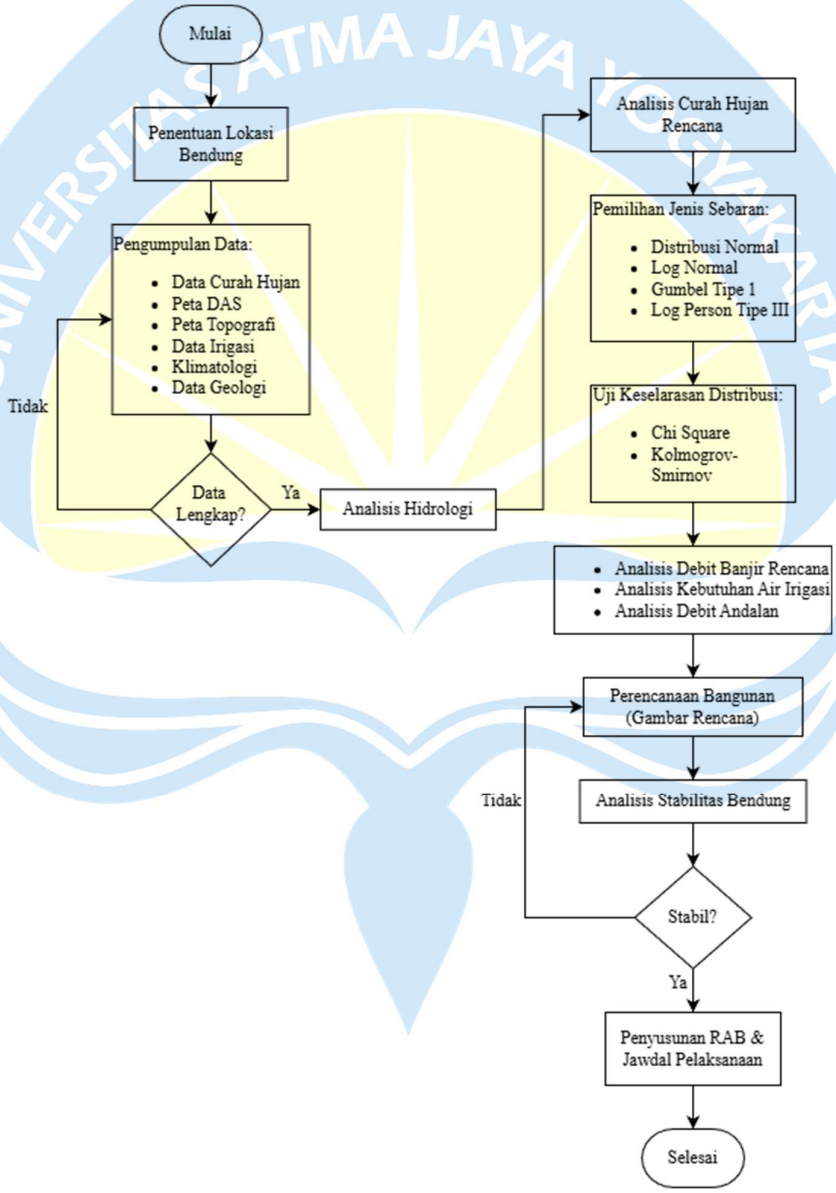
BAB II
ANALISIS HIDROLIKA

2.1 Metode Perancangan

Metode perancangan bendung saat ini lebih berfokus pada aspek hidrologi dan hidrolika. Metode perancangan yang diterapkan dalam pembangunan Bendung Gamping ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2. 1 *Flowchart* Perancangan Bendung Serayu

2.2 Bendung

Bendung merupakan salah satu jenis bangunan yang berfungsi untuk membelokkan dan menampung air dari sumber seperti sungai atau danau sebelum dialirkan ke jaringan irigasi (Asrib, A. R. (2023)). Air yang dialirkan ini digunakan untuk berbagai keperluan, seperti irigasi pertanian, pasokan air baku, dan kebutuhan lainnya. Bendung dikategorikan menjadi beberapa jenis, yaitu:

1. **Bendung Tetap**

   Bendung ini dibangun melintang sungai atau saluran, dengan struktur tetap yang berfungsi untuk meninggikan muka air sehingga air dapat dialirkan secara gravitasi ke jaringan irigasi. Kelebihan air akan dialirkan ke hilir melalui limpasan yang dilengkapi kolam olak guna meredam energi aliran.

2. **Bendung Gerak Vertikal**

   Bendung ini memiliki tubuh dengan ambang tetap yang rendah serta dilengkapi pintu-pintu yang dapat digerakkan secara vertikal atau radial. Bendung ini berfungsi untuk mengatur tinggi muka air di hulu, terutama dalam pengelolaan banjir dan penyadapan air. Saat banjir besar, pintu dibuka sepenuhnya, sedangkan pada kondisi normal, pintu ditutup untuk penyadapan air.

   - Pintu geser/sorong: Digunakan untuk bukaan kecil hingga sedang dan dirancang agar tidak terlalu berat guna menghindari perlunya peralatan angkat yang besar.
   - Pintu radial: Berbentuk lengkung dengan lengan yang tertanam pada pilar atau tembok sayap, memudahkan pengoperasian dengan sistem hidrolik atau mekanik.

3. **Bendung Karet (Bendung Gerak Horizontal)**

   Terdiri dari tubuh bendung berbahan karet dan fondasi beton. Pengaturan tinggi muka air dilakukan dengan mengisi atau mengosongkan tabung karet menggunakan udara atau air melalui sistem kontrol.

4. **Bendung Saringan Bawah**

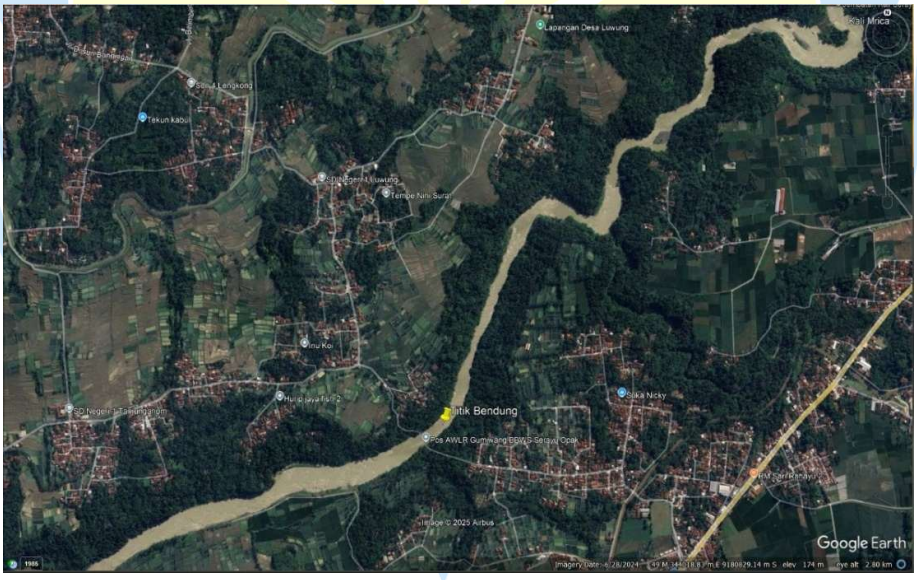
   Merupakan bendung pelimpah yang dilengkapi saluran penangkap dan saringan. Air disalurkan ke jaringan irigasi melalui bak penampung,

sementara sedimen dan batuan dibiarkan melewati bendung. Sedimen yang tertangkap dalam bak akan dibuang kembali ke sungai secara berkala.

Bendung Serayu dirancang sebagai bendung tetap untuk memastikan aliran air dapat disalurkan secara gravitasi ke jaringan irigasi tanpa pompa. Pemilihan bendung tetap dipilih karena lebih andal dan efisien, sehingga dapat menjaga pasokan air irigasi secara stabil guna mendukung ketahanan pangan.

2.3 Lokasi Bendung

Bendung yang dirancang terletak di antara Kecamatan Rakit dan Kecamatan Purwanegara, Kabupaten Banjarnegara, Jawa Tengah. Secara Geografis, bendung ini dibangun disungai Serayu dengan koordinat pada 7,412674˚ LS dan 109,586166 BT. Pemilihan lokasi bendung ini memperhatikan topografi sisi kiri dan kanan bendung, wilayah irigasi, dan kemudahan akses. Lokasi rencana bendung utama ditandai dengan pin berwarna biru yang diakses melalui Google Maps, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2.



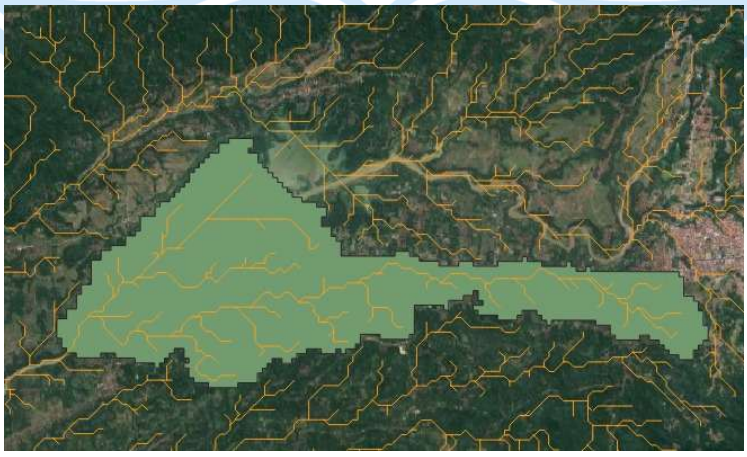
Gambar 2. 2 Lokasi Rencana Bendung Utama via Google Maps

2.4 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Menurut Peraturan Pemerintah No. 37 Tahun 2012 tentang Pengelolaan Daerah Aliran Sungai, DAS (Daerah Aliran Sungai) adalah suatu wilayah daratan yang berfungsi sebagai sistem alami dalam mengumpulkan dan mengalirkan air hujan melalui sungai dan anak sungainya hingga menuju danau atau laut. Wilayah ini memiliki batas alami yang ditentukan oleh punggung bukit dan merupakan satu kesatuan ekosistem yang mendukung keseimbangan lingkungan.

Pembuatan DAS dapat dilakukan dengan berbagai metode, salah satunya menggunakan perangkat lunak QGIS. QGIS (Quantum Geographic Information System) merupakan perangkat lunak Sistem Informasi Geografis (SIG) berbasis sumber terbuka yang memungkinkan pengguna untuk membuat, mengedit, mengelola, serta menganalisis data geospasial.

Dalam perancangan bendung di Sungai Serayu, Kabupaten Banjarnegara, Jawa Tengah, diperlukan identifikasi awal terhadap data Daerah Aliran Sungai (DAS) sebagai dasar perancangan. Dalam hal ini, perlu dianalisis debit aliran sungai yang berasal dari DAS Serayu yang mencerminkan tangkapan air hujan yang akan mengalir ke dalam sungai di wilayah DAS Serayu, yang selanjutnya akan menuju bendung. Gambar 2.3 merupakan Daerah Aliran Sungai (DAS) Serayu dengan penempatan titik stasiun hujan yang akan menjadi titik acuan awal untuk analisis hidrologi.



Gambar 2. 3 Derah Aliran Sungai (DAS) Serayu

2.5 Stasiun Curah Hujan

Presipitasi merupakan komponen iklim esensial yang memengaruhi kelayakan huni wilayah global, namun pengukurannya secara akurat melalui instrumen darat terbentur oleh fluktuasi spasial dan temporal yang tinggi. Dalam konteks ini, sensor satelit menjadi solusi kunci untuk memodelkan distribusi curah hujan. Target utamanya adalah menghasilkan dataset curah hujan global jangka panjang dengan resolusi ruang-waktu yang konsisten, memaksimalkan skala detail yang memungkinkan berdasarkan ketersediaan data.

Stasiun curah hujan adalah fasilitas yang digunakan untuk mengukur dan mencatat jumlah air hujan yang turun di suatu area dalam periode tertentu. Data yang dikumpulkan dari stasiun ini memiliki peran penting dalam analisis hidrologi, perencanaan drainase, irigasi, serta pengelolaan sumber daya air. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam menentukan stasiun curah hujan yang dapat mewakili intensitas hujan di daerah DAS adalah sebagai berikut :

1. Menentukan beberapa stasiun hujan yang terletak di daerah dan/atau di dekat DAS Serayu dengan data hujan yang cukup lengkap minimal selama periode 10 tahun.

   Penggunaan data minimal 10 tahun sangat dianjurkan dalam analisis hidrologi karena beberapa alasan. Pertama, periode ini cukup untuk mencerminkan variasi dan pola curah hujan secara lebih komprehensif, sehingga hasil analisis menjadi lebih representatif (Polinela, n.d.). Kedua, jumlah data yang memadai memungkinkan penerapan metode statistik dengan tingkat kepercayaan yang lebih tinggi, sehingga mengurangi risiko kesalahan dalam interpretasi data (Scholar Unand, n.d.). Ketiga, dengan periode minimal 10 tahun, pengelolaan sumber daya air dapat dilakukan dengan lebih efektif karena keputusan yang diambil didasarkan pada data yang mencerminkan kondisi jangka panjang (PPLP Dinas Cipta Karya Jateng, n.d.). Dengan demikian, penggunaan data selama 11 tahun dalam penelitian ini tidak hanya memenuhi standar minimal 10 tahun yang umum

digunakan, tetapi juga memberikan hasil yang lebih akurat dan andal dalam perhitungan hidrologi.

2. Bila ditemukan data hujan yang hilang, maka dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode. Metode yang digunakan dalam perencanaan bendung ini adalah Metode *Inversed Square Distance.* Pada metode ini variabel yang digunakan adalah jarak stasiun terdekat dengan stasiun yang akan dicari data curah hujan yang hilang. Rumus Metode *Inversed Square Distance* untuk mencari data curah hujan yang hilang sebagai berikut (Harto, 1993; Fahmi, 2015; Ashruri, 2015) :

$$P_x = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{Pi}{Li^2}}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{Li^2}} \qquad (2.1)$$

Keterangan : px = Hujan yang hilang distasiun x

pi = Data hujan di stasiun sekitarnya pada periode yang sama

Li = Jarak antara stasiun

Berdasarkan data yang dimiliki, terdapat ketidaklengkapan pada Tahun 2015 yaitu data Stasiun Wanadadi, sebagaimana tercantum dalam Lampiran 2.1. Pada Stasiun Wanadadi tahun 2015 tidak ada data curah hujan di bulan Oktober sampai November. Berikut merupakan salah satu contoh perhitungan dalam mencari data yang hilang pada 1 November 2015:

Data jarak antar stasiun :

	JARAK (m)	(km)
A-B	3,413	3.4134
B-C	8,415	8.4145
C-A	11,494	11.4935

$$P_x = \frac{\frac{1{,}31}{3{,}41^2} + \frac{0{,}37}{11{,}49^2}}{\frac{1}{3{,}41^2} + \frac{1}{11{,}49^2}}$$

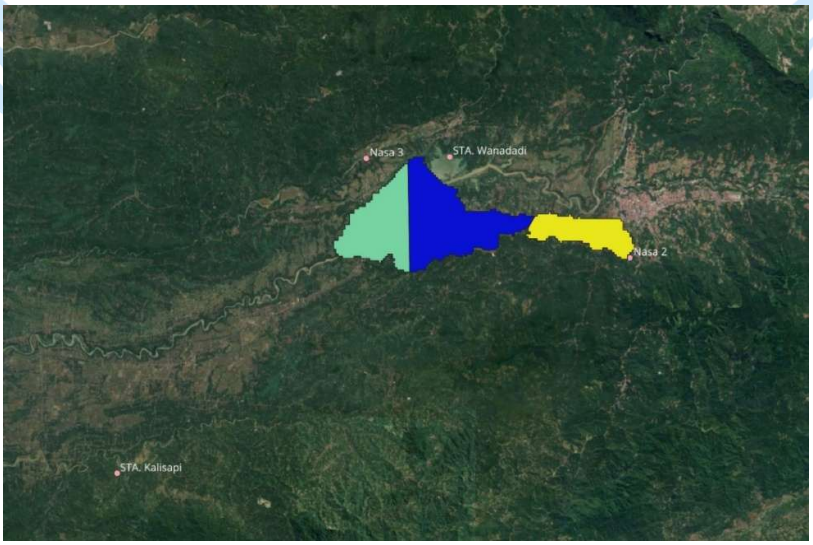
= 1,2 mm

Hasil perhitungan data curah hujan yang hilang bisa dilihat pada Lampiran 2.2.

Setelah menentukan batas Daerah Aliran Sungai (DAS) Serayu, langkah selanjutnya adalah membagi wilayah tersebut menjadi beberapa bagian sesuai dengan lokasi stasiun curah hujan. Pembagian ini dilakukan dengan menerapkan metode Poligon Thiessen, atau yang dikenal juga sebagai Poligon Voronoi. Metode ini merupakan teknik dalam analisis spasial yang digunakan untuk membagi suatu area ke dalam beberapa zona berdasarkan kedekatan dengan titik-titik pengamatan tertentu. Gambar 2.4 merupakan Daerah Aliran Sungai (DAS) Bedog dengan penempatan titik stasiun hujan yang akan menjadi titik acuan awal untuk analisis hidrologi. Berikut merupakan pembagian luas area dalam Daerah Aliran Sungai (DAS) Serayu, yang dapat dilihat dalam Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Luas Pembagian Area DAS Serayu

Luas Pembagian Area DAS Serayu			
Daerah	**Luas**		**Persentase Luasan (%)**
	ha	**km2**	
STA. Wanadadi	770.24	7.70	32.73
NASA 1	468.98	4.69	19.93
NASA 2	1114.44	11.14	47.35
Total Area	2353.67	23.54	100



Gambar 2. 4 Pembagian batas DAS

2.6 Analisis Data Curah Hujan

Dalam Penentuan stasiun hujan untuk Perencanaan Bendung Serayu dilakukan dengan memilih stasiun yang memiliki data curah hujan lengkap minimal 10 tahun. Data yang digunakan dalam penelitian ini berasal dari Stasiun Wanadadi dan dua titik satelit NASA dengan rentang waktu 2013–2023. Penggunaan data curah hujan berbasis satelit NASA POWER/MERRA2 telah terbukti menjadi alternatif yang andal untuk menggantikan data ground station di wilayah minim pengamatan. Dalam penelitian di DAS Marisa, Gorontalo, data curah hujan satelit periode 2013–2022 terlebih dahulu disempurnakan melalui proses kalibrasi grafik menggunakan data dari stasiun hujan terdekat, sehingga nilai koefisien korelasi melonjak dari 0,933 menjadi 0,997, sementara akar galat kuadrat rata-rata (RMSE) menyusut tajam dari 77,19 mm menjadi hanya 10,93 mm. Data yang telah terkalibrasi ini kemudian diintegrasikan ke dalam model hidrologi NRECA untuk mensintesis debit sungai, menghasilkan korelasi sebesar 0,819 dengan kurva hubungan tinggi permukaan air (AWLR) di Taluduyunu dan RMSE rendah, yaitu 4,79 m^3/s. Berdasarkan output model, kurva Flow Duration Curve (FDC) dan pola hujan bulanan yang dihasilkan hampir sepenuhnya merefleksikan hasil pengukuran lapangan, dengan debit andalan pada probabilitas terlampaui 30 % (Q30) sebesar 45,62 m^3/s, 50 % (Q50) sebesar 30,58 m^3/s, 80 % (Q80) sebesar 14,00 m^3/s, dan 95 % (Q95) sebesar 8,39 m^3/s, sehingga menegaskan bahwa data satelit tersebut benar-benar dapat diandalkan untuk perencanaan ketersediaan air di wilayah tanpa stasiun pengamatan.

Selain itu analisis data harian dan tahunan NASA POWER pada enam stasiun di Bali (1991–2000) memperlihatkan korelasi sangat kuat ($r = 0,76–0,94$) pada elevasi < 700 m dpl dan kuat hingga sangat kuat ($r = 0,72–0,76$) pada ketinggian > 700 m dpl, meski terdapat sedikit bias penurunan di daerah tinggi. Perbandingan statistik ini menegaskan bahwa NASA POWER mampu mereplikasi variabilitas hujan observasi dengan akurasi tinggi, sehingga dapat diandalkan dalam riset hidrologi dan perencanaan sumber daya air di wilayah tanpa stasiun lapangan. Dengan demikian, data hujan satelit NASA menjadi dasar metodologis yang kokoh

untuk mendukung pengembangan model hidrologi dan perencanaan ketersediaan air pada area yang minim infrastruktur pengukuran. Pemilihan periode 11 tahun bertujuan untuk meningkatkan akurasi dan memahami pola curah hujan secara menyeluruh.

Dalam perencanaan bangunan air ini, aspek utama yang diperhatikan adalah nilai maksimum curah hujan rata-rata yang terjadi di DAS Serayu. Hal ini karena nilai tersebut menjadi acuan dalam menentukan kapasitas dan dimensi bendung yang akan dibangun, sehingga dapat menghindari limpasan berlebih serta menghasilkan struktur yang efisien dan efektif. Untuk memperoleh nilai curah hujan rata-rata maksimum yang mewakili seluruh wilayah DAS secara lebih akurat, dilakukan perhitungan menggunakan metode Thiessen. Metode ini mempertimbangkan luas pengaruh masing-masing stasiun hujan terhadap wilayah DAS. Berikut dilampirkan data (Gambar 2.5) dan perhitungan curah hujan rerata menggunakan metode Thiessen.

TANGGAL	BULAN (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
1	20.0	20.0	18.0	6.0	0.0	38.0	24.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0
2	100.0	21.0	2.0	0.0	0.0	14.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	11.0	37.0	30.0	3.0	0.0	13.0	66.0	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0

Gambar 2. 5 Data Curah Hujan Stasium Wanadadi 2013

TANGGAL	BULAN (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
1	12.16	1.62	10.35	2.98	9.75	3.98	2.53	0.01	0.07	0.02	0.05	1.27
2	38.48	4.31	1.91	1.99	5.31	15.82	3.98	0.02	0	0	8.81	0.57
3	34.55	2.3	1.2	0.94	0.24	5.97	22.43	0.2	2.86	0.01	8.01	21.01

Gambar 2. 6 Data Curah Hujan NASA Titik 1

TANGGAL	BULAN (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
1	8.3	2.64	12.76	2.85	19.53	6.17	1.38	0	0.02	0.07	0.27	2.8
2	21.93	2.91	4.14	1.04	5.07	19.59	3.3	0	0.01	0	9.44	0.83
3	18.81	1.04	0.72	0.64	0.24	11.17	12.64	0.06	5.98	0	19.61	36.13

Gambar 2. 7 Data Curah Hujan NASA Titik 2, 2013

Rumus:

$$\bar{P} = \frac{A_1.P_1 + A_2.P_2 + \cdots + A_n.P_n}{A_{total}} \qquad (2.2)$$

Keterangan :

$\bar{P}$ = Curah hujan area (mm)

P_1, P_2, P_n = Curah Hujan pada Stasiun 1, 2, n (mm)

A_1, A_2, A_n = Luas area pada Stasiun1, 2, n (Km^2)

Penyelesaian :

$$\bar{P} = \frac{(20x7{,}70) + (12{,}16x4{,}69) + (8{,}3x11{,}14)}{23{,}54}$$

$$\bar{P} = 12{,}898$$

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
1	12.898	12.179	7.953	2.557	1.943	13.229	8.358	0.002	0.014	0.004	0.664	0.253
2	62.323	20.095	1.035	0.397	1.058	7.734	3.738	0.004	0.000	0.000	1.755	0.114
3	10.484	12.567	10.057	1.169	0.048	5.444	26.068	0.040	0.570	0.002	5.523	4.186
4	26.326	11.627	4.122	23.061	14.163	3.047	1.569	0.016	0.040	0.000	6.373	0.829
5	4.838	7.978	11.344	3.331	6.884	1.907	3.790	0.000	2.192	0.000	2.947	1.260
6	21.430	12.349	1.863	9.282	0.187	3.507	0.516	0.000	1.094	0.602	2.889	1.326
7	4.056	3.799	0.532	9.240	1.191	10.905	1.343	0.002	0.000	0.650	2.542	2.559
8	1.671	5.166	3.235	11.955	0.391	4.753	6.629	0.000	0.000	0.064	20.209	16.481
9	0.428	2.889	2.970	1.893	1.774	3.343	9.129	0.102	0.000	0.397	7.224	29.757
10	7.105	7.345	3.571	2.457	0.305	5.993	10.533	0.554	0.000	0.777	1.150	6.509
11	0.163	1.895	1.941	7.859	0.335	7.505	5.155	0.000	0.000	0.139	5.448	20.527
12	3.305	3.753	0.313	3.663	19.723	2.429	31.167	0.000	1.692	0.000	14.549	4.384
13	2.776	2.488	3.537	4.345	1.750	1.646	7.463	0.000	0.008	0.066	2.957	5.392
14	3.244	4.849	5.340	1.949	0.008	8.019	5.821	0.596	1.857	0.078	19.945	6.899
15	7.084	0.355	9.948	2.060	0.458	5.368	2.507	0.813	0.508	0.016	4.005	15.035
16	1.631	9.320	0.524	21.046	30.551	10.236	0.871	5.493	0.014	0.070	6.630	14.675
17	1.112	1.106	2.775	11.162	2.590	2.154	1.689	1.983	0.014	0.020	9.956	12.829
18	3.338	3.878	4.344	6.016	11.608	3.681	0.000	0.064	0.002	0.171	12.303	14.633
19	2.539	3.470	5.797	12.202	3.723	7.667	2.315	1.211	0.002	9.569	2.295	20.094
20	16.385	0.935	2.708	27.102	3.921	4.194	0.711	0.241	0.652	8.326	4.104	56.186
21	1.178	8.471	6.956	0.825	9.116	2.746	3.954	0.006	0.008	2.013	3.429	21.591
22	26.277	9.000	3.839	3.070	6.845	0.002	3.501	2.786	0.036	0.722	0.235	27.862
23	2.528	7.235	2.989	0.193	6.777	2.945	1.421	0.137	0.130	0.787	0.028	9.651
24	5.948	4.445	0.473	2.291	0.333	0.259	2.170	0.012	0.028	1.100	0.781	16.527
25	7.885	0.036	5.216	0.705	1.845	0.303	4.380	0.193	0.000	5.230	12.405	9.777
26	3.892	1.463	0.775	0.010	7.660	0.361	0.514	0.402	0.000	1.425	1.694	9.105
27	2.484	10.015	10.106	0.018	9.019	3.846	0.006	0.472	0.000	6.707	0.536	0.086
28	20.302	9.588	2.733	0.329	0.897	6.292	0.000	0.719	0.000	10.598	1.580	0.004
29	0.971	-	3.475	1.245	3.075	8.638	0.000	0.416	0.004	4.927	1.320	0.185
30	3.328	-	2.114	0.193	8.933	19.103	0.000	1.014	0.078	3.602	0.008	3.941
31	9.887	-	15.596	-	3.209	-	0.000	0.171	-	12.904	-	2.911

Gambar 2. 8 Hasil Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Tahun 2013

Pada Gambar 2.8 ditampilkan hasil perhitungan curah hujan rata-rata menggunakan metode Thiessen. Dari seluruh data curah hujan rata-rata tahunan yang diperoleh melalui metode tersebut, kemudian diambil nilai maksimum sebagai nilai curah hujan maksimum rata-rata. Pada tahun 2013 didapat nilai curah hujan maksimum rata rata adalah 62,323 mm.

Berikut merupakan data curah hujan maksimum rata-rata di DAS Serayu dalam periode 2013 hingga 2023 disajikan sebagai berikut.

Tahun	Curah Hujan Rerata Maximum (mm)
2013	62,323
2014	173,450
2015	46,212
2016	58,630
2017	50,219
2018	64,351
2019	54,005
2020	91,185
2021	56,067
2022	65,472
2023	64,906

2.7 Analisis Statistik dan Frekuensi

Analisis frekuensi hidrologi adalah metode yang digunakan untuk mengidentifikasi dan memahami pola serta distribusi kejadian hidrologi dalam rentang waktu tertentu. Berikut ini merupakan tahapan serta persamaan yang dapat diterapkan dalam perhitungan dan analisis frekuensi curah hujan.

1. Menentukan rata-rata tahunan dari curah hujan harian maksimum dengan menghitung nilai curah hujan harian tertinggi dari setiap stasiun hujan yang telah ditentukan sebelumnya.

2. Rata-rata dari sebelas nilai curah hujan harian maksimum dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (2.3)$$

dimana : $\bar{X}$ = nilai curah hujan rerata (mm)

x_i = nilai curah hujan ke-i

n = jumlah curah hujan

3. Simpangan baku, atau yang dikenal sebagai standar deviasi, adalah ukuran distribusi data dalam suatu sampel yang berfungsi untuk menganalisis sejauh mana data menyebar dari nilai rata-ratanya. Besarnya standar deviasi dapat ditentukan menggunakan persamaan berikut.

$$S_d = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \frac{(X_i - \bar{X})}{n - 1}} \quad (2.4)$$

dimana : S_d = nilai standar deviasi curah hujan

$\bar{X}$ = nilai curah hujan rerata (mm)

X_i = nilai curah hujan ke-i (mm)

n = jumlah curah hujan

4. Koefisien variasi (Cv) adalah nilai yang diperoleh dari rasio antara standar deviasi dan rata-rata curah hujan, yang dihitung menggunakan persamaan.

$$Cv = \frac{S_d}{\bar{S}} \quad (2.5)$$

5. Koefisien kemencengan (Skewness/Cs) menunjukkan tingkat asimetri dalam suatu distribusi dan dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$Cs = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2){S_d}^3} \quad (2.6)$$

6. Nilai kurtosis (Ck) menunjukkan tingkat keruncingan suatu kurva distribusi dan umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Perhitungannya dilakukan menggunakan persamaan berikut.

$$C_k = \frac{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^4}{S_d{}^4} \qquad (2.7)$$

Tabel 2.4 menunjukan hasil perhitungan analisis frekuensi dari data curah hujan maksimum rerata yang telah ditentukan sebelumnya.

Tabel 2. 2 Analisis Frekuensi Hidrologi

No	X_i	$\bar{X}$	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1	62,32	71,53	-9,21	84,76	-780,34	7184,20
2	173,45	71,53	101,92	10387,90	1058745,68	107908469,62
3	46,21	71,53	-25,32	640,94	-16226,63	410806,93
4	58,63	71,53	-12,90	166,39	-2146,26	27684,99
5	50,22	71,53	-21,31	454,13	-9677,78	206237,56
6	64,35	71,53	-7,18	51,52	-369,81	2654,46
7	54,01	71,53	-17,52	307,08	-5381,15	94297,44
8	91,18	71,53	19,66	386,35	7594,12	149269,19
9	56,07	71,53	-15,46	239,06	-3696,33	57151,50
10	65,47	71,53	-6,06	36,69	-222,26	1346,33
11	64,91	71,53	-6,62	43,87	-290,57	1924,53
Total				12798,70	1027548,67	108867026,76

Standar Deviasi :

$$S_d = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \frac{12798{,}70}{11 - 1}} = 34{,}0957$$

Koefisien Variasi (Cv) :

$$Cv = \frac{34{,}0957}{71{,}53} = 0{,}4767$$

Koefisien Kemencengan/Skewness(Cs):

$$Cs = \frac{11\ x\ 1027548{,}67}{(11\ -\ 1)(11\ -\ 2)0957^3} = 3{,}1685$$

Koefisien Kurtosis (Ck):

$$C_k = \frac{\frac{1}{11}\text{x}\ 108867026{,}76}{34{,}0957^4} = 7{,}3233$$

2.8 Penentuan Tipe Distribusi

Distribusi data adalah metode untuk menentukan pola sebaran suatu data. Metode ini digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan berdasarkan data curah hujan harian maksimum yang telah dikumpulkan. Beberapa jenis distribusi yang sering digunakan meliputi distribusi Normal, Log Normal, Gumbel Tipe I, dan Log Pearson Tipe III. Setelah parameter dalam analisis frekuensi dihitung, hasilnya dibandingkan dengan syarat yang sesuai untuk masing-masing tipe distribusi, sebagaimana tercantum dalam Tabel 2.3 berikut.

Tabel 2. 3 Syarat Tipe Distribusi

Jenis Distribusi	**Syarat**		**Hasil Perhitungan**		
Gumbel	Cs ≈	1.14	3,0957	≠	1.14
	Ck ≈	5.40	7,3233	≠	5.40
Log-Normal	Cs =	$Cv^3 + 3CV$	1,5383	≠	0.67
	Ck =	$Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	7,4829	≠	3.81
Log-Person III	Selain tipe lainnya				
Normal	Cs≈	0.00	3,1685	≠	0.00

Berdasarkan hasil perhitungan, data yang telah dianalisis tidak memenuhi kriteria distribusi lainnya, sehingga dapat diklasifikasikan sebagai Log Pearson Tipe III.

Distribusi Log Person III

Pearson telah mengembangkan 12 jenis distribusi, namun distribusi Log Pearson III merupakan yang paling banyak digunakan dalam analisis hidrologi (Triatmodjo, 2008). Menurut Soewarno (1995a), distribusi ini sering diterapkan dalam analisis data ekstrem, baik untuk nilai maksimum (banjir) maupun minimum (debit minimum). Tidak ada syarat khusus untuk distribusi ini, disebut Log Pearson III karena menggunakan 3 parameter statistic dalam proses analisanya yaitu rata-rata, standar deviasi, dan koefisien kemencengan. Prosedur Perhitungannya adalah:

1. Mengubah data debit/hujan sebanyak n buah (X_1, X_2,.....X_n) menjadi Log X_1, X_2,.....X_n.
2. Menghitung rata-rata, dengan rumus :

$$\overline{Log\ X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Log X_i}{n} \quad (2.8)$$

3. Menghitung standar deviasi atau simpangan baku (dalam log) :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (\log X_i - \log X)^2}{n-1}} \quad (2.9)$$

4. Menghitung koefisien kemencengan (dalam log) :

$$Cs = \frac{\sum n\ (\log X - \overline{Log\ X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \quad (2.10)$$

Hasil perhitungan analisis distribusi dengan metode Log Pearson Tipe III disajikan dalam Tabel 2.4 berikut.

Tabel 2. 4 Analisis Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Log X	Log X - $Xrt_{Log\ X}$	[Log X - $Xrt_{Log\ X}]^2$	[Log X - $Xrt_{Log\ X}]^3$	[Log X - $Xrt_{Log\ X}]^4$
1	1.79465	-0.02768	0.00077	-0.00002	0.00000
2	2.23917	0.41685	0.17377	0.07244	0.03020
3	1.66476	-0.15756	0.02483	-0.00391	0.00062
4	1.76812	-0.05420	0.00294	-0.00016	0.00001
5	1.70087	-0.12146	0.01475	-0.00179	0.00022
6	1.80856	-0.01376	0.00019	0.00000	0.00000
7	1.73244	-0.08988	0.00808	-0.00073	0.00007
8	1.95992	0.13760	0.01893	0.00261	0.00036
9	1.74871	-0.07361	0.00542	-0.00040	0.00003
10	1.81605	-0.00627	0.00004	0.00000	0.00000
11	1.81228	-0.01004	0.00010	0.00000	0.00000
Jumlah (∑)		20.0455	0.2498	0.0680	0.0315
Rerata (Xrt)		1.8223			

Standar Deviasi :

$$Sd = \sqrt{\frac{0{,}2498}{11 - 1}} = 0{,}1581$$

Koefisien Kemencengan/Skewness(Cs):

$$Cs = \frac{11\ x\ 0{,}0680}{(11\ -\ 1)(11 -\ 2)0{,}1581\text{^}3}$$

2.9 Uji Sebaran Data Curah Hujan

Uji sebaran data curah hujan adalah rangkaian teknik statistik yang digunakan untuk menganalisis dan mengevaluasi pola distribusi data curah hujan. Tujuan dari uji ini adalah memastikan bahwa data yang tersedia memiliki distribusi yang cukup representatif dan dapat digunakan dalam perencanaan bendung. Pengujian sebaran data curah hujan mencakup dua metode utama, yaitu uji Chi-Kuadrat *(Chi-Square)* dan uji Smirnov-Kolmogorov.

2.8.1 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov merupakan uji non-parametrik yang tidak bergantung pada fungsi distribusi tertentu, melainkan memperhatikan kurva dan visualisasi data pada kertas probabilitas (Triatmodjo, 2008). Uji ini lebih sederhana, cepat, dan dapat diterapkan pada data kuantitatif maupun kualitatif (Soewarno, 1995). Menurut Limantara (2018), uji ini digunakan untuk menilai kesesuaian distribusi dengan membandingkan probabilitas antara sebaran empiris dan teoritis. Pengujian dilakukan dengan mengurutkan data dari yang terkecil hingga terbesar, lalu menghitung simpangan maksimum Δ dengan rumus :

$$\Delta max = | Pe - Pt | \quad (2.11)$$

dimana : Δmax = selisih maksimum antara peluang empiris dan teoritis

Pe = peluang empiris

Pt = peluang teoritis

Peluang empiris dapat hitung dengan rumus berikut :

$$Pe = \frac{m}{1+n} \text{ x } 100\% \quad (2.12)$$

Setelah itu dilakukan perbandingan antara Δmax dengan Δcr. Apabila Δmax < Δcr, maka distribusi frekuensi dapat diterima begitupun sebaliknya.

Tabel 2. 5 Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorov Log Pearson III

No.	Tahun	X_i (mm)	Log X_i	Log $X_{urut\ terbesar}$	m	*Pe[X]*	G	*Pt[X]*	*|Pe[X]-Pt[X]|*
1	2013	62.32	1.79	2.24	1	0.08	2.64	0.01	0.07
2	2014	173.45	2.24	1.96	2	0.17	0.87	0.18	0.01
3	2015	46.21	1.66	1.82	3	0.25	-0.04	0.46	0.21
4	2016	58.63	1.77	1.81	4	0.33	-0.06	0.47	0.14
5	2017	50.22	1.70	1.81	5	0.42	-0.09	0.48	0.06
6	2018	64.35	1.81	1.79	6	0.50	-0.18	0.52	0.02
7	2019	54.01	1.73	1.77	7	0.58	-0.34	0.59	0.01
8	2020	91.18	1.96	1.75	8	0.67	-0.47	0.65	0.02
9	2021	56.07	1.75	1.73	9	0.75	-0.57	0.69	0.06
10	2022	65.47	1.82	1.70	10	0.83	-0.77	0.77	0.06
11	2023	64.91	1.81	1.66	11	0.92	-1.00	0.91	0.01
Jumlah (∑)			20.05	Δmax					0,21
Rerata			1.82						

Pada perhitungan ini menggunakan derajat kepercayaan 5% dan 1% karena berdasarkan standar statistik derajat kepercayaan 1% memiliki tingkat signifikansi sangat ketat (tinggi) dan 5% merupakan standar umum yang sering digunakan dalam analisis statistik.

Tabel 2.6 menunjukkan hasil perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov untuk data curah hujan tahunan. Dalam tabel ini, nilai |Pe[X]−Pt[X]| dihitung untuk setiap tahun berdasarkan distribusi yang digunakan. Nilai maksimum dari |Pe[X]−Pt[X]| adalah 0.21, yang kemudian dibandingkan dengan nilai kritis (Δcr) yang dapat dilihat pada Lampiran 2.3.

Kesimpulan :

α	Δcr	Δ_{hitung}
5%	0.39	Diterima
1%	0.47	Diterima

Berdasarkan data diatas, disimpulkan bahwa nilai Δhitung = 0.21 lebih kecil daripada Δcr untuk kedua derajat kepercayaan (5% dan 1%), maka distribusi data curah hujan dapat diterima.

2.8.2 Chi-Kuadrat *(Chi-Square)*

Uji Chi-Square adalah salah satu metode non-parametris yang paling sering digunakan dan sering disebut sebagai uji Kai Kuadrat. Tujuan dari uji ini adalah untuk mengevaluasi kesesuaian antara distribusi data hasil pengamatan dengan distribusi teoritis dalam arah vertikal (Limantara, 2018). Prinsip dasar uji Chi-Square terletak pada selisih antara nilai frekuensi teoritis dan frekuensi empiris. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$X^2_{hitun} = \sum_{i=1}^{k} \frac{(Fe - Ft)^2}{Ft} \quad (2.13)$$

Dimana :

Fe = frekuensi pengamatan kelas *j*

Ft = frekuensi teoritis kelas *j*

k = banyaknya kelas frekuensi 1 + 3.22 log (n)

Berikut tahapan merupakan tahapan serta persamaan yang dapat diterapkan dalam perhitungan uji *Chi Square* :

1. Mengurutkan data (terbesar – terkecil atau sebaliknya)
2. Menentukan, banyak kelas (k)

$$k = 1 + 3{,}22 \log n \quad (2.14)$$

$$= 1 + 3{,}22 \log 11 = 4{,}3533 \approx 5$$

$$\text{Batas kelas} = \frac{100\%}{k} = \frac{100\%}{5} = 80\%$$

3. Menghitung nilai X, hasil dari perhitungan tersebut dapat di lihat pada tabel 2.6.

Tabel 2. 6 Tabel Uji simpangan Vertikal-1

No.	Probabilitas (%)	Cs	G	Log X	X (mm)
1	80	2.106	-0.845	1.689	48.832
2	60	2.106	-0.266	1.780	60.293
3	40	2.106	0.240	1.860	72.499
4	20	2.106	0.837	1.955	90.089

4. Menghitung nilai frekuensi teoritis (Ft)

Ft = 20% x n (2.15)

= 0,20 x 11

= 2,2

5. Menghitung X^2 dari persamaan :

$$X^2_{hitung} = \sum_{i=1}^{k} \frac{(Fe - Ft)^2}{Ft} = 5{,}82 \quad (2.16)$$

Tabel 2. 7 Tabel Uji Simpangan Vertikal-2

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Fe-Ft	$(Fe-Ft)^2/Ft$
		Fe	Ft		
1.	0 - 48,8	2	2.2	-0.2	0.02
2.	48,8 - 60,29	4	2.2	1.8	1.47
3.	60,29 - 72,50	4	2.2	1.8	1.47
4.	72,50 - 90,09	0	2.2	-2.2	2.20
5.	90,09 - ∞	1	2.2	-1.2	0.65
		11	11	X^2 hitung	5,82

Dari tabel Chi-Square pada Lampiran 2.4 didapatkan kesimpulan :

α	X2kritis	Keterangan
5%	3,841	Diterima
1%	6,635	Diterima

Berdasarkan hasil perhitungan, dapat disimpulkan bahwa nilai $x^2_{hitung} < x^2_{kritis}$, sehingga uji sebaran data curah hujan yang ada tersebut memenuhi syarat uji Chi-Kuadrat.

2.10 Periode Ulang Tahunan

Periode ulang (return period) merupakan perkiraan rentang waktu rata-rata di mana suatu debit atau curah hujan dengan besaran tertentu (xr) akan terjadi setidaknya sekali, atau dilampaui. Berdasarkan data hujan atau debit tahunan dari hasil pengamatan selama beberapa tahun, dapat ditentukan besaran debit/hujan yang kemungkinan akan terjadi sekali dalam setiap tahun (Triatmodjo, B. 2019). Perhitungan periode ulang tahunan dilakukan dengan memanfaatkan data dari analisis frekuensi distribusi yang memenuhi kriteria tertentu. Oleh sebab itu, parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan ini diperoleh melalui distribusi Log Pearson Tipe III. Nilai G ditentukan melalui interpolasi berdasarkan nilai Cs dan periode ulang dari distribusi Log Pearson Tipe III.

Setelah mendapatkan nilai k, langkah berikutnya adalah menghitung nilai X menggunakan persamaan Log X =Log $\bar{X}$ + G x S_d. Nilai ini akan digunakan dalam perhitungan debit banjir dan debit andalan. Berikut merupakan perhitungan untuk periode ulang 50 tahun.

$$\text{Log } X_{50} = \text{Log } (2{,}944 \times 0{,}1581 + 1{,}8223) \quad (2.17)$$

$$X_{50} = 193{,}893$$

Dengan langkah yang sama, berimkut ini merupakan hasil perhitungan untuk periode ulang 5, 10, 20, 25, 50, 100, dan 200 tahun yang tercantum dalam Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Periode Ulang Tahunan

Periode Ulang (Tahun)	Probabilitas (%)	G	$G.Sd_{Log\ X}$	Log X	X (mm)
2	0.5	-0.319	-0.050	1.772	59.134
5	0.2	0.591	0.093	1.916	82.355
10	0.1	1.293	0.204	2.027	106.345
25	0.04	2.230	0.353	2.175	149.574
50	0.02	2.944	0.465	2.288	193.893
100	0.01	3.659	0.578	2.401	251.559
200	0.005	4.376	0.692	2.514	326.588

2.11 Kebutuhan Debit Irigasi

Kebutuhan debit irigasi adalah volume air yang diperlukan untuk dialirkan ke lahan pertanian melalui jaringan irigasi guna mencukupi kebutuhan air tanaman serta menunjang pertumbuhan tanaman secara maksimal. Kebutuhan air terbagi menjadi dua jenis, yaitu kebutuhan air untuk sawah dan kebutuhan air untuk irigasi.

1. Kebutuhan Air untuk Sawah.

   Kebutuhan air yang diperlukan oleh tanaman untuk mendukung pembentukan tajuk atau pertumbuhan tanaman turut diperhitungkan. Komponen kebutuhan tersebut mencakup:

   a. Evapotranspirasi
   b. Curah hujan efektif (Re)
   c. Koefisien tanaman (Kc)
   d. Perkolasi
   e. Penyiapan lahan

2. Kebutuhan Air untuk Irigasi

   Kebutuhan air yang dialokasikan untuk irigasi bertujuan untuk merancang pola tanam yang sesuai sehingga pemanfaatan saluran irigasi menjadi lebih efisien dan mampu mencukupi kebutuhan seluruh jaringan irigasi.

Perhitungan kebutuhan air irigasi ini mempertimbangkan berbagai kehilangan air dan energi yang terjadi sepanjang sistem irigasi, mulai dari bangunan pengambilan (bendung) hingga mencapai lahan pertanian. Kehilangan air dapat terjadi karena berbagai faktor, seperti infiltrasi ke dalam tanah, penguapan akibat suhu tinggi, serta kebocoran pada saluran irigasi.

Agar kebutuhan irigasi dapat dihitung secara akurat, diperlukan beberapa data penting, yaitu:

a. Data Curah Hujan

   Merupakan data sekunder yang digunakan dalam proses perancangan irigasi.

b. Data Klimatologi

   Meliputi parameter seperti kelembapan udara, intensitas penyinaran matahari, posisi geografis (lintang), dan suhu udara rata-rata.

2.10.1 Kebutuhan Air Untuk Tumbuhan

1. Evapotranspirasi

Perhitungan evapotranspirasi acuan (ET_0) dalam studi ini mengacu pada data yang tersedia dalam dokumen KP 01, sehingga tidak dilakukan perhitungan langsung menggunakan rumus Penman Modifikasi seperti yang digunakan dalam metode Nedeco/Prosida (1985) atau FAO (1975). Umumnya, metode tersebut memanfaatkan data iklim seperti suhu udara, kelembaban relatif, kecepatan angin, radiasi matahari, dan letak lintang geografis.

Namun, karena data ET_0 telah tersedia, nilai tersebut langsung digunakan dalam analisis untuk mewakili kebutuhan air tanaman secara berkala dan mendukung perencanaan irigasi di lokasi studi. Validitas data tetap diperhatikan dengan memastikan bahwa data dari KP 01 relevan dan sesuai dengan kondisi wilayah perencanaan

2. **Perkolasi**

Perkolasi adalah aliran air ke bawah melalui lapisan tanah, yang dipengaruhi oleh sifat tanah seperti tekstur, tingkat kelulusan air (permeabilitas), serta ketebalan lapisan tanah atas. Di wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta, besarnya perkolasi ditetapkan sebesar 2,0 mm per hari.

2.10.2 Pola Tata Tanam

Kebutuhan air irigasi merupakan volume air tambahan yang diperlukan guna memastikan ketersediaan air yang cukup bagi tanaman di lahan pertanian, khususnya ketika kondisi iklim atau curah hujan tidak mampu menunjang pertumbuhan tanaman secara optimal. Tujuan dari perhitungan kebutuhan air irigasi adalah untuk menyusun pola tanam yang efisien, sehingga pemanfaatan jaringan irigasi dapat dilakukan secara tepat sesuai dengan kebutuhan air tanaman. Penetapan kebutuhan ini didasarkan pada adanya kehilangan air dan energi yang terjadi dalam sistem irigasi, mulai dari pintu pengambilan air di bendung hingga air mencapai lahan pertanian. Kehilangan tersebut bisa terjadi akibat infiltrasi ke dalam tanah, penguapan karena radiasi matahari, kebocoran pada saluran, dan faktor lainnya.

Selain memperhitungkan evapotranspirasi tanaman dan perkolasi, terdapat komponen lain yang juga perlu diperhatikan dalam menghitung kebutuhan air irigasi, yaitu:

1. **Curah Hujan Efektiv (Re)**

Curah hujan efektif adalah bagian dari total curah hujan yang turun selama masa pertumbuhan tanaman dan dapat dimanfaatkan oleh tanaman untuk kebutuhan airnya. Nilainya diperoleh dari 80% curah hujan rata-rata tengah bulanan dengan tingkat keandalan 80% (atau probabilitas kegagalan 20%), dikenal dengan istilah curah hujan R80. Perhitungan curah hujan efektif dilakukan menggunakan rumus (2.18) :

$$R_e = 0{,}7 \text{ x } \frac{1}{15} R_{80} \qquad (2.18)$$

dimana : R_e = curah hujan efektif (mm/hari)

R_{80} = curah hujan minimum tengah bulanan dengan kemungkinan terpenuhi 80%

15 = jumlah hari setengah bulan.

2. Koefisien Tanaman (Kc)

Koefisien tanaman merupakan nilai yang digunakan dalam menghitung evapotranspirasi guna menunjukkan seberapa besar kebutuhan air oleh tanaman selama berbagai tahap pertumbuhannya. Nilai koefisien ini merujuk pada data dari FAO serta sumber dari Nedesco/Prosida (Direktorat Jenderal Pengairan, Bina Program PSA 020, tahun 1985).

3. Penyiapan Lahan (PL)

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bergantung pada durasi pekerjaan serta volume air yang digunakan. Pada seluruh petak tersier, waktu yang disarankan untuk menyelesaikan tahap penyiapan lahan adalah sekitar 1,5 bulan (atau 45 hari). Untuk proses pengolahan tanah (puddling), diperlukan sekitar 200 mm air guna mencapai kondisi tanah yang jenuh (presaturation). Selain itu, pada awal masa tanam (transplantasi), dibutuhkan tambahan air setinggi 50 mm. Angka kebutuhan 200 mm ini didasarkan pada asumsi bahwa lahan tidak digunakan selama lebih dari 2,5 bulan. Apabila lahan dibiarkan lebih lama, maka perlu ditambahkan 250 mm air tambahan untuk tahap penyiapan lahan.

Pola tata tanam yang dilakukan dimulai pada bulan Januari. Persiapan lahan dimulai lebih awal, dari minggu pertama hingga minggu kedua. Tanaman sawah dalam skema yang dibuat adalah padi yang ditanam dua kali setiap tahun, diikuti dengan palawija berupa jagung. Pola tanam disusun secara bergiliran antara padi dan palawija, dengan urutan padi–palawija–padi selama satu tahun tanam.

Kebutuhan bersih air untuk padi, dihitung dengan persamaan (2.19).

$$NFR_{Padi} = ET_c + P - R_e + WLR \qquad (2.19)$$

Kebutuhan bersih air untuk palawija, dihitung dengan persamaan (2.20):

$$NFR_{Palawija} = ET_c - R_e \quad (2.20)$$

dimana: NFR = kebutuhan air irigasi (mm/hari)

ETc = penggunaan konsumtif (mm/hari)

P = perkolasi (mm/hari)

Re = curah hujan efektif (mm/hari)

WLR = penggantian lapisan air (mm/hari)

Hasil Perhitungan pola tata tanam dapat dilihat di Lampiran 4.

2.12 Debit Banjir dan Debit Andalan

Dalam perencanaan infrastruktur keairan, terutama dalam konteks bendung atau jaringan irigasi, perhitungan debit sangat penting untuk menjamin kinerja dan keamanan bangunan. Dua jenis debit yang perlu dianalisis secara rinci adalah debit banjir dan debit andalan. Debit banjir merupakan debit maksimum yang mungkin terjadi dalam suatu periode ulang tertentu, dan digunakan untuk merancang bangunan agar tahan terhadap kondisi ekstrem seperti banjir besar. Debit andalan merupakan debit minimum yang tersedia secara andal dalam waktu tertentu, yang penting untuk memastikan ketersediaan air bagi kebutuhan irigasi atau suplai lainnya. Berdasarkan Ketentuan Perencanaan (KP) 1, diketahui bahwa luas daerah aliran sungai (DAS) pada lokasi perancangan adalah 23,54 km². Luas ini memenuhi kriteria penggunaan Metode Der Weduwen, yaitu untuk daerah aliran kurang dari 100 km². Metode Der Weduwen dipilih karena:

- Data historis banjir tidak tersedia secara lengkap (kategori 2 dalam tabel).
- Metode ini sesuai untuk skala DAS yang relatif kecil.
- Metode alternatif seperti Metode Melchior diperuntukkan bagi DAS dengan luas lebih dari 100 km², sehingga tidak cocok digunakan dalam perencanaan ini.

Dengan demikian, pendekatan yang digunakan dalam perhitungan debit banjir pada perancangan ini mengikuti kaidah perencanaan yang sesuai, dengan mempertimbangkan karakteristik wilayah dan ketersediaan data. Berikut merupakan rumus dalam menentukan debit banjir dengan metode Der Weduwen :

$$Q_n = \alpha . Ɓ . q_{n.} A \tag{2.21}$$

Dimana :

$$\alpha = 1 - \frac{4{,}1}{Ɓq + 7} \tag{2.22}$$

$$Ɓ = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} A}{120 + A} \tag{2.24}$$

$$qn = \frac{Rn}{240} \text{ x } \frac{67{,}65}{t + 1{,}45} \tag{2.25}$$

$$t = 0{,}25 . L . Q^{-0{,}125} . I^{-0{,}25} \tag{2.26}$$

Keterangan :

Qn = debit banjir (m3/dt) dengan kemungkinan tidak terpenuhi n%

Rn = curah hujan harian maksimum (mm/hari) dengan kemungkinan tidak terpenuhi n%

α = Koefisien limpasan air hujan

Ɓ = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan daerah aliran sungai

q = curah hujan (m3/dt.km2)

A = Luas daerah aliran (km2) sampai 1 00 km2

t = lamanya curah hujan Qam)

L = Panjang sungai (km)

I = gradien (Melchior) sungai atau medan

Tabel 2. 9 Perhitungan Nilai Debit Banjir

Periode Ulang	Rn (mm)	t hitung	Ɓ	I (m3/dt.km2)	α	qn (m3/dt)	Qn (m3/dt)
2	59.13	2.238	0.883	18.345	0.823	4.520	77.373
5	82.36	2.147	0.882	18.808	0.826	6.454	110.750
10	106.35	2.079	0.882	19.168	0.828	8.493	146.018
25	149.57	1.993	0.881	19.651	0.831	12.247	211.058
50	193.89	1.929	0.880	20.021	0.833	16.175	279.240
100	251.56	1.867	0.879	20.394	0.836	21.376	369.678
200	326.59	1.807	0.879	20.769	0.838	28.262	489.601

Debit andalan (dependable flow) merupakan debit minimum sungai yang dapat digunakan untuk irigasi dengan tingkat keandalan tertentu. Umumnya, tingkat keandalan ditetapkan sebesar 80%, yang berarti terdapat peluang 20% bahwa debit sungai berada di bawah nilai tersebut. Debit dengan probabilitas 80% adalah debit yang memiliki kemungkinan terlampaui sebesar 80% dari 100% kejadian. Berdasarkan pedoman KP 01, apabila data debit sungai sangat terbatas atau tidak tersedia, maka perhitungan debit andalan dapat dilakukan menggunakan model simulasi neraca air seperti model dari Dr. Mock, metode Enreca, atau metode sejenis lainnya. Model tersebut memanfaatkan data masukan berupa curah hujan, evapotranspirasi, jenis vegetasi, kondisi tanah, dan karakteristik geologi dari daerah aliran sungai, hasil perhitungan lengkap dapat dilihat pada Lampiran 5. Ketentuan perhitungan yang di perlukan dalam metode Mock adalah sebagai berikut (Saragi et al., 2023):

1. Data meterologi, yaitu (data curah hujan bulanan, dan data hari hujan)
2. Data klimatologi/iklim, yaitu (data suhu udara, kelembaban udara, kecepatan angin, dan penyinaran matahari)
3. Evapotranspirasi Aktual

$$Ea = Et_0 \times C \tag{2.27}$$

4. Keseimbangan air dipermukaan tanah (ΔS)
   a. Air hujan yang mencapai permukaan tanah dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\Delta S = R - Ea \quad (2.27)$$

Dimana:

ΔS = Keseimbangan air di permukaan tanah

R = Hujan Bulanan

Ea = Evapotranspirasi Aktual

Jika harga positif (R > Ea), air akan masuk ke dalam tanah selama kapasitas kelembapan tanah belum terpenuhi. Sebaliknya, jika kondisi kelembapan tanah sudah tercapai, limpasan permukaan akan terjadi. Jika harga tanah adalah ΔS negatif (R > Ea), air hujan tidak dapat masuk ke dalam tanah (infiltrasi), tetapi air tanah akan keluar, menyebabkan tanah kekurangan air.

- Kandungan air tanah (SS)
  Jika R > Ea , maka SS = 0
  Jika R < Ea, maka SS = ΔS – PF
- Limpasan badai (PF = 5%)
  Jika ΔS > 0, maka PF = 0
  Jika ΔS < 0, maka PF = R x 0,05

b. Kapasitas kelembaban air tanah (SMC)
   Jika SS = 0 maka, kelembaban air tanah = 200
   Jika SS ≠ 0 maka, kapasitas kelembaban air tanah = kandungan air tanah

c. Kelebihan air (WS)
   Air hujan (presipitasi) yang telah mengalami evapotranspirasi dan mengisi tampungan tanah (simpanan tanah) disebut *water surplus*. *water surplus* berdampak langsung pada infiltrasi dan perkolasi, yang merupakan bagian dari debit. Berikut ini adalah rumus *water surplus* menurut Standar Perencanaan Irigasi KP 01:

$$Ws = R - Ea \quad (2.28)$$

   Dimana: WS = *Water surplus*
   R = Presipitasi atau curah hujan
   Ea = Evapotranspirasi aktual

5. Limpasan Dan Penyimpanan Air Tanah

Nilai C adalah nilai antara laju puncak aliran permukaan dan intensitas hujan. Laju infiltrasi tanah, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan adalah faktor utama yang mempengaruhi koefisien (Arsyad, 2006). Koefisien limpasan yang dihitung sesuai dengan SNI 03-2415-1991 dapat dilihat pada Tabel 2.10.

a. Infiltrasi

$$I = i \times Ws \quad (2.29)$$

b. Volume air tanah

$$G = 0{,}5(1 + k) \times i \quad (2.30)$$

c. Penyimpanan volume air tanah

$$L = k \times 100 \quad (2.31)$$

d. Total Volume penyimpanan air tanah

$$Vn = G + L \quad (2.32)$$

e. Perubahan volume aliran dalam tanah

$$\Delta Vn = Vn - 100 \quad (2.33)$$

Tabel 2. 10 Koefisien Aliran Permukaan (C)

Jenis Daerah	Koefisien (C)
Daerah Perdagangan	
Kota	0.70 - 0.95
Sekitar Kota	0.50 - 0.70
Daerah Pemukiman	
Satu Rumah	0.30 - 0.50
Banyak Rumah, terpisah	0.40 - 0.50
Banyak Rumah, rapat	0.60 - 0.75
Pemukiman, pinggiran kota	0.25 - 0.40
Apartemen	0.50 - 0.70
Daerah Industri	
Ringan	0.50 - 0.80
Padat	0.60 - 0.90
Lapangan, kuburan dan sejenisnya	0.10 - 0.25
Halaman, jalan kereta api dan sejenisnya	0.20 - 0.35
Lahan tidak terpelihara	0.10 - 0.30

6. Limpasan Langsung

$$DRO = Ws - I \quad (2.34)$$

7. Aliran dasar sungai (Base flow)

$$BF = I - \Delta Vn \quad (2.35)$$

8. Total Limpasan (Ron)

$$Ron = BF + DRO \quad (2.36)$$

9. Banyaknya air yang tersedia dari sumbernya

$$Qn = Ron \times A \quad (2.37)$$

Dimana:

Qn = Banyaknya air yang tersedia dari sumbernya

A = Luas daerah tangkapan (catchmen tarea) km2

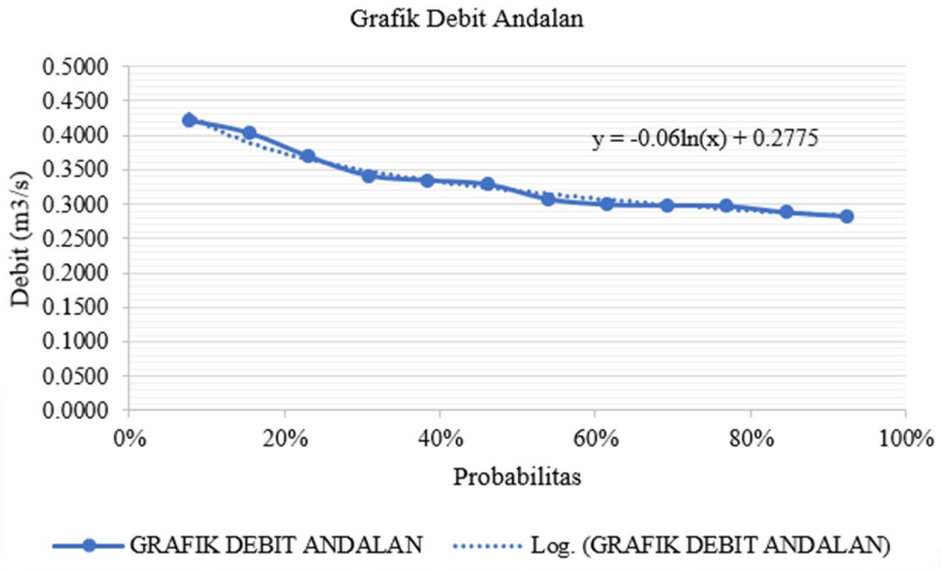
Tabel 2. 11 Hasil Perhitungan Nilai Debit Andalan

n	Probabilitas %	Debit Andalan (m3/s)
1	8%	0.4217
2	15%	0.4036
3	23%	0.3695
4	31%	0.3418
5	38%	0.3349
6	46%	0.3292
7	54%	0.3078
8	62%	0.2998
9	69%	0.2987
10	77%	0.2975
11	85%	0.2884
12	92%	0.2828

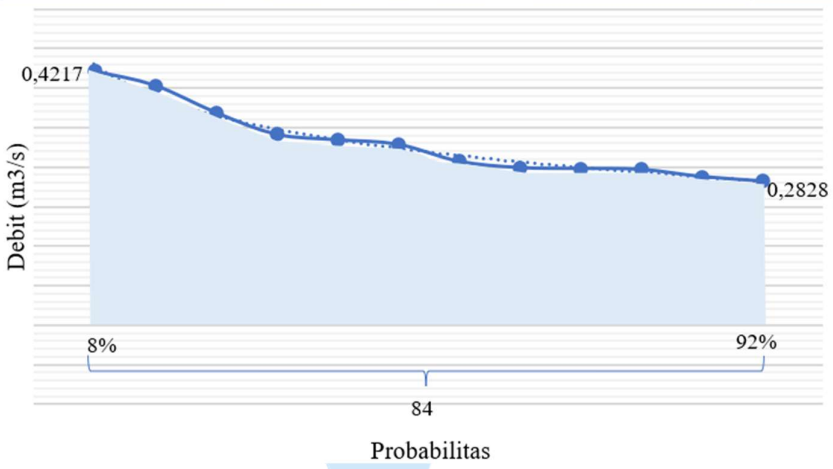
Setelah dilakukan perhitungan, nilai debit andalan diurutkan dari yang terbesar hingga terkecil, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 2.11. Karena debit andalan didefinisikan sebagai debit dengan probabilitas terlampaui sebesar 80%, maka

untuk mendapatkan nilai tersebut dihitung dengan menentukan luasan 80% dari grafik debit andalan yang ditampilkan pada Gambar 2.9

Gambar 2. 9 Grafik Debit Andalan



Gambar 2. 10 Penentuan Luasan 80%



Karena grafik hanya menampilkan data dari probabilitas 8% hingga 92%, maka rentang ini dianggap sebagai representasi 100% dari distribusi data yang tersedia. Dengan asumsi tersebut, luas area di bawah kurva antara 8% hingga 92% (L_{100}) dihitung menggunakan pendekatan metode trapezoidal dengan langkah-langkah berikut:

1. Hitung luas total grafik (L_{100}) dari 8%–92%

$$L_{100} = \frac{1}{2}(Q_{8\%} + Q_{92\%}) \times 84 \quad (2.38)$$

$$L_{100} = \frac{1}{2}(0.4217 + 0.2828) \times 84$$

$$L_{100} = 29{,}589$$

2. Hitung luas yang mewakili 80% dari L_{100}:

$$L_{80} = 29{,}589 \times 80\% = 23{,}6712$$

3. Gunakan rumus trapesium untuk mencari c (lebar dari 8% sampai batas yang menghasilkan 80% luas). Asumsikan b = 0,29 karena 80% berada diantara 77% (0,2975) dan 85% (0,2884), maka:

$$L = \frac{1}{2}(a + b) \times c \quad (2.39)$$

$$23{,}6712 = \frac{1}{2}(0{,}4217 + 0{,}29) \times c$$

$$c = 66{,}52$$

4. Karena grafik mulai dari 8%, maka batas probabilitasnya:

$$8\% + 66{,}52\% = 74{,}52\%$$

5. Hitung nilai debit andalan dengan persamaan garis logaritma pada grafik:

$$Q_{80} = -0{,}06 \ln(x) + 0{,}2775 \quad (2.40)$$

$$Q_{80} = -0{,}06 \ln(74.52\%) + 0{,}2775$$

$$Q_{80} = 0.29513\ m3/s$$

2.13 Perencanaan Hidraulik Bendung

2.12.1 Debit Banjir

Dalam perencanaan hidraulik bendung di Sungai Serayu, digunakan debit rencana maksimum dengan periode ulang 50 tahun. Periode ulang 50 tahun ini dipilih sebagai acuan karena Sungai Serayu tergolong sungai besar dengan debit banjir yang signifikan, sehingga diperlukan periode ulang yang cukup panjang untuk mengantisipasi banjir dengan intensitas besar namun masih memiliki probabilitas yang wajar dalam perencanaan teknis. Data debit banjir rencana diperoleh melalui perhitungan dengan metode Haspers.

Metode Haspers dipilih karena mampu memberikan estimasi debit banjir rencana yang lebih konservatif (lebih tinggi) dibandingkan metode lain seperti Melchior dan Weduwen. Penggunaan metode ini bertujuan agar desain bendung memiliki tingkat keamanan yang lebih tinggi terhadap kejadian banjir ekstrim.Dari hasil analisis menggunakan metode Haspers, diperoleh nilai debit banjir rencana dengan periode ulang 50 tahun sebesar 279,240 m^3/s.

2.12.2 Data Sungai dan Sawah

Dalam perencanaan bendung, memerlukan data sungai dan lahan sawah, seperti elevasi serta luas area sawah yang dialiri. Informasi tersebut tersedia pada data berikut:

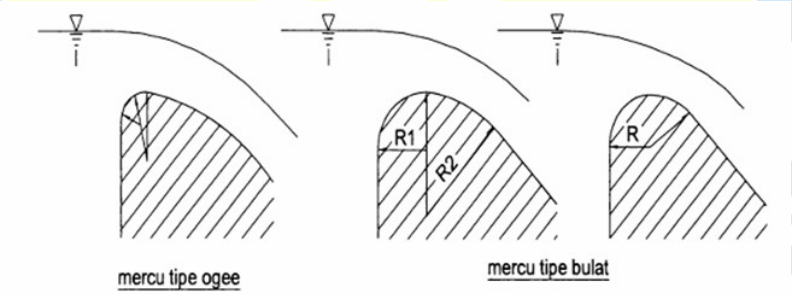
Debit Andalan (QAndalan)	0,29513	m3/s
Luas Sawah	78.5	ha
NFR	1.5207	1/s/ha
Debit untuk Sawah (QSawah)	0.1842	m3/s
Debit Banjir Rencana (Q50)	279.2403	m3/s
Panjang Sungai	3.85	km
Kemiringan (S)	0.0038	
Luas DAS	23.5400	km2
Lebar Sungai	35.5	m
Elevasi Lahan Sawah Tertinggi	122	m
Elevasi Dasar Sungai Hulu	135	m
Elevasi Dasar Sungai Hilir	122	m

2.12.3 Tipe Mercu Bendung

Mercu bendung merupakan bagian tertinggi dari struktur bendung yang berada di tengah aliran sungai dan berfungsi untuk mengatur atau menahan aliran air. Ketinggian mercu ditentukan berdasarkan elevasi muka air yang direncanakan. Terdapat berbagai jenis mercu bendung yang dirancang sesuai dengan fungsi dan tujuannya masing-masing.

Di Indonesia, tipe mercu yang umum digunakan adalah tipe bulat dan Ogee. Keduanya dapat dibangun menggunakan material beton, batu, atau kombinasi keduanya. Karakteristik utama dari kedua tipe ini adalah memiliki bentuk ambang yang tajam. Contoh bentuk mercu ini dapat dilihat pada Gambar 2.9. Dalam pemilihan tipe mercu, disarankan menggunakan desain yang sederhana guna mempermudah proses konstruksi. Selain itu, lebar mercu sebaiknya dibuat sebesar mungkin untuk meningkatkan kemampuan dalam menahan tekanan hidrostatis.

Gambar 2. 11 Tipe-Tipe Mercu



(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Pada perencanaan bendung ini, dipilih tipe mercu bulat karena bentuknya yang melengkung dengan satu jari-jari memudahkan pelaksanaan konstruksi di lapangan dibandingkan tipe lainnya. Mercu bulat memiliki nilai koefisien debit yang lebih tinggi dibandingkan dengan mercu ambang lebar, sehingga mampu mengalirkan volume air yang lebih besar pada debit yang sama. Keunggulan ini berkontribusi dalam menurunkan muka air di hulu saat terjadi banjir. Selain itu, bentuk lengkungnya menghasilkan aliran *streamline* yang lebih tertata, sehingga aliran air dapat diarahkan secara efisien,

mengurangi turbulensi, dan meminimalkan potensi erosi di sekitar struktur bendung.

2.12.4 Elevasi Mercu

Ketinggian mercu bendung ditentukan berdasarkan elevasi lahan sawah yang akan dialiri air. Penentuan elevasi sawah tersebut harus mempertimbangkan sejumlah faktor tambahan yang berpengaruh terhadap perencanaan elevasi mercu. Faktor-faktor ini menjadi komponen penting dalam proses perhitungan untuk menentukan elevasi mercu bendung secara akurat.

Tabel 2. 12 Penentuan Elevasi Mercu

No	Uraian	Ketinggian (m)
1.	Elevasi tertinggi sawah yang akan dialiri	X
2.	Tinggi air di sawah	0,10
3.	Kehilangan tekanan:	
	- dari saluran tersier ke sawah	0,10
	- dari saluran sekunder ke saluran tersier	0,10
	- dari saluran primer ke saluran sekunder	0,10
	- karena kemiringan sungai	0,15
	- karena alat-alat ukur	0,40
	- dari intake ke saluran induk/kantong lumpur	0,20
	- bangunan lain antara lain kantong lumpur	0,25
4.	Untuk eksploitasi	0,10
Untuk eksploitasi		X + 1,5

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Mengacu pada Tabel 2.12 yang memuat data penentuan elevasi mercu bendung serta informasi terkait elevasi sawah dan sungai, diketahui bahwa elevasi sawah tertinggi adalah 122 meter. Nilai ini digunakan sebagai dasar dalam perhitungan elevasi mercu bendung. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa elevasi mercu bendung mencapai 123,5 meter. Dengan demikian, tinggi mercu terhadap dasar sungai di lokasi bendung adalah sebesar 3,5 meter, yang diperoleh dari selisih antara elevasi mercu dan elevasi dasar sungai.

2.12.5 Lebar Efektif Bendung

Panjang mercu bendung yang direncanakan dapat ditentukan dalam rentang 1,0 hingga 1,2 kali lebar sungai. Selanjutnya, lebar aktual mercu (B) dihitung dengan mengurangkan total lebar struktur saluran pembilas dari panjang mercu normal. Mengingat adanya pilar di antara mercu, perlu dilakukan perhitungan terhadap lebar efektif mercu (Be), yang dapat ditentukan menggunakan persamaan (2.41) berikut.

$$B_e = B - 2\,(n \times K_p \times K_a) \times H_1 \qquad (2.41)$$

dimana: B_e = lebar efektif mercu (m)

B_b = lebar mercu yang sebenarnya (m)

n = jumlah pilar

K_p = koefisien kontraksi pilar (Tabel 2.12)

K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung (Tabel 2.12)

H_1 = tinggi energi (m)

Tabel 2. 13 Koefisien K_a dan K_p

Bentuk Pilar	**K_a**
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
Bentuk Pangkal Tembok	**K_p**
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90o ke arah aliran	0,20
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90o ke arah aliran dengan 0,5 H_1 > r > 0,15 H_1	0,10
Untuk pangkal tembok bulat dimana r > 0,5 H_1 dan tembok hulu tidak lebih dari 45˚ ke arah aliran	0

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Dalam perencanaan bendung, lebar bendung diambil maksimal 1,2 kali lebar sungai rata-rata, yang menghasilkan lebar bendung sebesar 42,6 m. Untuk bangunan pembilas bendung direncanakan memiliki 1 buah pilar. Sehingga lebar keseluruhan bangunan pembilas sama dengan lebar bangunan pembilas yaitu 3,55 m. Dengan demikian, dapat dihitung lebar efektif mercu bendung (Be) menggunakan persamaan di atas, yang memberikan hasil sebesar 42,166 m, dengan asumsi bahwa lebar mercu yang sebenarnya (B) sama dengan lebar bendung.

2.12.6 Elevasi Muka Air Banjir Hulu

Langkah-langkah yang dapat dilakukan untuk menentukan elevasi muka air banjir di bagian hulu adalah sebagai berikut:

1. Nilai fungsi r (jari-jari mercu) diperoleh dari pasangan batu, yaitu sebesar 0,5 dikalikan dengan H_1 (tinggi energi di atas mercu). Nilai H_1

diasumsikan terlebih dahulu sebesar 2 meter. Selanjutnya, nilai fungsi r dihitung menggunakan persamaan tertentu.

r = $0{,}5 \times H_1$ (2.42)

= $0{,}5 \times 2$

= 1 m

2. Nilai dari fungsi P merupakan setengah dari tinggi mercu, yang menghasilkan hasil sebesar 1,75 m.
3. Nilai koefisien debit, dihitung dengan persamaan:

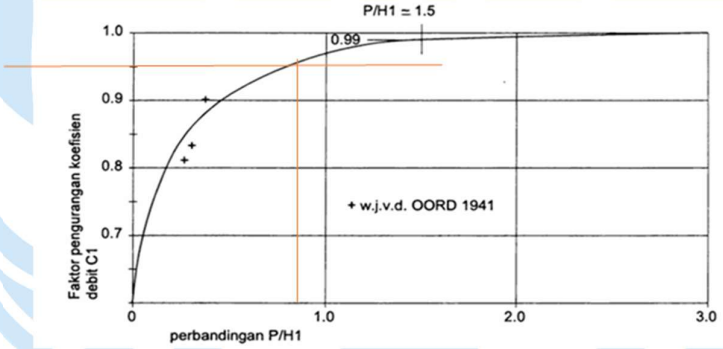
$$C_d = C_o \times C_1 \times C_2 \quad (2.43)$$

dimana : C_d = koefisien debit

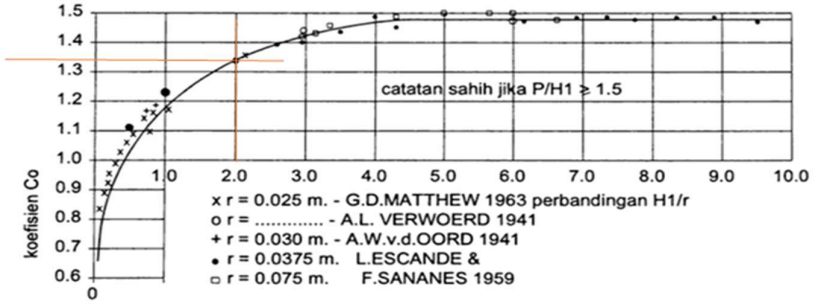
C_0 = fungsi H_1/r (Gambar 2.5)

C_1 = fungsi p/H_1 (Gambar 2.6)

C_2 = fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung

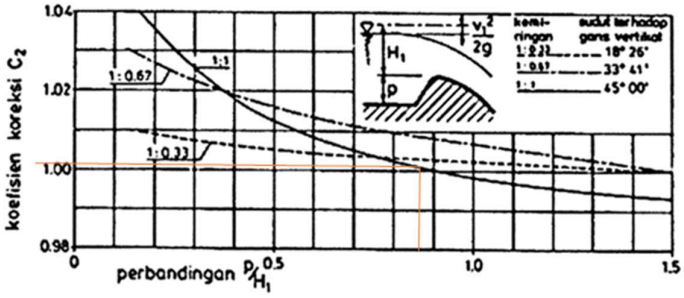


Gambar 2. 13 Nilai koefisien C_1 untuk Bendung Mercu Bulat



Gambar 2. 12 Nilai koefisien C_0 untuk Bendung Mercu Bulat

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)



Gambar 2. 14 Nilai koefisien C2 untuk Bendung Mercu Bulat
(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

4. Setelah mendapatkan nilai koefisien debit (C_d), debit dapat dihitung dengan melakukan iterasi pada nilai H_1 hingga mencapai nilai Q yang sama dengan debit banjir rencana, sesuai dengan perhitungan dalam persamaan (2.44) berikut :

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} g \times b \times H_1^{1,5}} \qquad (2.44)$$

$$Q = 1{,}4 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times 9{,}81 \times 42{,}166 \times 1{,}975^{1,5}}$$

$= 279{,}240\ m^3/s$

dimana: Q = debit banjir rencana (m^3/s)

C_d = koefisien debit

g = percepatan gravitasi (m/s^2)

b = lebar efektif mercu (m)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m)

5. Setelah memperoleh tinggi energi di atas mercu, dilakukan perhitungan kecepatan aliran dan tinggi kecepatan aliran dengan menggunakan persamaan (2.45) dan persamaan (2.46) berikut.

$$V = \frac{Q}{B_e \times H_1 \times 1} \quad (2.45)$$

$$= \frac{279{,}240}{42{,}166 \times 1{,}975 \times 1}$$

$$= 3{,}5329\ m/s$$

$$k = \frac{V^2}{2g} \quad (2.46)$$

$$= \frac{3{,}52329^2}{2 \times 9{,}81}$$

$$= 0{,}5737$$

Dimana: V = kecepatan aliran (m/s)

Q = debit banjir rencana (m3/s)

B_e = lebar efektif mercu (m)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m)

k = tinggi kecepatan aliran (m)

g = percepatan gravitasi (m/s2)

2.12.7 Elevasi Muka Air Banjir Hilir

Dalam menentukan tinggi muka air di bagian hilir, dapat dihitung dengan melakukan iterasi pada nilai h hingga mencapai nilai Q yang sama dengan debit banjir rencana. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$A = (B \times h) \quad (2.47)$$

$$P = B + 2h \quad (2.48)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.49)$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (2.50)$$

$$Q = A \times V \quad (2.51)$$

dimana : A = luas penampang sungai (m2)

P = keliling basah (m)

R = jari-jari hidraulik (m)

V = kecepatan aliran pada kedalaman kritis (m/s)

Q = debit banjir rencana (m3/s)

n = koefisien Manning, bergantung pada bahan saluran Tabel 2.14)

Tabel 2. 14 Koefisien Manning (n)

Bahan	Koefisien Manning (n)
Besi tuang dilapis	0,014
Kaca	0,010
Saluran beton	0,013
Bata dilapis mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,030
Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,040
Saluran pada galian batu padas	0,040

(Sumber: Triatmodjo, 1993)

Setelah melakukan perhitungan dengan iterasi didapatkan nilai tinggi muka air banjir hilir (h) sebesar 1,2553 meter.

2.12.8 Kolam Olak

Kolam olak merupakan komponen struktur yang terletak di sisi hilir bendung dengan fungsi utama mengatur rezim aliran serta mengendalikan potensi sedimentasi melalui reduksi energi kinetik. Dalam perancangan ini, tipe MDO (Manadi-Darmanto-Oetomo) dipilih berdasarkan pertimbangan teknis terhadap hasil perhitungan angka Froude sebesar Fr = 3,565. Walaupun secara umum Kriteria Perencanaan (KP-02) Departemen PU merekomendasikan penggunaan tipe USBR IV untuk rentang loncatan transisi (2,5 < Fr < 4,5), perancangan ini secara spesifik mengadopsi tipe MDO sebagai bentuk optimasi

teknis yang merujuk pada SNI 8063:2015 tentang *Tata Cara Desain Hidraulik Bendung Tipe MDO*.

Keunggulan utama tipe MDO terletak pada penggunaan lantai dasar datar yang dikombinasikan dengan ambang ujung berbentuk gigi ompong (*dentated sill*). Konfigurasi ini berfungsi memecah energi aliran secara lebih dinamis dibandingkan ambang masif, sehingga mampu menstabilkan loncatan air yang cenderung berombak (*oscillating jump*) pada kondisi aliran transisi. Hal ini didukung oleh argumentasi Mawardi dan Memed (2010) dalam buku *Desain Hidraulik Bendung Tetap untuk Irigasi Teknis*, yang menyatakan bahwa peredam energi tipe MDO merupakan hasil riset lokal yang lebih adaptif terhadap karakteristik sungai di Indonesia yang membawa muatan sedimen kasar, sehingga memiliki ketahanan abrasi yang lebih baik dibandingkan tipe USBR IV.

Selain aspek hidraulis, faktor keamanan struktur di bagian hilir turut diperkuat dengan pemasangan lapisan riprap guna mengantisipasi degradasi dasar sungai dan melindungi struktur dari potensi gerusan (*scouring*). Kombinasi antara ambang gigi ompong dan riprap memastikan transisi aliran dari kolam olak menuju saluran tanah menjadi lebih tenang dan stabil. Secara keseluruhan, penerapan tipe MDO menawarkan efisiensi konstruksi dan kemudahan pelaksanaan di lapangan tanpa mengurangi performa hidraulis dalam mereduksi energi kinetik aliran dari kondisi superkritis menjadi subkritis.

Sebelum melakukan perancangan tipe ini, perlu ditentukan terlebih dahulu sejumlah parameter, antara lain:

a) Bentuk mercu bendung harus berupa lengkung (membulat) dengan satu atau dua jari-jari kelengkungan.
b) Permukaan hilir tubuh bendung dirancang dengan kemiringan 1 : m atau lebih tegak dari 1 : 1.
c) Bagian tubuh bendung dan peredam energi perlu dilapisi dengan material yang tahan terhadap keausan.

d) Elevasi dasar sungai atau saluran di hilir bendung harus ditentukan dengan mempertimbangkan kemungkinan terjadinya degradasi dasar sungai.\

e) Elevasi muka air hilir bendung dihitung berdasarkan elevasi dasar sungai yang ada, dengan memperhitungkan potensi perubahan geometri sungai di masa depan.

Dengan mempertimbangkan parameter-parameter yang telah ditentukan, maka dilakukan perhitungan sebagai berikut:

1. Debit desain persatuan lebar pelimpah (KP 02 persamaan 4-10):

$$q_{df} = \frac{Q_{df}}{B_p} \tag{2.52}$$

dimana: Q_{df} = Debit banjir rencana (m3/s

B_p = lebar pelimpah (m)

$$q_{df} = \frac{279{,}24}{42{,}166} = 6{,}62\ m3/s/m'$$

2. Menentukan kedalaman air dihilir, dari rumus debit aliran air (KP 02 persamaan 4-29):

$$Q_w = C_w . L . h1^{3/2} \tag{2.53}$$

$$Y = \left(\frac{Q_w}{C_w . h1}\right)^{2/3}$$

$$Y = \left(\frac{279{,}2403}{1{,}7 \times 35{,}5}\right)^{2/3} = 2{,}78$$

3. Parameter energi (E) untuk menentukan dimensi hidraulik peredam energi tipe MDO dihitung dengan (KP 02 persamaan 4-16):

$$E_{dp} = \frac{q_{dp}}{\left(g \times Z_{dp}^3\right)^{\frac{1}{2}}} \tag{2.54}$$

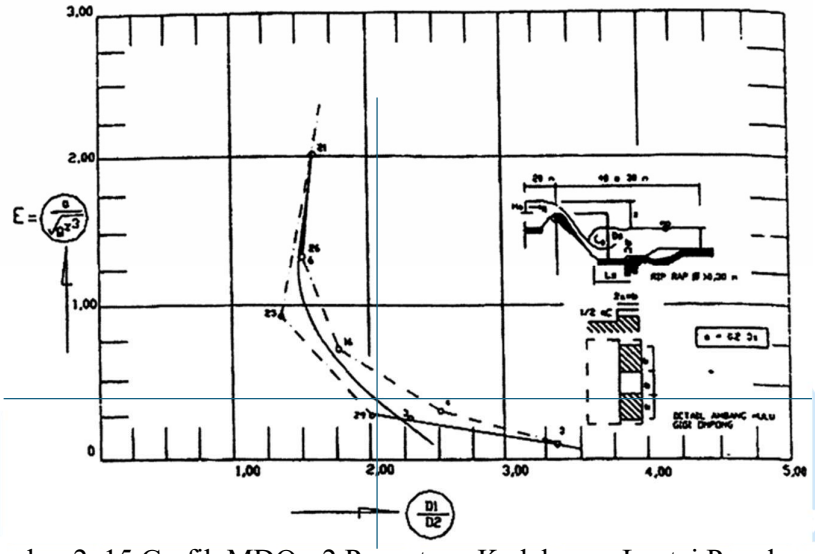
$$E_{dp} = \frac{6{,}62}{(9{,}81 \times 3{,}47^2)^{\frac{1}{2}}} = 0{,}33$$

4. Kedalaman lantai peredam energi (D5) dihitung dengan (KP 02 persamaan 4-17):

$$D_s = (D_s) \times (D_s/D_s) \tag{2.55}$$

D_s/D_s dicari dengan Grafik 2.15 MDO-2, di dapat 2,09

$$D_s = 2{,}78 \times 2{,}09 = 5{,}8\ m$$



Gambar 2. 15 Grafik MDO - 2 Penentuan Kedalaman Lantai Peredam Energi

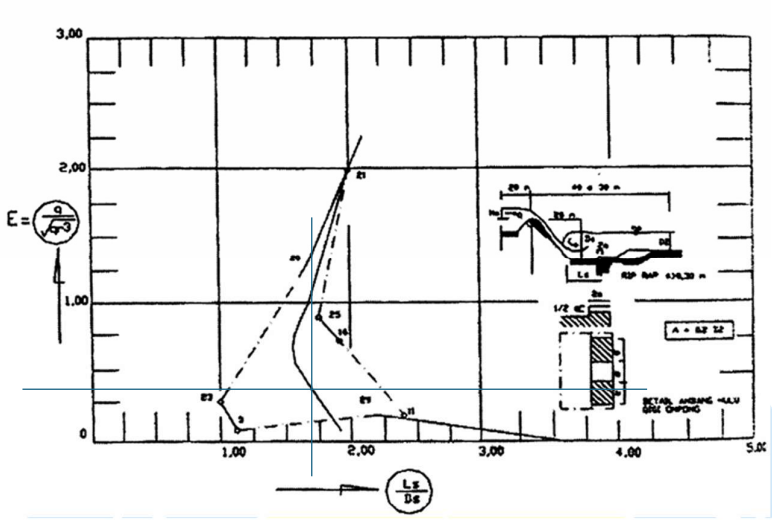
(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

5. Panjang lantai dasar peredam energi (Ls) dihitung dengan (KP 02 persamaan 4-18):

$$L_s = (D_s) \times (L/D_s) \quad (2.56)$$

L_s/D_s dicari dengan Grafik 2.16 MDO-3, di dapat 1,72

$$L_s = (5{,}8) \times (1{,}72) = 10\ m$$



Gambar 2. 16 Grafik MDO - 3 Penentuan Panjang Lantai Peredam Energi

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

6. Tinggi ambang hilir dihitung dengan (KP 02 persamaan 4-19):

$$a = (0{,}2 - 0{,}3)D_s \quad (2.57)$$

$$a = 0{,}25 \times 5{,}8 = 1{,}5\ m$$

7. Lebar ambang hilir dihitung (KP 02 persamaan 4-20):

$$b = 2 \times a \quad (2.58)$$

$$b = 2 \times 1{,}5 = 2{,}9\ m$$

8. Elevasi dasar lokasi minimal didapat dari elevasi dasar lokasi bendung yaitu 120 m di kurangi dengan kedalaman lantai peredam energi yaitu 5,8 m sehingga didapat elevasi dasar lokasi minimal sekitar 114 m.