BAB IV

PERHITUNGAN DAN ANALISIS

4.1 Analisa Debit Masukan (Inflow)

4.1.1 Pengambilan Data

Dalam proses perhitungan terdapat 2 acuan sebagai sumber data awal yang dapat dipergunakan yaitu ;

1. Data curah hujan
2. Data debit sungai

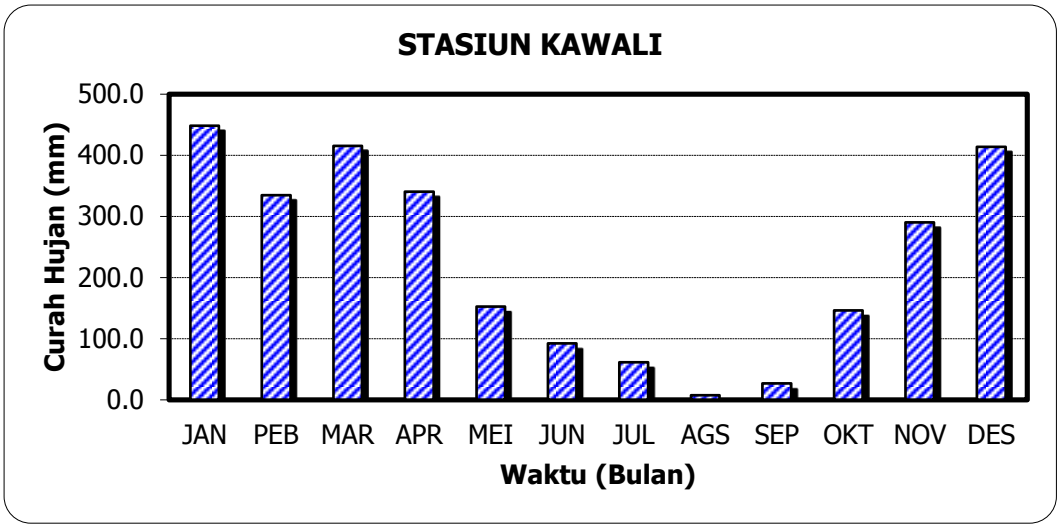
Dalam kasus kali ini penulis mempergunakan data curah hujan sebagai data acuan karena ketidak tersediaan data debit sungai. Data curah hujan diambil dari setasiun pencatat curah hujan yang terdekat ke lokasi penelitian yaitu stasiun klimatologi kawali dan stasiun klimatologi ciamis.

4.1.2 Curah Hujan Bulanan Daerah Waduk Gagah Jurit

Mencatat banyaknya jumlah curah hujan yang terjadi selama beberapa tahun terakhir dan mengelompokkan kedalam tabel sebagai data awal.

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Maksimum (mm) Stasiun Klimatologi Kawali

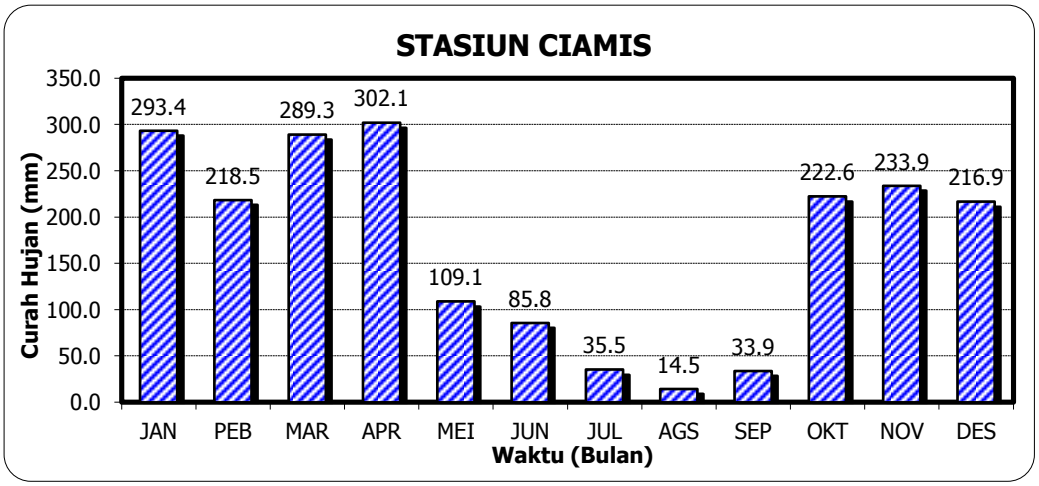
TAHUN	BANYAKNYA HUJAN BULANAN (mm)												JUMLAH
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOV	DES	SETAHUN
1999	0	314	460	286	228	193	0	0	2	314	417	674	2886
2000	367	583	578	217	279	0	0	0	0	0	0	171	2195
2001	499	270	452	460	105	152	210	4	46	319	970	213	3700
2002	622	230	502	443	162	31	105	2	7	25	215	480	2824
2003	523	251	353	200	118	13	0	0	0	0	0	0	1458
2004	526	350	310	298	86	73	91	0	84	74	238	930	3060
2005	653	327	425	482	92	181	197	57	110	347	100	445	3416
2006	718	443	152	266	204	25	6	0	0	1	134	390	2339
2007	283	384	560	473	35	224	2	5	5	199	301	301	2772
2008	289	194	360	277	215	27	0	5	10	182	525	532	2616
Rata2	448.0	334.6	415.2	340.2	152.4	91.9	61.1	7.3	26.4	146.1	290.0	413.6	2727



Grafik 4.1 Data Curah Hujan Maksimum (mm) Stasiun Klimatologi KAWALI

Tabel 4.2. Data Curah Hujan Maksimum (mm) Stasiun Klimatologi Ciamis

TAHUN	BANYAKNYA HUJAN BULANAN (mm)												JUMLAH
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGS	SEP	OKT	NOV	DES	SETAHUN
1999	710	521	431	330	169	237	14	11	19	652	279	341	3714.00
2000	471	431	412	349	373	69	27	99	34	474	524	398	3661.00
2001	306	222	646	1022	138	146	70	0	93	569	651	243	4106.00
2002	637	77	248	235	41	62	33	0	29	50	133	200	1745.00
2003	76	141	158	31	53	8	1	0	0	0	0	0	468.00
2004	135	84	92	66	20	44	102	3	33	10	103	235	927.00
2005	173	145	201	122	67	77	93	28	77	153	103	173	1412.00
2006	187	183	93	187	146	18	14	0	0	0	11	110	949.04
2007	204	277	404	341	25	162	1	4	4	144	217	217	2000.39
2008	35	104	208	338	59	35	0	0	50	174	318	252	1573.00
Rata2	293.4	218.5	289.3	302.1	109.1	85.8	35.5	14.5	33.9	222.6	233.9	216.9	2056



Grafik 4.2 Data Curah Hujan Maksimum (mm) Stasiun Klimatologi Ciamis

4.1.3 Curah Hujan Rata-Rata Harian

Metode hitungan ini merupakan perataan hujan daerah menggunakan metode *Rata-Rata Aljabar*.

Metode perhitungan menggunakan rata-rata aljabar adalah sebagai berikut:

Data-data karakteristik DAS adalah:

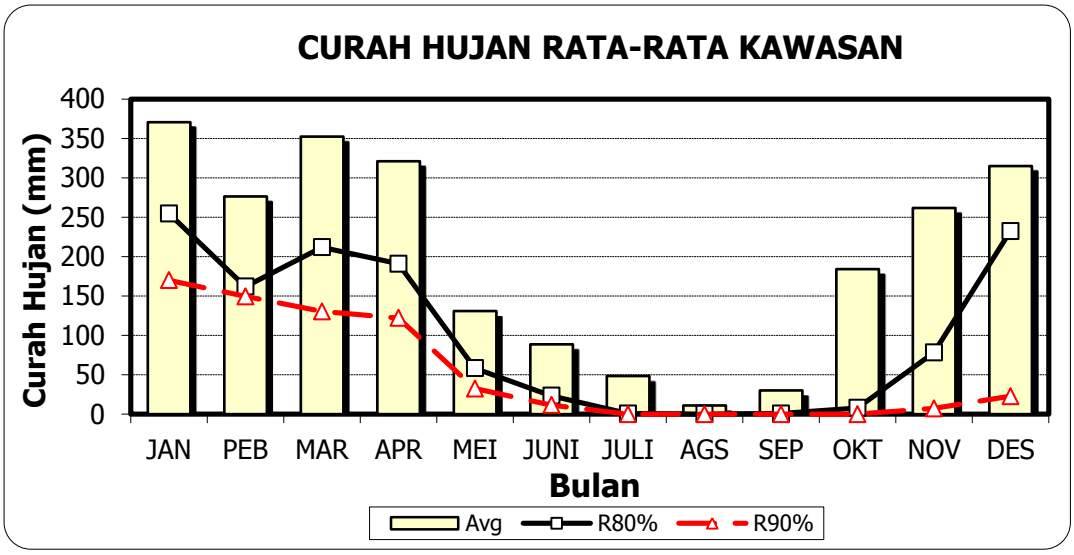
1. Luas sub DAS Sta. Kawali (A_K) = 2.9 Km^2
2. Luas sub DAS Sta. Ciamis Kota (A_{CK}) = 2.9 Km^2 +

   Luas Total (A_T) = 5.8 Km^2

Hujan rata-rata kawasan hasil perhitungan dalam bentuk seri hujan dapat dilihat pada lampiran Hujan Rata-rata Kawasan Tangkapan Waduk, dengan resume berupa hujan rata-rata, hujan kering ($P_{80\%}$) atau kemungkinan terjadi satu kali dalam 5 tahun, dan hujan sangat kering ($P_{90\%}$) atau terjadi satu kali dalam 10 tahun, seperti yang disajikan pada tabel dan gambar brikut ini.

Tabel 4.3. Data Curah Hujan Rata-Rata Kawasan

TAHUN	BANYAKNYA HUJAN BULANAN (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGS	SEP	OKT	NOV	DES
1999	355	417	445	308	199	215	7	6	11	483	348	507
2000	419	507	495	283	326	35	14	50	17	237	262	285
2001	403	246	549	741	122	149	140	2	70	444	811	228
2002	630	154	375	339	102	47	69	1	18	38	174	340
2003	300	196	256	116	86	11	1	0	0	0	0	0
2004	331	217	201	182	53	59	97	2	59	42	171	583
2005	413	236	313	302	80	129	145	43	94	250	102	309
2006	453	313	123	227	175	22	10	0	0	1	73	250
2007	244	331	482	407	30	193	2	4	4	171	259	259
2008	162	149	284	308	137	31	0	3	30	178	422	392
Rata2	370.7	276.5	352.2	321.2	130.8	88.8	48.3	10.9	30.1	184.3	261.9	315.2



Grafik 4.3 Data Curah Hujan Rata-Rata Kawasan

4.2 Hujan Rancangan

4.2.1 Penentuan Curah Hujan Wilayah

Data curah hujan harian maksimum yang didapat dari stasiun-stasiun pengukuran berupa data suatu titik tertentu (point rainfall), sedangkan untuk keperluan analisis, yang diperlukan adalah data curah hujan wilayah aliran (areal rainfall/catchment rainfall). Untuk mendapatkan data curah hujan wilayah adalah dengan mengambil data curah hujan rata-ratanya. Ada tiga cara yang telah banyak digunakan yaitu, cara rata-rata aljabar (Arithmatic Mean Method), Poligon Thiessen (Thiessen Polygon Method) dan Isohiet (Isohyetal Method). Dalam studi ini digunakan metode Rata-Rata Aljabar (Arithmatic Mean Method).

Tabel 4.4. Data Curah Hujan Harian maksimum

TAHUN	Stasiun		Rata-Rata
	KAWALI	CIAMIS	
1999	92.5	22	57.25
2000	130	0	65.00
2001	100	30	65.00
2002	190	150	170.00
2003	120	26	73.00
2004	125	60	92.50
2005	115	10	62.50
2006	100	62	81.00
2007	115	0	57.50
2008	140	64	102.00

4.2.2 Analisis Hujan Rencana

Untuk memperkirakan besrnya debit banjir dengan kala ulang tertentu, terlebih dahulu data-data hujan didekatkan dengan suatu sebaran distribusi, agar dalam memperkirakan besarnya debit banjir tidak sampai jauh melenceng dari kenyataan banjir yang terjadi. Dalam analisis ini digunakan beberapa metode untuk memperkirakan curah hujan dengan periode ulang tertentu, yaitu :

a) Metode distribusi Normal
b) Metode distribusi Log Normal 2 parameter
c) Metode distribusi Gumbel
d) Metode distribusi Log Pearson Type III

Metode yang dipakai nantinya harus ditentukan dengan melihat karakteristik distribusi hujan daerah setempat. Periode ulang yang akan dihitung pada masing-masing metode adalah untuk periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 dan 1000 tahun.

a) Metode Distribusi Normal

Langkah perhitungan distribusi Normal adalah sebagai berikut di bawah ini.

Tabel 4.5.a Perhitungan Metode Normal

No	X
1	57
2	65
3	65
4	170
5	73
6	93
7	63
8	81
9	58
10	102
R	82.575
S	34.163

Tabel 4.5.b Perhitungan Metode Normal

T	2	5	10	25	50	100	200	1000
K_T	0	0.840	1.280	1.708	2.050	2.330	2.580	3.090

Tabel 4.5.c Tabel Hasil Hujan Rancangan Metode Normal

T (Tahun)	$\overline{X}$	K_T	S	K_T.S	Q (m_3/dt)
2	82.575	0	34.163	0	82.575
5	82.575	0.840	34.163	28.697	111.272
10	82.575	1.280	34.163	43.729	126.304
25	82.575	1.708	34.163	58.350	140.925
50	82.575	2.050	34.163	70.034	152.609
100	82.575	2.330	34.163	79.600	162.175
200	82.575	2.580	34.163	88.141	170.716
1000	82.575	3.090	34.163	105.564	188.139

Contoh :

$$Q_2 = \overline{X} + K_T * S$$

$$Q_2 = 82.575 + 0\ Q$$

$$Q_2 = 82.575\ m^3/dt$$

Tabel 4.5.d Simpangan Metode Normal

No	Tahun	X	X'	Variabel Reduksi (r)	Peluang (P)	Simpangan (Δ)
1	1999	57.25	170.00	9.09	0.52	8.57
2	2000	65.00	102.00	18.18	28.48	10.30
3	2001	65.00	92.50	27.27	38.57	11.30
4	2002	170.00	81.00	36.36	51.84	15.47
5	2003	73.00	73.00	45.45	61.04	15.58
6	2004	92.50	65.00	54.55	69.65	15.11
7	2005	62.50	65.00	63.64	69.65	6.02
8	2006	81.00	62.50	72.73	72.16	0.57
9	2007	57.50	57.50	81.82	76.85	4.97
10	2008	102.00	57.25	90.91	77.07	13.83
					Maks	15.58

b) Metode Distribusi Log Normal 2 Parameter

Langkah perhitungan distribusi Log Normal adalah sebagai berikut di bawah ini.

Tabel 4.6.a Perhitungan Metode Log Normal 2 Parameter

No	X	Log X
1	57	1.758
2	65	1.813
3	65	1.813
4	170	2.230
5	73	1.863
6	93	1.966
7	63	1.796
8	81	1.908
9	58	1.760
10	102	2.009
R		1.892
S		0.146

Tabel IV.6.b Variabel Reduksi Gauss

T	2	5	10	25	50	100	200	1000
KT	0	0.84	1.28	1.708	2.05	2.33	2.58	3.09

Tabel 4.6.c Tabel Hasil Hujan Rancangan Metode Log Normal

T (Tahun)	$\overline{Y}$	K_T	S	KT.S	Y_T	Q (m_3/dt)
2	1.892	0	0.146	0	1.892	77.914
5	1.892	0.84	0.146	0.123	2.014	103.349
10	1.892	1.28	0.146	0.187	2.079	119.833
25	1.892	1.708	0.146	0.249	2.141	138.385
50	1.892	2.05	0.146	0.299	2.191	155.254
100	1.892	2.33	0.146	0.340	2.232	170.585
200	1.892	2.58	0.146	0.377	2.268	185.548
1000	1.892	3.09	0.146	0.451	2.343	220.267

Contoh :

$$Q_2 = \text{anlog}\, Y_T$$

$$Q_2 = \text{anlog}\, 1.892$$

$$Q_2 = 77.914\ m^3/dt$$

Tabel 4.6.d Simpangan Metode Log Normal

No	Tahun	X	X'	Log X	Variabel Reduksi (r)	Peluang (P)	Simpangan (Δ)
1	1999	57.25	170.00	2.2304	9.09	14.87	5.78
2	2000	65.00	102.00	2.0086	18.18	24.35	6.16
3	2001	65.00	92.50	1.9661	27.27	37.40	10.12
4	2002	170.00	81.00	1.9085	36.36	48.85	12.48
5	2003	73.00	73.00	1.8633	45.45	59.44	13.98
6	2004	92.50	65.00	1.8129	54.55	74.34	19.80
7	2005	62.50	65.00	1.8129	63.64	74.34	10.71
8	2006	81.00	62.50	1.7959	72.73	74.93	2.20
9	2007	57.50	57.50	1.7597	81.82	86.23	4.42
10	2008	102.00	57.25	1.7578	90.91	86.36	4.55
						Maks	19.80

c) Metode distribusi Gumbel

Langkah perhitungan distribusi Gumbel adalah sebagai berikut di bawah ini.

Tabel 4.7.a Perhitungan Metode Gumbel

No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	R	S
X	57	65	65	170	73	93	63	81	58	102	83	34.163

$$\mu = \bar{X} - 0.5772\ x\ \alpha$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}xS}{\pi}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}x34.163}{\pi}$$

$$\alpha = 26.650$$

$$\mu = 83 - 0.5772\ x\ 26.50$$

$$\mu = 67.192$$

Tabel 4.7.b Tabel Hasil Hujan Rancangan Metode Gumbel

T (Tahun)	t	Yt	Q (m^3/dt)
2	2	0.367	76.960
5	1.250	1.500	107.166
10	1.111	2.250	127.165
25	1.042	3.199	152.434
50	1.020	3.902	171.180
100	1.010	4.600	189.788
200	1.005	5.296	208.327
1000	1.001	6.907	251.273

Contoh :

$$t_2 = \frac{2}{2-1} = 2$$

$$Y_T = -\ln[\ln(t)]$$

$$Y_T = -\ln[\ln(2)] = 0.367$$

$$Q_2 = \mu + \alpha * Y_T$$

$$Q_2 = 67.192 + 26.650 * 0.367$$

$$Q_2 = 76.960\ m^3/dt$$

Tabel IV.7.c Simpangan Metode Gumbel

No	Tahun	X	X'	Variabel Reduksi (r)	Peluang (P)	Simpangan (Δ)
1	1999	57.25	170.00	9.09	2.66	6.43
2	2000	65.00	102.00	18.18	24.67	6.49
3	2001	65.00	92.50	27.27	37.21	9.94
4	2002	170.00	81.00	36.36	48.48	12.12
5	2003	73.00	73.00	45.45	58.70	13.24
6	2004	92.50	65.00	54.55	68.98	14.43
7	2005	62.50	65.00	63.64	68.98	5.34
8	2006	81.00	62.50	72.73	69.92	2.81
9	2007	57.50	57.50	81.82	79.44	2.37
10	2008	102.00	57.25	90.91	79.49	11.42
					Maks	14.43

d) Metode distribusi Log Pearson Type III

Langkah perhitungan distribusi Log Pearson Type III adalah sebagai berikut di bawah ini. Pada tabel IV.8 di bawah ini akan diperoleh harga rata- rata hitung dari log x sebagai berikut :

Contoh perhitungan Log Person type III

$$\log \bar{X} = \frac{\sum_{i-1}^{n} \log X_i}{n}$$

$$= \frac{18.92}{10}$$

$$= 1.892$$

Tabel 4.8.a Perhitungan Metode Log Pearson Type III

No	X	Log X	$\log X - \log \bar{X}$	$(\log X - \log \bar{X})^2$	$(\log X - \log \bar{X})^3$
1	57	1.76	-0.13	0.02	0.00
2	65	1.81	-0.08	0.01	0.00
3	65	1.81	-0.08	0.01	0.00
4	170	2.23	0.34	0.11	0.04
5	73	1.86	-0.03	0.00	0.00
6	93	1.97	0.07	0.01	0.00
7	63	1.80	-0.10	0.01	0.00
8	81	1.91	0.02	0.00	0.00
9	58	1.76	-0.13	0.02	0.00
10	102	2.01	0.12	0.01	0.00
∑		18.92	0.00	0.19	0.03

- Menghitung standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum(\log X_i - \log \bar{X})^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{0.19}{10-1}}$$

$$= 0.15$$

- Menghitung Koefisien Asimetris

$$C_S = \frac{\sum(\log X_i \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$= \frac{0.03}{(10-1)(10-2)0.15^3}$$

$$= 0.2$$

Maka harga - harga G (Koefisien Pearson) di dapat dari tabel untuk harga Cs = 0.2, sehingga diperoleh nilai –nilai G untuk rencana periode ulang tertentu seperti tertera pada tabel di bawah ini :

Tabel IV.8.b Harga – harga G *(Koefisien Pearson)* untuk Periode Ulang Tertentu

T	2	5	10	25	50	100	200	1000
G	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.152	2.472	2.763	3.380

Table V.8.c Tabel Hasil Hujan Rancangan Metode Log Pearson Type III

T (Tahun)	$\log \bar{X}$	G	S	G.S	$\log X_T$	Q (m^3/dt)
2	1.892	-0.033	0.15	-0.005	1.887	77.054
5	1.892	0.830	0.15	0.121	2.013	103.002
10	1.892	1.301	0.15	0.190	2.082	120.682
25	1.892	1.818	0.15	0.266	2.157	143.601
50	1.892	2.159	0.15	0.315	2.207	161.051
100	1.892	2.472	0.15	0.361	2.253	178.930
200	1.892	2.763	0.15	0.404	2.295	197.327
1000	1.892	3.380	0.15	0.494	2.385	242.833

Contoh perhitungan :

$$\log R.T_i = \log \bar{X} + GS_{\mathrm{i}}$$

$$\log R\,T_2 = 1.892 + 0 * 0.15$$

$$= 1.887$$

$$\mathrm{Q}_2 = \mathrm{anlog}\ 1.887$$

$$= 77.054\ \mathrm{m}^3/\mathrm{dt}$$

Tabel 4.8.d Simpangan Metode Log Pearson III

No	Tahun	X	X'	Log X	Variabel Reduksi (r)		Peluang (P)	Simpangan (Δ)
1	1999	57.25	170.00	2.2304	9.09	2.32	7.65	1.44
2	2000	65.00	102.00	2.0086	18.18	0.80	18.10	0.09
3	2001	65.00	92.50	1.9661	27.27	0.51	36.33	9.06
4	2002	170.00	81.00	1.9085	36.36	0.12	78.39	42.03
5	2003	73.00	73.00	1.8633	45.45	-0.19	92.22	46.77
6	2004	92.50	65.00	1.8129	54.55	-0.54	107.66	53.11
7	2005	62.50	65.00	1.8129	63.64	-0.54	113.41	49.77
8	2006	81.00	62.50	1.7959	72.73	-0.66	119.14	46.42
9	2007	57.50	57.50	1.7597	81.82	-0.90	131.34	49.52
10	2008	102.00	57.25	1.7578	90.91	-0.92	131.98	41.07
							Maks	53.11

Tabel 4.9 Rangkuman Analisis Frekuensi Curah Hujan Rencana

Perioda Ulang (Tahun)	t	Distribusi Probabilitas			
		Normal	Log Normal 2 Parameter	Gumbel	Log Pearson III
2	0.0000	82.58	77.91	76.96	71.73
5	0.8400	111.27	103.35	107.42	100.27
10	1.2800	126.30	119.83	127.12	125.64
20	1.6400	138.60	135.26	146.29	151.56
25	1.7083	140.94	138.40	150.42	166.46
50	2.0500	152.61	155.25	171.06	203.26
100	2.3300	162.17	170.59	189.70	246.98
200	2.5800	170.72	185.55	208.07	299.22
1000	3.0900	188.14	220.27	250.94	352.94
Penympangan Max		15.58	19.80	14.43	53.11
Δ_{kritis} (Sig. Level 5%)		39.6	39.6	39.6	39.6

Berdasarkan hasil perhitungan pada table diatas maka *distribusi Gumbel* yang dipilih karena mengalami deviasi yang paling kecil.

4.3 Uji Kesesuaian Pemilihan Distribusi

Untuk mengetahui apakah data tersebut benar sesuai dengan jenis sebaran toristis yang dipilih maka perlu dilakukan pengujian lebih lanjut. Untuk keperluan analisis uji kesesuaian dipakai dua metode statistik sebagai berikut :

a. Uji Smirnov Kolmogorov
b. Uji Chi Square

4.3.1 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametik, karena uji kecocokannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Tabel 4.10.a Uji Smirnov kolmogorov

Curah Hujan (X) (mm)	m	$P(x)=\frac{m}{(n+1)}$	$P(x<)$	$f(t)=\frac{x-\bar{x}}{S}$	$P'(x)$	$P'(x<)$	Δ
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
170.00	1	0.0909	0.9091	2.5591	0.0052	0.9948	0.0857
102.00	2	0.1818	0.8182	0.5686	0.2848	0.7152	0.1030
92.50	3	0.2727	0.7273	0.2905	0.3857	0.6143	0.1130
81.00	4	0.3636	0.6364	-0.0461	0.5184	0.4816	0.1547
73.00	5	0.4545	0.5455	-0.2803	0.6104	0.3896	0.1558
65.00	6	0.5455	0.4545	-0.5144	0.6965	0.3035	0.1511
65.00	7	0.6364	0.3636	-0.5144	0.6965	0.3035	0.0602
62.50	8	0.7273	0.2727	-0.5876	0.7216	0.2784	0.0057
57.50	9	0.8182	0.1818	-0.7340	0.7685	0.2315	0.0497
57.25	10	0.9091	0.0909	-0.7413	0.7707	0.2293	0.1383
						Δ max	0.1558

	Tingkat Kepercayaan	D max	Do	
Dengan	5%	0.1558	0.41	
Jadi	Do (0.1558 < 0.41)			Ok!

Tabel 4.10.b Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov Kolmogorov

n	α			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n>50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

4.3.2 Uji Chi-Kuadrat (Square)

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2.

Tabel 4.11 Uji Chi Square

Kelas	P (%)	X	F Pengamatan (Oj)	F Teoritis (Ej)	Oj - Ej	$\frac{(Oj-Ej)^2}{Ej}$
1	0 < x ≤ 20	0 - 53.82	2	2	0	0
2	20 < x ≤ 40	53.82 - 73.92	2	2	0	0
3	40 < x ≤ 60	73.92 - 91.23	2	2	0	0
4	60 < x ≤ 80	91.23 - 111.33	2	2	0	0
5	80 < x ≤ 100	111.33 - ~	2	2	0	0
		Jumlah	10	10	X^2_{hitung}	0

Dk = K - (α+1)

= 5 – (2+1) = 2

Untuk :

X krt 5% = 5.991 > X hitung ok!
X krt 1% = 4.605 > X hitung ok!

Berdasarkan hasil tabel di dapatkan nilai X^2_{kritis} = 5.991 (untuk nilai n = 10 dengan derajat signifikasi sebesar 5%). Karena nilai $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$ maka distribusi dapat diterima.

4.4 Perhitungan Curah Hujan Maksimu (PMF)

PMF (Probable Maximum Flood) adalah besarnya debit maksimum yang dapat terjadi, yang ditimbulkan oleh semua faktor meteorologis dan hidrolis yang terburuk, sehingga debit yang diperoleh menjadi sangat besar, dan berarti bangunan menjadi sangat mahal. Oleh karena itu cara ini umumnya

digunakan pada bagian bangunan yang penting sebab kegagalan fungsional bagian ini dapat mengakibatkan hal-hal yang sangat membahayakan, misalnya pada bangunan pelimpah (spillway) pada sebuah waduk. Apabila data debit tidak tersedia, maka dapat didekati dengan Probable Maximum Precipitation (PMP), dan memasukkan data tersebut kedalam model perhitungan.

Dengan memakai pendekatan Hershfield untuk Probable Maximum Precipitation (PMP), nilai PMP harian yang biasa digunakan di Indonesia antara 500 – 750 mm. PMP yang digunakan dalam perhitungan ini untuk hujan harian 24 jam adalah 600 mm. Areal Reduction Factor (ARF) dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.12 Areal Reduction Factor (ARF)

Daerah Aliran (Km^2)	**ARF (Arel Reduction Factor)**
1 - 10	0,99
10 - 30	0,97
30 – 30.000	1,152 – 0,1233 log Area

Curah hujan untuk PMF dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

$R_{PMF} = R_{PMP}$ x Areal Reduction Factor x Rainfall Duration (24 jam)

Dengan luas catchment area sebesar 5.8 Km^2 maka ARF adalah :

ARF = 0.99

Durasi curah hujan diasumsikan sebesar 100% dari curah hujan maximum harian 24 jam, maka :

R_{PMF} = 700 x 0.99 x 100% = 688.65 mm

4.5 Distribusi Hujan Jam-Jaman

4.5.1 Koefisien Aliran

Kondisi daerah pekerjaan merupakan daerah pegunungan atau perbukitan dengan tutupan lahan yang masih cukup baik serta jenis tanah penutup yang relatif porus maka koefisien pengaliran diambil sebesar 0,70.

4.5.2 Distribusi Hujan Satuan

Dengan menggunakan rumus formula hujan satuan :

$$Rt = \frac{Ro}{T}(T/t)^{2/3}$$

Rt : intensitas hujan satuan untuk jam ke-n (mm)

T : lamanya hujan dalam sehari, diambil 5 jam

Ro : hujan satuan mm (= 1 mm)

t : waktu jam ke-n

Maka diperoleh intensitas hujan satuan sebagaimana tabel berikut ini :

Tabel 4.13.a Intensitas Hujan Satuan untuk jam ke n

T (jam)	Rt (mm)				
	Jam 1	Jam 2	Jam 3	Jam 4	Jam 5
5,0	0.588	0.369	0.282	0.232	0.200

Contoh :

$$Rt = \frac{1}{5}(5/1)^{2/3}$$

$$= 0.588$$

Dari intensitas hujan satuan kemudian di hitung distribusi hujan satuannya sebagaimana analisis tabel berikut ini :

Tabel 4.13.b Distribusi Hujan Satuan

Hujan ke (t) = t.Rt - (t-1).$R_{(t-1)}$				
Jam ke 1	Jam ke 2	Jam ke 3	Jam ke 4	Jam ke 5
0.588	0.150	0.108	0.082	0.072
58.8%	15%	10.80%	8.20%	7.20%

Tabel 4.14 Analisis Hujan Effektif

Jam	Distribusi (%)	Hujan Jam-Jaman (mm/jam)							
		R_2TH	R_5TH	$R_{10}TH$	$R_{25}TH$	$R_{50}TH$	$R_{100}TH$	$R_{200}TH$	$R_{1000}TH$
1	59%	31.68	44.21	52.32	61.91	70.41	78.08	85.64	103.29
2	15%	8.08	11.28	13.35	15.79	17.96	19.92	21.85	26.35
3	11%	5.82	8.12	9.61	11.37	12.93	14.34	15.73	18.97
4	8%	4.42	6.17	7.30	8.63	9.82	10.89	11.94	14.40
5	7%	3.88	5.41	6.41	7.58	8.62	9.56	10.49	12.65
Curah Hujan Rancangan (R)		76.96	107.42	127.12	150.42	171.06	189.70	208.07	250.94
Koefisien Pengaliran		0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Hujan Netto (mm/hari)		53.87	75.19	88.99	105.30	119.74	132.79	145.65	175.66

Keterangan :

R. Eff : Hujan Effektif

K. Aliran : Koefisien Aliran

R. Rencana : Hujan Rencana

4.6 Hidrograf Satuan Banjir Rancangan

Metode penentuan debit banjir rencana akan dilakukan dengan dua cara, yaitu menggunakan metode hidrograf banjir dan metode empiris.

4.6.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Persamaan umum hidrograf satuan sintetik adalah sebagai berikut :

$$Q_P = \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3{,}6\left(0{,}3T_P + 0{,}3\right)}$$

Parameter-parameter perhitungan yang diperlukan adalah sebagai berikut

I. Karakteristik DAS, meliputi :

- Luas daerah aliran sungai (A) = 5.8 Km^2
- Panjang sungai utama (L) = 7.60 Km
- Koefisien karakteristik Fisik DAS (α) = 1
- Hujan netto satuan = 1 mm/jam
- Run off Coefficient (C) = 0,7

II. Parameter-parameter hidrograf

- Waktu konsentrasi (Tg)

  Dengan L < 15 Km, maka Tg = 0,21 x $L^{0,7}$

  $$Tg = 0{,}21 \cdot L^{0,7}$$
  $$= 0{,}21 \cdot 7{,}6^{0,7} = 0{,}869 \text{ jam}$$

- Satuan waktu hujan (Tr)

  Tr = 0,75 Tg

  = 0,75 x 0,886 = 0,651 jam

- Tenggang waktu (Tp)

  $$Tp = Tg + 0{,}8 \cdot Tr$$
  $$= 0{,}869 + 0{,}8.0{,}651 = 1{,}390 \text{ jam}$$

- Waktu penurunan debit, dari debit puncak sampai dengan menjadi 0,3 Q_{maks} ($T_{0,3}$).

  $$T_{0,3} = \alpha \cdot Tg$$
  $$= 2 \cdot 0{,}869 = 1{,}738 \text{ jam}$$

Debit puncak (Q_P)

- $Q_P = \dfrac{C \cdot A \cdot R_0}{3{,}6\left(0{,}3Tp + T_{0,3}\right)}$

$$= \frac{0{,}7 \cdot 5{,}8 \cdot 1}{3{,}6\left(0{,}3 \cdot 1{,}39 + 1{,}738\right)} = 0{,}524 \ \text{m}^3/\text{det}$$

III. Durasi Waktu yang diperlukan.

- Waktu lengkung naik ($0 \le t \le Tp$)

  Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah : $Q_a = Q_P \cdot \left(\dfrac{1}{Tp}\right)^{2,4}$

- Waktu lengkung turun 1 ($Tp \le t \le Tp + T_{0,3}$)

  Persamaan Lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah :

  $$Q_{d1} = Q_P \cdot 0{,}3^{\left(\frac{1-Tp}{T_{0,3}}\right)}$$

- Waktu lengkung turun 2 ($Tp + T_{0,3} \le t \le Tp + 1{,}5\ T_{0,3}$)

  Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah :

  $$Q_{d2} = Q_P \cdot 0{,}3^{\left(\frac{1-Tp+0{,}5}{1{,}5 \cdot T_{0,3}}\right)}$$

- Waktu lengkung turun 3 ($t \ge Tp + 1{,}5\ T_{0,3}$)

  Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah :

  $$Q_{d3} = Q_P \cdot 0{,}3^{\left(\frac{1-Tp+1{,}5\,T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}}\right)}$$

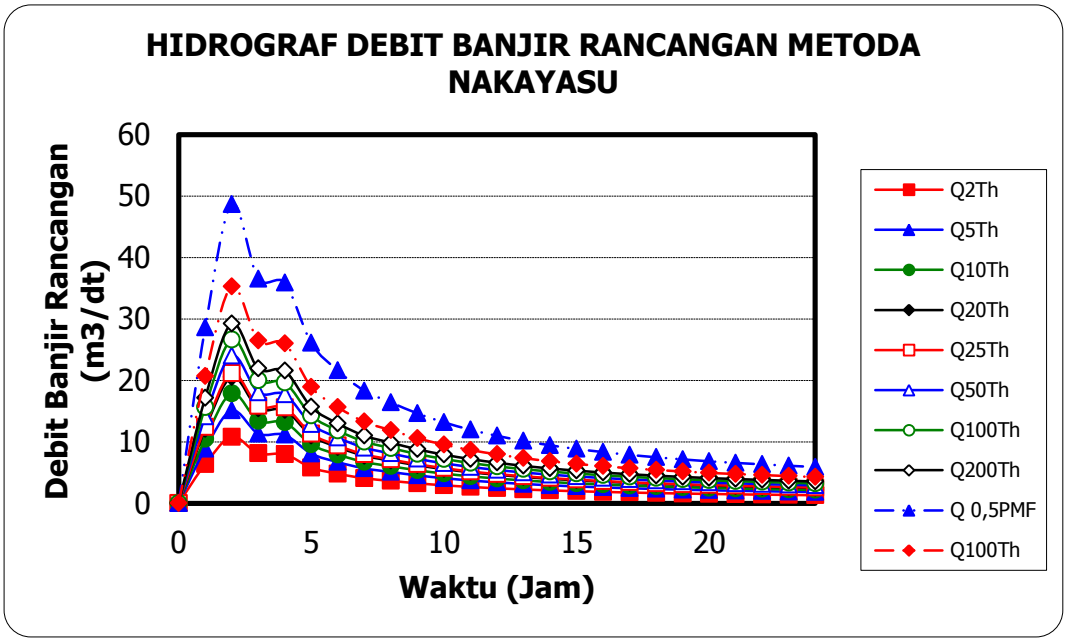
Tabel 4.15.a Tabulasi Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

T (jam)	HSS Unit U (t,l)	Keterangan
0	0.000	$Q_a = Q_P * 0.3\left(\frac{t-tp}{T_{0.3}}\right)$
1	0.454	
1.390	1.000	
2.000	0.000	$Q_a = Q_P * 0.3\left(\frac{t-tp+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}\right)$
3.000	0.463	
4.000	0.232	
3.127	0.300	$Q_a = Q_P\left(\frac{1}{Tp}\right)^{2,4}$
5.000	0.159	
6.000	0.100	
7.000	0.063	$Q_a = Q_P * 0.3\left(\frac{t-tp+1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}\right)$
5.732	0.040	
8.000	0.041	
9.000	0.029	
10.000	0.021	
11.000	0.015	
12.000	0.010	
13.000	0.007	
14.000	0.005	
15.000	0.004	
16.000	0.003	
17.000	0.002	
18.000	0.001	
19.000	0.001	
20.000	0.001	
21.000	0.000	
22.000	0.000	
23.000	0.000	
24.000	0.000	

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan ditampilkan di lampiran sedangkan rekapitulasi hasil perhitungan hidrograf banjir Metode Nakayasu ditabelkan pada Tabel IV.12.b berikut ini.

Tabel 4.15.b Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Waktu (jam)	Q 2th m3/det	Q 5th m3/det	Q 10th m3/det	Q 20th m3/det	Q 25th m3/det	Q 50th m3/det	Q 100th m3/det	Q 200th m3/det	Q 1000th m3/det	Q PMF m3/det
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	6.348	8.861	10.486	12.068	12.408	14.110	15.648	17.163	20.700	28.576
2.000	**10.808**	**15.087**	**17.854**	**20.547**	**21.126**	**24.025**	**26.643**	**29.223**	**35.244**	**48.655**
3.000	8.114	11.326	13.404	15.425	15.860	18.036	20.002	21.939	26.459	36.527
4.000	7.972	11.128	13.169	15.155	15.582	17.720	19.651	21.554	25.995	35.887
5.000	5.794	8.087	9.570	11.014	11.324	12.878	14.281	15.664	18.892	26.081
6.000	4.798	6.698	7.927	9.122	9.379	10.666	11.828	12.974	15.647	21.601
7.000	4.066	5.676	6.717	7.730	7.948	9.039	10.024	10.994	13.260	18.305
8.000	3.645	5.088	6.022	6.930	7.125	8.103	8.986	9.856	11.886	16.410
9.000	3.249	4.536	5.367	6.177	6.351	7.223	8.010	8.785	10.595	14.627
10.000	2.926	4.084	4.833	5.562	5.719	6.503	7.212	7.910	9.540	13.170
11.000	2.659	3.712	4.392	5.055	5.178	5.911	6.555	7.189	8.671	11.970
12.000	2.439	3.404	4.029	4.637	4.749	5.421	6.012	6.594	7.953	10.979
13.000	2.254	3.146	3.723	4.285	4.398	5.010	5.556	6.094	7.350	10.146
14.000	2.096	2.926	3.462	3.985	4.092	4.659	5.167	5.667	6.835	9.435
15.000	1.964	2.741	3.244	3.733	3.835	4.365	4.840	5.309	6.403	8.840
16.000	1.851	2.584	3.058	3.519	3.616	4.115	4.563	5.005	6.036	8.333
17.000	1.750	2.442	2.890	3.326	3.418	3.889	4.313	4.731	5.706	7.877
18.000	1.663	2.321	2.747	3.161	3.249	3.696	4.099	4.496	5.422	7.485
19.000	1.587	2.215	2.621	3.017	3.101	3.527	3.912	4.290	5.174	7.143
20.000	1.517	2.118	2.506	2.884	2.965	3.372	3.740	4.102	4.947	6.830
21.000	1.460	2.037	2.411	2.775	2.852	3.244	3.598	3.946	4.759	6.570
22.000	1.407	1.964	2.324	2.675	2.750	3.128	3.469	3.805	4.589	6.335
23.000	1.356	1.893	2.241	2.579	2.651	3.015	3.344	3.667	4.423	6.106
24.000	1.311	1.830	2.165	2.492	2.562	2.914	3.231	3.544	4.274	5.901



Grafik4.4 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

4.6.2 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Persamaan umum hidrograf satuan sintetik adalah sebagai berikut :

$$Q_P = \frac{0{,}275 \cdot C_P \cdot A}{T_P}$$

Parameter-parameter perhitungan yang diperlukan adalah sebagai berikut

I. Karakteristik DAS, meliputi :

- Luas daerah aliran sungai (A) = 5.8 Km^2
- Panjang sungai utama (L) = 7.6 Km
- Panjang sungai dari outlet ketitik berat DAS = 3.8 km
- Koefisien waktu (C_t) = 1.202
- Koefisien puncak (C_p) = 1.260
- Koefisien nilai n = 0.2

II. Parameter-parameter hidrograf :

- Time Lag (t_p)

  tP = 0,75 (L x LC)n = 2.35 jam

- Lama curah hujan efektif

  te = tP/5.5 = 0.428 jam

  te > tr = 1 jam, maka Tp = tP + 0.25 (tr - te)

te < tr = 1 jam, maka Tp = tP + 0.5 tr

Tp = 2.855 jam

- Deit Puncak (Q_p) = 0.712

III. Metode Alexeyev

$$\lambda = \frac{(Q_P \cdot T_P)}{(h \cdot A)} = 0.350$$

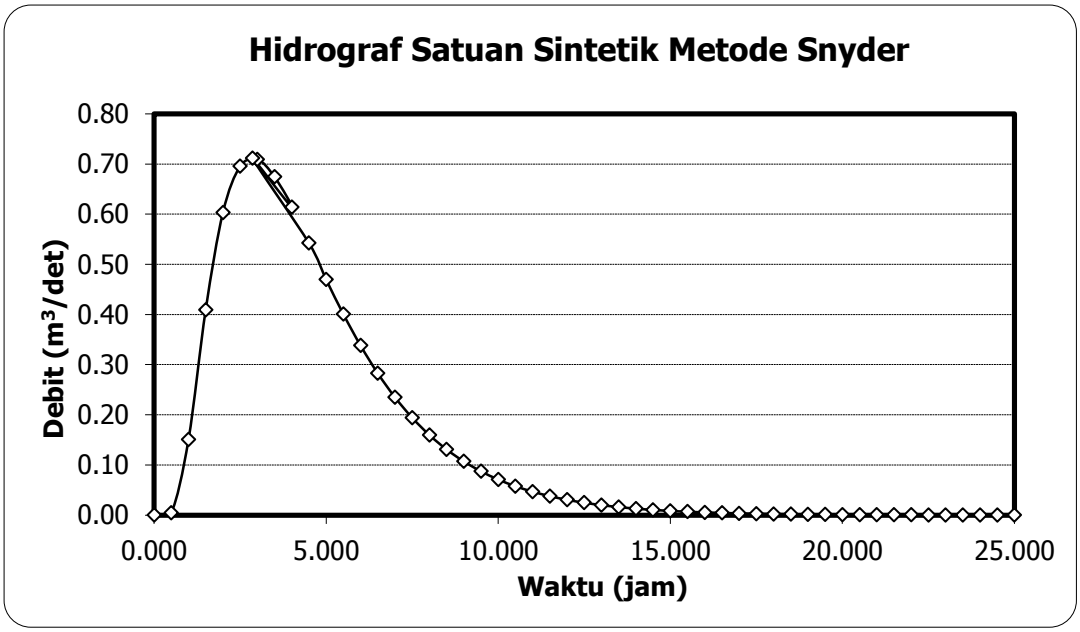
$$a = 1{,}32 \cdot \lambda + 0{,}15 \cdot \lambda + 0{,}045 = 0.560$$

Tabel 4.16.a Tabulasi Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Snyder

Waktu t (jam)	X	Y	HSS Unit U(t,1)
0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.350	0.211	0.150
2.000	0.700	0.848	0.603
3.000	1.051	0.997	0.709
4.000	1.401	0.862	0.614
2.855	0.876	0.977	0.696
5.000	1.751	0.660	0.470
6.000	2.101	0.475	0.338
7.000	2.452	0.330	0.235
8.000	2.802	0.224	0.160
9.000	3.152	0.150	0.107
10.000	3.502	0.100	0.071
11.000	3.853	0.066	0.047
12.000	4.203	0.043	0.031
13.000	4.553	0.028	0.020
14.000	4.903	0.018	0.013
15.000	5.254	0.012	0.008
16.000	5.604	0.008	0.005
17.000	5.954	0.005	0.004
18.000	6.304	0.003	0.002
19.000	6.655	0.002	0.001
20.000	7.005	0.001	0.001
21.000	7.355	0.001	0.001
22.000	7.705	0.001	0.000
23.000	8.056	0.000	0.000
24.000	8.406	0.000	0.000

Tabel 4.16.b Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder

Waktu (jam)	Q 2th m3/det	Q 5th m3/det	Q 10th m3/det	Q 25th m3/det	Q 50th m3/det	Q 100th m3/det	Q 200th m3/det	Q 1000th m3/det	Q PMF m3/det
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	2.812	3.925	4.645	5.496	6.251	6.932	7.603	9.169	12.659
2.000	12.008	16.762	19.836	23.472	26.692	29.600	32.467	39.157	54.057
3.000	16.701	23.312	27.588	32.645	37.123	41.168	45.156	54.459	75.182
4.000	**17.377**	**24.256**	**28.705**	**33.966**	**38.626**	**42.835**	**46.984**	**56.664**	**78.226**
5.000	16.153	22.546	26.682	31.573	35.904	39.816	43.673	52.671	72.713
6.000	14.292	19.950	23.609	27.936	31.769	35.230	38.643	46.604	64.338
7.000	12.393	17.299	20.472	24.224	27.547	30.549	33.508	40.412	55.789
8.000	10.696	14.930	17.668	20.907	23.775	26.365	28.919	34.878	48.149
9.000	9.267	12.935	15.308	18.114	20.599	22.843	25.056	30.218	41.717
10.000	8.100	11.306	13.379	15.832	18.004	19.965	21.899	26.411	36.461
11.000	7.158	9.991	11.824	13.934	15.911	17.644	19.353	23.341	32.222
12.000	6.402	8.936	10.575	12.464	14.230	15.780	17.309	20.875	28.818
13.000	5.792	8.085	9.568	11.284	12.875	14.278	15.661	18.888	26.075
14.000	5.296	7.393	8.749	10.325	11.772	13.055	14.319	17.270	23.841
15.000	4.888	6.823	8.074	9.535	10.865	12.049	13.216	15.939	22.004
16.000	4.551	6.353	7.518	8.883	10.117	11.219	12.306	14.841	20.489
17.000	4.268	5.957	7.050	8.334	9.487	10.520	11.539	13.917	19.213
18.000	4.024	5.617	6.648	7.860	8.945	9.920	10.880	13.122	18.116
19.000	3.815	5.326	6.303	7.454	8.481	9.405	10.316	12.441	17.175
20.000	3.633	5.071	6.001	7.098	8.075	8.955	9.822	11.846	16.353
21.000	3.473	4.847	5.736	6.786	7.719	8.560	9.389	11.323	15.632
22.000	3.334	4.654	5.507	6.516	7.411	8.218	9.014	10.871	15.008
23.000	3.209	4.479	5.300	6.271	7.132	7.909	8.675	10.463	14.444
24.000	3.094	4.318	5.110	6.046	6.876	7.626	8.364	10.088	13.926



Grafik4.5 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

4.7 Metode Empiris

Metode ini digunakan untuk memperkirakan harga ebit banjir secara kasar dan cepat. Juga digunakan untuk memeriksa hasil yang didapat dengan perhitungan metode Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu. Dalam hal ini metode empiris yang dipakai antara lain : Metode Haspers, Rasional Mononobe dan Melchior. Perhitungannya disajikan sebagaimana berikut ini.

4.7.1 Metode Haspers

Diketahui data sebagai berikut :

- Luas daerah aliran sungai (A) = 5.8 Km^2
- Panjang sungai utama (L) = 7.60 Km
- Koefisien karakteristik Fisik DAS (S_O) = 0.128

$$Q = \alpha * \beta * q_n * f$$

Waktu Konsentrasi (*Time Concentracion*) :

$t = 0{,}1.\ L^{0,8}\ .So^{-0,3}$

$= 0{,}1 \times (7{,}6)^{0.8} \times (0.128)^{-0.3}$

$= 0.939$ jam

Koefisien Pengaliran (*Coefficien Run Off*) :

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

$$\alpha = \frac{1+0.012*5.8^{0.7}}{1+0.075*5.8^{0.7}}$$

$\alpha = 0.83$

Koefisien reduksi :

$$^{1}/_{\beta} = 1 + \left(\frac{t+3.7*10^{-0.4t}}{t^2+15}\right) * \left(\frac{A^{0.75}}{12}\right)$$

$$^{1}/_{\beta} = 1 + \left(\frac{0.939+3.7*10^{-0.4*5.066}}{0.939^2+15}\right) * \left(\frac{5.8^{0.75}}{12}\right)$$

$^{1}/_{\beta} = 1.099$

$\beta = 0.9097$

Tabel 4.17 Hasil Perhitungan Metode Haspers

No.	Periode Ulang	Hujan Rn	Waktu t	r_t	q_n	α	β	Q_n
1	2	53.87	0.9388	28.85	8.54	0.83	0.9097	37.31
2	5	75.19	0.9388	39.83	11.78	0.83	0.9097	51.51
3	10	88.99	0.9388	46.81	13.85	0.83	0.9097	60.54
4	20	102.41	0.9388	53.51	15.83	0.83	0.9097	69.20
5	25	105.30	0.9388	54.94	16.25	0.83	0.9097	71.05
6	50	119.74	0.9388	62.02	18.35	0.83	0.9097	80.21
7	100	132.79	0.9388	68.34	20.22	0.83	0.9097	88.38
8	200	145.65	0.9388	74.49	22.04	0.83	0.9097	96.33
9	1000	175.66	0.9388	88.53	26.19	0.83	0.9097	114.49
10	0.00	242.50	0.9388	118.39	35.03	0.83	0.9097	153.11

4.7.2 Metode Weduwen

Diketahui data sebagai berikut :

- Luas daerah aliran sungai (A) = 5.8 Km^2
- Panjang sungai utama (L) = 7.60 Km
- Koefisien karakteristik Fisik DAS (S_O) = 0.128

$$Q = \alpha * \beta * q_n * f$$

Rekapitulasi hasil perhitungan metode Weduwen ditabelkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.18.a Rekapitulasi Hasil Perhitungan Metode Weduwen

No.	Periode Ulang	Hujan Rn	Waktu t	q_n	β	α	Q_n
1	2	53.87	2.3730	3.972	0.968	0.622	13.861
2	5	75.19	2.2441	5.738	0.967	0.673	21.670
3	10	88.99	2.2441	6.790	0.967	0.698	26.579
4	20	102.41	2.1319	8.059	0.967	0.723	32.666
5	25	105.30	2.1222	8.309	0.967	0.727	33.885
6	50	119.74	2.0779	9.567	0.967	0.748	40.106
7	100	132.79	2.0433	10.715	0.967	0.764	45.881
8	200	145.65	2.0130	11.855	0.967	0.778	51.696
9	1000	175.66	1.9538	14.547	0.966	0.805	65.656

Tabel 4.18.b Rekapitulasi Debit Banjir Rencana

Periode Ulang	Curah Hujan (mm)	Metode Perhitungan Banjir (m3/det)			
		Haspers	Weduwen	HSS Nakayasu	HSS Snyder
2	53.87	37.31	13.86	**10.808**	17.377
5	75.19	51.51	21.67	**15.087**	24.256
10	88.99	60.54	26.58	**17.854**	28.705
20	102.41	69.20	32.67	**20.547**	33.034
25	105.30	71.05	33.89	**21.126**	33.966
50	119.74	80.21	40.11	**24.025**	38.626
100	132.79	88.38	45.88	**26.643**	42.835
200	145.65	96.33	51.70	**29.223**	46.984
1000	175.66	114.49	65.66	**35.244**	56.664
PMF	241.89	146.75	98.5	**48.655**	78.226

Berdasarkan perhitungan diatas maka disimpulkan debit banjir metoda Nakayasu yang diambil.

4.8 Analisa Debit Andalan

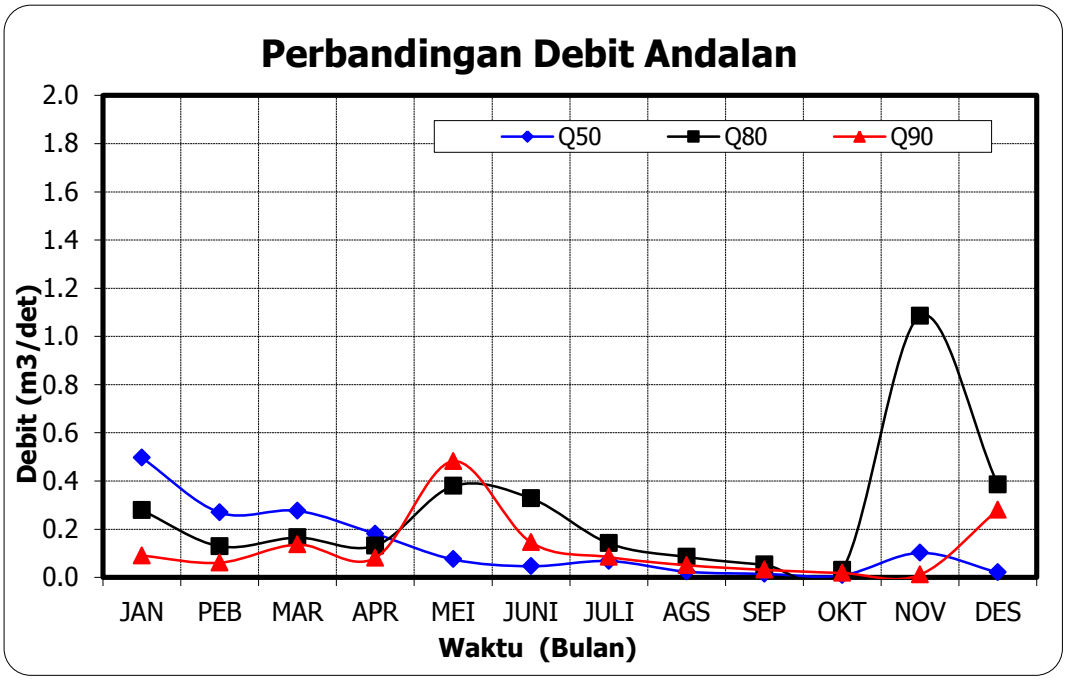
Debit andalan adalah debit yang dapat diandalkan untuk suatu reliabilitas tertentu. Untuk keperluan irigasi biasa digunakan debit andalan dengan reliabilitas 80%. Artinya dengan kemungkinan 80% debit yang terjadi adalah lebih besar atau sama dengan debit tersebut, atau sistem irigasi boleh gagal sekali dalam lima tahun. Untuk keperluan air minum dan industri maka dituntut reliabilitas yang lebih tinggi, yaitu sekitar 90% sampai dengan 95%. Jika air sungai ini digunakan untuk pembangkit listrik tenaga air maka diperlukan reliabilitas yang sangat tinggi, yaitu antara 95% sampai 99%. Perhitungan debit andalan menggunakan metoda F.J Mock. Rekapitulasi hasil perhitungan debit andalan dengan metode di atas ditabelkan pada tabel IV.15 dan detail perhitungan untuk masing-masing perhitungan ditampilkan di lampiran.

Tabel 4.19 Tabulasi Perhitungan Debit Andalan

Tahun	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des
	Debit (m^3/dt)											
1999	0.57	0.72	0.71	0.57	0.37	0.38	0.13	0.08	0.05	0.58	0.49	0.74
2000	0.51	0.79	0.18	0.42	0.48	0.15	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.28
2001	0.58	0.42	0.80	1.22	0.38	0.33	0.14	0.08	0.05	0.03	1.08	0.39
2002	0.84	0.21	0.53	0.15	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.10	0.37
2003	0.29	0.06	0.28	0.13	0.08	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
2004	0.33	0.27	0.23	0.24	0.07	0.05	0.07	0.02	0.01	0.01	0.10	0.02
2005	0.50	0.13	0.39	0.44	0.12	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.30
2006	0.50	0.45	0.17	0.08	0.19	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
2007	0.28	0.46	0.69	0.18	0.10	0.07	0.04	0.02	0.01	0.01	0.24	0.27
2008	0.09	0.13	0.14	0.17	0.05	0.17	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00
Rata-rata	0.45	0.36	0.41	0.36	0.19	0.14	0.06	0.04	0.02	0.07	0.21	0.24
Max	0.84	0.79	0.80	1.22	0.48	0.38	0.14	0.08	0.05	0.58	1.08	0.74
Min	0.09	0.06	0.14	0.08	0.05	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00

Tabel 4.20 Tabulasi Perhitungan debit Andalan Q_{80} dan Q_{90}

Tahun	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des
	Debit (m^3/dt)											
1	0.57	0.72	0.71	0.57	0.37	0.38	0.13	0.08	0.05	0.58	0.49	0.74
2	0.09	0.06	0.14	0.08	0.48	0.15	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.28
3	0.28	0.13	0.17	0.13	0.38	0.33	0.14	0.08	0.05	0.03	1.08	0.39
4	0.29	0.13	0.18	0.15	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.10	0.37
5	0.33	0.21	0.23	0.17	0.08	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
6	0.50	0.27	0.28	0.18	0.07	0.05	0.07	0.02	0.01	0.01	0.10	0.02
7	0.50	0.42	0.39	0.24	0.12	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.30
8	0.51	0.45	0.53	0.42	0.19	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
9	0.58	0.46	0.69	0.44	0.10	0.07	0.04	0.02	0.01	0.01	0.24	0.27
10	0.84	0.79	0.80	1.22	0.05	0.17	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00
Rata-Rata	0.45	0.36	0.41	0.36	0.19	0.14	0.06	0.04	0.02	0.07	0.21	0.24
Stdev	0.208	0.249	0.252	0.342	0.158	0.123	0.042	0.026	0.016	0.180	0.346	0.238
Q90	0.09	0.06	0.14	0.08	0.48	0.15	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.28
Q80	0.28	0.13	0.17	0.13	0.38	0.33	0.14	0.08	0.05	0.03	1.08	0.39
Q50	0.50	0.27	0.28	0.18	0.07	0.05	0.07	0.02	0.01	0.01	0.10	0.02



Grafik 4.6 Perbandingan Debit Andalan

4.9 Analisa Kebutuhan

Analisa neraca air adalah studi mengenai kesetimbangan antara kebutuhan air dan ketersediaan air dalam periode waktu tertentu. Berdasarkan besarnya supply air serta besarnya kebutuhan air yang ada, dapat ditentukan besarnya kesetimbangan antara ketersediaan air dan kebutuhan air.

Pemanfaatan air Sungai Cibuyut dapat dilakukan dengan pengambilan melalui bendung atau bendungan. Adanya suatu bendungan tidak dapat menambah tersedianya air, akan tetapi meningkatkan debit andalan, yaitu distribusi air yang dikeluarkan dapat diatur sehingga debit di musim kemarau akan dapat meningkat.

Analisis kebutuhan air dilakukan untuk setiap sektor pengguna air, yaitu pertanian, perikanan, peternakan, rumah-tangga, perkotaan, industri dan lingkungan. Kesemuanya ini dilakukan untuk kondisi saat ini maupun yang akan mendatang.

4.9.1 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi untuk daerah Cibuyut, digunakan hasil analisa kebutuhan air yang telah diolah dan dihitung. Besaran kebutuhan air irigasi per ha seperti pada tabel berikut.

Tabel 4.21.a Kebutuhan Air Irigasi

Pola Tanam : Padi - Padi
Awal Musim Tanam : 1 Nopember, 1 Maret

Bulan		ETo	Eo	Re 0.5	kc_{rata}	WLR	P	ETc	NFR		DR
		mm/hari	mm/hari	mm/hari		rata-rata	mm/hari	mm/hari	mm/hari	l/det/ha	l/det/ha
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Nopember	1	3.516	3.867	1.82	LP		2.0	8.996	9.178	1.062	1.639
	2	3.516	3.867	2.92	LP		2.0	8.996	8.078	0.935	1.443
Desember	1	3.360	3.696	4.17	LP		2.0	8.882	6.717	0.777	1.200
	2	3.360	3.696	4.84	1.10	3.30	2.0	3.696	4.154	0.481	0.742
Januari	1	3.530	3.883	4.99	1.10		2.0	3.883	0.889	0.103	0.159
	2	3.530	3.883	4.90	1.05	3.30	2.0	3.706	4.106	0.475	0.733
Pebruari	1	3.533	3.886	4.02	1.05		2.0	3.710	1.685	0.195	0.301
	2	3.533	3.886	4.26	0.95		2.0	3.356	1.097	0.127	0.196
Maret	1	3.124	3.436	5.91	0.00		2.0	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	3.124	3.436	6.01	LP		2.0	8.710	4.697	0.544	0.839
April	1	2.767	3.044	5.10	LP		2.0	8.454	5.352	0.619	0.956
	2	2.767	3.044	3.95	LP		2.0	8.454	6.503	0.753	1.162
Mei	1	2.584	2.842	1.99	1.10	3.30	2.0	2.842	6.155	0.712	1.099
	2	2.584	2.842	1.12	1.10		2.0	2.842	3.726	0.431	0.666
Juni	1	2.590	2.849	0.67	1.05	3.30	2.0	2.720	7.349	0.851	1.313
	2	2.590	2.849	0.33	1.05		2.0	2.720	4.386	0.508	0.783
Juli	1	2.584	2.842	0.03	0.95		2.0	2.455	4.424	0.512	0.790
	2	2.584	2.842	0.00	0.00		2.0	0.000	1.997	0.231	0.357
Agustus	1	3.445	3.789	0.00	0.50		2.0	1.722	3.722	0.431	0.665
	2	3.445	3.789	0.00	0.75		2.0	2.584	4.584	0.531	0.819
September	1	3.595	3.955	0.00	1.00		2.0	3.595	5.595	0.648	0.999
	2	3.595	3.955	0.00	1.00		2.0	3.595	5.595	0.648	0.999
Oktober	1	3.600	3.960	0.03	0.82		2.0	2.952	4.918	0.569	0.878
	2	3.600	3.960	0.22	0.45		2.0	1.620	3.398	0.393	0.607

Ket :

- Nilai DR maks = 1.639 lt/dt/ha
- Nilai NFR maks = 1.062 lt/dt/ha

Tabel 4.21.b Rata-Rata Kebutuhan Air Irigasi

BULAN		JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOV	DES
Kebutuhan Air Irigasi	(lt/dt/ha)	0.89	0.50	0.84	2.12	1.76	2.10	1.15	1.48	2.00	1.49	3.08	1.94
	(lt/dt)	312.3	173.9	293.6	741.1	617.7	733.6	401.4	519.3	699.6	519.8	1078.7	679.6
	(m^3/dt)	0.31	0.17	0.29	0.74	0.62	0.73	0.40	0.52	0.70	0.52	1.08	0.68

Daerah irigasi teknis yang memanfaatkan aliran air sungai Cibuyut dari peta yang ada terletak di bagian hilir sungai Cibuyut terdiri dari tiga desa yakni Buniseuri, Pusakasari, dan Muktisari dengan luas ± 350 ha. Dari kebutuhan air irigasi di atas diketahui kebutuhan air irigasi rata-rata 0.356 lt/dt/ha.

Pola tanam umumnya terdiri dari Padi-Padi-Palawija. Sedangkan jadwal tanam disarankan dimulai 15 September – 30 September penjadwalan tanam untuk pesemaian, pengolahan tanah (15 Okt – 30 Okt), Tanam (1 Nop – 15 Nop), periode musim hujan (1 Des – 29 Jan) dan panen (15 Feb – 15 Maret) untuk musim tanam pertama, untuk musim tanam kedua mulai dari 15 Maret, dengan jadwal tanam pada 15 Maret sampai 21 April, dan terakhir musim tanam ketiga mulai penyebaran benih 30 Jun – 30 Juli, Tanam 30 Juli – 15 Agustus dan akan dipanen pada periode 30 Sep – 30 Oktober.

4.9.2 Kebutuhan Air Rumah Tangga

Kebutuhan air rumah tangga (domestik) kerapkali disebut juga dengan nama air baku (sebelum diolah), air bersih atau air minum (setelah diolah). Kebutuhan ini sangat penting untuk selalu dipenuhi, sebab kegagalan pemenuhan kebutuhan air rumah tangga dan perkotaan dapat menimbulkan

wabah penyakit dan keresahan masyarakat (Perkotan atau pedesaan) yang dapat diasumsikan bergantung pada jumlah penduduk. Mengingat daerah layanan dari rencana waduk lapangan Gagah Jurit adalah untuk mensuplai kebutuhan air di wilayah Kecamatan Cipaku maka perhitungan kebutuhan air bersih didasarkan pada jumlah penduduk kecamatan tersebut.

Tabel 4.22.a Kriteria Kebutuhan Air Baku

No.	Parameter	Metro	Besar	Sedang	Kecil
1	Tingkat Pelayanan (target)	100%	100%	100%	100%
2	Tingkat Pemakaian Air (lt/org/hr) : - Sambungan Rumah (SR) - Sambungan Kran Umum (KU)	 190 30	 170 30	 150 30	 130 30
3.	Kebutuhan Non Domestik : - Industri (lt/dt/ha) : • Berat • Sedang • Kecil/Ringan - Komersial (lt/dt/ha) • Pasar • Hotel (lt/kmr/hari) o Lokal o Internasional - Sosial dan Institusi : • Universitas (lt/siswa/hari) • Sekolah (lt/siswa/hari) • Mesjid (m3/hari/unit) • Rumah Sakit (lt/tpt. Dr/hari) • Puskesmas (m3/unit/hari) • Kantor (lt/pekerja/hari) • Militer (lt/dt/ha)	 0,50 - 1,00 0,25 - 0,50 0,15 - 0,25 0,10 - 1,00 400 1000 20 15 1 - 2 400 1 - 2 2 10		 15% s/d 30% dari kebutuhan domestik	
4.	Kebutuhan Hari Rata-rata	Kebutuhan Domestik + Non Domestik			
5.	Kebutuhan hari maksimum	Kebutuhan rata-rata x 1,15 - 1,20 (faktor hari maksimum)			
6.	Kehilangan air : - Sistem baru - Sistem lama	 - 20% x kebutuhan rata-rata - 30% - 40% x kebutuhan rata-rata			
7.	Kebutuhan jam puncak	Kebutuhan rata-rata x faktor jam puncak (165% - 200%)			

$$Pt = Po\ (1 + r)^n$$

Dimana :

Pt = Proyeksi jumlah penduduk pada tahun t.

Po = Jumlah penduduk tahun dasar proyeksi, tahun 2008.

r = Laju pertumbuhan penduduk.

Proyeksi jumlah penduduk dilakukan berdasarkan data kantor statistik kabupaten, tahun 2008. Laju pertumbuhan penduduk didasarkan pada laju pertumbuhan penduduk rata-rata kabupaten Ciamis tahun 2007-2008 sebesar 4.67% per tahun.

Tabel 4.22.b Prediksi Jumlah Penduduk Kec. Cipaku sampai dengan Tahun 2050

Tahun	Jumlah Penduduk	Keterangan
2008	64,617	Tahun Dasar
2010	68,529	
2015	79,378	
2020	91,945	
2025	106,501	
2030	123,361	
2035	142,890	
2040	165,511	
2045	191,714	
2050	222,064	

Dalam studi ini yang dianggap perdesaan adalah Kecamatan Cipaku. Menurut Tabel IV.16.a kebutuhan air non domestik diasumsikan sebesar 15% dari kebutuhan domestik. Sedangkan kebutuhan domestik adalah 100 lt/orang/hari dan pedesaan adalah 40 liter/orang/hari. Tingkat pelayanan sampai dengan tahun 2025 diasumsikan baru tercapai 80% dan diharapkan mencapai 100% sampai tahun 2050.

Selain dari pada itu kapasitas penyediaan air bersih harus mampu memenuhi kebutuhan pada perubahan aktivitas sehari-hari seperti hari-hari besar/raya yang disebut dengan **kebutuhan hari maksimum**.

Pada umumnya semua sarana produksi untuk penyediaan air baku didasarkan pada kebutuhan hari maksimum. Sedangkan sarana jaringan distribusi direncanakan berdasarkan kebutuhan air jam puncak yang

besarnya berkisar antara 165% - 200% dari kebutuhan rata-rata. Berdasarkan kriteria di atas maka dalam menentukan kebutuhan air yang memanfaatkan Sungai Cibuyut didasarkan pada kebutuhan hari maksimum.

Hasil proyeksi kebutuhan air bersih pada tahun 2040 diperkirakan bahwa untuk kecamatan Cipaku adalah sekitar 0,429 m^3/det dan sampai tahun 2050 sebesar 0,679 m^3/det. Hasil analisis kebutuhan air dapat dilihat pada Tabel dibawah ini.

Tabel 4.22.c Proyeksi Penduduk dan Kebutuhan Air Kec. Cipaku

Tahun	Jumlah Penduduk Kec. Cipaku	Domestik (lt/dt)	Kebutuhan Non Domestik (15%)	Kebutuhan Hari Rata2	Tingkat layanan 80%	Kehilangan Air 20%	Total Kebutuhan	
							(lt/dt)	(m^3/dt)
2010	68,529	118.97	17.85	136.82	109.46	21.89	157.62	0.158
2015	79,378	137.81	20.67	158.48	126.78	25.36	182.57	0.183
2020	91,945	159.63	23.94	183.57	146.86	29.37	211.47	0.211
2025	106,501	184.90	27.73	212.63	170.11	34.02	244.95	0.245
2030	123,361	214.17	32.13	246.29	197.03	39.41	283.73	0.284
2035	142,890	248.07	37.21	285.28	228.23	45.65	328.65	0.329
2040	165,511	287.35	43.10	330.45	264.36	52.87	380.68	0.381
2045	191,714	332.84	49.93	382.76	306.21	61.24	440.94	0.441
2050	222,064	385.53	57.83	443.36	354.69	70.94	510.75	0.511

4.9.3 Total Kebutuhan Air

Berdasarkan kebutuhan air irigasi dan kebutuhan air minum untuk Kecamatan Cipaku berikut ini di sajikan total kebutuhan air yang akan dilayani oleh waduk lapangan Gagah Jurit.

Tabel 4.23 Total Kebutuhan Air

Kebutuhan	BULAN											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOV	DES
	Debit (m^3/det)											
Air Irigasi	0.31	0.17	0.29	0.74	0.62	0.73	0.40	0.52	0.70	0.52	1.08	0.68
Air Baku	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38
Total	0.69	0.55	0.67	1.12	1.00	1.11	0.78	0.90	1.08	0.90	1.46	1.06

Kebutuhan air terbesar terjadi pada bulan Nopember sebesar 1.46 m^3/dt. Selanjutnya hasil dari perhitugan diatas akan dipergunakan untuk mengihitung neraca air.

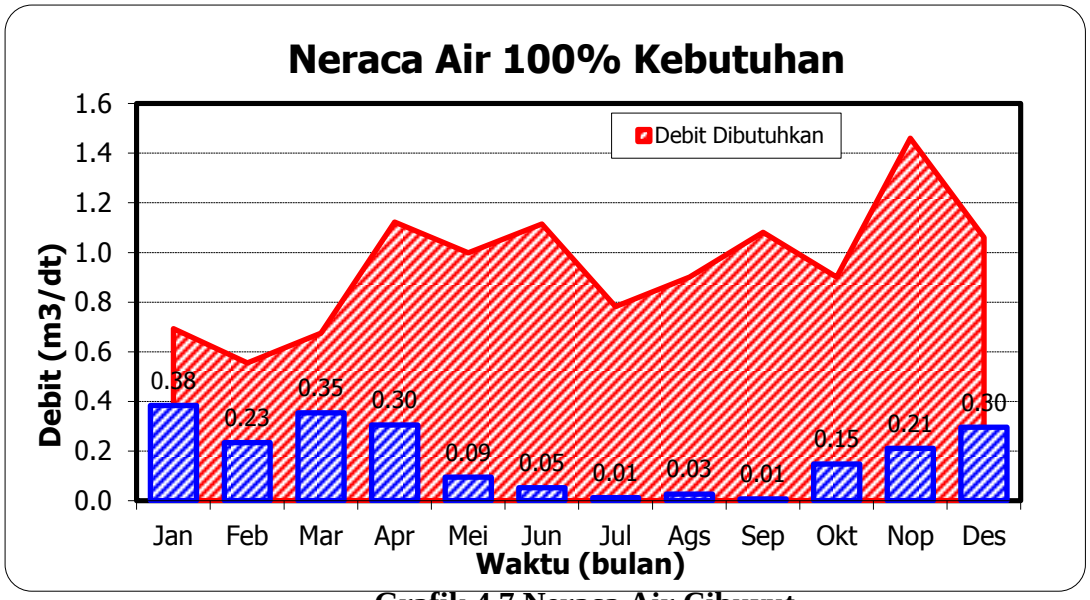
4.10 Analisa Neraca

Analisis ketersediaan air pada prinsipnya adalah untuk mendapatkan data debit runtut waktu (time-series) yang andal dan cukup panjang misalnya sekitar 20 tahun. Permasalahan yang timbul dalam analisa ketersediaan air ini adalah jumlah ketersediaannya seringkali hanya sekitar 5 tahun atau kurang atau bahkan tidak ada sama sekali. Untuk mengatasi permasalahan tersebut dilakukan analisis pembangkitan data debit atas dasar data hujan dan iklim (rainfall runoff anlysis).

Analisa neraca air adalah studi mengenai kesetimbangan antara kebutuhan air dan ketersediaan air dalam periode waktu tertentu. Berdasarkan besarnya supply air serta besarnya kebutuhan air yang ada dapat ditentukan besarnya kesetimbangan antara ketersediaan air dan kebutuhan air. Dalam studi ini dilakukan perhitungan untuk kondisi debit andalan $Q_{50\%}$ dan $Q_{80\%}$

Tabel 4.24.a Kondisi Debit Andalan $Q_{50\%}$ dan 100% Debit Kebutuhan

Debit Q (m3/dt)	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des
	Debit (m^3/dt)											
Andalan	0.38	0.23	0.35	0.30	0.09	0.05	0.01	0.03	0.01	0.15	0.21	0.30
Kebutuhan	0.69	0.55	0.67	1.12	1.00	1.11	0.78	0.90	1.08	0.90	1.46	1.06



Grafik 4.7 Neraca Air Cibuyut

Dari grafik diatas menunjukkan bahwa Sungai Cibuyut pada lokasi waduk lapangan Gagah Jurit tidak dapat memenuhi kebutuhan air irigasi seluas 350 ha dan air baku Kecamatan Cipaku. Baik pada bulan basah maupun bulan kering debit air kebutuhan tidak dapat di suplai oleh sungai. Untuk mengetahui seberapa besar volume yang dibutuhkan pada bulan-bulan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.24.b Perhitungan Inflow - Outflow

Bulan	Jumlah Hari	In-Flow (m^3/dt)	Out-Flow (m^3/dt)	Volume		I-O	Komulatif	
				Inflow (Juta m^3)	Outflow (Juta m^3)		Defisit (Juta m^3)	Surplus (Juta m^3)
Jan	31	0.38	0.55	1.03	1.48	-0.46	0.457	
Feb	28	0.23	0.44	0.57	1.07	-0.51	0.051	
Mar	31	0.35	0.54	0.95	1.44	-0.50	0.547	
Apr	30	0.30	0.90	0.79	2.33	-1.54	2.083	
Mei	31	0.09	0.80	0.25	2.14	-1.89	3.971	
Jun	30	0.05	0.89	0.13	2.31	-2.18	6.147	
Jul	31	0.01	0.63	0.03	1.68	-1.65	7.792	
Ags	31	0.03	0.72	0.07	1.93	-1.86	9.651	
Sep	30	0.01	0.86	0.02	2.24	-2.22	11.873	
Okt	31	0.15	0.72	0.39	1.93	-1.53	13.408	
Nop	30	0.21	1.17	0.55	3.03	-2.48	**15.889**	
Des	31	0.30	0.85	0.79	2.27	-1.48	14.408	

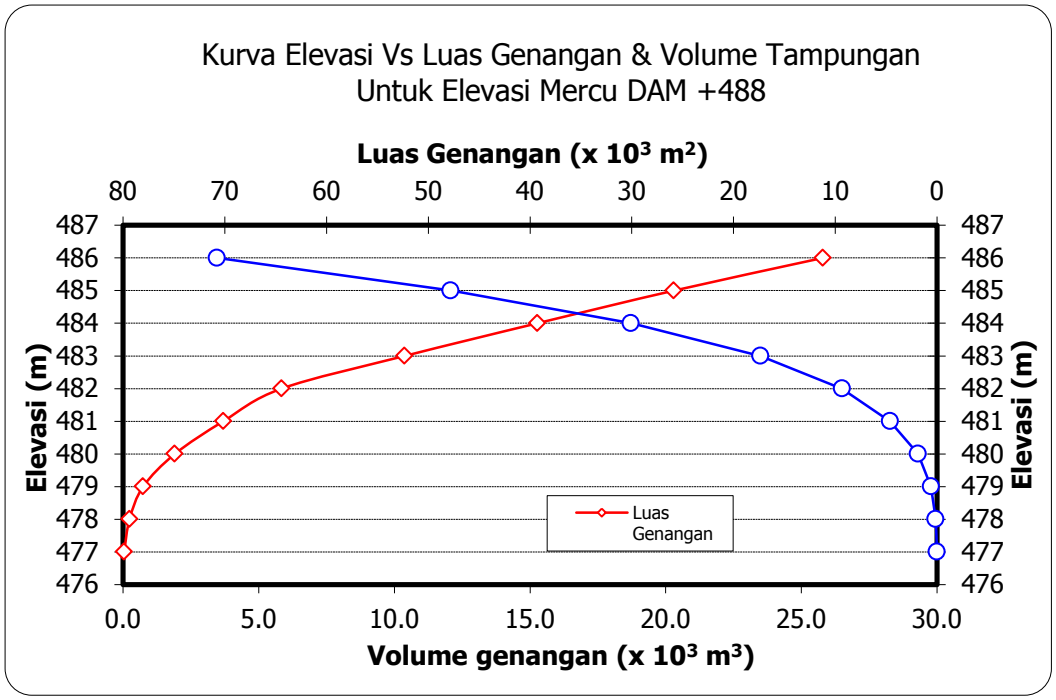
Dari tabel diatas diketahui bahwa untuk memenuhi debit kebutuhan diperlukan volume 15.889 juta m^3 air yang harus di simpan waduk untuk pemenuhan kebutuhan air pada setiap bulannya.

4.11 Volume Tampung

Agar memenuhi kebutuhan air tercukupi atau tidak selain dilihat dari neraca air juga dicek dari volume tampung waduk, hal ini diperlukan untuk mengetahui kemampuan daya tampung waduk seberapa besar kemampuan waduk tersebut dapat menampung air untuk kebutuhan irigasi maupun air baku. Hasil perhitungan disajikan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 4.25 Perhitungan Volume Inflow - Outflow

Tinggi DAM 13 m Elevasi +488			
H	**Elevasi**	**Area**	**Volume**
(m)	**(m)**	**(x 10^3 m^2)**	**(x 10^3 m^3)**
0	477	0.03	0
1	478	0.23	0.119
2	479	0.74	0.581
3	480	1.91	1.857
4	481	3.69	4.606
5	482	5.84	9.330
6	483	10.38	17.332
7	484	15.26	30.076
8	485	20.30	47.800
9	486	25.79	70.792
10	487		
11	488		
12	489		



Grafik 4.8 Elevasi Vs Luas Genangan & Volume Tampungan

Dari hasil perhitungan didapat volume tampung maksimal waduk gagah jurit sebesar $70.792x10^3$ m^3.