

ANALISIS RESIKO KERUNTUHAN BENDUNGAN CIAWI AKIBAT OVERTOPPING

Reichandra Aditya Dharmawan¹⁾, Wahyu Gendam Prakoso²⁾, Heny Purwanti³⁾

ABSTRAK

Analisa keruntuhan bendungan Ciawi dimaksudkan untuk melihat apakah bendungan ciawi mampu menampung debit pada priode 1000 tahun 300.80 m³/detik dan untuk mendapatkan perilaku banjir yang menggambarkan genangan dan waktu tiba aliran banjir ke arah hilir. Analisa keruntuhan bendungan ciawi dalam studi menggunakan program HEC-RAS yang dapat membuat hidograf banjir, kedalaman banjir, kecepatan banjir serta peta genangan banjir dilokasi terpilih yang diplot sepanjang sungai dihilir bendungan. Dari penelitian ini, diketahui kapasitas terowongan pengelak dan spillway mampu menampung debit pada kala ulang 100 tahun dan tidak menyebabkan terjadinya overtopping. Kemudian di simulasikan bahwa bendungan mengalami overtopping jika kedua saluran tersebut gagal berfungsi kemudian di modelkan dengan aplikasi HEC-RAS lalu didapat waktu tiba banjir ke hilir 1 jam 30 menit dengan kecepatan rata-rata 17.723 m/detik dan genangan banjir seluas 85.215 m² di sekitar bantara hilir bendungan Ciawi.

Kata Kunci : Analisis, Resiko, Keruntuhan, Bendungan

I. PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Bendungan merupakan kontruksi yang dibangun untuk membendung aliran air sungai dan menampung air yang selanjutnya dimanfaatkan untuk memenuhi keperluan manusia, melestarikan tanah dan sumber-sumber air serta pengendalian erosi. Bendungan juga sebagai tampungan air pada saat musim hujan untuk memenuhi kebutuhan air dimusim kemarau selain itu, bendungan juga dapat berfungsi sebagai pengendali banjir dan Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA). Bendungan harus didesain dengan standar keamanan yang tinggi sehingga bendungan tersebut aman terhadap overtopping (pada banjir rencana), piping serta beban gempa yang terjadi. Keruntuhan pada bendungan dapat diakibatkan oleh overtopping maupun piping. Rembesan tanah yang tidak terkontrol mengakibatkan terjadinya keruntuhan pada tubuh bendungan sehingga bendungan mengalami breaching. Overtopping adalah keruntuhan bendungan karena debit inflow yang besar melebihi kapasitas tampung air pada kapasitas tampung dibangun spillway yang mengalirkan debit banjir sehingga mengakibatkan meluapnya air diatas mercu bendungan. Air yang melimpas tubuh bendungan dapat membawa material, sehingga tubuh bendungan lambat laun menipis dan pecah karena tekanan air. Keruntuhan bendungan dapat juga diakibatkan oleh mengalirnya air pada lubang-lubang pada tubuh bendungan yang sering disebut piping. Dalam prosesnya air rembesan dengan perlahan akan membawa material stabilitas tubuh bendungan. Selain rembesan yang terjadi akibat overtopping ataupun piping, kejadian hujan yang cukup tinggi dibagian hulu bendungan juga dapat menyebabkan penambahan volume pada bendungan

yang memicu terjadinya keruntuhan pada bendungan yang memiliki kondisi tidak stabil. Bahaya keruntuhan bendungan ini akan menimbulkan banjir bandang yang akan menerjang daerah hilir.

Saat ini, kajian terhadap keamanan bendungan terus ditingkatkan. Bendungan harus dibangun sesuai perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi agar aman terhadap berbagai kondisi. Dari awal perencanaan hingga pengoprasian. Berdirinya suatu bendungan harus memberikan rasa aman pada masyarakat di sekitar bendungan. Kontruksi suatu bendungan harus memenuhi kriteria sebagai berikut, yaitu: aman terhadap kegagalan struktur, aman terhadap kegagalan hidrolis, dan aman terhadap kegagalan rembesan. Namun, walaupun didesain sedemikian rupa, tetap saja potensi keruntuhan bendungan dan struktur penahan air masih mungkin terjadi. Peraturan pemerintah Nomor 37 Tahun 2010 Tentang bendungan pada pasal 40 ayat 1 mengenai pengembangan kontruksi bendungan harus disertai dengan dokumen Rencana tanggap darurat (RTD), Sebagai upaya dalam rangka mitigasi banjir bandang tersebut. penelitian yang akan dilakukan ini, merupakan salah satu upaya penyiapan mitigasi bencana banjir bandang akibat keruntuhan bendungan Ciawi.

Bendungan Ciawi merupakan salah satu jenis bendungan yang besar dan beresiko tinggi maka perlu dilengkapi dengan analisis bendungan (dam). Pada penelitian ini bendungan banjir (flood routing) dilakukan dengan bantuan program HEC-RAS 4.1. penelitian yang dilakukan diharapkan mampu menghasilkan data yang dapat digunakan dalam rangka mitigasi bencana banjir akibat keruntuhan

Bendungan Ciawi, kabupaten Bogor , provinsi Jawa Barat.

1.2. Maksud dan Tujuan

Menganalisa resiko keruntuhan bendungan Ciawi jika terjadi *overtopping* dan dampaknya pada daerah sekitar aliran, dengan tujuan :

- a) Menganalisa luasan genangan yang mungkin terjadi akibat dari runtuhnya bendungan.
- b) Mengidentifikasi data hidrograf banjir akibat keruntuhan bendungan, kecepatan sejauh mana banjir tersebut mencapai daerah hilir.
- c) Menganalisa fluktuasi tinggi muka air banjir akibat keruntuhan bendungan Ciawi.
- d) Menganalisis resiko akibat keruntuhan bendungan Ciawi.

1.3. Tinjauan Pustaka

A. Umum

1. Analisa hidrologi DTA Ciawi.
2. Analisa terhadap sistim pengaliran yang terkait dengan DTA di wilayah Bendungan Ciawi.
3. Analisa terhadap volume dan luasan tampung Bendungan Ciawi.
4. Analisa keruntuhan Bendungan.

B. Analisa Permasalahan Bendungan

Secara umum penyebab keruntuhan dan kerusakan yang terjadi di bendungan di Indonesia yaitu :

1. Erosi yang disebabkan oleh aliran air melalui lubang-lubang atau pondasi (piping) pada bendungan merupakan salah satu penyebab kerusakan bendungan di seluruh dunia. Hal ini terutama terjadi jika dibandingkan dengan penyebab lain, kecuali pelimpahan di atas permukaan bendungan (*overtopping*). Ketika air dari waduk merembes melalui struktur atau fondasi bendungan yang terbuat dari material tanah yang dipadatkan, tekanan hidrolis akan memengaruhi tegangan pori yang mengikat butiran material. Jenis kegagalan ini pernah terjadi pada bendungan Solorejo, Kedung Sengon, dan Kaliulo.
2. Kerusakan yang disebabkan oleh retakan sering kali menjadi penyebab kebocoran pada bendungan, yang kemudian dapat berkembang menjadi erosi buluh dan akhirnya mengakibatkan kerusakan lebih lanjut. Retakan yang perlu diwaspadai adalah yang memiliki lebar lebih dari 1/4 inci. Retakan yang paling berbahaya adalah yang melintang pada sumbu bendungan, karena retakan ini dapat menjadi saluran buluh yang menembus struktur bendungan, biasanya disebabkan oleh konsolidasi yang tidak merata pada tubuh atau fondasi bendungan. Kondisi ini juga bisa menunjukkan kurangnya pemadatan yang tepat

selama proses konstruksi. Jenis kerusakan ini pernah terjadi pada bendungan Kedung Ombro dan Kedung Bendo di Provinsi Jawa Tengah.

3. Longsor pada bendungan urugan terjadi karena alasan yang sama dengan longsor pada tebing atau lereng, yaitu ketika gaya yang bekerja pada bidang geser melebihi batas yang dapat ditahan. Terdapat tiga jenis longsor: longsor saat konstruksi, longsor pada lereng timbunan di sebelah hilir sebelum waduk dioperasikan, dan longsor pada lereng timbunan di sebelah hulu. Jenis kerusakan ini pernah terjadi pada bendungan Way Curug di Provinsi Lampung dan Kedung Sengon di Provinsi Jawa Tengah.
4. Peluapan (*overtopping*) adalah peristiwa ketika air waduk meluap melalui puncak bendungan, biasanya terjadi akibat banjir besar yang melebihi kapasitas atau gelombang tinggi yang disebabkan oleh gempa tektonik atau keruntuhan pada dinding waduk. Bendungan beton umumnya tahan terhadap peristiwa ini, tetapi sangat berisiko bagi bendungan urugan. Aliran air yang melampaui puncak urugan dapat sangat deras, menggerus puncak bendungan, baik yang terbuat dari tanah maupun batu, sehingga sering mengakibatkan keruntuhan total. Di Indonesia, peristiwa serupa pernah terjadi sekali, yaitu pada anak bendungan urugan batu Waduk Sempor di Jawa Tengah yang belum selesai, yang runtuh total akibat banjir besar pada tahun 1967, mengakibatkan 125 orang meninggal dunia.
5. Gempa bumi, serta siaga gempa bumi, terjadi ketika getaran dirasakan dan berdampak pada bangunan utama di sekitar bendungan atau embung. Dampak dari gempa bumi sangat bergantung pada kekuatan dan intensitas gempa tersebut.

C. Program Aplikasi HEC-RAS

HEC-RAS adalah program aplikasi yang digunakan untuk memodelkan aliran di sungai, yang dikenal sebagai River Analysis System (RAS). Program ini dikembangkan oleh Hydrologic Engineering Center (HEC), bagian dari Institute for Water Resources (IWR) di bawah US Army Corps of Engineers (USACE). HEC-RAS adalah model aliran satu dimensi, baik untuk aliran permanen maupun tak permanen. Versi terbaru, yaitu Versi 4.1, dirilis pada Januari 2010. HEC-RAS memiliki empat komponen utama: 1) perhitungan profil muka air untuk aliran permanen, 2) simulasi aliran tak permanen, 3) perhitungan transportasi sedimen, dan 4) perhitungan kualitas air. Salah satu elemen penting dalam HEC-RAS adalah keempat komponen tersebut menggunakan data geometri yang sama, rutinitas perhitungan hidraulika yang serupa, serta berbagai fitur desain hidraulik yang dapat diakses setelah perhitungan profil muka air

berhasil dilakukan. HEC-RAS juga mengintegrasikan fitur antarmuka pengguna grafis, analisis hidraulik, manajemen dan penyimpanan data, grafik, serta pelaporan.

II. METODOLOGI PENELITIAN

2.1. Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian ini dilakukan di sungai Ciliwung desa Cibogo-Tajur kabupaten Bogor, Provinsi Jawa Barat. Luas DAS bendungan Ciawi 88.50 km². Panjang sungai utama Ciliwung ± 16.7 km dengan kemiringan rata-rata sungai adalah 0.056, sedangkan ruas sungai yang digunakan untuk penelitian adalah sepanjang 6.4 km, dimulai dari titik A (Bendungan Ciawi) sampai titik B (Tajur Hilir). Lokasi penelitian ini terletak pada koordinat 106°52'20" Bujur Timur dan 06°39'28" Lintang Selatan.



Gambar 1. Peta Lokasi Penelitian

Penelitian ini menganalisis data-data yang ada berkaitan dengan penelitian dengan menggunakan Software sehingga didapat hasil akhir mengenai perilaku banjir akibat keruntuhan bendungan Ciawi yang diakibatkan Overtopping. Alat bantu yang digunakan dalam penelitian ini, yaitu HEC-RAS 4.1 untuk pemodelan keruntuhan bendungan dan AutoCAD 2017.

2.2. Teknik Pengumpulan Data

Jenis data yang dibutuhkan dalam penelitian ini meliputi data primer dan data sekunder.

a. Data Primer

- Data luas wilayah di sungai Ciliwung
- Pengukuran penampang sungai
- Koefisien kekasaran digunakan sebagai salah satu input untuk analisis hidraulika menggunakan HEC-RAS. Koefisien kekasaran didapat dengan mengidentifikasi kondisi sungai yang akan digunakan dalam penelitian lalu disesuaikan dengan tabel Manning.

b. Data Sekunder

- Data teknis Bendungan Ciawi, digunakan sebagai data masukan HEC-RAS 4.1 untuk memodelkan Bendungan Ciawi.

- Data Curah Hujan harian,tahunan
- Cross Section hilir Bendungan Ciawi, digunakan sebagai data masukan HEC-RAS untuk memodelkan penampang melintang sungai Ciliwung yang termasuk wilayah kajian.

2.3. Analisa Hidrologi

- a. Perhitungan hujan rerata DAS
- b. Perhitungan hujan rancangan
- c. Perhitungan debit rancangan
- d. Perhitungan debit aliran dasar

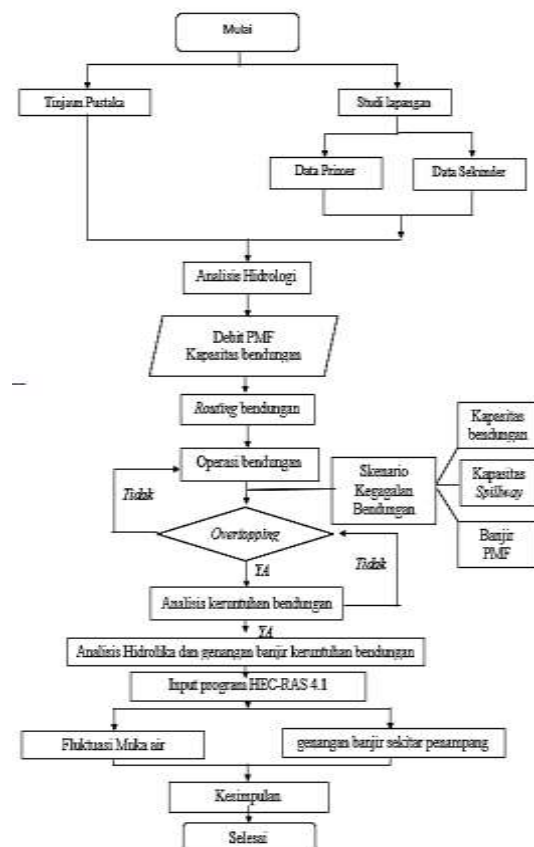
2.4. Analisa Hidrolika

- a. Analisis morfologi dan penampang sungai
- b. Pemodelan aliran sungai

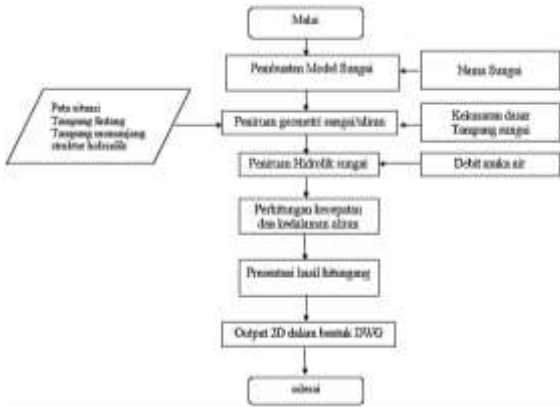
2.5. Metode Perhitungan Profil Aliran Menggunakan HEC-RAS

- a. Membuat file HEC-RAS
- b. *Input* Data Geometrik
- c. *Input* data Hidrolika
- d. *Running*
- e. Hasil Analisis

2.6. Tahapan Penelitian



Gambar 2. Diagram Tahapan Penelitian



Gambar 3. Tahapan simulasi program HEC-RAS

III. ANALISA DATA

3.1. Ketersediaan Data Curah Hujan

Tabel 1. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Perkebunan Gunung Mas

Curah Hujan (mm)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des	Total
2008	70	82	105	47	94	105	25	50	48	30	47	36	739
2009	152	129	84	52	45	28	19	2	4	27	36	57	635
2010	59	106	49	30	105	74	53	42	76	55	40	52	741
2011	115	24	34	55	50	58	24	29	13	45	61	73	581
2012	37	56	80	44	55	20	13	1	15	54	60	80	515
2013	120	92	50	44	60	30	87	40	35	41	28	70	697
2014	120	90	31	79	37	18	42	65	20	64	65	72	703
2015	36	50	49	33	22	55	90	58	75	60	56	20	604
2016	88	92	96	70	60	28	112	56	23	78	60	40	803
2017	40	150	70	26	80	47	32	6	52	40	80	48	671
2018	84	87	65	48	60.8	46.3	49.7	34.9	36.1	49	53.3	54.8	668.9

Sumber: Badan Besar Wilayah Sungai Cihwang Citarand

Tabel 2. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Cilember

Curah Hujan (mm)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des	Total
2004	23	20	20	70	25	20	20	45	30	60	21	50	404
2005	10	10	10	10	9	9	0	9	9	10	9	0	95
2006													
2007													
2008													
2009													
2010													
2011	10	10	47	52	27	9	6	0	9	22	25	25	242
2012	26	25	15	75	32	78	12	24	49	46	40	62	484
2013	7.9	3.2	7.8	3.4	4.1	1.6	6.7	5.7	2.1	7.2	1.8	20	71.5
2014	75	55	69	11	24	43	73	32	5	7	55	37	484
2015	26	35	35	32	39	19	4	0	0	0	0	0	190
2016	22	72	78	41	46	14	24	11	16	25	26	16	391
2017	32	46	78	32	41	27	21	0	21	25	14	22	339
2018	14	150	11	29	8	30	4	35	45	26	45	26	423
Rata-rata	24	43	37	34.54	25.5	25.06	17.07	16.17	18.41	23	23.7	25.8	312.35

Sumber: Badan Besar Wilayah Sungai Cihwang Citarand

Tabel 3. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Gadog

Curah Hujan (mm)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des	Total
2009	85	55	76	55	82	52	72	26	55	52	41	68	719
2010	67	84	66	37	58	70	61	96	92	64	62	83	840
2011	66	43	50	59	68	69.5	33.5	12	24.5	72	70	73.5	641
2012	42	90	69	38	77	52	24.1	50.5	73	109	113	74.5	811.1
2013	115	45	117	40	77.5	40.5	145	97.5	43	67	50	81.5	918
2014	116	82	119	48	72	81	44	85	29	79	121	149.5	1023.5
2015	93	54	131	74	49	22.5	19	0	0	0	0	0	441.5
2016	80	71	72	87	83	40	105	33	0	0	107	39.5	717
2017	75	64	64	143	77.7	27	21	120.5	55	91	94.5	69	901.2
2018	66	125	74	71	82	89	3	46	87	64	92	67	866
Rata-rata	80	71	84	65.2	72.6	54.35	52.76	56.65	45.85	60	75	70.55	787.83

Sumber: Badan Besar Wilayah Sungai Cihwang Citarand

3.2. Analisa Data Curah Hujan yang Hilang

Tabel 4. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Perkebunan Gunung Mas

Curah Hujan (mm)														
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des	Total	C.H Max
2009	152	129	84	52	45	28	19	2	4	27	36	57	635	152
2010	59	106	49	30	105	74	53	42	76	55	40	52	741	106
2011	115	24	34	55	50	58	24	29	13	45	61	73	581	115
2012	37	56	80	44	55	20	13	1	15	54	60	80	515	80
2013	120	92	50	44	60	30	87	40	35	41	28	70	697	120
2014	120	90	31	79	37	18	42	65	20	64	65	72	703	120
2015	56	75	75	69	84	41	9	0	0	0	0	0	409	84
2016	36	50	49	33	22	55	90	58	75	60	56	20	604	90
2017	88	92	96	70	60	28	112	56	23	78	60	40	803	112
2018	40	150	70	26	80	47	32	6	52	40	80	48	671	150
Rata-rata	82	86	62	50.2	59.8	39.9	48.1	29.9	31.3	46	48.6	51.2	635.9	

Sumber: Hasil perhitungan peneliti

Tabel 5. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Cilember

Curah Hujan (mm)														
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des	Total	C.H Max
2009	34	22	30	22	33	21	29	10	22	21	16	27	287	34
2010	27	33	26	15	23	28	24	38	36	25	25	33	333	38
2011	10	10	47	52	27	9	6	0	9	32	25	25	242	52
2012	26	25	15	75	32	78	12	24	49	46	40	62	484	78
2013	7.9	3.2	7.8	3.4	4.1	1.6	6.7	5.7	2.1	7.2	1.8	20	71.5	20
2014	75	55	69	11	24	43	73	32	5	7	55	37	484	75
2015	26	35	35	32	39	19	4	0	0	0	0	0	190	39
2016	22	72	78	41	46	14	24	11	16	25	26	16	391	78
2017	32	46	78	32	41	27	21	0	21	25	14	22	339	78
2018	14	150	11	29	8	30	4	35	45	26	45	26	423	150
Rata-rata	26	43	40	30.34	27.7	27.06	20.37	15.57	20.51	20	24.8	26.8	324.43	

Sumber: Hasil perhitungan peneliti

Tabel 6. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Gadog

Curah Hujan (mm)														
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des	Total	C.H Max
2009	85	55	76	55	82	52	72	26	55	52	41	68	719	85
2010	67	84	66	37	58	70	61	96	92	64	62	83	840	96
2011	66	43	50	59	68	69.5	33.5	12	24.5	72	70	73.5	641	73.5
2012	42	90	69	38	77	52	24.1	50.5	73	109	113	74.5	811.1	113
2013	115	45	117	40	77.5	40.5	145	97.5	43	67	50	81.5	918	145
2014	116	82	119	48	72	81	44	85	29	79	121	149.5	1023.5	149.5
2015	93	54	131	74	49	22.5	19	0	0	0	0	0	441.5	130.5
2016	80	71	72	87	83	40	105	33	0	0	107	39.5	717	106.5
2017	75	64	64	143	77.7	27	21	120.5	55	91	94.5	69	901.2	143
2018	66	125	74	71	82	89	3	46	87	64	92	67	866	125
Rata-rata	80	71	84	65.2	72.6	54.35	52.76	56.65	45.85	60	75	70.55	787.83	

Sumber: Hasil perhitungan peneliti

Tabel 7. Curah Hujan Maksimum Bulanan Rata-rata

NO	Tahun	Sta.Gunung mas	Sta.Cilember	Sta.Gadog
1	2009	152	34	85
2	2010	106	38	96
3	2011	115	52	73.5
4	2012	80	78	113
5	2013	120	20	145
6	2014	120	75	149.5
7	2015	84	39	130.5
8	2016	90	78	106.5
9	2017	112	78	143
10	2018	150	150	125

Sumber: Hasil perhitungan peneliti

3.3. Uji konsistensi data Hujan

Tabel 8. Data Curah Hujan Tahunan

NO	Tahun	Sta.Gunung mas	Sta.Cilember	Sta.Gadog
1	2009	152	34	85
2	2010	106	38	96
3	2011	115	52	73.5
4	2012	80	78	113
5	2013	120	20	145
6	2014	120	75	149.5
7	2015	84	39	130.5
8	2016	90	78	106.5
9	2017	112	78	143
10	2018	150	150	125

Stasiun perbandingan ini terlebih dahulu ditentukan curah hujan tahunannya dan dirata-ratakan dan di cari nilai kumulatifnya. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tahap-tahap berikut ini.

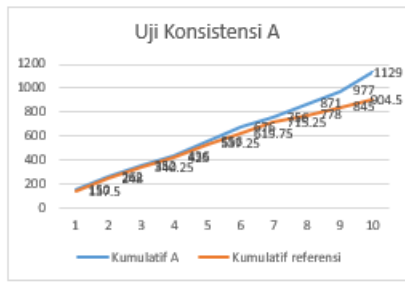
a. Uji konsistensi data stasiun hujan Gunung Mas (Stasiun A)

Tabel 9. Data pengujian stasiun Gunung Mas

NO	Tahun	A. Sta.Gunung mas	B.Sta.Cilember	C. Sta.Gadog	Rerata stasiun B dan C	kumulatif A	kumulatif referensi
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2018	150	150	125	137.5	150	137.5
2	2017	112	78	143	110.5	262	248
3	2016	90	78	106.5	92.25	352	340.25
4	2015	84	39	130.5	84.75	436	425
5	2014	120	75	149.5	112.25	556	537.25
6	2013	120	20	145	82.5	676	619.75
7	2012	80	78	113	95.5	756	715.25
8	2011	115	52	73.5	62.75	871	778
9	2010	106	38	96	67	977	845
10	2009	152	34	85	59.5	1129	904.5

Sumber: perhitungan

- 1.data
- 2.data
- 3.data
- 4.Data
- 5.Data
- 6.(4)+(5)/2
- 7.(n)+(3)+1
- 8.(n)+(6)+1



Gambar 4. Grafik uji konsistensi stasiun Gunung Mas (stasiun A)

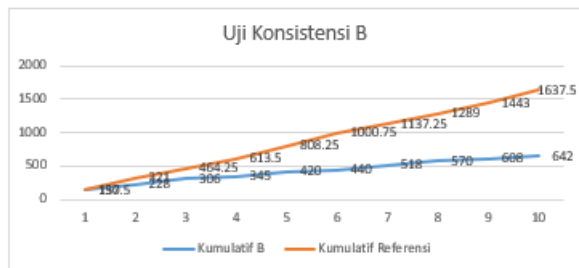
Berdasarkan grafik di atas, dapat dilihat bahwa data curah hujan menunjukkan konsistensi yang baik.

- b. Uji konsistensi data stasiun hujan Cilember (Stasiun B)

Tabel 10. Data pengujian stasiun Cilember (stasiun B)

NO	Tahun	A. Sta Gunungmas	B. Sta Cilember	C. Sta Gadog	Rata-rata	A dan B	Kumulatif B	Kumulatif referensi
1	2009	150	150	125	137.5	150	150	127.5
2	2010	111	78	145	108.5	108.5	261	231
3	2011	90	78	106.5	142.25	206	351	304.25
4	2012	84	39	130.5	149.25	245	435	415.25
5	2013	120	75	149.5	194.75	420	555	535.25
6	2014	120	20	145	192.5	440	675	655.25
7	2015	80	78	113	136.5	518	758	737.25
8	2016	115	52	75.5	111.25	578	873	858.25
9	2017	106	38	88	114	608	979	964.25
10	2018	152	34	85	109.5	642	1121	1104.25

Sumber: perhitungan



Gambar 5. Grafik uji konsistensi stasiun Gunung Mas (stasiun A)

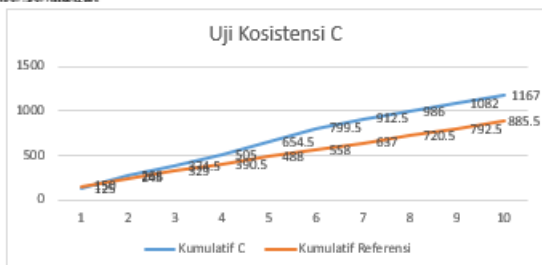
Berdasarkan grafik di atas, terlihat bahwa data curah hujan tidak menunjukkan konsistensi.

- c. Uji konsistensi data stasiun hujan Gadog (Stasiun C)

Tabel 11. Tabel data pengujian stasiun Gadog (stasiun C)

NO	Tahun	A. Sta Gunungmas	B. Sta Cilember	C. Sta Gadog	Rata-rata	A dan B	Kumulatif C	Kumulatif referensi
1	2009	150	150	125	137.5	150	150	127.5
2	2010	112	78	145	108.5	108.5	262	231
3	2011	90	78	106.5	142.25	206	352	304.25
4	2012	84	39	130.5	149.25	245	436	415.25
5	2013	120	75	149.5	194.75	420	556	535.25
6	2014	120	20	145	192.5	440	676	655.25
7	2015	80	78	113	136.5	518	757	737.25
8	2016	115	52	75.5	111.25	578	874	858.25
9	2017	106	38	88	114	608	975	964.25
10	2018	152	34	85	109.5	642	1122	1104.25

Sumber: perhitungan



Gambar 6. Grafik uji konsistensi stasiun Gadog (stasiun C)

Berdasarkan grafik di atas, terlihat bahwa kurva data curah hujan masih menunjukkan ketidakonsistenan, yang dapat dibuktikan melalui analisis regresi dan korelasi.

- a. Analisa regresi

$$y = a + bx$$

$$a = \frac{\sum y \cdot \sum x^2 - \sum x \sum xy}{n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2} = \frac{(4544.5 \times 4824623) - (5963 \times 3569383.5)}{(10 \times 4824623) - (5963)^2} = 5.053$$

$$b = \frac{n \sum xy - \sum x \cdot \sum y}{n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2} = \frac{(10 \times 3569383.5) - (5963 \times 4544.5)}{(10 \times 4824623) - (5963)^2} = 0.6773643$$

Sehingga nilai regresi data tersebut adalah $y = 5.053 + 0.677x$

Berdasarkan kurva di atas maka korelasinya adalah :

$$\alpha = \text{kemiringan kurva sebelum patahan} = \frac{792.5 - 150}{1082 - 125} = 0.671$$

$$\beta = \text{kemiringan kurva setelah patahan} = \frac{885.5 - 792.5}{1167 - 1082} = 1.094$$

$$\text{Jadi faktor koreksi} = \frac{\beta}{\alpha} = \frac{1.094}{0.671} = 1.629$$

- d. Perhitungan hujan rata-rata

Tabel 12. hujan maksimum rata-rata aljabar

NO	Tahun	X_i (mm)	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$
1	2009	190	40.00438029	1600.350442
2	2010	150	-0.473069404	0.223794661
3	2011	148	-2.671574196	7.137308684
4	2012	120	-30.30817378	918.5853982
5	2013	166	15.52118487	240.9071799
6	2014	164	14.1405473	199.9550779
7	2015	119	-31.67731992	1003.452597
8	2016	113	-37.79624976	1428.556496
9	2017	141	-8.893061876	79.08654953
10	2018	193	42.15333648	1776.903776
jumlah		1503.466635		7253.158621
Rata-rata (\bar{x})		150.3466635		
Standar Deviasi (S)		28.392		

Sumber: perhitungan

$$\Sigma = \frac{1}{10} (190 + 150 + 148 + 120 + 166 + 164 + 119 + 113 + 141 + 193) = 1503 \text{ mm/jam}$$

3.4. Analisis Distribusi Frekuensi

- A. Analisa distribusi normal

Tabel 13. distribusi Normal

NO	Tahun	Sta Gunung mas	Sta. Gadog	X_i (mm)
1	2009	152	77	190
2	2010	106	88	150
3	2011	115	65	148
4	2012	80	80	120
5	2013	120	92	166
6	2014	120	89	164
7	2015	84	69	119
8	2016	90	45	113
9	2017	112	59	141
10	2018	150	85	193
Σ				1503

Sumber: perhitungan

- Mean/nilai tengah

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi}{n} = \frac{1503.466}{10} = 150.3$$

- Simpangan baku/ Standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (xi - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{7255.158}{10-1}} = 28.392$$

Tabel 14. Priode ulang Normal

periode ulang (tahun)	faktor frekuensi (kt)	X	S	Hujan Rencana (mm) (XT)
2	0	150.3466635	28.392	150.3466635
5	0.84	150.3466635	28.392	174.1962848
10	1.28	150.3466635	28.392	186.6889436
25	1.708	150.3466635	28.392	198.8408935
50	2.05	150.3466635	28.392	208.5510964
100	2.33	150.3466635	28.392	216.5009702
1000	3.09	150.3466635	28.392	238.079199

Sumber: perhitungan

Nilai K didapat dari variable reduksi Gauss

B. Analisa distribusi Log normal

Tabel 15. Distribusi Log normal

NO	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²
1	2009	190	2.280	2.1701	0.10950	0.01199068
2	2010	150	2.176	2.1701	0.00567	0.00003217
3	2011	148	2.169	2.1701	-0.00075	0.00000056
4	2012	120	2.079	2.1701	-0.09073	0.00823243
5	2013	166	2.220	2.1701	0.04971	0.00247098
6	2014	164	2.216	2.1701	0.04608	0.00212326
7	2015	119	2.074	2.1701	-0.09571	0.00916131
8	2016	113	2.051	2.1701	-0.11871	0.01409116
9	2017	141	2.151	2.1701	-0.01944	0.00037789
10	2018	193	2.284	2.1701	0.11438	0.01308220
jumlah		1503	21.701			0.06156264
Rata-rata (x)		150.3466635				
Standar Deviasi (S)		0.083				

Sumber: perhitungan

- Simpangan baku/ Standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log Xi - \log \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.06156264}{10-1}} = 0.0827$$

Tabel 16. Priode ulang Log Normal

NO	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²
1	2009	190	2.2795532	2.1700528	0.1095004	0.01199068
2	2010	150	2.1761222	2.1700528	0.0056694	0.00003217
3	2011	148	2.1690722	2.1700528	-0.0009806	0.00000056
4	2012	120	2.0791222	2.1700528	-0.0909306	0.00823243
5	2013	166	2.2200722	2.1700528	0.0498194	0.00247098
6	2014	164	2.2160222	2.1700528	0.0462694	0.00212326
7	2015	119	2.0740722	2.1700528	-0.0959806	0.00916131
8	2016	113	2.0510222	2.1700528	-0.1190306	0.01409116
9	2017	141	2.1510722	2.1700528	-0.0189806	0.00037789
10	2018	193	2.2840222	2.1700528	0.1139704	0.01308220
jumlah		1503	21.701			0.06156264
Rata-rata (x)		150.3466635				

Sumber: perhitungan

Nilai K didapat dari variable reduksi Gauss

- Analisa distribusi Log person Tipe 3
- Melakukan perhitungan analisis distribusi Log Person Tipe 3 :

Tabel 17. distribusi Log Person Tipe 3

NO	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²
1	2009	190	2.2795532	2.1700528	0.1095004	0.01199068
2	2010	150	2.1761222	2.1700528	0.0056694	0.00003217
3	2011	148	2.1690722	2.1700528	-0.0009806	0.00000056
4	2012	120	2.0791222	2.1700528	-0.0909306	0.00823243
5	2013	166	2.2200722	2.1700528	0.0498194	0.00247098
6	2014	164	2.2160222	2.1700528	0.0462694	0.00212326
7	2015	119	2.0740722	2.1700528	-0.0959806	0.00916131
8	2016	113	2.0510222	2.1700528	-0.1190306	0.01409116
9	2017	141	2.1510722	2.1700528	-0.0189806	0.00037789
10	2018	193	2.2840222	2.1700528	0.1139704	0.01308220
jumlah		1503	21.701			0.06156264
Rata-rata (x)		150.3466635				

Sumber: perhitungan

- Simpangan baku/ Standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log Xi - \log \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.061562939}{10-1}} = 0.0827$$

- Hitung nilai koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \cdot \sum (\log Xi - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} = \frac{10 \cdot (-0.0002737170)}{9.8 \cdot (0.0827061)^3} = -0.00000138$$

Tabel 18. Priode ulang Log Person Tipe 3

NO	PUT (Tahun)	Log X	K	S	Log XT	XT
1	2	2.17005	0.000	0.082706065	2.170	147.9290
2	5	2.17005	0.840	0.082706065	2.240	173.5907
3	10	2.17005	1.280	0.082706065	2.276	188.7631
4	25	2.17005	1.708	0.082706065	2.311	204.7931
5	50	2.17005	2.050	0.082706065	2.340	218.5751
6	100	2.17005	2.330	0.082706065	2.363	230.5464
7	1000	2.17005	3.090	0.082706065	2.426	266.4496

Sumber: perhitungan

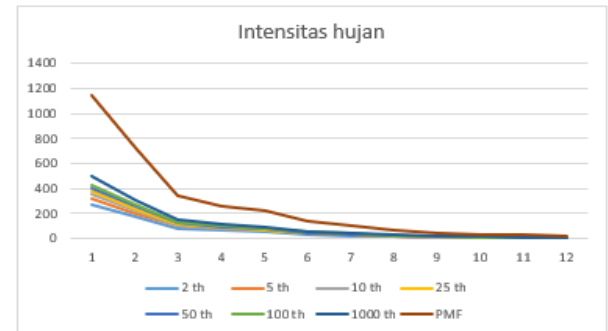
3.5. Intensitas curah hujan

Untuk perhitungan intensitas curah hujan dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 19. Tabel intensitas Curah hujan

waktu	1	1	1	1	1	1	1	1	1
mm	jam	2	5	10	25	50	100	1000	PMF
5	0.083333	273.9271	321.4461	349.5415	379.225	404.7459	426.9128	491.99728	1146.184
10	0.166667	172.165	202.031	219.6892	239.2455	254.3855	268.1181	319.10549	720.1844
15	0.2	82.46176	96.77124	102.2295	114.1637	121.8489	128.3224	148.32726	347.0288
45	0.75	62.84815	73.75061	80.18666	87.00706	92.86241	97.84847	113.20205	267.8735
60	1	51.82028	60.82144	66.13743	71.7519	76.58276	80.77718	93.356663	216.8717
120	2	32.57268	38.22668	41.56782	45.09781	48.13278	50.769	58.672287	126.2037
180	3	24.82652	29.33201	31.67924	34.36939	36.69237	38.69167	44.717146	102.89
240	4	17.60351	18.31029	19.91048	21.46151	23.05124	24.31797	28.160125	65.28924
720	12	9.808909	11.50834	12.51399	13.5767	14.49031	15.26881	17.664196	41.02473
960	16	8.087666	9.490657	10.32017	11.19657	11.95007	12.60458	14.567697	33.84095
1440	24	6.163708	7.232945	7.865128	8.533044	9.102297	9.606102	11.192066	25.7996
2880	48	3.87952	4.545934	4.943266	5.365071	5.729897	6.037499	6.977725	16.20956

Sumber: perhitungan



Gambar 7. Kurva Intensitas curah hujan

3.6. Perhitungan hujan jam-jaman dengan Mononobe

Tabel 20. Hujan jam-jaman

T (jam)	T (jam)	R (1/T)/(T/t) ^{2/3}	Rasio Distribusi
4	1	0.63	0.63
4	2	0.397	0.164
4	3	0.303	0.115
4	4	0.25	0.091

Sumber: perhitungan

Tabel 21. Hujan Efektif

No	Periode ulang	X (mm)	C	Reff	Jam ke-			
					0-1	1-2	2-3	3-4
					0.630	0.164	0.115	0.091
					R24	R24	R24	R24
1	2	147.93	0.20	29.59	18.64	4.84	3.40	2.71
2	5	173.59	0.20	34.72	21.67	5.68	3.99	3.17
3	10	188.76	0.20	37.75	23.78	6.18	4.34	3.45
4	25	204.79	0.20	40.96	25.80	6.71	4.70	3.75
5	50	218.58	0.20	43.72	27.54	7.16	5.02	4.00
6	100	230.55	0.20	46.11	29.05	7.55	5.30	4.22
7	1000	266.4496	0.20	53.29	33.57	8.73	6.12	4.87

Sumber: perhitungan

3.7. Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Adapun data yang diperlukan adalah :

1. Luas DPS sungai Ciliwung = 88.50 km²
2. Panjang sungai utama = 16.7 km

3. Kemiringan sungai = 5.6 % = 0.056

• Metode Hasper

Metode hasper digunakan pada luas DPS <300 km²

Debit Maks :

$$Q = \alpha x \beta x qn x A$$

Koefisien aliran (α) dihitung dengan rumus :

$$\alpha = \frac{1+(0.012xA^{0.7})}{1+(0.075xA^{0.7})}$$

Koefisien reduksi (β) dihitung dengan rumus :

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t+(3.7 \cdot 10^{0.4t})}{(t^2+15)} \cdot \frac{A^{4/3}}{12}$$

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus :

$$t_c = 0.1 \cdot L^{0.9} \cdot i^{-0.3}$$

Hujan maksimum dihitung dengan rumus :

$$qn = \frac{Rn}{3.6 \cdot t}$$

Hujan maksimum dihitung dengan rumus :

Untuk t < 2 jam digunakan rumus

$$r = \frac{t \cdot R24}{t+1-0.0008(260-R24)(2-t)^2}$$

Untuk 2 jam < t < 19 jam digunakan rumus :

$$Rn = \frac{t \cdot R24}{t+1}$$

Perhitungan :

$$t = 0.1 x L^{0.9} x i^{-0.30}$$

$$t = 0.1 x 16.7^{0.9} x 0.056^{-0.30} = 2.257 \text{ jam}$$

$$\alpha = \frac{1 + (0.012 x A^{0.7})}{1 + (0.075 x A^{0.7})}$$

$$\alpha = \frac{1 + (0.012 x 88.50^{0.7})}{1 + (0.075 x 88.50^{0.7})}$$

$$= 0.467748$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3.7 \cdot 10^{0.4t})}{(t^2 + 15)} \cdot \frac{A^{4/3}}{12}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{2.257 + (3.7 \cdot 10^{0.4 \times 2.257})}{(2.257^2 + 15)} \cdot \frac{88.50^{4/3}}{12} = 5.44$$

$$\beta = 0.183$$

Karena 2 jam < t < 19 jam, maka :

Rt = curah hujan priode ulang tertentu (mm)

Dari perhitungan t di atas didapat nilai t > 2.257

maka :

$$Rn = \frac{2.257 x Rt}{2.257 + 1} = 0.692 Rt$$

$$qn = \frac{0.692 Rt}{3.6 x 2.257} = 0.0851 Rt$$

$$Q = 0.467 x 0.183 x 0.0851 Rt x 88.50 = 0.642 Rt$$

$$qn = 0.0851 x 147.929 = 12.588 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Qt = 0.642 x 147.929 = 94.970 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Tabel 22. Debit Banjir Rencana Metode Hasper

priode (T) (tahun)	Rt (mm)	qn (m ³ /dtk/km ²)	Qt (m ³ /dtk)
2	147.929	12.5888	94.970
5	173.591	14.7726	111.445
10	188.763	16.0637	121.186
25	204.793	17.4279	131.477
50	218.575	18.6007	140.325
100	230.546	19.6195	148.011
1000	266.4496	22.6749	171.061

Sumber: perhitungan

• Metode weduwen

Adapun data yang diperlukan adalah :

1. Luas DPS sungai Ciliwung(A) = 88.50 km²
2. Panjang sungai utama (L) = 16.7 km
3. Kemiringan sungai (I) = 5.6 % = 0.056

Di coba t = 2 jam

$$\beta = \frac{120 + ((2+1)/(2+9))88.50}{120 + 88.50} = 0.691$$

$$qn = \frac{67.65}{2+1.45} = 19.608 \text{ m}^3/\text{dtk}/\text{km}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{0.691 x 19.608 + 7} = 0.80$$

$$Qt = 0.80 x 0.691 x 19.608 x 88.50 = 959.2783 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$t = 0.25 x 16.7 x 959.278^{0.125} \cdot 0.056^{0.25} = 4.791225 \text{ jam}$$

Dicoba t = 4.5 jam

$$\beta = \frac{120 + ((4.5+1)/(4.5+9))88.50}{120 + 88.50} = 0.748$$

$$qn = \frac{67.65}{4.5+1.45} = 11.369 \text{ m}^3/\text{dtk}/\text{km}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{0.748 x 11.369 + 7} = 0.735$$

$$Qt = 0.80 x 0.748 x 11.369 x 88.50 = 602.500 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$t = 0.25 x 16.7 x 602.500^{0.125} \cdot 0.056^{0.25} = 4.520 \text{ jam} = 4.5 \text{ jam}$$

$$t = 4.5 \text{ jam}$$

$$Qt = 0.80 x 0.735 x 11.369 x 88.50 \cdot \frac{Rn}{240} = 2.465 Rn$$

Hasil perhitungan debit banjir rencana metode weduwen tiap priode ulang (tahun) disajikan pada tabel 23 sebagai berikut :

$$Qt = 2.465 x 147.292 = 364.657 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Tabel 23. Debit Banjir Rencana Metode Weduwen

priode (T) (tahun)	Rn (mm)	Qt (m ³ /dtk)
2	147.929	364.657
5	173.591	427.915
10	188.763	465.317
25	204.793	504.832
50	218.575	538.806
100	230.546	568.316
1000	266.450	656.820

Sumber: perhitungan

• Metode Nakayasu

$$Qp = \frac{1}{3.6} \left(\frac{A \cdot Re}{0.3 T_p + T_{0.3}} \right)$$

$$T_p = T_g + 0.8 \cdot T_t$$

$$T_g = 0.4 + 0.085 \cdot L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0.21 \cdot L^2 \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km}$$

$$T_{0.3} = \alpha \cdot T_g$$

$$T_t = 0.75 \cdot t_g$$

Dengan:

Q_p = debit puncak banjir

A = Luas DAS (km²)

Re = Curah hujan efektif biasanya dipakai 1

T_p = waktu permukaan sampai puncak hidograf (jam)

T_{0.3} = waktu dari puncak banjir sampai 0.3 kali

debit puncak (jam)

T_g = Waktu konsentrasi (jam)

T_r = Satuan waktu dari curah hujan

α = koefisien karakteristik DAS biasanya diambil 2

L = panjang sungai utama

Bentuk hidrogram satuan diberikan oleh persamaan berikut

Pada kurva naik ($0 < T < T_p$)

Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0.3}$)

Pada kurva turun ($T_p < T_{0.3} < t < T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$)

Pada kurva turun ($T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$)

Perhitungan :

$$T_g = 0.4 + 0.085 \times 16.7 = 1.3686 \text{ jam}$$

$$T_r = 0.75 \times 1.3686 = 1.02645 \text{ jam}$$

$$T_p = 1.3686 + 0.8 \times 1.02645 = 2.189 \text{ jam}$$

$$T_{0.3} = 2 \times 1.3686 = 2.7372 \text{ jam}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \left(\frac{88.50 \times 1}{0.3 \times 2.189 + 2.7372} \right) = 7.243 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Tabel 24. Rekapitulasi Untuk Seluruh Perhitungan

T_r (jam)	Q (m^3/detik)
0	0.00
1	1.105
2	5.832
2.189	7.243
3	5.070
4	3.266
4.926	2.173
5	2.126
6	1.586
7	1.183
8	0.882
9	0.658
9.032	0.632
10	0.527
11	0.423
12	0.339
13	0.272
14	0.219
15	0.175
16	0.141
17	0.113
18	0.091
19	0.073
20	0.058
21	0.047
22	0.038
23	0.030
24	0.024

Tabel 25. Hidograf Banjir Priode 2 th

t	Q_t	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.10	20.59	0.00			20.59
2	5.83	108.69	0.18	0.00		108.87
2.189	7.24	134.99	0.95	3.75	0.00	139.70
3	5.07	94.48	1.19	19.82	2.99	118.48
4	3.27	60.86	0.83	29.61	15.78	102.06
4.926	2.17	40.50	0.53	17.23	19.59	77.86
5	2.13	39.62	0.36	11.10	12.77	64.80
6	1.59	29.56	0.35	7.38	8.83	46.13
7	1.18	22.05	0.26	7.23	5.88	35.41
8	0.88	16.44	0.19	5.39	5.75	27.78
9	0.68	12.28	0.14	4.02	4.25	20.72
9.032	0.65	12.15	0.11	3.00	3.20	18.46
10	0.53	9.82	0.11	2.34	2.39	14.55
11	0.42	7.88	0.09	2.22	1.78	11.96
12	0.34	6.33	0.07	1.79	1.76	9.95
13	0.27	5.08	0.05	1.44	1.43	7.99
14	0.22	4.07	0.04	1.15	1.14	6.42
15	0.18	3.27	0.04	0.93	0.92	5.15
16	0.14	2.62	0.03	0.74	0.74	4.13
17	0.11	2.11	0.02	0.60	0.59	3.32
18	0.09	1.69	0.02	0.48	0.47	2.66
19	0.07	1.36	0.01	0.38	0.38	2.14
20	0.06	1.09	0.01	0.31	0.31	1.71
21	0.05	0.87	0.01	0.25	0.25	1.38
22	0.04	0.70	0.01	0.20	0.20	1.10
23	0.03	0.56	0.01	0.15	0.15	0.89
24	0.02	0.48	0.00	0.11	0.11	0.71

Sumber perhitungan

Tabel 26. Hidograf Banjir Priode 5 th

t	Q_t	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.10	24.17	0.00			24.17
2	5.83	127.55	6.28	0.00		133.83
2.189	7.24	158.41	33.15	4.41	0.00	196.97
3	5.07	110.88	81.17	21.26	3.51	178.82
4	3.27	71.43	38.82	28.88	18.51	147.64
4.926	2.17	47.53	18.56	20.22	20.99	109.30
5	2.13	46.51	12.35	13.02	16.09	87.98
6	1.59	34.88	13.09	8.67	10.37	65.81
7	1.18	25.87	9.02	6.48	8.90	50.28
8	0.88	19.30	6.72	6.32	8.75	39.09
9	0.68	14.39	6.02	4.72	6.03	29.14
9.032	0.65	14.26	3.74	3.52	3.76	25.27
10	0.53	11.52	3.71	2.62	2.80	20.65
11	0.42	9.25	3.00	2.60	2.09	16.93
12	0.34	7.42	2.40	2.10	2.07	14.03
13	0.27	5.96	1.93	1.88	1.67	11.25
14	0.22	4.78	1.55	1.35	1.34	9.05
15	0.18	3.84	1.24	1.06	1.08	7.34
16	0.14	3.08	1.00	0.87	0.86	5.81
17	0.11	2.47	0.80	0.70	0.69	4.67
18	0.09	1.98	0.64	0.56	0.56	3.74
19	0.07	1.59	0.52	0.45	0.45	3.01
20	0.06	1.38	0.41	0.36	0.36	2.41
21	0.05	1.03	0.33	0.30	0.29	1.94
22	0.04	0.82	0.27	0.23	0.23	1.55
23	0.03	0.66	0.21	0.19	0.19	1.25
24	0.02	0.53	0.17	0.15	0.15	1.00

Sumber perhitungan

Tabel 27. Hidograf Banjir Priode 10 th

t	Q_t	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.10	26.28	0.00			26.28
2	5.83	138.70	6.83	0.00		145.53
2.189	7.24	172.16	36.05	4.79	0.00	213.10
3	5.07	120.37	44.77	29.29	3.81	194.48
4	3.27	77.67	31.34	31.41	20.13	160.54
4.926	2.17	51.68	20.19	21.98	25.00	118.86
5	2.13	50.57	13.43	14.16	17.50	95.67
6	1.59	37.72	13.14	9.42	11.27	71.56
7	1.18	28.13	9.80	9.22	7.50	54.66
8	0.88	20.98	7.31	6.88	7.34	42.51
9	0.68	15.65	5.45	5.13	5.47	31.71
9.032	0.65	15.50	4.07	3.83	4.08	27.48
10	0.53	12.53	4.03	2.85	3.05	22.46
11	0.42	10.06	3.26	2.83	2.27	18.41
12	0.34	8.07	2.61	2.28	2.25	15.22
13	0.27	6.48	2.10	1.83	1.82	12.23
14	0.22	5.20	1.68	1.47	1.46	9.81
15	0.18	4.17	1.35	1.18	1.17	7.88
16	0.14	3.35	1.08	0.95	0.94	6.32
17	0.11	2.69	0.87	0.76	0.75	5.07
18	0.09	2.16	0.70	0.61	0.61	4.07
19	0.07	1.73	0.56	0.49	0.49	3.27
20	0.06	1.39	0.45	0.39	0.39	2.62
21	0.05	1.12	0.36	0.32	0.31	2.10
22	0.04	0.89	0.29	0.25	0.25	1.69
23	0.03	0.72	0.23	0.20	0.20	1.36
24	0.02	0.58	0.19	0.16	0.16	1.09

Sumber perhitungan

Tabel 28. Hidograf Banjir Priode 25 th

t	Q_t	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.10	28.51	0.00			28.51
2.00	5.83	150.47	7.41	0.00		157.88
2.189	7.24	186.89	39.11	5.20	0.00	231.20
3.00	5.07	120.81	48.58	27.44	8.14	205.96
4.00	3.27	84.26	34.00	34.07	21.84	174.18
4.926	2.17	66.07	21.90	22.85	27.13	138.95
5.00	2.13	64.87	14.57	15.36	18.59	103.78
6.00	1.59	48.92	14.28	10.12	12.23	77.64
7.00	1.18	38.52	10.64	10.00	8.14	59.30
8.00	0.88	29.76	7.93	7.46	7.96	46.12
9.00	0.68	22.98	5.92	5.56	5.94	34.40
9.032	0.65	22.82	4.41	4.15	4.43	29.81
10.00	0.53	18.58	4.37	3.10	3.00	24.17
11.00	0.42	14.91	3.53	3.07	2.46	19.98
12.00	0.34	11.76	2.84	2.68	2.44	16.51
13.00	0.27	9.03	2.28	1.99	1.97	13.17
14.00	0.22	7.14	1.83	1.60	1.58	10.65
15.00	0.18	5.63	1.47	1.28	1.27	8.35
16.00	0.14	4.43	1.18	1.03	1.02	6.36
17.00	0.11	3.52	0.94	0.83	0.82	5.50
18.00	0.09	2.84	0.78	0.66	0.66	4.42
19.00	0.07	2.28	0.61	0.53	0.53	3.55
20.00	0.06	1.81	0.49	0.43	0.42	2.85
21.00	0.05	1.41	0.39	0.34	0.34	2.28
22.00	0.04	1.07	0.31	0.27	0.27	1.83
23.00	0.03	0.78	0.25	0.22	0.22	1.47
24.00	0.02	0.62	0.20	0.18	0.18	1.12

Sumber perhitungan

Tabel 29. Hidograf Banjir Priode 50 th

t	Qt	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00				0.00
1	1.10	30.43	0.00			30.43
2	5.83	160.60	7.91	0.00		168.51
2.189	7.24	189.46	41.74	5.55	0.00	246.75
3	5.07	139.62	51.84	29.28	4.42	225.16
4	3.27	89.81	36.29	36.37	13.31	185.80
4.926	2.17	59.84	23.38	25.46	28.95	137.63
5	2.13	52.95	15.55	16.40	20.27	119.78
6	1.59	43.69	15.22	10.91	13.05	82.86
7	1.18	32.57	11.35	10.68	8.63	62.29
8	0.88	24.30	8.47	7.96	6.50	45.23
9	0.66	18.12	6.31	5.84	6.34	36.71
9.032	0.65	17.95	4.71	4.43	4.73	31.82
10	0.53	14.31	4.67	3.50	3.53	26.01
11	0.42	11.64	5.77	3.27	2.63	21.32
12	0.34	9.35	3.03	2.65	2.61	17.62
13	0.27	7.50	2.43	2.12	2.11	14.16
14	0.22	6.00	1.95	1.70	1.69	11.36
15	0.18	4.82	1.56	1.27	1.26	9.12
16	0.14	3.88	1.26	1.10	1.09	7.32
17	0.11	3.11	1.01	0.89	0.87	5.87
18	0.09	2.50	0.81	0.71	0.70	4.71
19	0.07	2.00	0.65	0.57	0.56	3.78
20	0.06	1.61	0.52	0.46	0.45	3.04
21	0.05	1.29	0.42	0.37	0.36	2.44
22	0.04	1.04	0.34	0.29	0.29	1.96
23	0.03	0.83	0.27	0.24	0.23	1.57
24	0.02	0.67	0.22	0.19	0.18	1.26

Sumber: perhitungan

Tabel 30. Hidograf Banjir Priode 100 th

t	Qt	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00				0.00
1	1.10	32.09	0.00			32.09
2	5.83	169.40	8.34	0.00		177.74
2.189	7.24	210.39	44.03	5.85	0.00	260.27
3	5.07	147.26	54.68	30.89	4.66	237.49
4	3.27	94.86	38.28	38.36	24.59	196.08
4.926	2.17	63.12	24.66	26.85	30.54	145.17
5	2.13	61.77	16.41	17.30	21.38	116.84
6	1.59	46.07	16.05	11.51	13.77	87.40
7	1.18	34.36	11.97	11.26	9.16	66.76
8	0.88	25.63	8.93	8.40	8.97	51.92
9	0.66	19.11	6.66	6.26	6.69	38.73
9.032	0.65	18.93	4.97	4.67	4.99	33.56
10	0.53	15.30	4.92	3.48	3.72	27.43
11	0.42	12.28	3.98	3.45	2.77	22.49
12	0.34	9.86	3.19	2.79	2.75	18.59
13	0.27	7.91	2.56	2.24	2.22	14.93
14	0.22	6.35	2.06	1.80	1.78	11.99
15	0.18	5.10	1.65	1.44	1.43	9.62
16	0.14	4.09	1.32	1.16	1.15	7.72
17	0.11	3.28	1.06	0.93	0.92	6.20
18	0.09	2.63	0.85	0.75	0.74	4.97
19	0.07	2.11	0.68	0.60	0.59	3.99
20	0.06	1.70	0.55	0.48	0.48	3.20
21	0.05	1.36	0.44	0.39	0.38	2.57
22	0.04	1.09	0.35	0.31	0.31	2.06
23	0.03	0.88	0.28	0.25	0.25	1.66
24	0.02	0.70	0.23	0.20	0.20	1.33

Sumber: perhitungan

Tabel 31. Hidograf Banjir Priode 1000 th

t	Qt	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00				0.00
1	1.10	37.09	0.00			37.09
2	5.83	195.78	9.64	0.00		205.42
2.189	7.24	243.15	50.89	6.78	0.00	300.82
3	5.07	170.20	63.20	33.70	5.38	274.48
4	3.27	109.63	44.24	44.33	28.42	226.62
4.926	2.17	72.95	28.49	31.03	35.29	167.77
5	2.13	71.38	18.96	19.99	24.70	135.04
6	1.59	53.24	18.55	13.30	15.91	101.01
7	1.18	39.71	13.84	13.02	10.99	77.55
8	0.88	29.62	10.32	9.71	10.36	60.01
9	0.66	22.09	7.70	7.24	7.73	44.76
9.032	0.65	21.88	5.74	5.40	5.76	38.79
10	0.53	17.69	5.69	4.03	4.30	31.70
11	0.42	14.20	4.60	3.89	3.21	25.99
12	0.34	11.39	3.69	3.22	3.18	21.48
13	0.27	9.14	2.96	2.59	2.57	17.26
14	0.22	7.34	2.38	2.08	2.06	13.85
15	0.18	5.89	1.91	1.67	1.65	11.12
16	0.14	4.75	1.53	1.34	1.33	8.92
17	0.11	3.79	1.23	1.07	1.07	7.16
18	0.09	3.04	0.99	0.86	0.85	5.75
19	0.07	2.44	0.79	0.69	0.69	4.61
20	0.06	1.96	0.64	0.56	0.55	3.70
21	0.05	1.57	0.51	0.45	0.44	2.97
22	0.04	1.26	0.41	0.38	0.38	2.38
23	0.03	1.01	0.33	0.29	0.28	1.91
24	0.02	0.81	0.26	0.23	0.23	1.54

Sumber: perhitungan

Tabel 32. Hidograf Banjir Priode PMF

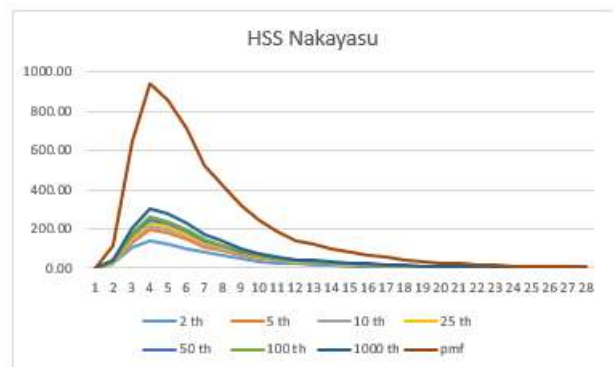
t	Qt	Akibat hujan				Q
		R1	R2	R3	R4	
0	0.00	0.00				0.00
1	1.10	116.15	0.00			116.15
2	5.83	613.03	30.18	0.00		643.22
2.189	7.24	761.38	159.34	21.18	0.00	941.90
3	5.07	532.94	197.90	111.77	16.86	859.47
4	3.27	345.28	139.52	138.82	88.89	709.61
4.926	2.17	228.43	89.23	97.17	110.52	525.35
5	2.13	223.52	59.37	62.59	77.36	422.85
6	1.59	166.71	58.10	41.65	48.83	316.28
7	1.18	124.34	42.53	40.75	33.16	241.89
8	0.88	92.74	32.32	30.40	32.44	187.90
9	0.66	69.17	24.11	22.67	24.20	140.15
9.032	0.65	68.52	17.88	16.91	18.05	121.45
10	0.53	55.38	17.81	13.81	13.46	99.27
11	0.42	44.45	14.40	12.49	10.04	81.38
12	0.34	36.67	11.55	10.10	9.95	67.27
13	0.27	28.83	9.27	8.10	8.04	54.05
14	0.22	22.98	7.44	6.50	6.45	43.38
15	0.18	18.44	5.97	5.22	5.18	34.81
16	0.14	14.80	4.79	4.39	4.35	27.94
17	0.11	11.88	3.85	3.36	3.34	22.42
18	0.09	9.53	3.09	2.70	2.68	18.00
19	0.07	7.65	2.48	2.17	2.15	14.44
20	0.06	6.14	1.99	1.74	1.71	11.59
21	0.05	4.93	1.60	1.40	1.38	9.30
22	0.04	3.96	1.28	1.12	1.11	7.47
23	0.03	3.17	1.01	0.90	0.89	5.99
24	0.02	2.55	0.81	0.72	0.72	4.81

Sumber: perhitungan

Tabel 33. Rekapitulasi Debit Banjir

t	2th	5th	10th	25th	50th	100th	1000th	pmf
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	20.59	24.17	26.28	28.51	30.43	32.09	37.09	116.15
2	108.87	133.83	145.33	157.88	168.51	177.74	205.42	643.22
2.189	139.70	195.97	213.10	231.20	246.75	260.27	300.80	941.90
3	118.48	178.82	194.43	210.96	225.16	237.49	274.48	859.47
4	102.08	147.64	160.54	174.19	185.90	196.08	226.62	709.61
4.926	77.86	109.30	118.86	128.95	137.63	145.17	167.77	525.35
5	64.80	87.98	93.67	103.79	110.18	116.84	135.04	422.85
6	46.15	65.81	71.56	77.64	82.86	87.40	101.01	316.28
7	35.41	50.26	54.66	59.30	63.29	66.76	77.15	241.89
8	27.78	39.09	42.51	46.12	49.23	51.92	60.01	187.90
9	20.72	29.16	31.71	34.40	36.71	38.73	44.76	140.15
9.032	18.46	25.27	27.48	29.81	31.82	33.56	38.79	121.45
10	14.55	20.65	22.46	24.37	26.01	27.43	31.70	99.27
11	11.96	16.93	18.41	19.98	21.32	22.49	25.99	81.38
12	9.95	14.00	15.22	16.51	17.62	18.59	21.48	67.27
13	7.99	11.23	12.23	13.27	14.16	14.93	17.26	54.05
14	6.42	9.03	9.81	10.65	11.36	11.99	13.85	43.38
15	5.15	7.34	7.88	8.55	9.12	9.62	11.12	34.81
16	4.13	5.81	6.32	6.86	7.32	7.72	8.92	27.94
17	3.32	4.67	5.07	5.50	5.87	6.20	7.16	22.42
18	2.66	3.74	4.07	4.42	4.71	4.97	5.75	18.00
19	2.14	3.01	3.27	3.55	3.78	3.98	4.61	14.44
20	1.71	2.41	2.62	2.85	3.04	3.20	3.70	11.59
21	1.38	1.94	2.10	2.28	2.44	2.57	2.97	9.30
22	1.10	1.55	1.69	1.83	1.96	2.06	2.38	7.47
23	0.89	1.25	1.36	1.47	1.57	1.66	1.91	5.99
24	0.71	1.00	1.09	1.18	1.26	1.33	1.54	4.81

Sumber: perhitungan



Gambar 8. Grafik HSS Nakayasu
Tabel 34. Hasil rekapitulasi debit banjir

Pu	Hasper	Weduwen	Nakayasu	Rata-rata
2	94.97041	364.6573	139.70	199.77718
5	111.4452	427.9155	195.97	245.11033
10	121.1859	465.3167	213.10	266.53379
25	131.4771	504.832	231.20	289.16816
50	140.3252	538.8059	246.75	308.62845
100	148.0108	568.3162	260.27	325.53197
1000	171.0606	656.8204	300.80	376.22726

Sumber: perhitungan

Pu	Nakayasu BBWS CC	Nakayasu Perhitungan
2	184.7	139.70
5	242.87	195.97
10	281.6	213.10
25	330.72	231.20
50	365	246.75
100	403.6	260.27
1000	524.1	300.80

Sumber: bbws

3.8. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak

a. Pada saat terowongan belum terisi penuh

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

dimana:

v = kecepatan aliran (m/detik)

n = koefisien kecepatan manning (untuk beton n= 0,014)

R = jari-jari hidrolis = A/P (m)

A = luas penampang basah (m²)

S = kemiringan alur pengelak

b. Pada saat terowongan terisi penuh (pressure flow)

$$Q = A \cdot v$$

$$v = \sqrt{\frac{2g(H + L \cdot \sin \theta - D/2)}{(1 + \Sigma C)}}$$

dimana:

H = kedalaman air waduk dihitung dari dasar inlet pengelak (m)

D = tinggi pengelak (m)

L sin θ = selisih tinggi antara inlet dan outlet (m)

Σ C = jumlah koefisien kehilangan energy

C₀ = koefisien kehilangan pada Inlet = (0.50) (BBWSSC)

C_v = koefisien Gesekan

$$f_f = \frac{2 \cdot g \cdot n^2 \cdot L}{R^{4/3}} = \frac{2 \times 9.81 \times 0.014^2 \times 495.6}{1.4^4/3} = 1.48$$

C_p = koefisien kehilangan tinggi karena Outlet = (0.1) (BBWSSC)

$$\Sigma C = 0.50 + 1.48 + 0.1 = 2.08 \text{ m}$$

Untuk ketentuan batas perhitungan antara pengaliran bebas, transisi dan tekan adalah sebagai berikut :

Pengaliran Bebas : H < D

Pengaliran Transisi : H > 1,2 D

Pengaliran Tertekan : H > 1,5 D

Dengan melihat kondisi pada peta perencanaan, didapatkan data saluran pengelak sebagai berikut

- Bentuk Saluran : Kotak
- Lebar Saluran (b) : 4.2 meter
- Tinggi Saluran (h) : 4.2 meter
- Panjang Saluran : 495,6 meter
- Elevasi Hulu : +503,20 (7.2 m)

- Elevasi Hilir : +480,52
- Slope : 0,056
- Debit Rencana Q₁₀₀₀ th : 300.80 m³/detik
- Angka Kekasaran (Beton) : 0,014
- Elevasi Crest Bendungan : +551

• Pengaliran Bebas

Diambil Perhitungan dengan Interval 0,5 m

$$\text{Elevasi MA} = +7,2 + 0,5 = +7,7$$

$$\text{Tinggi MA} = 0,5$$

$$A = b \cdot h = 4,2 \cdot 0,5 = 2,1 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2h = 4,2 + 2 \cdot 0,5 = 5 + 1 = 5,2 \text{ m}$$

$$R = A/P = 2,1 \text{ m}^2 / 5,2 \text{ m} = 0,403 \text{ m}$$

$$B = 4,2 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,403^{2/3} \cdot 0,056^{1/2} = 0,9189 \text{ m/detik}$$

$$Q = V \cdot A = 3,235 \cdot 2,1 = 3,859 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_c = \sqrt{\frac{9,81 \cdot A^3}{B}} = 4,650$$

$$\text{Bilangan Froude} = \frac{V}{\sqrt{2g}} = 0,2074 \text{ (subkritis)}$$

Batas perhitungan untuk pengaliran bebas adalah H > 1,2 D sehingga H > 5.04 m. Sehingga perhitungan pengaliran bebas hanya sampai dengan 4.2m

Tabel 35. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak (Pengaliran Bebas)

El. MA	Tinggi MA	A	P	R	B	v	Q	Q _c	F	
(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m/detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	Nilai	Keterangan
7.7	0.5	2.1	5.2	0.4038	4.2	0.9189	3.859454	4.650919	0.207457	free flow
8.2	1	4.2	6.2	0.6774	4.2	2.5856	21.71897	13.15479	0.383728	free flow
8.7	1.5	6.3	7.2	0.8750	4.2	4.3138	54.35398	24.16689	0.973893	free flow
9.2	2	8.4	8.2	1.0244	4.2	5.9126	99.33101	37.20735	1.33483	free flow
9.7	2.5	10.5	9.2	1.1413	4.2	7.3392	154.1228	51.99886	1.656907	free flow
10.2	3	12.6	10.2	1.2353	4.2	8.5978	216.6636	68.35427	1.941047	free flow
10.7	3.5	14.7	11.2	1.3125	4.2	9.7061	285.3584	86.13623	2.19126	free flow
11.2	4	16.8	12.2	1.3770	4.2	10.6842	358.9995	105.2383	2.412093	free flow
11.7	4.5	18.9	13.2	1.4318	4.2	11.5510	436.6287	125.5748	2.60778	free flow

Sumber: perhitungan

• Perhitungan Tertekan dan Transisi

Tabel 36. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak (Pengaliran Tertekan)

El. MA	Tinggi MA	A	P	R	B	v	Q	F	
(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m/detik)	(m ³ /detik)	Keterangan	
1.5	2.5	17.64	9.2	17.64	4.2	2.90225	102.3915	trans	
13	6	17.64	16.2	17.64	4.2	10.81199	381.4469	trans	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 37. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak (Pengaliran Tertekan)

St. Sta	Tempo (s)	A	F	H	H	Q	F
(m)	(s)	(m ²)	(m ³ /detik)	(m)	(m)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)
1	2	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
2	3	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
3	4	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
4	5	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
5	6	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
6	7	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
7	8	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
8	9	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
9	10	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
10	11	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
11	12	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
12	13	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
13	14	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
14	15	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
15	16	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
16	17	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
17	18	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
18	19	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
19	20	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
20	21	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
21	22	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
22	23	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
23	24	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
24	25	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
25	26	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
26	27	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
27	28	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
28	29	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
29	30	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
30	31	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
31	32	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
32	33	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
33	34	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
34	35	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
35	36	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
36	37	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
37	38	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
38	39	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
39	40	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
40	41	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
41	42	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
42	43	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
43	44	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
44	45	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
45	46	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
46	47	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
47	48	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
48	49	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
49	50	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
50	51	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
51	52	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
52	53	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
53	54	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
54	55	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
55	56	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
56	57	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
57	58	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
58	59	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
59	60	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
60	61	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
61	62	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
62	63	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
63	64	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
64	65	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
65	66	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
66	67	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
67	68	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
68	69	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
69	70	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
70	71	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
71	72	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
72	73	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
73	74	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
74	75	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
75	76	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
76	77	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
77	78	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
78	79	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
79	80	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
80	81	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
81	82	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
82	83	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
83	84	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
84	85	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
85	86	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
86	87	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
87	88	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
88	89	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
89	90	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
90	91	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
91	92	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
92	93	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
93	94	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
94	95	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
95	96	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
96	97	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
97	98	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
98	99	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115
99	100	17.84	18.2	17.84	4.2	11.2374	286.115

- Penelusuran Banjir Terowongan Pengelak
Tabel 38. Hubungan antara H, Q, Psi dan Phi Q_{1000T}

Elevasi	H	ΔS	ΔS/Δt	Q	Q'	Psi	Phi
						$\gamma = \frac{\Delta S \cdot \Delta t}{Q^2}$	$\phi = \frac{\Delta S \cdot \Delta t}{Q^2}$
(m)	(m)	(m ²)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)
1	2	3	4	5	6	7	8
7.2	8	9	0	0	0	0	0
8.2	3	4238.234	1.1772872	21.718949	10.859485	-5.682	12.0567183
9.2	2	4810.968	1.1363801	99.331025	49.665567	-48.32912732	51.00180743
10.2	3	5383.703	1.4954729	216.66365	108.33181	-106.836341	109.8272868
11.2	4	6307.644	1.7521233	358.99046	179.49523	-177.7431046	181.2473513
12.2	5	7738.396	2.15511	568.92977	284.46488	-282.1097738	286.6199938
13	6	9209.148	2.5580967	811.44686	405.72343	-403.1653143	409.2012075
14	7	10659.9	2.9610834	1065.92999	532.96199	-530.907911	541.2300778
15	8	12110.65	3.3640701	1411.07347	705.53774	-703.1736667	728.9018068
16	9	13561.4	3.7670568	1856.11622	928.05806	-925.7910019	961.3251155
17	10	15012.16	4.1700435	2401.25969	1200.63581	-1198.1837699	1229.3238568
18	11	17383.96	4.6730302	3101.40316	1550.71526	-1548.1344122	1599.7680866
19	12	20254.86	5.2760169	4001.54651	2000.85871	-2000.7290045	2079.9705916
20	13	23433.14	5.9790036	5101.68986	2550.99816	-2550.864066	2669.983473

Sumber: Perhitungan

1. Data
2. Data
3. Data
4. (4)/ 3600
5. Data Outflow Pengelak
6. (6)/2
7. (4)-(6)
8. (4)+(6)

Tabel 39. Penelusuran banjir terowongan pengelak dengan Q₁₀₀₀

T	Inflow (Q)	(Q-1)/2	ψ	φ	H	Outflow (Q)
(s)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m)	(m ³ /detik)
0	0	0	0	0	0	0
1	37.8925	18.9463	0.000	0	1.187	37.8925
2	306.411	153.2055	-19.288	129	2.194	244.222
3	1389	694.5005	-125.873	238	2.822	884.628
4	274.476	137.238	-188.287	208	2.888	616.666
5	226.618	113.309	-188.325	181	2.828	381.310
6	187.778	93.889	-179.862	157	2.776	270.023
7	155.819	77.9095	-133.419	100	2.883	300.798
8	101.009	50.5045	-86.823	87	2.883	170.271
9	77.1526	38.5763	-83.759	86	2.882	308.267
10	60.0676	30.0338	-83.134	84	2.878	328.248
11	44.7554	22.3777	-81.828	81	2.888	381.616
12	38.7895	19.3948	-81.553	78	2.888	481.616
13	31.702	15.851	-81.288	72	2.848	40.742
14	25.0681	12.53405	-81.014	66	2.847	48.828
15	21.884	10.942	-80.737	61	2.842	24.888
16	17.3205	8.66025	-81.288	58	1.174	26.828
17	13.8739	6.93695	-81.379	53	1.039	22.184
18	11.118	5.559	-80.999	48	0.789	17.165
19	8.9207	4.46035	-81.259	45	0.859	14.254
20	7.18142	3.59071	-81.177	42	0.889	11.288
21	5.74189	2.870945	-80.98	39	0.424	8.218
22	4.6129	2.30645	-81.102	36	0.218	7.121
23	3.7072	1.8536	-81.174	33	0.272	6.028
24	3.0713	1.53565	-81.448	30	0.222	5.088
25	2.5847	1.29				

• Waktu Rambatan Aliran Sungai

Tabel 41. Waktu Rambatan Aliran Ke Hilir

waktu jam	sta	ketinggian banjir M	Luas genangan kiri M ²	luas genangan kanan M ²	Luas banjir M ²	Luas sungai M ²
00.15	5000	36.73	913	69,659	913	249.510
00.30	3400	6.39	4.170	1,637	4.170	
00.45	2800	1.26	3.777	1,635	3.777	
01.00	2100	1.19	2.582	955	2.582	
01.15	500	1.94	72.745		72.745	
01.30	0	1.19			69,659	
					1,637	
					1,635	
					955	
					85215	
Σ					8.521.5	24.951

Sumber: hitungan

Tabel 42. Ketinggian Muka Air

STA Sungai	elevasi sungai	elevasi banjir	Tinggi banjir	Tinggi max	Rata-Rata ketinggian
6.400	505.17	515.66	10.49	70.32	10.81648485
6.375	504.16	514.6	70.32		
9.370	diam	diam			
6.300	503.2	504.16	60.98		
6.200	502.19	502.33	0.34		
6.100	497.27	508.32	11.55		
6.000	496.27	508.32	12.55		
5.900	495.27	510.38	15.11		
5.800	494.27	508.45	14.18		
5.700	485.17	499.8	14.63		
5.600	482.31	493.61	11.3		
5.500	477.1	509.84	32.74		
5.400	474.1	509.55	35.75		
5.300	475.19	509.55	34.66		
5.200	470.1	502.92	32.82		
5.100	467.19	502.92	35.73		
5.000	466.19	502.92	36.73		
4.900	461.19	493.61	32.42		
4.800	458.19	493.61	35.42		
4.700	455.1	461.54	6.44		
4.600	451.06	461.52	10.76		
4.500	447.19	466.76	19.57		
4.400	447.1	466.76	19.66		
4.300	444	466.76	22.76		
4.200	439.09	445.55	6.46		
4.100	438.1	440.23	2.13		
4.000	435.07	441.85	6.78		
3.900	432.1	443.33	13.23		
3.800	433.1	437.58	4.48		
3.700	429.1	436.67	7.57		
3.600	426.03	450.33	22.3		
3.500	425.04	437.91	12.87		
3.400	421.07	427.46	6.39		
3.300	417.1	420.52	3.72		
3.200	413.06	447.71	13.65		
3.100	410.1	413.56	3.46		
3.000	409.07	410.64	1.57		
2.900	407.04	412.92	5.88		
2.800	407.1	408.36	1.26		
2.700	405.06	407.31	2.25		
2.600	396.06	397.02	0.96		
2.500	396.07	396.93	0.86		
2.400	396.06	397.3	1.26		
2.300	392.07	392.93	0.86		
2.200	387.02	390.4	3.38		
2.100	386.01	386.66	0.65		
2.000	384.06	384.6	0.52		
1.900	380.07	381.49	1.42		
1.800	378.07	379.55	1.16		
1.700	377.07	378.57	1.3		
1.600	373.75	375.4	1.65		
1.500	371.1	372.55	1.45		
1.400	368.1	369.2	1.1		
1.300	367.72	369.51	1.79		
1.200	363.1	363.39	0.79		
1.100	361.1	362.72	1.62		
1.000	357.99	359.18	1.19		
900	354.52	356.32	1.8		
800	353.55	356.64	3.09		
700	355.1	357.45	2.35		
600	350.98	351.41	0.43		
500	347.67	349.61	1.94		
400	347.1	347.67	0.57		
300	345.07	345.79	0.72		
200	346.66	347.39	0.73		
100	345.1	345.42	0.32		
0	335.31	336.5	1.19		

Sumber: perhitungan

IV. KESIMPULAN DAN SARAN

4.1. Kesimpulan

1. Curah hujan kala ulang 1000 tahun adalah 266.4 mm dan Debit kala ulang 1000 Tahun adalah 300.8 m³/detik
2. Dari hasil Perhitungan Debit dengan HSS nakayasu dengan kala ulang 1000 tahun , debit tersebut relatif lebih kecil dari debit dari BBWSCC yang menandakan pada priode 10 tahun terakhir ini curah hujan relatif lebih rendah dan kering dari tahun sebelumnya

3. Saluran pengelak dan *spillway* Bendungan Ciawi mampu menahan debit pada kala ulang 100 tahun dan tidak menyebabkan overtopping.
4. Overtopping akan terjadi jika saluran pengelak dan *spillway* bendungan mengalami kerusakan dan tidak berfungsi .
5. Waktu rambat aliran sampai ke hilir saat dilakukan pemodelan dengan aplikasi hec-ras 4.1 adalah 01.30 menit dengan kecepatan 17.723 m/detik sejauh 6,4 km
6. Ketinggian muka air saat banjir tertinggi 10.818 M dan luas area sekitar bantaran sungai yang tergenang seluas 85.215 m²

4.2. Saran

1. Tahap yang dapat segera dikerjakan karena kondisi sungai saat ini, karena dikhawatirkan bila tidak segera ditangani akan terjadi luapan, dilakukan penyuluhan terhadap masyarakat yang terkena dampak disekitar daerah hilir bendungan Ciawi mengenai antisipasi jika terjadi banjir bandang.
2. Melakukan upaya perbaikan dan pembangunan structural tanggul di daerah yang rawan tergenang atau terlalu dekat dengan bantaran sungai
3. Melakukan relokasi pada pemukiman yang dekat dengan daerah sekitar aliran sungai ciliwung .
4. Pemerintah harus bertindak tegas jika ada pembangunan yang ada disekitar bantaran sungai .

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Basuki.(2009). *Analisis periode ulang hujan maksimum dengan berbagai metode.*(jurnal).badan meteorologi dan Klimatologi dan Geofisika
- [2] Ichwan, Dwi Rohani (2017). *Kajian Dam Break Waduk Wonogiri Dengan HEC –RAS 4.0.* (jurnal). Universitas Muhammadiyah Surakarta
- [3] Istiarto. (2012). *Simulasi aliran 1-dimensi dengan bantuan paket program hidrodinamika HEC-RAS,* modul pelatihan dam breach analysis. Yogyakarta.
- [4] Mutya, Nivitha (2018). *Analisa Hidrologi Untuk Penentuan Debit Banjir Rancangan Di Bendungan Way Besi.* (jurnal). Universitas Lampung.
- [5] Rachmadan, Lutfianto Cahya (2013). *Analisa Keruntuhan Bendungan Alam Way Ela dengan Menggunakan Program Zhong Xing HY21.* (Jurnal). Universitas Brawijaya, Malang.
- [6] Soewarno, 1995. *Hidrologi Jilid 2.* Penerbit Nova, Bandung.
- [7] Soewarno, 1995. *Hidrologi Untuk Teknik.* Penerbit Nova, Bandung
- [8] Triatmodjo Bambang, 1996. *Hidraulika 1,* Beta Offset, Yogyakarta.

- [9] Yeni nuraeni.(2011). *Metode Memperkirakan Debit Air yang Masuk ke Waduk*.(jurnal). Universitas Paramadina

PENULIS :

- (1) **Reichandra Aditya Dharmawan, ST.** Alumni (2020) Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik – Universitas Pakuan (reichandra.aditya@gmail.com)
- (2) **Wahyu Gendam Prakoso, S.TP., M.Si.** Dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik – Universitas Pakuan.
- (3) **Heny Purwanti, ST., MT.** Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik – Universitas Pakuan