1.20	95.75	18.06	8.75	4.50	2.22	129.29	0.888	130.18
9	1.59	127.03	24.89	12.67	6.97	3.80	175.36	0.888	176.25
10	1.69	134.47	33.02	17.46	10.09	5.88	200.92	0.888	201.80
11	1.54	122.92	34.95	23.16	13.90	8.52	203.45	0.888	204.33
12	1.41	112.40	31.95	24.52	18.44	11.74	199.04	0.888	199.93
13	1.29	102.76	29.22	22.41	19.52	15.57	189.48	0.888	190.37
14	1.18	94.00	26.71	20.49	17.84	16.48	175.53	0.888	176.41
15	1.08	85.87	24.43	18.74	16.32	15.07	160.42	0.888	161.31

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/jam)					Debit (m3/debit)	Base Flow (m3/detik)	Total Debit (m3/detik)
		79.7	20.71	14.52	11.56	9.76			
16	0.99	78.55	22.32	17.14	14.92	13.78	146.70	0.888	147.59
17	0.90	71.77	20.42	15.66	13.64	12.60	134.09	0.888	134.97
18	0.82	65.64	18.66	14.32	12.46	11.52	122.60	0.888	123.49
19	0.75	60.06	17.06	13.09	11.40	10.53	112.14	0.888	113.03
20	0.69	54.89	15.61	11.97	10.42	9.63	102.51	0.888	103.40
21	0.63	50.19	14.27	10.95	9.53	8.80	93.73	0.888	94.62
22	0.58	45.88	13.04	10.01	8.72	8.05	85.70	0.888	86.59
23	0.53	42.06	11.93	9.15	7.97	7.36	78.47	0.888	79.35
24	0.50	39.59	10.93	8.37	7.28	6.73	72.90	0.888	73.79
25	0.47	37.28	10.29	7.67	6.66	6.15	68.05	0.888	68.94
26	0.44	35.13	9.69	7.22	6.11	5.62	63.77	0.888	64.66
27	0.42	33.06	9.13	6.80	5.75	5.16	59.89	0.888	60.78
28	0.39	31.15	8.59	6.41	5.41	4.85	56.41	0.888	57.30
29	0.37	29.39	8.10	6.03	5.10	4.57	53.19	0.888	54.07
30	0.35	27.64	7.64	5.68	4.80	4.31	50.07	0.888	50.95
31	0.33	26.05	7.18	5.36	4.52	4.05	47.17	0.888	48.05
32	0.31	24.54	6.77	5.04	4.27	3.82	44.43	0.888	45.32
33	0.29	23.10	6.38	4.75	4.01	3.60	41.84	0.888	42.73
34	0.27	21.75	6.00	4.47	3.78	3.39	39.39	0.888	40.28
35	0.26	20.55	5.65	4.21	3.56	3.19	37.17	0.888	38.06
36	0.24	19.36	5.34	3.97	3.35	3.01	35.03	0.888	35.91
37	0.23	18.16	5.03	3.75	3.16	2.83	32.93	0.888	33.82
38	0.22	17.13	4.72	3.53	2.98	2.67	31.03	0.888	31.91
39	0.20	16.17	4.45	3.31	2.81	2.52	29.26	0.888	30.15
40	0.19	15.22	4.20	3.12	2.64	2.37	27.55	0.888	28.44
41	0.18	14.34	3.95	2.95	2.49	2.23	25.95	0.888	26.84
42	0.17	13.46	3.73	2.77	2.35	2.10	24.41	0.888	25.30
43	0.16	12.75	3.50	2.61	2.21	1.98	23.05	0.888	23.94
44	0.15	12.11	3.31	2.45	2.08	1.87	21.82	0.888	22.71
45	0.15	11.63	3.15	2.32	1.95	1.76	20.81	0.888	21.70
46	0.14	11.07	3.02	2.21	1.85	1.65	19.80	0.888	20.69
47	0.13	10.59	2.88	2.12	1.76	1.56	18.91	0.888	19.80
48	0.13	10.12	2.75	2.02	1.69	1.48	18.06	0.888	18.95
49	0.12	9.72	2.63	1.93	1.61	1.43	17.31	0.888	18.20
50	0.12	9.24	2.53	1.84	1.54	1.36	16.51	0.888	17.39
51	0.11	8.84	2.40	1.77	1.47	1.30	15.78	0.888	16.67
52	0.11	8.44	2.30	1.68	1.41	1.24	15.08	0.888	15.97
53	0.10	8.13	2.19	1.61	1.34	1.19	14.46	0.888	15.35
54	0.10	7.73	2.11	1.54	1.28	1.13	13.79	0.888	14.68
55	0.09	7.41	2.01	1.48	1.23	1.08	13.21	0.888	14.10
Debit Maksimum R50									204.33

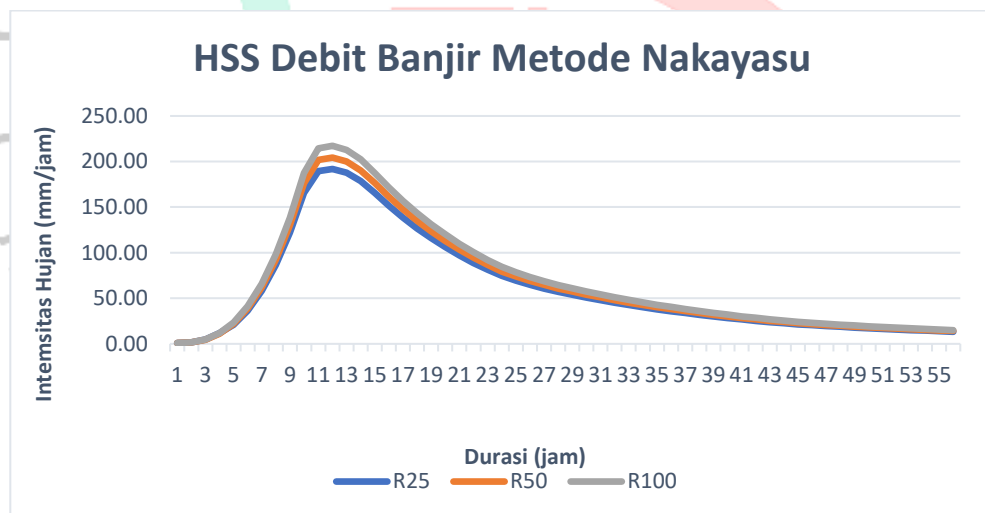
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)

Tabel 4. 29 Debit Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/jam)					Debit (m3/debit)	Base Flow (m3/detik)	Total Debit (m3/detik)
		84.7	22.02	15.45	12.30	10.38			
0	0.00	0.00					0.00	0.888	0.89
1	0.01	0.69	0.00				0.69	0.888	1.58
2	0.04	3.66	0.18	0.00			3.84	0.888	4.72
3	0.11	9.67	0.95	0.13	0.00		10.75	0.888	11.64
4	0.23	19.29	2.51	0.67	0.10	0.00	22.58	0.888	23.46
5	0.39	32.96	5.02	1.76	0.53	0.08	40.36	0.888	41.24
6	0.60	51.06	8.57	3.52	1.40	0.45	65.00	0.888	65.88
7	0.87	73.91	13.27	6.01	2.80	1.19	97.18	0.888	98.07
8	1.20	101.84	19.21	9.31	4.78	2.37	137.51	0.888	138.40
9	1.59	135.11	26.47	13.48	7.41	4.04	186.51	0.888	187.39
10	1.69	143.01	35.12	18.57	10.73	6.26	213.69	0.888	214.57
11	1.54	130.73	37.17	24.63	14.78	9.06	216.38	0.888	217.26
12	1.41	119.54	33.98	26.08	19.61	12.48	211.69	0.888	212.58
13	1.29	109.29	31.07	23.84	20.76	16.56	201.52	0.888	202.41
14	1.18	99.97	28.41	21.80	18.98	17.53	186.68	0.888	187.57
15	1.08	91.33	25.99	19.93	17.35	16.02	170.62	0.888	171.51
16	0.99	83.54	23.74	18.23	15.86	14.65	156.02	0.888	156.91
17	0.90	76.34	21.71	16.65	14.51	13.40	142.61	0.888	143.50
18	0.82	69.81	19.84	15.23	13.26	12.25	130.40	0.888	131.28
19	0.75	63.88	18.15	13.92	12.13	11.19	119.27	0.888	120.15
20	0.69	58.37	16.60	12.73	11.08	10.24	109.03	0.888	109.91
21	0.63	53.38	15.17	11.65	10.13	9.36	99.69	0.888	100.57
22	0.58	48.80	13.87	10.64	9.27	8.56	91.15	0.888	92.03
23	0.53	44.73	12.68	9.73	8.47	7.83	83.45	0.888	84.34
24	0.50	42.11	11.63	8.90	7.75	7.16	77.54	0.888	78.42
25	0.47	39.65	10.94	8.16	7.08	6.54	72.38	0.888	73.26
26	0.44	37.36	10.31	7.68	6.49	5.98	67.82	0.888	68.71
27	0.42	35.16	9.71	7.23	6.11	5.48	63.70	0.888	64.58
28	0.39	33.13	9.14	6.81	5.76	5.16	59.99	0.888	60.88
29	0.37	31.26	8.61	6.41	5.42	4.86	56.57	0.888	57.45
30	0.35	29.40	8.13	6.04	5.10	4.58	53.25	0.888	54.14
31	0.33	27.70	7.64	5.70	4.81	4.31	50.16	0.888	51.05
32	0.31	26.09	7.20	5.36	4.54	4.06	47.25	0.888	48.14
33	0.29	24.57	6.78	5.05	4.27	3.83	44.50	0.888	45.39
34	0.27	23.13	6.39	4.76	4.02	3.60	41.90	0.888	42.79
35	0.26	21.86	6.01	4.48	3.79	3.40	39.53	0.888	40.42
36	0.24	20.59	5.68	4.22	3.57	3.20	37.25	0.888	38.14
37	0.23	19.32	5.35	3.99	3.36	3.01	35.02	0.888	35.91
38	0.22	18.22	5.02	3.75	3.17	2.84	33.00	0.888	33.89
39	0.20	17.20	4.73	3.52	2.99	2.68	31.12	0.888	32.01
40	0.19	16.18	4.47	3.32	2.80	2.52	29.30	0.888	30.19

Jam	U (t,i)	Hujan Netto (mm/jam)					Debit (m3/debit)	Base Flow (m3/detik)	Total Debit (m3/detik)
		84.7	22.02	15.45	12.30	10.38			
41	0.18	15.25	4.21	3.14	2.64	2.37	27.60	0.888	28.49
42	0.17	14.32	3.96	2.95	2.50	2.23	25.96	0.888	26.85
43	0.16	13.56	3.72	2.78	2.35	2.11	24.51	0.888	25.40
44	0.15	12.88	3.52	2.61	2.21	1.98	23.21	0.888	24.10
45	0.15	12.37	3.35	2.47	2.08	1.87	22.14	0.888	23.02
46	0.14	11.78	3.22	2.35	1.97	1.76	21.06	0.888	21.95
47	0.13	11.27	3.06	2.26	1.87	1.66	20.12	0.888	21.00
48	0.13	10.76	2.93	2.15	1.80	1.58	19.21	0.888	20.10
49	0.12	10.34	2.80	2.05	1.71	1.52	18.41	0.888	19.30
50	0.12	9.83	2.69	1.96	1.64	1.44	17.56	0.888	18.44
51	0.11	9.40	2.55	1.88	1.56	1.38	16.79	0.888	17.67
52	0.11	8.98	2.44	1.79	1.50	1.32	16.04	0.888	16.92
53	0.10	8.64	2.33	1.71	1.43	1.27	15.38	0.888	16.27
54	0.10	8.22	2.25	1.64	1.37	1.20	14.67	0.888	15.56
55	0.09	7.88	2.14	1.58	1.30	1.15	14.05	0.888	14.93
Debit Maksimum R100									217.26

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2024)



Gambar 4. 7 HSS Nakayasu Periode Ulang 25, 50, 100 Tahun
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2024)

Berdasarkan grafik HSS Nakayasu, debit banjir maksimum pada periode ulang 25 tahun sebesar 191.82 m³/det, periode ulang 50 tahun 204.33 m³/det, dan untuk periode ulang 100 tahun sebesar 217.26 m³/det.

4.3. Analisis Hidrolika dengan EPA SWMM

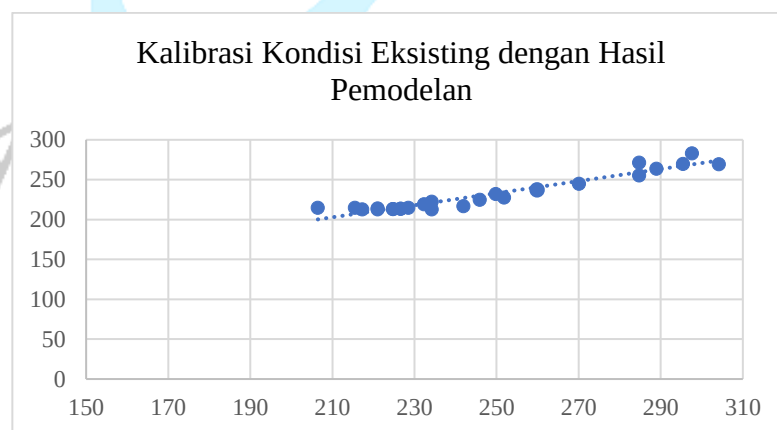
4.3.1 Kalibrasi Model

Hasil simulasi pemodelan hakikatnya harus menyerupai dengan kondisi eksistingnya dengan cara melakukan kalibrasi. Dalam penelitian ini, proses kalibrasi dilakukan dengan metode *Nash-Sutcliffe Efficiency* (NSE). Debit yang diperoleh dari simulasi SWMM akan dibandingkan dengan debit eksisting sungai yang dapat diperoleh dari situs resmi BBWS Ciliwung-Cisadane. Kalibrasi dilakukan dengan menggunakan persamaan pada Rumus 2.29.

Tabel 4. 30 Hasil Kalibrasi Metode NSE

Saluran Observasi	Jam	Qeksisting	Qsimulasi	(Qobservasi - Qsimulasi) ²	NSE
Conduit 39	1	289.01	286.55	6.08	0.894
	2	284.75	294.86	102.28	
	3	297.63	307.34	94.13	
	4	295.46	293.29	4.72	
	5	284.75	277.64	50.43	
	6	270.1	266.23	15.02	
	7	259.88	257.97	3.65	
	8	249.86	251.90	4.17	
	9	251.85	251.00	0.71	
Total				280.48	

Sumber: Diolah Oleh Penulis (2025)



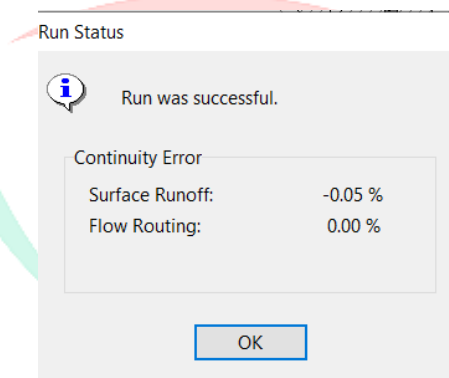
Gambar 4. 8 Grafik Kalibrasi Kondisi Eksisting dan Hasil Pemodelan
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

Berdasarkan Tabel 4.30 menunjukkan bahwa proses hasil kalibrasi sangat baik dengan nilai NSE sebesar 0.894. Nilai ini mengindikasikan bahwa model simulasi memiliki tingkat akurasi

yang tinggi dalam mensimulasikan kondisi eksisting. Grafik kalibrasi pada Gambar 4.6 turut memperkuat adanya hubungan kuat antara hasil simulasi dengan kondisi eksisting di lapangan. Hal ini membuktikan bahwa model yang digunakan mampu memodelkan sistem hidrologi secara representatif dan dapat diandalkan untuk keperluan analisis lebih lanjut.

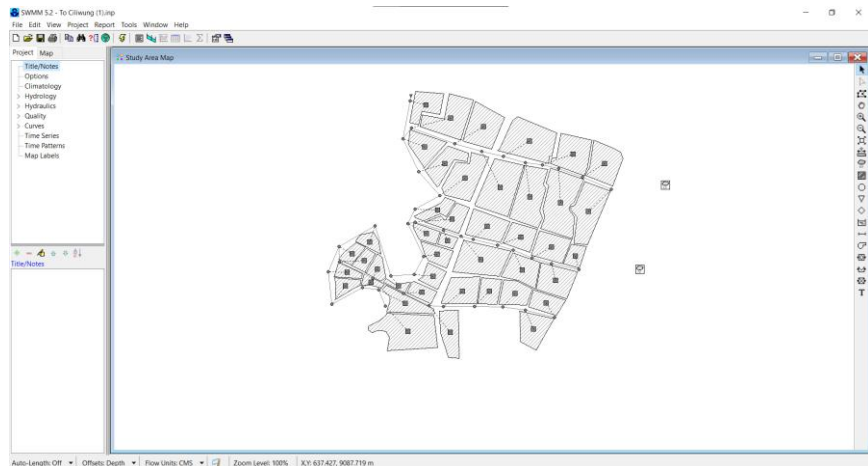
4.3.2 Sebelum Adanya Kolam Retensi

Pada Gambar 4.7 menunjukkan hasil simulasi dari EPA SWMM 5.2. Berdasarkan hasil tersebut, tingkat kesalahan yang tertera pada *Surface Runoff* tercatat sebesar -0.05%, sementara kesalahan pada *Flow Routing* sebesar 0.00%. Menurut (Huber et al., 2015), hasil simulasi dikategorikan baik apabila tingkat kesalahan yang dihasilkan tidak melebihi 10%.



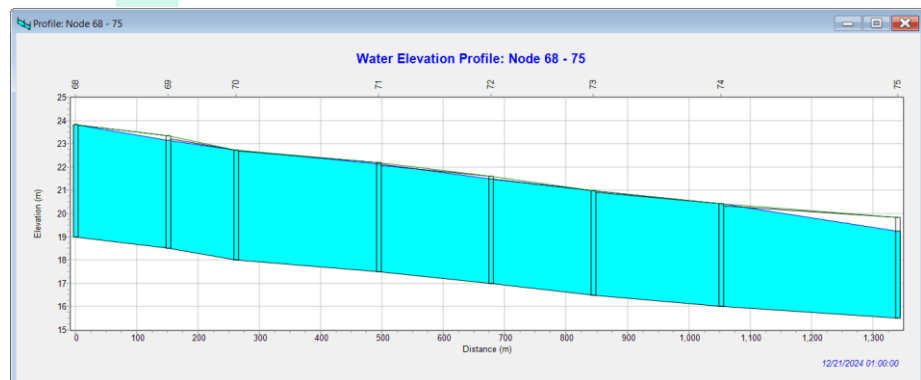
Gambar 4. 9 Nilai Continuity Error pada Running EPA SWMM 5.2
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

Dibawah ini terdapat Gambar 4.9 yang merupakan tampilan pemodelan dengan perangkat lunak EPA SWMM 5.2. Simulasi ini dilakukan dengan periode ulang 25, 50, serta 100 dengan intensitas hujan serta debit banjir sesuai dengan periodenya masing-masing.

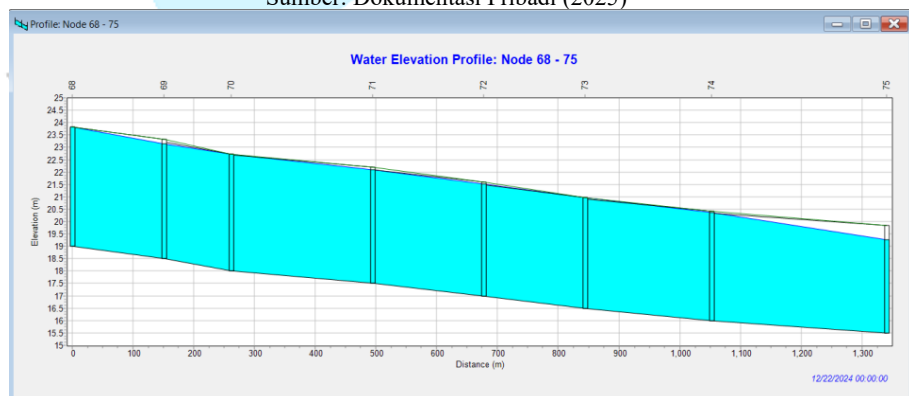


Gambar 4. 10 Tampilan Pemodelan pada EPA SWMM 5.2
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

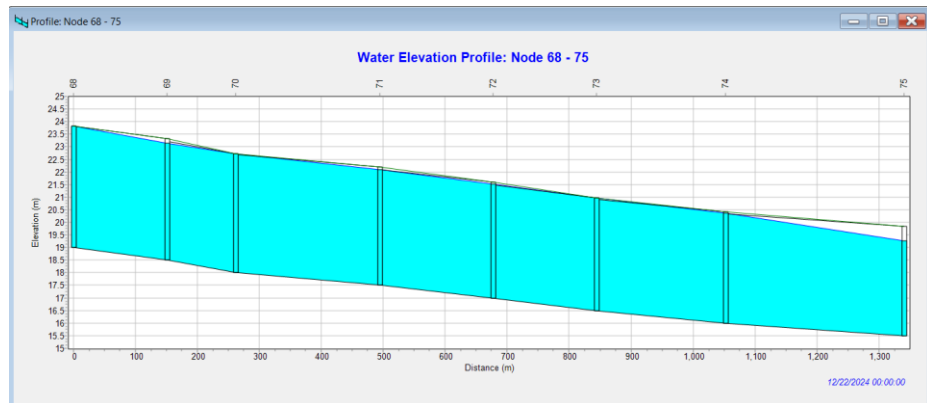
Berikut ini merupakan hasil simulasi pemodelan hidrolika sebelum penerapan kolam retensi yang diperoleh melalui aplikasi EPA SWMM 5.2 dapat dilihat sebagai berikut:



Gambar 4. 11 Kondisi Banjir Periode Ulang 25 Tahun Sebelum Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)



Gambar 4. 12 Kondisi Banjir Periode Ulang 50 Tahun Sebelum Adanya Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)



Gambar 4. 13 Kondisi Banjir Periode Ulang 100 Tahun Sebelum Adanya Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2.

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

Berdasarkan hasil simulasi hidrolika sebelum adanya kolam retensi, didapatkan hasil debit dengan periode ulang 25, 50, dan 100 tahun seperti pada Tabel 4.31.

Tabel 4. 31 Hasil Debit Simulasi Tanpa Kolam Retensi pada EPA SWMM 5.2

Jam	Debit Periode Ulang		
	R25	R50	R100
1:00	286.55	325.82	343.25
2:00	294.86	335.82	353.25
3:00	307.34	339.63	406.41
4:00	293.29	331.46	387.83
5:00	277.64	316.95	374.58
6:00	266.23	303.35	358.42
7:00	257.97	291.56	343.46
8:00	251.90	282.47	330.96
9:00	251.00	275.43	320.76

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2025)

Setelah menganalisis debit sebelum kolam retensi, hasil simulasi SWMM menunjukkan debit pada *outfall*. *Outfall* merupakan titik akhir dalam sistem drainase, dimana aliran ini dibuang ke badan air lainnya, seperti sungai, danau, atau laut. Pada penelitian ini, *outfall* yang dikeluarkan sebelum adanya kolam retensi sebesar 71.637 juta liter atau setara dengan 71.253 m³.

Tabel 4. 32 Hasil Simulasi Outfall sebelum Kolam Retensi		
<i>Outfall Node</i>	Frekuensi Aliran	Total Volume
	%	10 ⁶ ltr
20	99.99	71.637

Sumber: Hasil SWMM (2025)

4.3.3 Perencanaan Kolam Retensi, Pintu Air, dan Pompa

Pada penelitian ini kolam retensi digunakan untuk menampung debit puncak banjir yang terjadi dalam badan sungai dengan menampung banjir sementara yang terjadi di Tanjung Sanyang, sehingga dengan adanya kolam retensi diharapkan dapat menanggulangi banjir yang terjadi.

Mengingat keterbatasan lahan di kawasan Cawang yang didominasi pemukiman padat, secara teknis idealnya kolam retensi dibangun di samping badan sungai. Hal ini bertujuan agar kolam tidak mengganggu aliran utama sungai dan mempermudah sistem kontrol seperti pemasangan pintu air dan pompa. Meskipun dalam kondisi eksisting lahan sangat terbatas, dalam penelitian ini diasumsikan lahan tersedia untuk perencanaan teknis, sesuai hasil penelusuran citra satelit menggunakan Google Earth Pro.

Pada simulasi yang dilakukan dengan aplikasi EPA SWMM 5.2 menunjukkan terjadinya genangan air dengan $Q_{peakflooding}$ puncak sebesar 406.416 m³ pada periode ulang 100 tahun.

Tabel 4. 33 Debit Puncak pada Sungai Ciliwung			
Durasi	Debit Puncak	Frekuensi Kejadian	Periode Ulang
9	406.416	50.00	1.00

Sumber: Hasil SWMM (2025)

Dalam pemodelan kolam retensi dengan EPA SWMM, posisi elevasi kolam dirancang lebih tinggi dibandingkan muka air sungai. Oleh karena itu, saat terjadi peningkatan debit sungai (banjir), air tidak bisa mengalir secara gravitasi ke kolam, sehingga diperlukan pompa untuk mengalirkan air dari sungai menuju kolam. Pompa ini

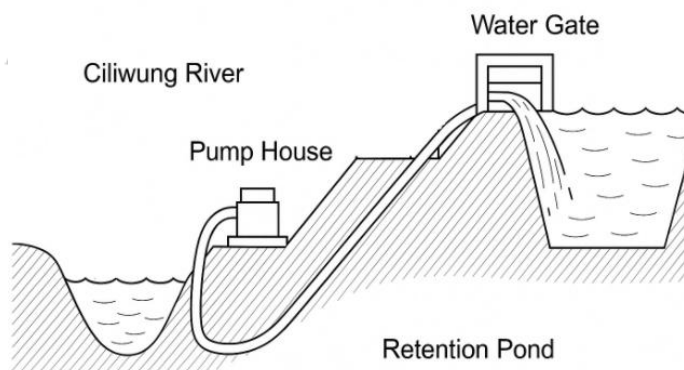
berfungsi aktif hanya pada saat debit sungai melampaui ambang batas tertentu.



Gambar 4. 14 Rencana Penempatan Kolam Retensi
Sumber: Google Earth Pro

Dalam pemodelan kolam retensi dengan EPA SWMM, posisi elevasi kolam dirancang lebih tinggi dibandingkan muka air sungai. Oleh karena itu, saat terjadi peningkatan debit sungai (banjir), air tidak bisa mengalir secara gravitasi ke kolam, sehingga diperlukan pompa untuk mengalirkan air dari sungai menuju kolam. Pompa ini berfungsi aktif hanya pada saat debit sungai melampaui ambang batas tertentu.

Setelah kondisi sungai kembali normal atau surut, air yang sebelumnya tertampung di dalam kolam akan dialirkan kembali ke sungai melalui sistem gorong-gorong secara gravitasi. Sistem ini memanfaatkan perbedaan elevasi agar pengeluaran air dari kolam ke sungai dapat berlangsung tanpa bantuan energi mekanis tambahan.



Gambar 4. 15 Skema Kolam Retensi dilengkapi Pompa dan Pintu air
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

Skema ini bertujuan untuk mengurangi tekanan debit puncak di badan sungai saat banjir, serta memanfaatkan kolam retensi sebagai tampungan sementara untuk menghindari luapan yang lebih luas di kawasan permukiman.

a) Perhitungan kebutuhan kapasitas kolam retensi

- Kapasitas kolam dengan kedalaman 5 meter

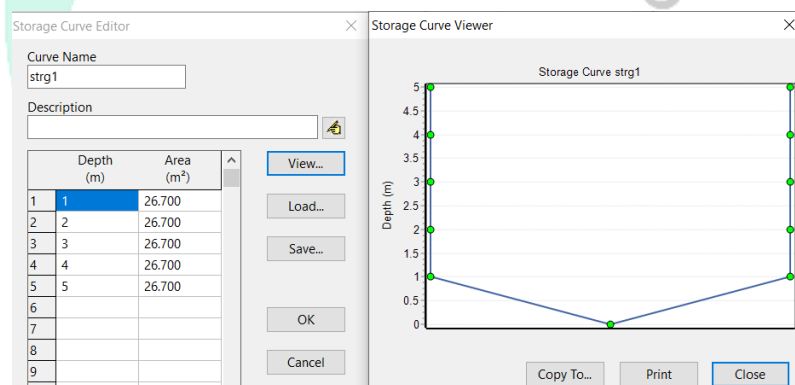
$$\text{Luas Kolam} = 26.651 \text{ m}^2$$

$$\text{Kedalaman (d)} = 5 \text{ meter}$$

$$V_{\text{kolam}} = A \times d$$

$$= 26.651,79 \times 5 = 133.5 \text{ m}^3$$

Sehingga kapasitas kolam dengan kedalaman 5 meter $\pm 135 \text{ m}^3$.



Gambar 4. 16 Storage Curve Editor pada EPA SWMM 5.2
Sumber: Diolah Oleh Penuli (2025)

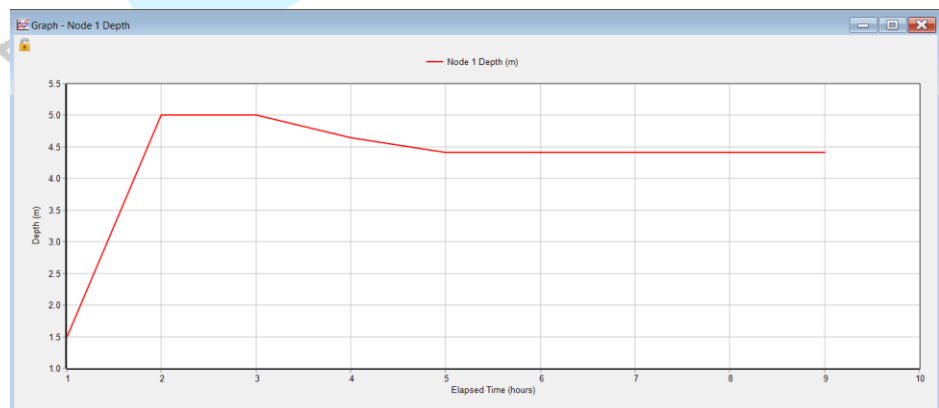
Gambar 4.16 dan Tabel 4.34 menunjukkan hasil simulasi kedalaman kolam retensi. Pada penelitian ini, kolam retensi hanya dirancang dengan kedalaman 5 meter. Penelitian ini tidak dilakukan perbandingan scenario kedalaman lain seperti 6, 7, hingga 10 meter, karena lokasi kolam berada di area yang cukup sensitif yakni berdekatan dengan jalan tol. Penambahan kedalaman melebihi 5 meter dikhawatirkan dapat menimbulkan dampak terhadap lingkungan sekitar, khususnya dalam hal stabilitas lereng, keamanan konstruksi sekitar, dan risiko terhadap infrastruktur lainnya. Oleh karena itu, kedalaman 5 meter

dipilih sebagai kedalaman maksimum yang dianggap aman dan sesuai kondisi teknis di lapangan.



Gambar 4. 17 Lokasi Rencana Kolam Retensi
Sumber: Google Earth Pro

Berdasarkan grafik pada Gambar 4.17 ketinggian kolam meningkat pada jam 02:00 yang merupakan kapasitas maksimum kolam sebesar 5 meter. Kemudian, terjadi penurunan kolam secara bertahap yang menandakan pintu air dan pompa bekerja dalam mengalirkan air keluar dari kolam. Pada jam ke 04:00 hingga 09:00 ketinggian kolam stabil dikisaran 4.41 meter hingga 4.46 meter yang menandakan kolam tetap dalam kondisi aman dan tidak meluap meskipun debit masuk cukup besar.



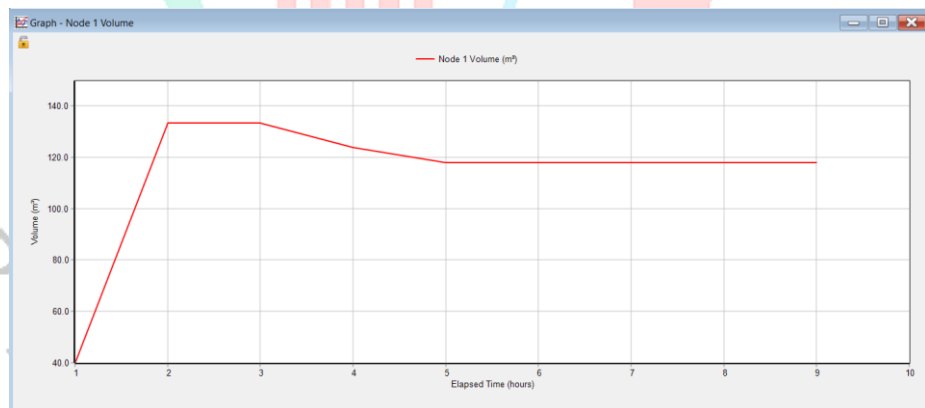
Gambar 4. 18 Grafik Kedalaman Kolam Retensi
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2025)

Tabel 4. 34 Ketinggian Kolam Retensi

Jam	Tinggi (m)
1:00:00	1.48
2:00:00	5
3:00:00	5
4:00:00	4.64
5:00:00	4.41
6:00:00	4.41
7:00:00	4.41
8:00:00	4.41
9:00:00	4.41

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2025)

Berdasarkan Gambar 4.16 dan Tabel 4.35 menunjukkan perubahan volume air yang tertampung pada kolam retensi. Pada kolam retensi mencapai volume maksimum sebesar 133.5 m³ pada jam ke 02:00, kemudian mempertahankan kestabilan volume sebesar 117.87 m³ melalui pengaturan sistem kontrol.

Gambar 4. 19 Grafik Volume yang Masuk ke Kolam Retensi
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2025)

Tabel 4. 35 Volume Kolam Retensi

Jam	Volume (m ³)
1:00:00	39.62
2:00:00	133.5
3:00:00	133.5
4:00:00	123.98
5:00:00	117.87

Jam	Volume (m ³)
6:00:00	117.87
7:00:00	117.87
8:00:00	117.87
9:00:00	117.87

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2025)

Dari grafik tersebut dapat dilihat kedalaman kolam meningkat seiring berjalannya waktu dan mulai meningkat di jam ke 02:00. Selain itu, kolam retensi tidak terjadi limpasan air di kolam retensi, yang mengindikasikan bahwa kolam retensi berfungsi dengan baik dalam menampung air.

- Total Volume Banjir dalam 1 Jam

$$\begin{aligned}
 V_{\text{banjir}} &= (Q_{\text{flooding}} \times t) \\
 &= (410 \times 3600) \\
 &= 1.476.000 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Dalam 1 jam total volume air banjir yang masuk sebesar 1.476.000 m³

- Persentase Air yang Bisa Ditampung Kolam Retensi

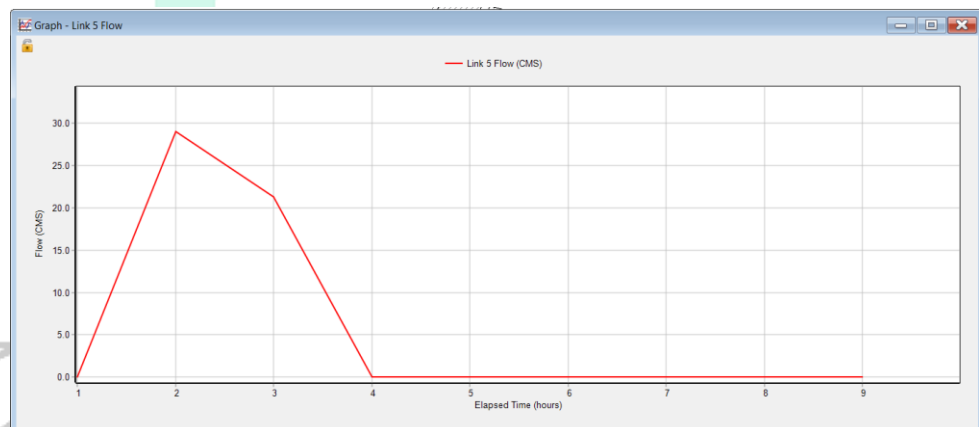
Hasil dari volume air masuk sebesar 1.476.000 m³, maka efektivitasnya kolam apabila luas yang tersedia sebesar 266.518 m³:

$$\begin{aligned}
 \text{Persentase} &= \left(\frac{133.5}{1.476.000} \right) \times 100 \% \\
 &= 9.03 \%
 \end{aligned}$$

b) Perencanaan Pintu Air

Pada penelitian ini, pintu air pada kolam retensi berfungsi sebagai pengatur debit air yang masuk maupun keluar dari sistem kolam. Dalam penelitian ini, direncanakan pintu air dengan dimensi tinggi dan lebar masing-masing 6.5 meter lebih tinggi dari kolam retensi. Perbedaan ketinggian ini memberikan kemudahan dalam mengatur debit air.

Pada sistem kolam retensi ini digunakan *sluice gate* (pintu sorong) sebagai pengatur aliran masuk dari sungai ke kolam. Jenis pintu ini dipilih karena mampu dikontrol secara bertahap, baik secara manual maupun otomatis, sesuai kebutuhan debit. Dalam simulasi SWMM, pintu air diatur terbuka mulai jam ke-1 hingga jam ke-4, mengikuti pola debit puncak yang terjadi. Pada jam-jam tersebut, aliran dari sungai sedang tinggi, sehingga pintu dibuka untuk mengalirkan air ke kolam dan mengurangi beban saluran utama. Setelah jam ke-4, pintu ditutup kembali karena debit mulai menurun, sehingga kolam tidak menerima aliran berlebih. Pengaturan ini bertujuan untuk mengoptimalkan fungsi kolam retensi sebagai penampung air saat hujan puncak dan menghindari *overtopping*.



Gambar 4. 20 Grafik *Flow* Pintu Air Kolam Retensi
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2025)

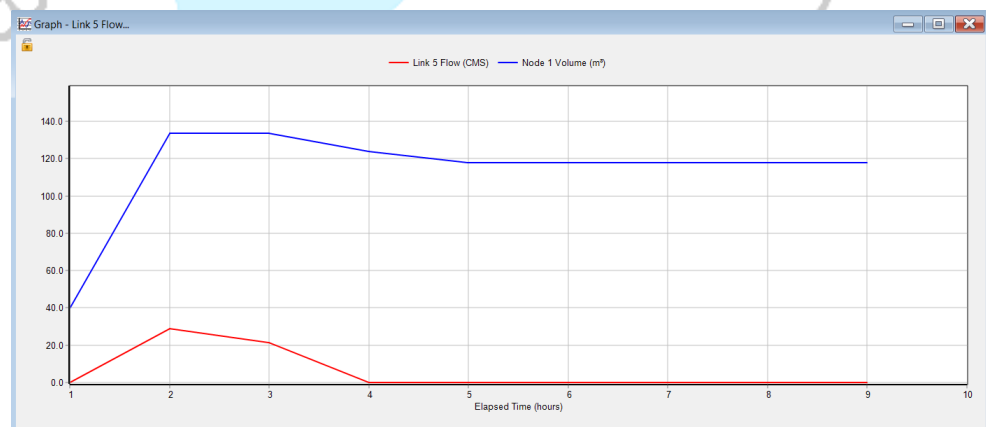
Grafik pada Gambar 4.17 menunjukkan pintu air dibuka pada jam pertama, dengan aliran yang meningkat secara signifikan hingga mencapai puncak sekitar $29.04 \text{ m}^3/\text{s}$ pada jam 02:00 lalu mengalami penurunan dan berhenti sepenuhnya setelah jam ke 04:00. Periode jam ke 04:00 hingga ke 09:00 menunjukkan tidak ada aliran air yang menandakan pintu air tertutup selama periode tersebut. Grafik ini menunjukkan proses buka tutup pintu air terkendali. Berikut tabel *flow* pintu air kolam retensi:

Tabel 4. 36 Aliran Pintu Air EPA SWMM 5.2

Jam	Flow
1:00:00	0
2:00:00	29.04
3:00:00	21.32
4:00:00	0
5:00:00	0
6:00:00	0
7:00:00	0
8:00:00	0
9:00:00	0

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2025)

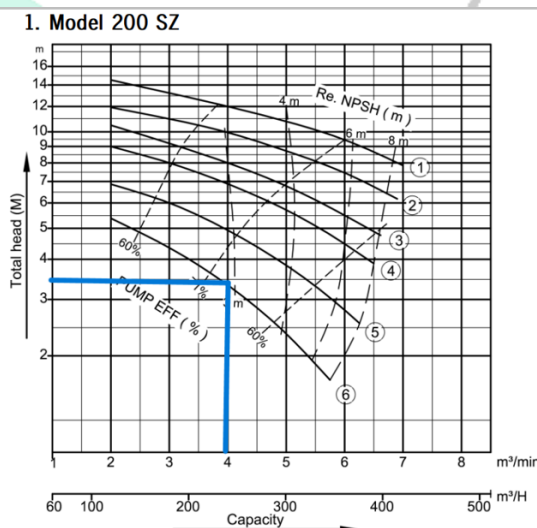
Pada Gambar 4.18 menunjukkan grafik hubungan aliran pintu air dengan volume kolam retensi. Kondisi ini menunjukkan bahwa pintu air berfungsi sebagai kontrol hidrolik pada saat debit masuk ke kolam. Setelah aliran pintu berhenti, kestabilan kolam dijaga oleh sistem pompa yang bekerja secara konstan dengan kapasitas $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Kombinasi antara pengaturan buka tutup pintu air dan operasi pompa secara signifikan membantu menjaga tinggi muka air dan volume kolam retensi agar tetap dalam batas yang direncanakan, dan menghindari limpasan atau kelebihan kapasitas kolam.



Gambar 4. 21 Grafik Hubungan *Flow* Pintu Air dengan Kapasitas Kolam
Sumber: Diolah Oleh Penulis (2025)

c) Skenario Penambahan Pompa

Pada penelitian ini pompa digunakan untuk mengalirkan air dari Sungai Ciliwung ke kolam retensi, karena elevasi kolam retensi lebih tinggi daripada sungai. Dengan kondisi tersebut, aliran secara gravitasi dari sungai ke kolam tidak dapat terjadi secara alami, sehingga dibutuhkan pompa untuk memindahkan air saat muka air sungai naik, khususnya ketika terjadi banjir. Berdasarkan BBWS Ciliwung Cisadane ketinggian TMA Sungai Ciliwung sebesar 3.5 meter, maka pompa diatur dengan kurva kinerja dengan kecepatan $4 \text{ m}^3/\text{s}$ dikendalikan melalui kontrol tinggi muka air di sungai.



Gambar 4. 22 Performance Curve Pump
Sumber: PT Ebara Indonesia

Tabel 4. 37 Hasil Simulasi Pompa

Utilisasi Pompa	Aliran Maksimal	Total Volume	Pemakaian Daya
88.80	4.00	115.050	2703.65

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2024)

Pada Tabel 4.37 merupakan hasil simulasi penambahan pompa dengan kapasitas $4 \text{ m}^3/\text{s}$ yang dioperasikan selama 8 jam yang mampu memindahkan air banjir dari sungai menuju kolam sebesar 115.050 m^3 . Volume ini mendekati kapasitas tampungan kolam retensi yang direncanakan yaitu 133.500 m^3 . Keberadaan

pompa ini berkontribusi terhadap penurunan volume *outfall* hingga 39.02% yang menunjukkan efektivitas dalam mengurangi beban aliran langsung ke sungai selama periode banjir.

Tabel 4. 38 Hasil Simulasi Outfall setelah Kolam Retensi dan Pompa

<i>Outfall Node</i>	Frekuensi Aliran	Total Volume
	%	10 ⁶ ltr
20	99.99	43.681

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2024)

d) Skenario Tanpa Pompa

Pada skenario tanpa penggunaan pompa, aliran dari Sungai Ciliwung akan mengalir ke kolam retensi dengan menggunakan prinsip bejana berhubungan dan pipa dalam tanah secara gravitasi. Sistem ini memanfaatkan perbedaan elevasi antara muka air sungai dan dasar kolam retensi, sehingga air dapat mengalir tanpa bantuan energi mekanis.

Dalam kondisi hujan deras saat muka air sungai meningkat, air secara otomatis akan mengalir melalui pipa menuju kolam. Metode ini efektif selama elevasi muka air susai berada di atas pipa masuk ke kolam. Namun, pada metode ini terdapat kelemahan dari sistem yaitu ketergantungannya terhadap fluktuasi muka air sungai. Jika muka air sungai lebih rendah atau sejajar dengan elevasi kolam, maka proses pemindahan air tidak dapat berlangsung optimal, sehingga sistem ini kurang andal untuk situasi banjir ekstrem yang memerlukan pengaturan aliran secara aktif.

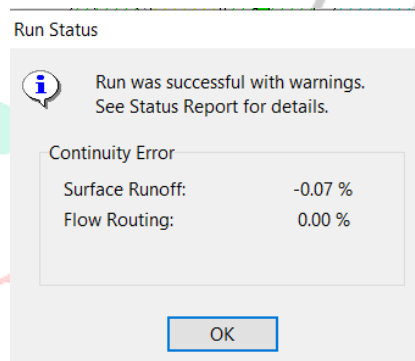
Skenario kolam retensi tanpa pompa yang terhubung ke sungai hanya mampu mengurangi volume limpasan sebesar 8.83% yang dapat dilihat pada Tabel 4.39.

Tabel 4. 39 Hasil Simulasi Outfall setelah Kolam Retensi tanpa Pompa		
<i>Outfall Node</i>	Frekuensi Aliran	Total Volume
	%	10 ⁶ ltr
20	99.99	65.307

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2025)

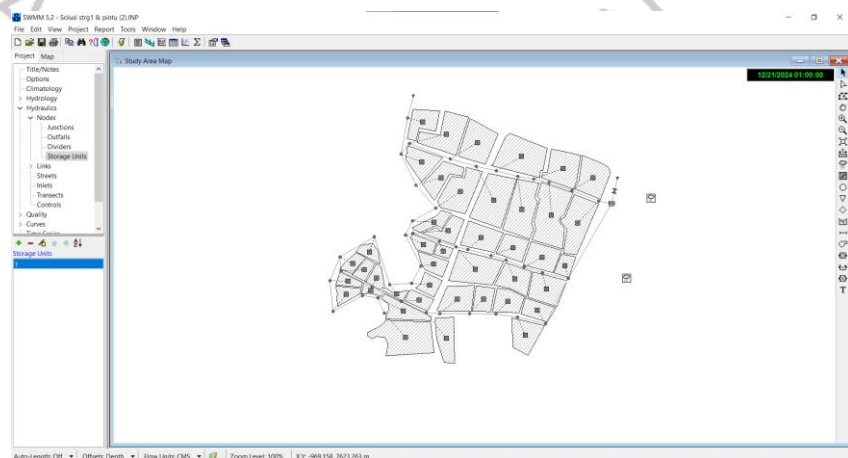
4.3.4 Setelah Adanya Kolam Retensi

Pada Gambar 4.20 menunjukkan hasil simulasi yang baik karena *surface runoff* dan *flow routing* kurang dari 10%, apabila kedua hasil lebih dari 10%, maka error tidak dapat ditolerir.



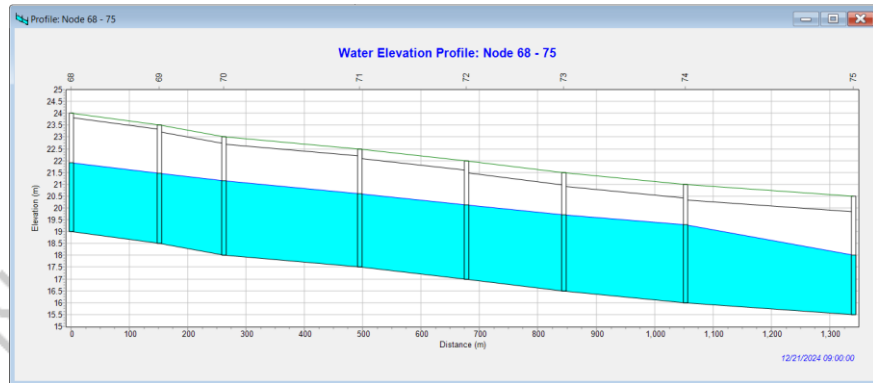
Gambar 4. 23 Nilai Continuity Error pada Running EPA SWMM 5.2
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

Hasil simulasi setelah penambahan kolam retensi menggunakan aplikasi EPA SWMM 5.2 dapat dilihat pada Gambar 4.20. Simulasi ini dilakukan dengan memasukkan data dari tiga periode ulang seperti data intensitas curah hujan dan debit pada setiap periode tersebut.

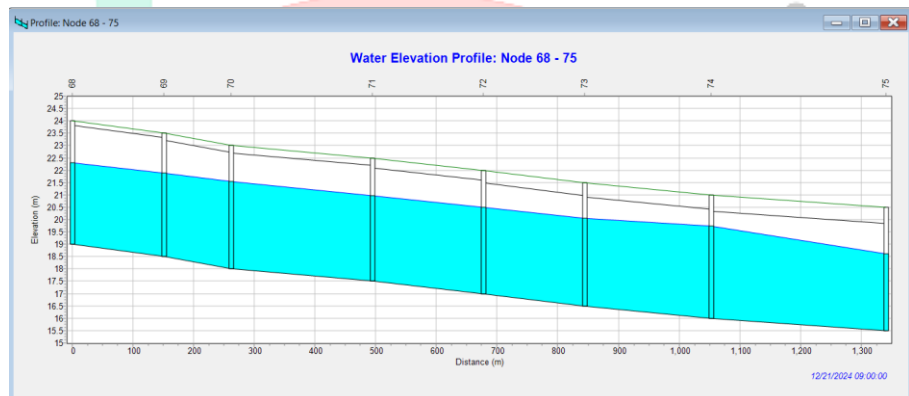


Gambar 4. 24 Tampilan Simulasi Penambahan Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2
Sumber: Dokumentas Pribadi (2025)

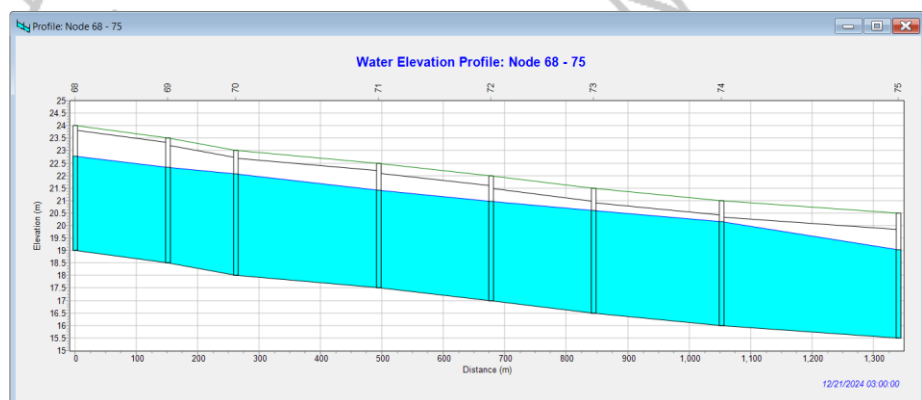
Pada Gambar 4.25 hingga 4.27 merupakan hasil simulasi hidrolika setelah dilakukan penambahan kolam retensi dilengkapi pintu air dan pompa di kawasan Cawang yang diperoleh dari perangkat lunak EPA SWMM 5.2.



Gambar 4. 25 Kondisi Banjir Periode Ulang 25 Tahun Setelah Adanya Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)



Gambar 4. 26 Kondisi Banjir Periode Ulang 50 Tahun Setelah Adanya Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)



Gambar 4. 27 Kondisi Banjir Periode Ulang 100 Tahun Setelah Adanya Kolam Retensi pada Aplikasi EPA SWMM 5.2.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2025)

Dari hasil simulasi pada Tabel 4.40, dapat diketahui bahwa Sungai Ciliwung mampu menampung debit banjir untuk periode 25 dan 50 tahun. Namun, pada periode 100 tahun, debit yang dihasilkan berpotensi melebihi kapasitas sungai sehingga air dapat meluap.

Tabel 4. 40 Hasil Debit Banjir setelah Penambahan Kolam Retensi pada EPA SWMM 5.2

Jam	Debit Periode Ulang		
	R25	R50	R100
1:00	219.30	232.10	244.16
2:00	225.79	231.74	237.63
3:00	235.24	241.48	247.62
4:00	224.57	236.08	247.16
5:00	212.57	225.38	237.94
6:00	203.74	215.83	227.92
7:00	197.44	207.94	218.56
8:00	190.53	205.83	208.47
9:00	188.45	203.72	207.39

Sumber: Hasil Simulasi SWMM (2025)

Setelah penambahan kolam retensi dan pengaturan aliran menggunakan pintu air serta pompa, terlihat adanya penurunan volume limpasan yang mengalir ke *outfall*. Berdasarkan hasil simulasi, total volume air yang keluar melalui *outfall* sebesar 43.681×10^6 liter atau setara dengan 43.681 m^3 . Hasil ini menunjukkan bahwa kolam retensi dilengkapi dengan pintu air dan pompa mampu menahan sebagian aliran air hujan secara efektif. Meskipun kapasitas kolam hanya 9.03% dari total banjir periode ulang 100 tahun, penurunan limpasan mencapai 39.02%. Hal ini karena kolam tidak hanya berfungsi sebagai penampung, tetapi juga sebagai penunda atau memotong aliran puncak. Air yang tertahan di kolam dialirkan secara bertahap ke sungai saat kapasitas saluran sudah memungkinkan, sehingga beban *outfall* dapat berkurang secara signifikan. Peran kolam dalam menunda dan mengatur limpasan inilah yang menjadikan fungsinya tetapi efektif, meskipun luas dan kedalamannya terbatas.

Tabel 4. 41 Hasil Simulasi Outfall setelah Kolam Retensi dan Pompa

<i>Outfall Node</i>	Frekuensi Aliran	Total Volume
	%	10 ⁶ ltr
20	99.99	43.681

(Sumber: Hasil Simulasi SWMM, 2025)

