

BAB IV PERHITUNGAN DAN ANALISIS DATA

4.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dalam studi ini dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rancangan yang terjadi di Avour Sarangan. Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HEC-RAS dengan kala ulang 1,01, 2, 5, 10, 20, 25, 50 dan 100 tahun. Sedangkan data debit banjir rancangan yang digunakan sebagai dasar perencanaan adalah Q_{25} . Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut, maka dilakukan analisis curah hujan terlebih dahulu.

4.1.1 Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan untuk keperluan analisis hidrologi diperoleh dari stasiun yang terdekat dengan lokasi pekerjaan. Stasiun pencatat hujan yang mewakili masing-masing DAS (Daerah Aliran Sungai) akan dipilih dan digunakan dalam analisis selanjutnya. Pada studi ini digunakan data curah hujan harian selama 10 tahun dari 4 stasiun hujan di DAS Avour Sarangan yaitu:

- a. Stasiun Kertobanyon,
- b. Stasiun Dawuhan,
- c. Stasiun Babadan,
- d. Stasiun Dungus.

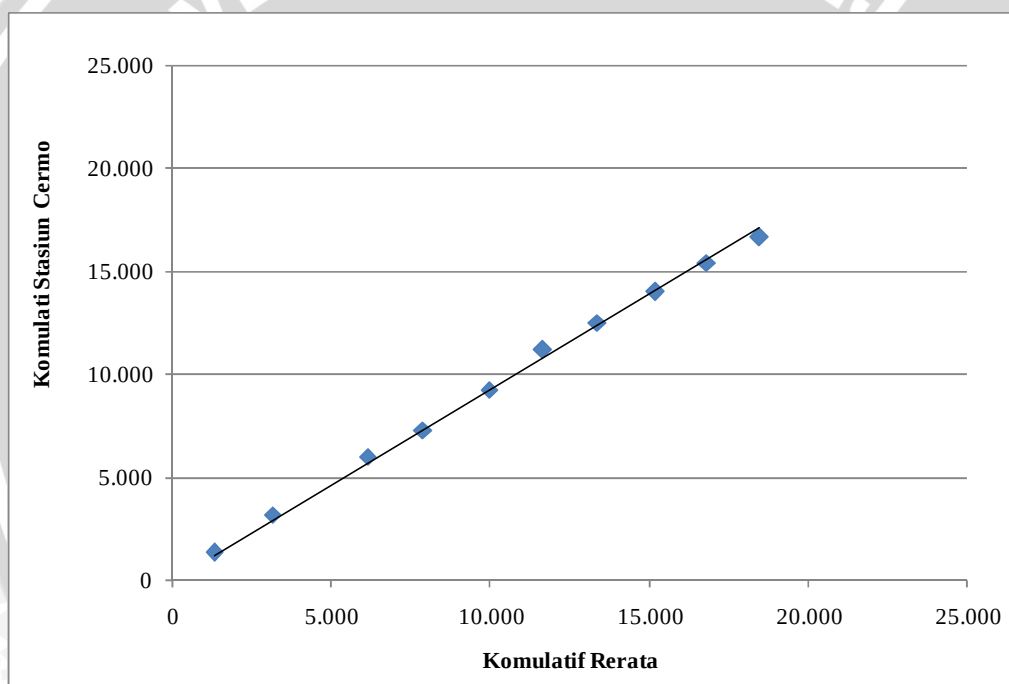
Data yang digunakan mulai dari tahun 2003 hingga tahun 2012. Untuk melakukan analisis curah hujan rata-rata daerah nantinya menggunakan metode Poligon Thiessen, sehingga selain diperlukan data hujan tahunan perlu adanya peta yang menunjukkan lokasi-lokasi dari stasiun hujan tersebut.

4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Sebelum dilakukan analisis, data curah hujan terlebih dahulu dilakukan uji konsistensi untuk mengetahui apakah data tersebut homogen atau tidak. Metode yang digunakan adalah dengan Kurva Massa Ganda. Dengan menggunakan Persamaan (2-3) hingga (2-5) maka didapatkan hasil uji konsistensi seperti pada tabel-tabel berikut:

Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Kertobanyon

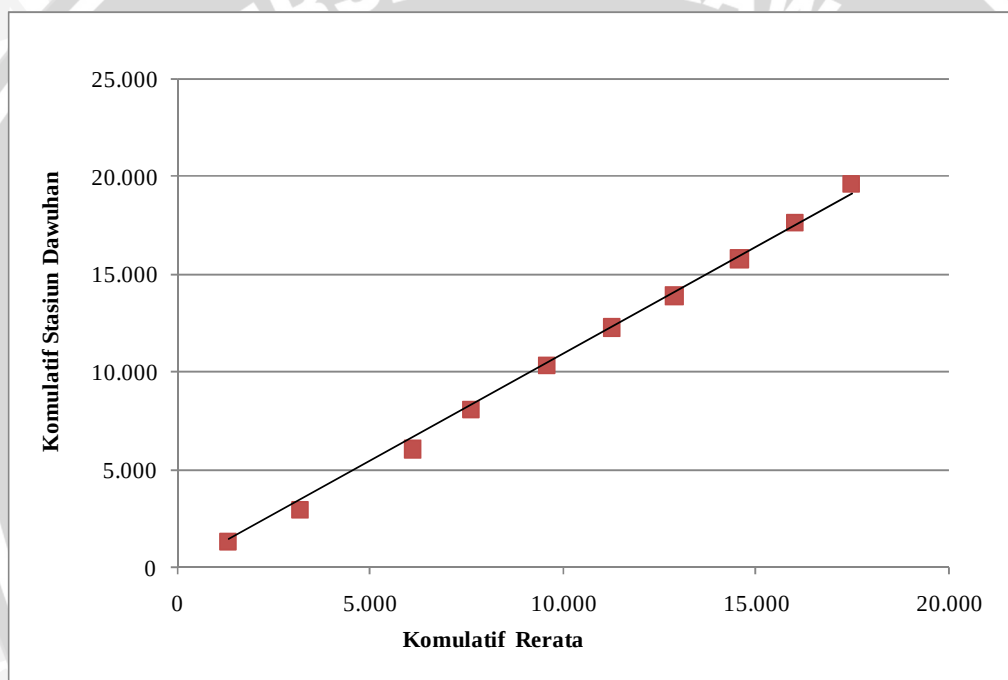
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Kumulatif Rerata (C,D,E)	Kumulatif B
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.321	1.321	1.352
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.797	3.118	3.190
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	3.017	6.135	6.008
2009	1.300	2.012	1.724	1.448	1.728	7.863	7.308
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	2.074	9.937	9.280
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.708	11.645	11.177
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.715	13.360	12.491
2005	1.519	1.886	1.608	1.976	1.823	15.183	14.010
2004	1.374	1.858	1.352	1.590	1.600	16.783	15.384
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.680	18.463	16.646



Gambar 4. 1 Grafik Uji Konsistensi Stasiun Hujan Kertobanyon

Tabel 4. 2UjiKonsistensi Data StasiunHujanDawuhan

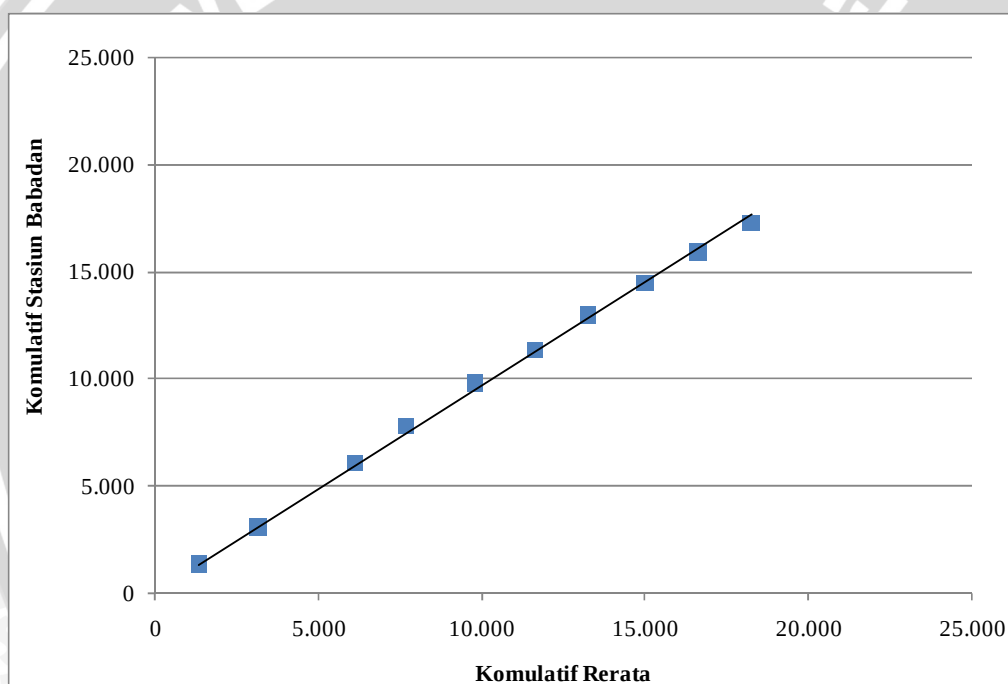
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Komulatif Rerata (C,D,E)	Komulatif C
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.311	1.311	1.381
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.867	3.178	3.011
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	2.931	6.109	6.085
2009	1.300	2.012	1.724	1.448	1.491	7.600	8.097
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	1.982	9.582	10.345
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.688	11.270	12.301
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.608	12.878	13.935
2005	1.519	1.886	1.608	1.976	1.701	14.579	15.821
2004	1.374	1.858	1.352	1.590	1.439	16.018	17.679
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.452	17.470	19.626



Gambar 4. 2GrafikUjiKonsistensiStasiunHujanDawuhan

Tabel 4. 3Uji Konsistensi Data StasiunHujanBabadan

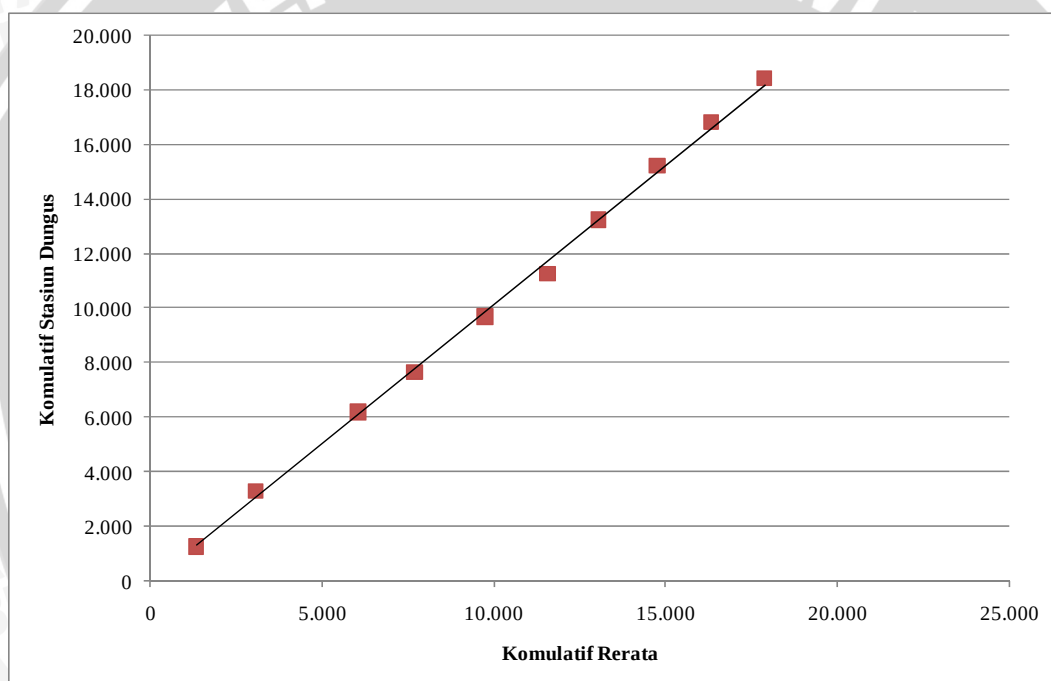
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Kumulatif Rerata (C,D,E)	Kumulatif D
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.332	1.332	1.317
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.833	3.165	3.049
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	2.929	6.094	6.129
2009	1.300	2.012	1.724	1.448	1.587	7.681	7.853
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	2.089	9.770	9.780
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.811	11.581	11.368
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.641	13.222	12.905
2005	1.519	1.886	1.608	1.976	1.794	15.015	14.513
2004	1.374	1.858	1.352	1.590	1.607	16.623	15.865
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.613	18.235	17.329



Gambar 4. 3GrafikUjiKonsistensiStasiunHujanBabadan

Tabel 4. 4UjiKonsistensi Data StasiunHujanDungus

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Kumulatif Rerata (C,D,E)	Kumulatif E
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.350	1.350	1.264
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.733	3.083	3.294
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	2.991	6.074	6.190
2009	1.300	2.012	1.603	1.448	1.638	7.712	7.638
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	2.049	9.761	9.686
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.814	11.575	11.265
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.495	13.070	13.239
2005	1.519	1.886	1.705	1.976	1.703	14.773	15.215
2004	1.374	1.858	1.434	1.590	1.555	16.329	16.805
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.558	17.886	18.434

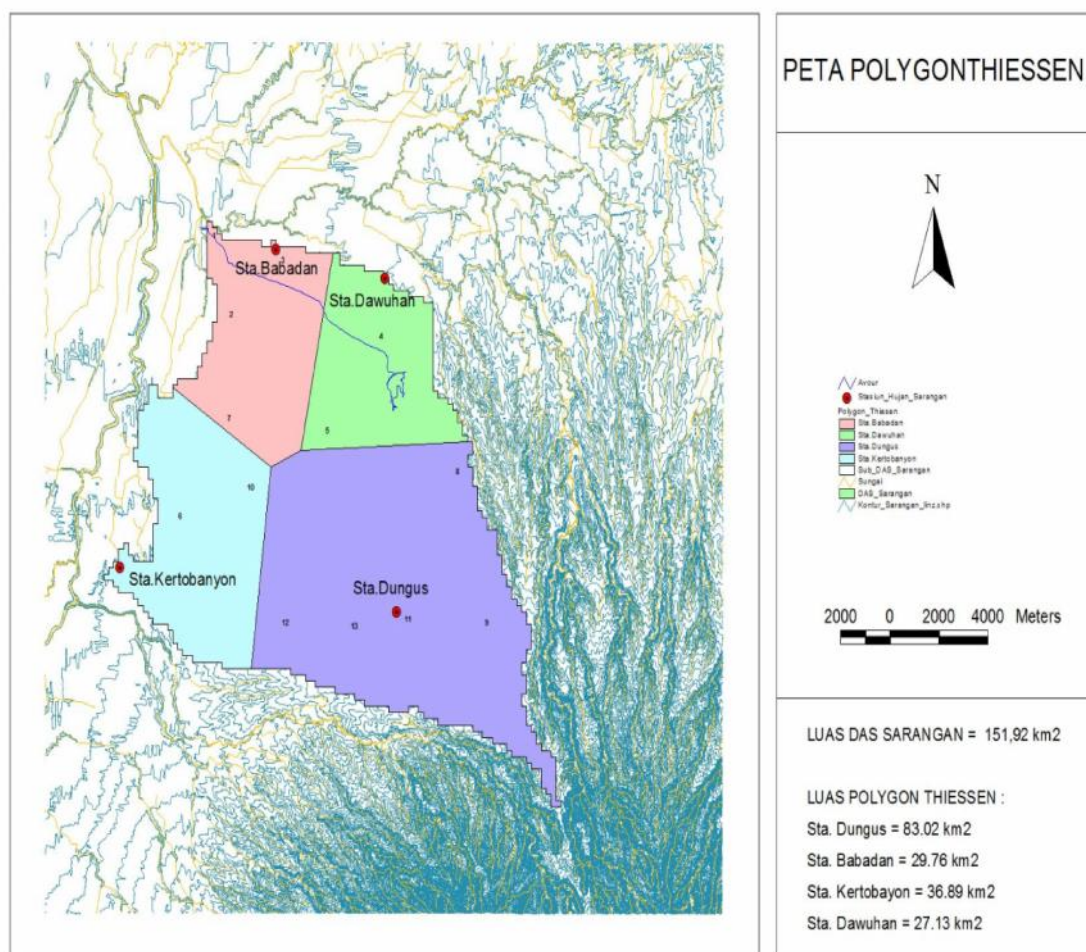


Gambar 4. 4GrafikUjiKonsistensiStasiunHujanDungus

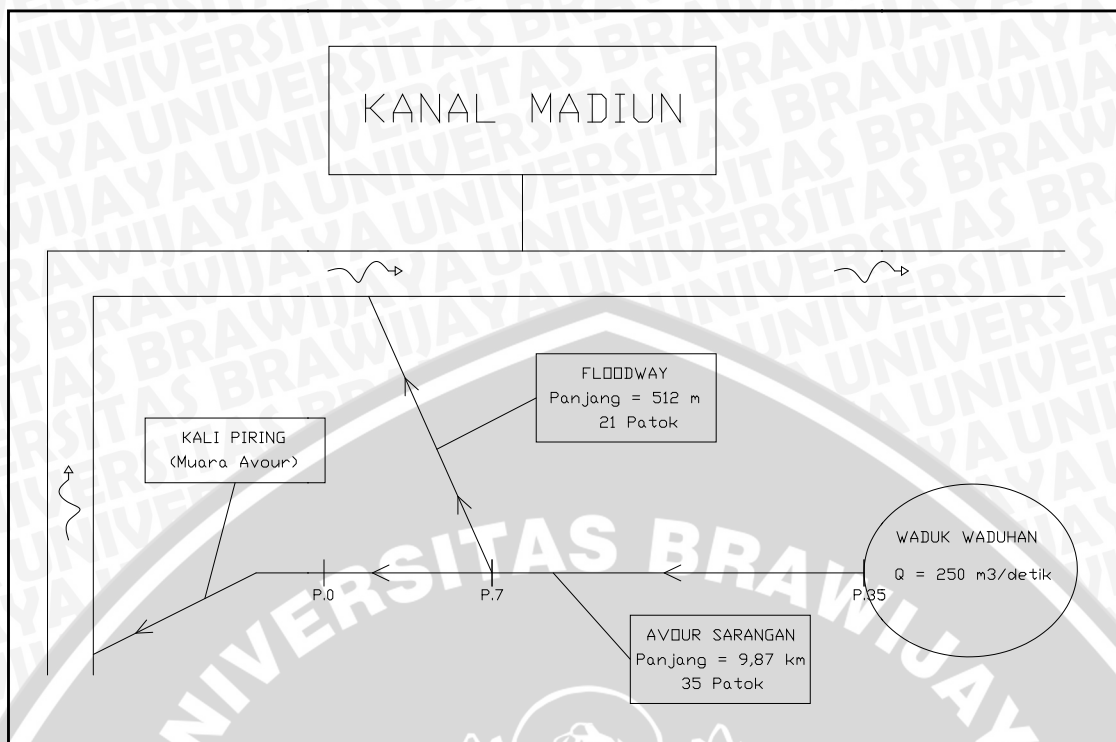
4.1.3 Analisis Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

Untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah maksimum perlu dilakukan analisis data curah hujan. Pada studi ini menggunakan metode Poligon Thiessen, dengan menggunakan Persamaan (2-6).

Dengandarsarpembagianluaspengaruhdaerahhujanpadatiapstasiunhujan yang ditinjau, yang disajikan pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 5 Poligon Thiessen Pada Avour Sarangan



Gambar 4. 6 Skema Sistem Avour Sarangan

Tabel 4. 5 Perhitungan Koefisien Thiessen Avour Sarangan

No.	Stasiun	Luas Daerah Pengaruh	Koef. Thiessen	Persentase Pengaruh
		(Km ²)		(%)
1	Kertobanyon	36.89	0.24	24.28
2	Dawuhan	20.13	0.13	13.25
3	Babadan	29.76	0.20	19.59
4	Dungus	65.14	0.43	42.88
Luas Total		151.92	1.00	100.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 6Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No	Tahun		Curah Hujan Maksimum				Area				Total	CH Max Rerata
			Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus	Area-1 (Kertobanyon)	Area-2 (Dawuhan)	Area-3 (Babadan)	Area-4 (Dungus)		
							24.28%	17.86%	19.59%	54.65%		
1	2003	23-Jan	72	37	4	18	17.48	6.61	0.78	9.84	34.71	68.33
		1-Jan	21	121	-	18	5.10	21.61	0.00	9.84	36.54	
		1-Feb	8	65	76	73	1.94	11.61	14.89	39.89	68.33	
		16-Mar	70	-	-	79	17.00	0.00	0.00	43.17	60.17	
2	2004	9-Apr	84	120	11	68	20.40	21.43	2.15	37.16	81.14	81.14
		21-Feb	31	120	11	86	7.53	21.43	2.15	47.00	78.11	
		4-May	44	21	58	11	10.68	3.75	11.36	6.01	31.81	
		21-Feb	31	120	11	86	7.53	21.43	2.15	47.00	78.11	
3	2005	13-Mar	99	87	81	101	24.04	15.54	15.87	55.19	110.64	110.64
		22-Dec	63	105	-	67	15.30	18.75	0.00	36.61	70.66	
		27-Mar	16	4	85	-	3.89	0.71	16.65	0.00	21.25	
		13-Mar	99	87	81	101	24.04	15.54	15.87	55.19	110.64	
4	2006	3-Jan	83	-	41	48	20.15	0.00	8.03	26.23	54.42	56.09
		4-May	-	78	60	15	0.00	13.93	11.75	8.20	33.88	
		20-Feb	3	61	121	38	0.73	10.89	23.70	20.77	56.09	
		9-Jan	4	-	5	89	0.97	0.00	0.98	48.64	50.59	

5	2007	26-Dec	196	106	39	147	47.59	18.93	7.64	80.33	154.49	168.40
		26-Dec	196	106	30	147	47.59	18.93	5.88	80.33	152.73	
		21-Mar	125	106	116	47	30.35	18.93	22.72	25.68	97.69	
		26-Dec	196	106	110	147	47.59	18.93	21.55	80.33	168.40	
6	2008	3-Mar	50	15	54	26	12.14	2.68	10.58	14.21	39.61	118.30
		5-Feb	50	88	67	-	12.14	15.72	13.12	0.00	40.98	
		30-Mar	50	54	84	20	12.14	9.64	16.45	10.93	49.17	
		20-Mar	50	76	57	149	12.14	13.57	11.17	81.42	118.30	
7	2009	30-Jan	68	6	27	65	16.51	1.07	5.29	35.52	58.39	94.68
		31-Jan	-	111	92	104	0.00	19.82	18.02	56.83	94.68	
		28-Dec	5	108	184	47	1.21	19.29	36.04	25.68	82.23	
		31-Jan	-	111	92	104	0.00	19.82	18.02	56.83	94.68	
8	2010	17-Mar	90	-	-	18	21.85	0.00	0.00	9.84	31.69	62.75
		22-Apr	33	115	77	-	8.01	20.54	15.08	0.00	43.63	
		7-Dec	-	56	100	5	0.00	10.00	19.59	2.73	32.32	
		31-Jan	10	2	16	104	2.43	0.36	3.13	56.83	62.75	
9	2011	11-May	99	26	25	-	24.04	4.64	4.90	0.00	33.58	75.63
		17-Nov	10	89	12	9	2.43	15.89	2.35	4.92	25.59	
		24-Apr	20	59	80	-	4.86	10.54	15.67	0.00	31.06	
		5-Nov	31	65	15	98	7.53	11.61	2.94	53.55	75.63	
10	2012	1-Jan	96	17	40	3	23.31	3.04	7.84	1.64	35.82	56.81
		28-Dec	12	105	-	-	2.91	18.75	0.00	0.00	21.66	
		4-Apr	81	52	70	-	19.67	9.29	13.71	0.00	42.67	
		5-Apr	39	57	-	68	9.47	10.18	0.00	37.16	56.81	

Sumber: Hasil Perhitungan

Sehingga hasil rekapitulasi data curah hujan rerata daerah maksimum tahunan pada Avour Sarangan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Tinggi Curah Hujan (mm/hari)
1	2003	68.33
2	2004	81.14
3	2005	110.64
4	2006	56.09
5	2007	168.40
6	2008	118.30
7	2009	94.68
8	2010	62.75
9	2011	75.63
10	2012	56.81

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.4 Analisis Curah Hujan Rancangan

Untuk perhitungan curah hujan rancangan dipakai metode Log Pearson Type III, dengan alasan bahwa metode ini dapat dipakai untuk semua macam sebaran satu atau tidak ada ketentuan mengenai besarnya harga parameter statistik, yaitu Cs dan Ck. Dengan menggunakan Persamaan (2-9) hingga (2-12) didapat hasil di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 \text{Data} &= 56,09 \\
 \text{Koef. Skewness (Cs)} &= 0,728 \\
 \text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\
 \text{Log } X_{rt} &= 1,924 \\
 \text{Sd} &= 0,155
 \end{aligned}$$

Sehingga hujan rancangan untuk kala ulang 1,01 tahun didapatkan:

$$\begin{aligned}
 T_r &= 1,01 \\
 P_r &= (100/T_r) = 99,01 \\
 k &= -1,785 \text{ (dari interpolasi nilai } P_r \text{ dan } C_s \text{ dan dari tabel Log Person Type III diperoleh nilai } k) \\
 \text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\
 &= 1,924 + (-1,785 + 0,155) = 1,582 \\
 X_{1,01} &= 44,409 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Curah hujan rancangan dengan kala ulang 1.01 tahun adalah antilog dari Log x, sehingga didapatkan nilai sebesar 44,409mm. Perhitungan curah hujan rancangan selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 7 Perhitungan Parameter Log Pearson III

No	Data (X) (mm/hari)	Log X	$(\text{Log X} - \text{Log X}_{\text{rerata}})^2$	$(\text{Log X} - \text{Log X}_{\text{rerata}})^3$
1	56.09	1.749	0.03077	-0.00540
2	56.81	1.754	0.02886	-0.00490
3	62.75	1.798	0.01604	-0.00203
4	68.33	1.835	0.00804	-0.00072
5	75.63	1.879	0.00208	-0.00009
6	81.14	1.909	0.00023	0.00000
7	94.68	1.976	0.00270	0.00014
8	110.64	2.044	0.01430	0.00171
9	118.30	2.073	0.02211	0.00329
10	168.40	2.226	0.09123	0.02756
S	=	19.243	0.21637	0.01955
Log X rerata	=	1.924		
Sd	=	0.155		
Cs	=	0.728		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. 8 Curah Hujan Rancangan Dengan Berbagai Kala Ulang

Tr	P (%)	G	Log X	X _{rencangan} (mm/hari)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1.01	99.01	-1.785	1.647	44.409
2	50	-0.154	1.900	79.514
5	20	0.787	2.046	111.263
10	10	1.334	2.131	135.243
20	5	1.761	2.197	157.515
25	4	1.974	2.230	169.991
50	2	2.420	2.300	199.308
100	1	2.843	2.365	231.793
1000	0.1	4.146	2.567	369.096

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

- Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis,
- Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak).

4.1.6 Uji Chi Square

Contoh perhitungan uji Chi Square:

Mencari batas kelas:

Jumlah data (n)	=	10
Probabilitas (Pr)	=	$(100/Tr) = (100/4) = 25$
Cs	=	0,728
k	=	-1,785
Sd	=	0,155
Log X	=	$\text{Log } X_{rt} + k \cdot Sd$
Log X	=	$1,924 + (-1,785 \times 0,155)$
Log X	=	2,022
X	=	105,204 mm

Untuk mencari batas kelas pada nilai Pr selanjutnya dilakukan tahapan yang sama, misal perhitungan kelas I:

Nilai batas kelas	=	$0 - 105,204$
Jumlah kelas	=	$1 + 3,322 \text{ Log } n$
	=	$4,222 \approx 4$
Derajat bebas (n)	=	1
Significant (α , %)	=	0,5%

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas (n) = 1, maka didapat nilai X^2 kritis = 3,940

Frekuensi yang diharapkan (EF) = (jumlah data / jumlah kelas)
 $= 10 / 4 = 2,5$

Frekuensi yang terjadi (OF) = 1

$$((OF) - (EF))^2 / (EF) = 1,5$$

Akhirnya didapatkan : X^2 Hitung = $\sum (EF - OF)^2 / EF = 0,400$

X^2 hitung $> X^2$ kritis maka persamaan distribusi dapat diterima. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4. 9Penentuan Batas Kelas Uji Chi Square

NO	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)	Ef - Of	(Ef - Of) ² /Ef
1	0-59.075	2.5	2	0.5	0.100
2	59.075-79.514	2.5	3	0.5	0.100
3	79.514-105.204	2.5	2	0.5	0.100
4	>105.204	2.5	3	0.5	0.100
	JUMLAH	10	10	X ² _{hit}	0.400

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.7 Uji SmirnovKolmogorof

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi:

Menghitung *probabilitas* teoritis (Pe) masing-masing nilai *X* dengan metode *Weibul*, dengan rumus:

$$Pe(x) = \frac{m}{n+1}, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari}$$

$$Pe(x) = \frac{1}{10+1} = 9,091 \%$$

Cari besarnya *K* untuk masing-masing nilai *X*.

$$K = \frac{\log X - \log \bar{X}}{S_d}, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari maka,}$$

$$= \frac{\log 56,09 - 2,022}{0,155} = -1,785$$

Cari nilai *probabilitas* P_r untuk nilai $C_s = 0,728$ dan nilai $K = -1,785$ pada tabel nilai K untuk distribusi *Log Pearson III*. Untuk data 1 didapatkan $P_r = 91,972$.

Hitung besarnya kala ulang teoritis masing-masing nilai *X*.

$$Pt(x) = 1 - \frac{Pr}{100}, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari}$$

$$Pt(x) = 1 - \frac{91,972}{100} = 0,080 = 8,0 \%$$

Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis (ΔP)

$$\Delta P = |Pe(X) - Pt(X)|, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari}$$

$$\Delta P = 9,09 - 8,0 = 1,09\% = 0,0109$$

Cari nilai ΔP yang paling maksimal (ΔP_{max}), dari rangkaian data yang diuji didapatkan nilai $\Delta P_{max} = 0,084 = 8,379 \%$.

Tabel 4. 10 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov Kolmogorof

No	X (mm/hari)	G	Pr	Pt (X)	Pe (X)	D _{max}	D _{max} (%)
1	56.09	-1.131	91.972	0.080	0.0909	0.0106	1.063
2	56.81	-1.096	90.197	0.098	0.182	0.084	8.379
3	62.75	-0.817	78.301	0.217	0.273	0.056	5.574
4	68.33	-0.578	68.121	0.319	0.364	0.045	4.485
5	75.63	-0.294	55.990	0.440	0.455	0.014	1.445
6	81.14	-0.097	47.577	0.524	0.545	0.021	2.122
7	94.68	0.335	34.414	0.656	0.636	0.019	1.950
8	110.64	0.771	20.289	0.797	0.727	0.070	6.984
9	118.30	0.959	16.856	0.831	0.818	0.013	1.325
10	168.40	1.948	4.246	0.958	0.909	0.048	4.845
				D P _{max}	=	0.084	8.379

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.11 diperoleh nilai $\Delta P_{\max} = 8,379 \%$. Untuk $\alpha 5 \%$ dan $n = 10$, pada tabel nilai kritis untuk uji Smirnov Kolmogorov diperoleh $\Delta P_{cr} = 0,409 = 41\%$. Karena $\Delta P_{\max} < \Delta P_{cr}$, maka distribusinyaditerima.

4.1.8 Curah Hujan Efektif

Dengan menggunakan Persamaan (2-17) maka contoh perhitungan curah hujan efektif kala ulang 1,01 tahun adalah sebagai berikut:

Hujan Rancangan = 44,41 mm

Koefisien pengaliran = 0,80

Curah hujan netto = $44,41 \times 0,80 = 35,53$ mm

Untuk perhitungan lengkap curah hujan efektif tiap-tiap kala ulang disajikan pada tabel berikut:

Tabel 4. 11 Perhitungan Curah Hujan Efektif

	HUJAN JAM-JAMAN (mm)							
Kala Ulang	1.01	2	5	10	20	25	50	100
Probabilitas Hujan Harian	44.41	79.51	111.26	135.24	157.51	169.99	199.31	231.79
Koefisien Pengaliran	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Hujan Efektif	35.53	63.61	89.01	108.19	126.01	135.99	159.45	185.43

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.9 Distribusi Hujan Jam-jaman

Dengan menggunakan Persamaan (2.16) maka dapat dihitung curah hujan jam-jam dari 1 hingga 6 jam per hari. Berikut ini contoh perhitungan untuk curah hujan jam-jaman:

$$I_t = \frac{35,53}{24} \left[\frac{24}{(60/60)} \right]^{2/3}$$

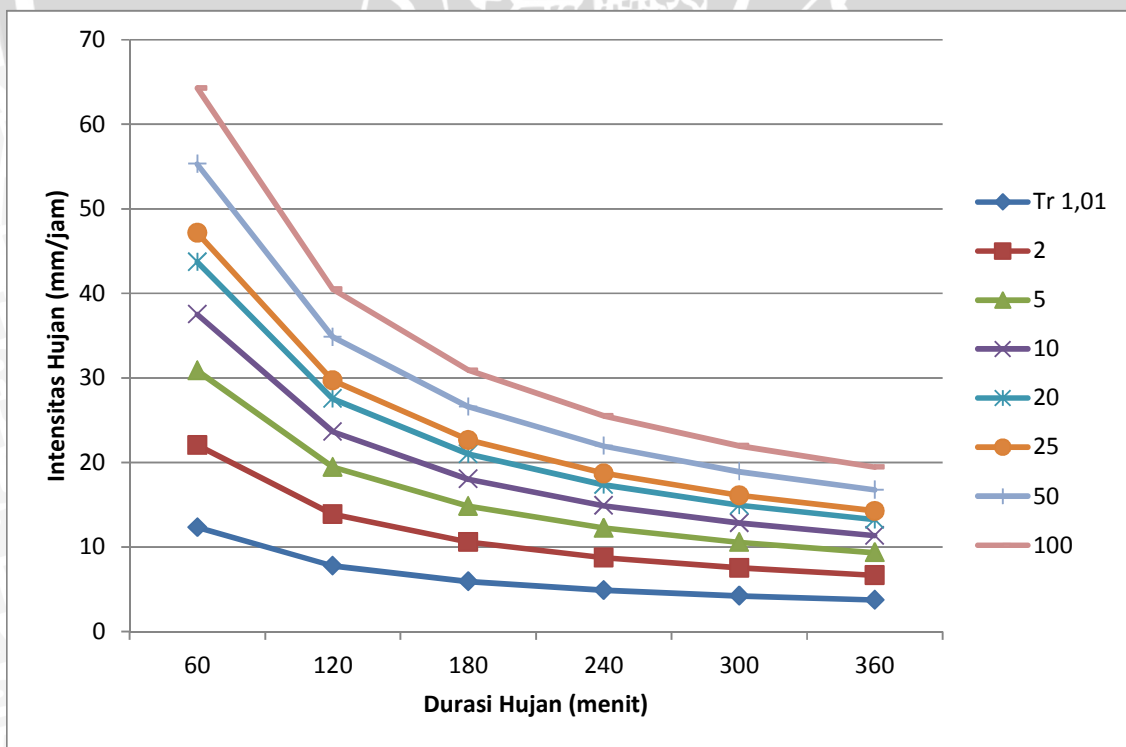
$$I_t = 12,32 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan selanjutnya dapat disajikan pada Tabel 4.13

Tabel 4. 12 Hujan Jam-jaman Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Durasi (menit)	Periode Kala Ulang (tahun)/(mm)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
	35.53	63.61	89.01	108.19	126.01	135.99	159.45	185.43
60	12.32	22.05	30.86	37.51	43.69	47.15	55.28	64.29
120	7.76	13.89	19.44	23.63	27.52	29.70	34.82	40.50
180	5.92	10.60	14.84	18.03	21.00	22.67	26.57	30.91
240	4.89	8.75	12.25	14.89	17.34	18.71	21.94	25.51
300	4.21	7.54	10.55	12.83	14.94	16.12	18.90	21.99
360	3.73	6.68	9.35	11.36	13.23	14.28	16.74	19.47

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4. 6 Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10 Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan yang akan dijadikan masukan pada software HEC-RAS digunakan metode HSS Nakayasu. Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik metode Nakayasu untuk Avour Sarangan:

$$\text{Luas DAS (A)} = 151,92 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 9,873 \text{ km}$$

$$\text{Hujan netto (efektif), } R_o = 1,0 \text{ mm/jam}$$

$$\text{Parameter hidrograf } (\alpha) = 3$$

Time lag, t_g (Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km), dari Persamaan (2-26) didapatkan:

$$t_g = 0,21 \times 9,873^{0,7}$$

$$= 1,043 \text{ jam}$$

$$t_r = (0,5-1) t_g, \text{ digunakan } 0,673$$

$$= 0,673 \times 1,043$$

$$= 0,702 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$= 1,043 + 0,80 \cdot 0,702$$

$$= 1,604 \text{ jam}$$

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

$$= 3 \cdot 1,043$$

$$= 3,129 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} = 1,604 + 3,129$$

$$= 4,734 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = 1,604 + 3,129 + 4,694 = 9,428 \text{ jam}$$

Dari persamaan (2-20) didapatkan:

$$Q_p = \frac{A R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})}$$

$$= \frac{8,92 \times 1}{3.6 (0,3 \cdot 1,604 + 3,129)}$$

$$Q_p = 11,688 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Pada waktu kurva naik ($0 < t < T_p$), untuk $t = 1$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\
 &= 11,688 \cdot \left(\frac{1}{1,604} \right)^{2,4} \\
 &= 1,604 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

- a. Selang nilai $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$, untuk $t = 3$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \\
 &= 11,688 \cdot 0,3^{\frac{(3-1,604)}{3,129}} \\
 &= 7,951 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

- b. Selang nilai $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 6$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}}} \\
 &= 11,688 \cdot 0,3^{\frac{(6-1,604+0,5 \cdot 3,129)}{1,5 \cdot 3,129}} \\
 &= 2,949 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

- c. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 12$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{2,0 T_{0,3}}} \\
 &= 11,688 \cdot 0,3^{\frac{(12-1,604+0,5 \cdot 3,129)}{2,0 \cdot 3,129}} = 0,746 \text{ m}^3/\text{detik/mm}.
 \end{aligned}$$

Setelah didapat ordinat hidrograf perlu dilakukan koreksi yaitu kedalaman hujan yang diperoleh dari pembagian antara volume limpasan dan luas DAS nilainya harus sama dengan 1(satu).

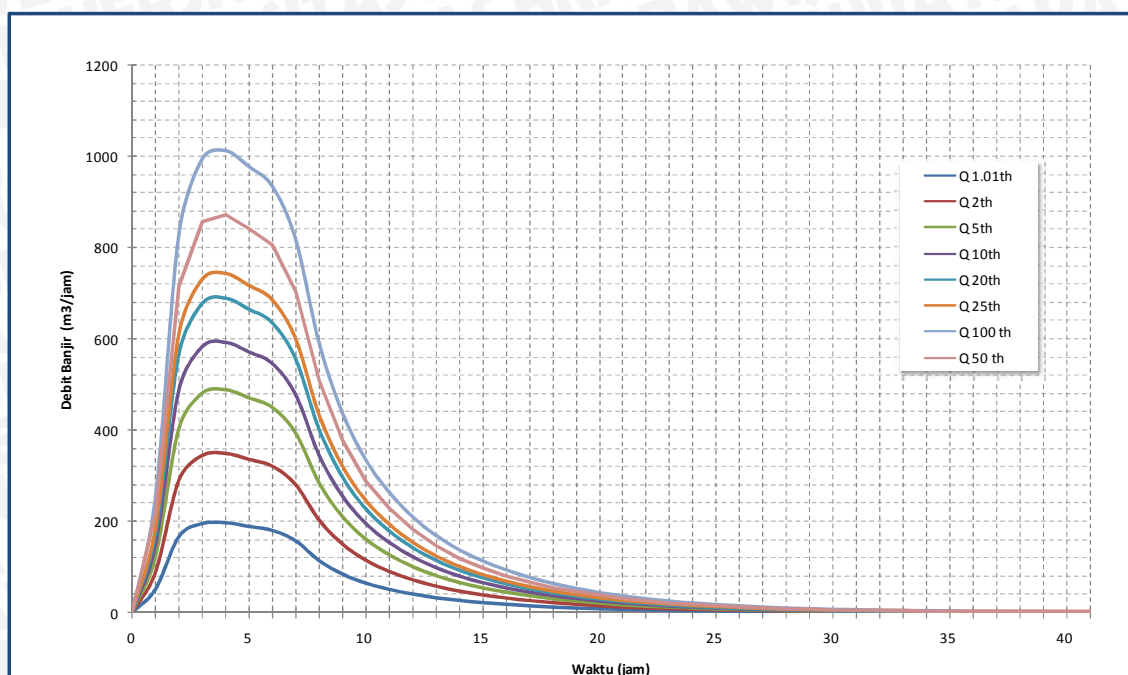
Dimana $147.989,89 \text{ m}^3$ adalah volume hidrograf atau volume limpasan. Maka untuk menghitung kedalaman hujan adalah volume hidrograf atau volume limpasan dibagi dengan luas DAS daerah studi yaitu $151.920.000,00 \text{ m}^2$. Sehingga didapat hasil kedalaman hujan.

$$\text{Kedalaman Hujan} = \frac{147989,89 \text{ m}^3}{151920000,00 \text{ m}^2} = 0,00097 \text{ m} = 1.01 \text{ mm}$$

Tabel 4. 13Debit BanjirRancangan Q₂₅ AvourSarangan

Waktu (jam)	UH (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan (mm/jam)						Base flow (m3/dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		47.15	29.70	22.67	18.71	16.12	14.28		
0	0.000	0.000						-	0.000
1	3.858	181.879	0.000					0.87	186.607
2	10.304	485.797	114.577	0.000				0.87	611.548
3	7.013	330.648	306.033	87.438	0.000			0.87	732.003
4	4.773	225.049	208.295	233.547	72.179	0.000		0.87	744.714
5	3.362	158.496	141.772	158.959	192.789	62.202	0.000	0.87	718.449
6	2.601	122.638	99.846	108.192	131.218	166.140	55.083	0.87	686.588
7	2.013	94.893	77.257	76.197	89.311	113.080	147.125	0.87	600.745
8	1.557	73.424	59.779	58.958	62.899	76.966	100.138	0.87	434.591
9	1.205	56.813	46.254	45.620	48.669	54.205	68.157	0.87	321.793
10	0.967	45.603	35.790	35.299	37.658	41.942	48.001	0.87	246.129
11	0.798	37.622	28.728	27.313	29.138	32.453	37.141	0.87	194.064
12	0.658	31.039	23.701	21.923	22.546	25.111	28.739	0.87	154.587
13	0.543	25.607	19.553	18.087	18.097	19.430	22.237	0.87	124.424
14	0.448	21.126	16.131	14.922	14.930	15.596	17.206	0.87	101.229
15	0.370	17.429	13.308	12.311	12.318	12.867	13.811	0.87	83.283
16	0.305	14.379	10.980	10.156	10.162	10.615	11.394	0.87	68.861
17	0.252	11.863	9.058	8.379	8.384	8.757	9.400	0.87	56.963
18	0.208	9.787	7.473	6.913	6.917	7.225	7.755	0.87	47.147
19	0.171	8.074	6.165	5.703	5.706	5.961	6.398	0.87	39.048
20	0.141	6.661	5.086	4.705	4.708	4.918	5.278	0.87	32.367
21	0.117	5.495	4.196	3.882	3.884	4.057	4.355	0.87	26.855
22	0.096	4.534	3.462	3.202	3.204	3.347	3.593	0.87	22.308
23	0.079	3.740	2.856	2.642	2.643	2.761	2.964	0.87	18.556
24	0.065	3.086	2.356	2.180	2.181	2.278	2.445	0.87	15.461
25	0.054	2.546	1.944	1.798	1.799	1.879	2.017	0.87	12.908
26	0.045	2.100	1.604	1.484	1.484	1.551	1.664	0.87	10.801
27	0.037	1.733	1.323	1.224	1.225	1.279	1.373	0.87	9.063
28	0.030	1.430	1.092	1.010	1.010	1.055	1.133	0.87	7.630
29	0.025	1.179	0.901	0.833	0.834	0.871	0.935	0.87	6.447
30	0.021	0.973	0.743	0.687	0.688	0.718	0.771	0.87	5.471
31	0.017	0.803	0.613	0.567	0.567	0.593	0.636	0.87	4.666
32	0.014	0.662	0.506	0.468	0.468	0.489	0.525	0.87	4.001
33	0.012	0.546	0.417	0.386	0.386	0.403	0.433	0.87	3.453
34	0.010	0.451	0.344	0.318	0.319	0.333	0.357	0.87	3.001
35	0.008	0.372	0.284	0.263	0.263	0.275	0.295	0.87	2.628
36	0.007	0.307	0.234	0.217	0.217	0.226	0.243	0.87	2.321
37	0.005	0.253	0.193	0.179	0.179	0.187	0.201	0.87	2.067
38	0.004	0.209	0.159	0.147	0.148	0.154	0.165	0.87	1.857
39	0.004	0.172	0.132	0.122	0.122	0.127	0.137	0.87	1.685
40	0.003	0.142	0.109	0.100	0.100	0.105	0.113	0.87	1.542
41	0.002	0.117	0.090	0.083	0.083	0.087	0.093	0.87	1.424
Q 25th =									744.714

Sumber: HasilPerhitungan



Gambar 4. 7Kurva HSS Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. 14 Rekap Perhitungan Debit BanjirRancanganAvourSarangan

Tr	Q (m ³ /detik)
1.01	197.851
2	350.477
5	488.514
10	592.771
20	689.603
25	744.714
50	872.176
100	1013.413

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2 Analisis Hidrolika

Analisis mengenai hidrolika digunakan untuk mengetahui profil aliran sungai dan merencanakan dimensi saluran banjir. Pada studi ini analisis profil aliran sungai menggunakan *software* HEC-RAS 4.1.

4.2.1 Data Masukan Program HEC-RAS

Analisis profil aliran sepanjang 9,87 km mulai patok 35 (hulu sungai) sampai dengan patok 1 (hilir). Rangkaian kegiatan yang harus dilakukan pada program ini adalah sebagai berikut:

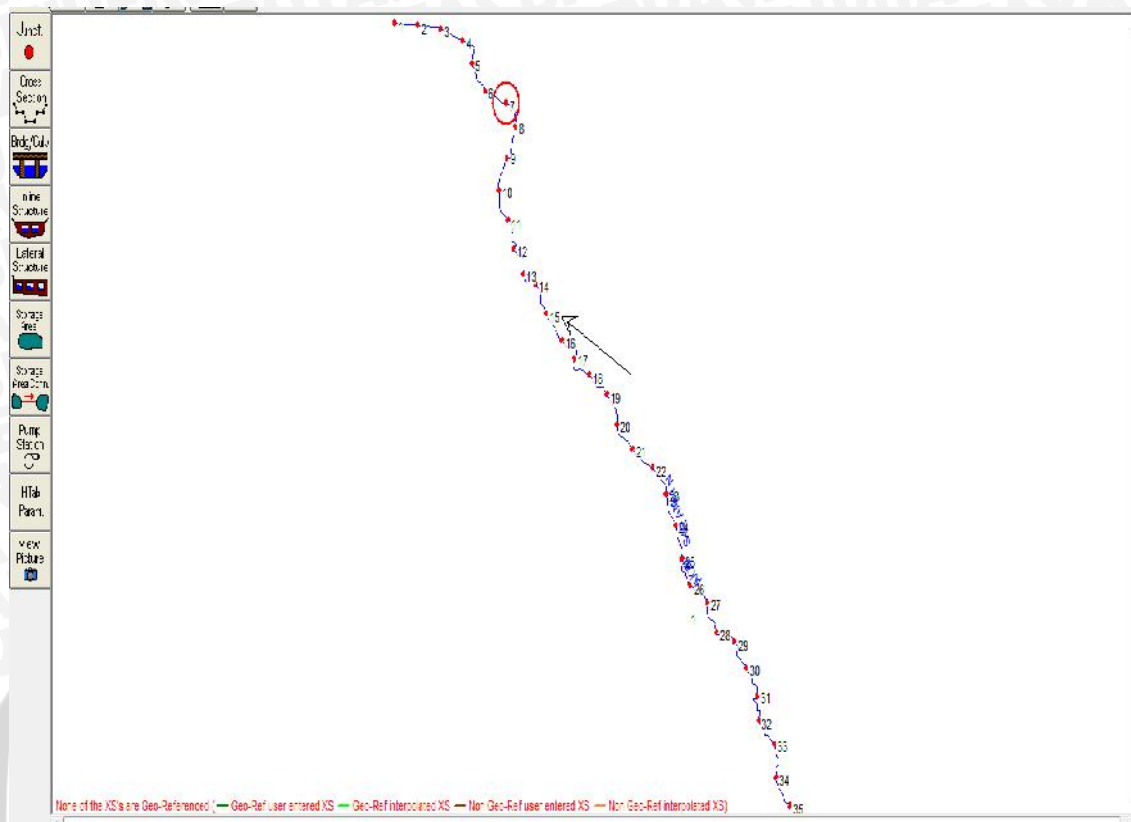
1. Membuat *new project*,
2. Skematisasi sistem sungai,
3. Penyiapan data masukan,
4. Memasukkan data *geometric*,
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana didalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolika yang melingkupi suatu sistem sungai),
6. Menjalankan *running* terhadap *steady flow analysis*,
7. Evaluasi hasil perhitungan.

4.4.1.1 Data Geometri

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antara potongan melintang (panjang jangkauan), koefisien kehilangan energi.

a. Skema sistem sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan. Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisis adalah patok 35 sedangkan titik hilir adalah patok 1 (muara aliran saluran). Skema sistem sungai dapat dilihat pada gambar.



Gambar 4. 8 Data Geometri Avoir Sarangan
Sumber: Analisis HEC-RAS

b. Geometri potongan melintang

Data penampang melintang digambarkan berupa titik-titik koordinat yang merupakan stasiun dan elevasi dari kiri ke kanan secara berurutan dan sistematis dari daerah hulu menuju hilir. Sebagai data masukan pada program HEC-RAS, maka penyiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil keluaran perhitungan.

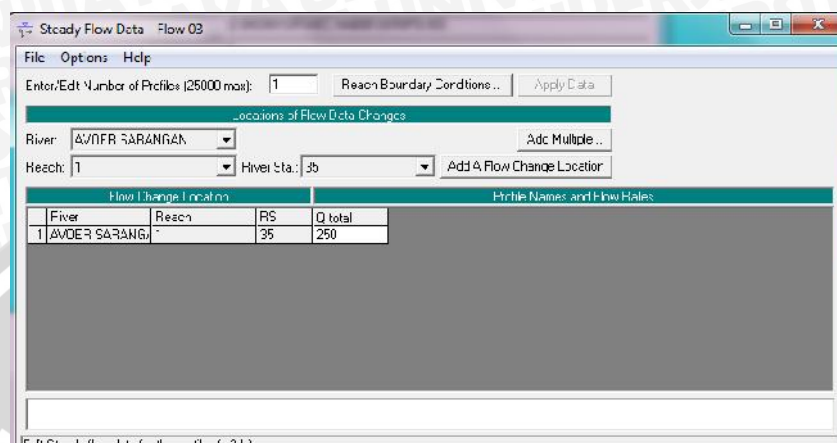
c. Tinjauan Koefisien Kekasaran Manning

Koefisien Manning yang dipakai dalam studi ini di ambil berdasarkan kondisi ruas sungai yang ditinjau. Untuk ruas sungai utama berdasarkan kondisi sungai yang bersih, tidak ada batuan, penuh dengan air, tidak ada celah dan air dalam tidak beriak (tenang) diambil angka koefisien Manning sebesar 0,030.

Sedangkan untuk sungai yang sudah dilakukan normalisasi dan tanggul diambil angka koefisien manning's sebesar 0,025.

4.4.1.2 Data Aliran Tunak (Steadyflow data)

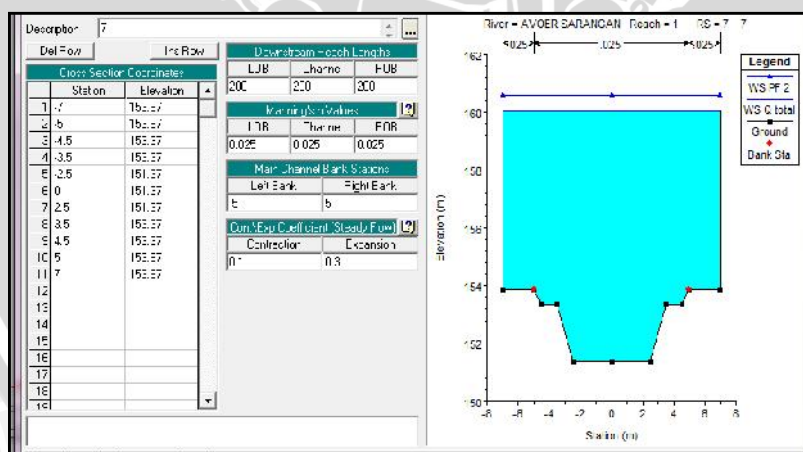
Data yang dimasukkan dalam program HEC-RAS 4.1.0 yaitu data banjir rancangan yang telah didapat dari perhitungan sebelumnya menggunakan metode HSS Nakayasu. Data yang dimasukkan untuk analisis adalah Q_{release} dari waduk Dawuhan.



Gambar 4. 9 Input data Steady Flow pada HEC-RAS
Sumber: Analisis HEC-RAS

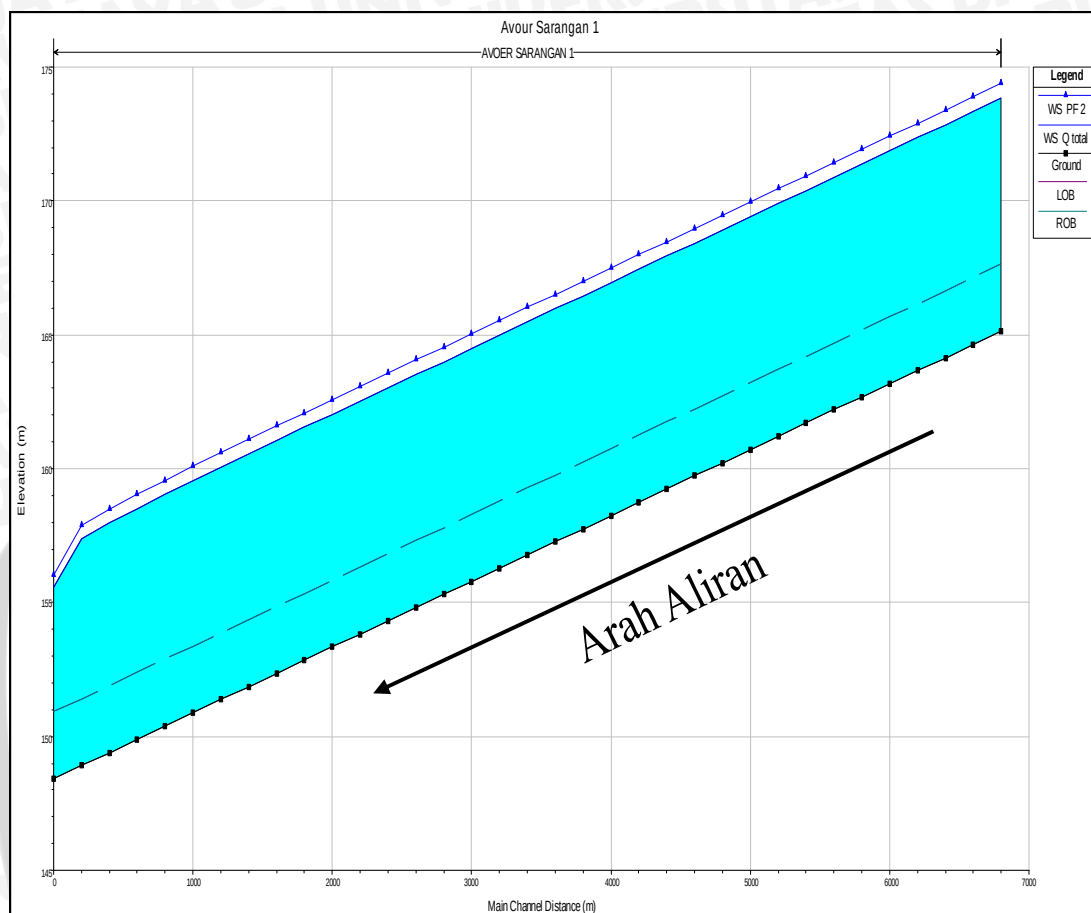
4.4.1.3 Hasil Running HEC-RAS

Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui ketinggian muka air sungai Avour Sarangan dan tinggi limpasan muka air pada sungai jika kapasitas tampungan sungai tersebut tidak mencukupi.



Gambar 4. 10 Profil Aliran pada Cross 7 (Hilir)
Sumber: Analisis HEC-RAS

Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui terjadi limpasan pada bagian hilir Avour Sarangan yaitu mulai dari patok 35 hingga ke muara Avour Sarangan (patok 1).



Gambar 4. 11 Kondisi Eksisting Avour Sarangan Patok 35-1 dengan Q_{release}
Sumber: Analisa HEC-RAS

4.3 Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping(Sideweir)

Dengan debit banjir rancangan maksimum(Q_{25}) sebesar $744,714 \text{ m}^3/\text{dt}$ mengakibatkan banjir di sepanjang Avour Sarangan terutama di bagian hilir. Debit $372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$ harus dibuang dan dialirkan ke saluran banjir baru (*floodway*).

Maka:

Hulu Avour Sarangan: $Q = 744,714 \text{ m}^3/\text{dt}$

$B = 8 \text{ meter}$

$V = 6,7 \text{ m/dt}$

$N = 1:1$

$k = 50$

$n = 0,007$

$$A=Q/V= 111,15 \text{ m}^2$$

$$A=(b+n.h)h=(8+h)h= 111,15 \text{ m}^2$$

$$h^2+8h-111,15=0$$

$$h = (-b \pm \sqrt{(b^2-4ac)}) / 2a$$

$$h = (-8 \pm (64-444,6)) / 2 = 7,28 \text{ m}$$

$$V=KxR^{0.667}xS^{0.5}$$

$$6,7=50x(1,1135)^{0.667}xS^{0.5}$$

$$S^{0.5}= 0,036$$

$$S= 0,0013$$

$$A=(8+0,051)x 7,28= 58,58 \text{ m}^2$$

$$P= (8+2\sqrt{2} x 0,051)= 8,14 \text{ m}$$

$$R=A/P=7,193 \text{ m}$$

$$R^{0.667} = 3,73 \text{ m}$$

Jadi data sungai A:Q = 372,36 m³/dt; B = 8m; V = 6,7 m³/dt n = 1:1 dan K = 50.

Perhitungan dengan excel menunjukkan tinggi kritis (h_c) = 5 m, jenis aliran sub kritis.

Perhitungan dimulai dari sisi hilir Avour Sarangan.

Hilir Avour Sarangan:

$$Q = 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B= 8 \text{ m}$$

$$V= 6,7 \text{ m}/\text{dt}$$

$$N= 1:1$$

$$k= 50$$

$$n = 0,007$$

$$A=Q/V= 55,58 \text{ m}^2$$

$$A=(b+n.h)h=(8+h)h= 55,58 \text{ m}^2$$

$$h^2+8h - 55,58=0$$

$$h = \{-b \pm \sqrt{(b^2-4ac)}\} / 2a$$

$$h = \{-8 \pm (64 - 111,2)\} / 2 = 4,46 \text{ m}$$

$$V = KxR^{0.667}xS^{0.5}$$

$$6,7 = 50x(1,1135)^{0.667}xS^{0.5}$$

$$S^{0.5} = 0,0497$$

$$S = 0,0025$$

$$A = (8 + 0,03)x 4,46 = 35,83 \text{ m}^2$$

$$P = (8 + 2\sqrt{2} x 0,03) = 8,09 \text{ m}$$

$$R = A/P = 4,43 \text{ m}$$

$$R^{0.667} = 2,67 \text{ m}$$

Jadi data sungai B: $Q = 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$; $B = 8 \text{ m}$; $V = 6,7 \text{ m}^3/\text{dt}$; $h_o = 4,46 \text{ m}$; $n = 1:1$;

$K = 50$, $S = 0,007$

Perhitungan dengan excel menunjukkan tinggi kritis (h_c) = 3,155 m (tidak diperlukan untuk nilai $c = h_c$).

Untuk Avour Sarangan

$$Q = 744,714 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 8 \text{ m}$$

$$V = 6,7 \text{ m}/\text{dt}$$

$$h = 7,28 \text{ m}$$

$$n = 1$$

$$k = 50$$

$$S = 0,007$$

$$h_c = 3,155 \text{ m}$$

Maka mencari h_c Avour Sarangan (Q hilir) = $372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$\text{Persamaan} = (512hc^3 + 192hc^5 + 24hc^5 + hc^6) / (8 + 2hc) = 8260,93$$

Tabel 4.15 Perhitungan tinggi *Side weir*

Hc	512Hc ³	192Hc ⁴	24Hc ⁵	Hc ⁶	8+2Hc	Persamaan
4.00	13824.0	27648.0	18432.0	4096.0	17.3	3696.9
4.05	14348.9	29056.5	19613.2	4413.0	17.5	3863.5
4.10	14886.9	30518.2	20854.1	4750.1	17.6	4035.8
4.15	15438.2	32034.4	22157.1	5108.4	17.7	4213.9
4.20	16003.0	33606.3	23524.4	5489.0	17.9	4397.8
4.25	16581.4	35235.4	24958.4	5893.0	18.0	4587.8
4.30	17173.5	36923.1	26461.5	6321.4	18.2	4784.0
4.35	17779.6	38670.6	28036.2	6775.4	18.3	4986.5
4.40	18399.7	40479.4	29684.9	7256.3	18.4	5195.4
4.45	19034.2	42351.0	31410.3	7765.3	18.6	5411.0
4.50	19683.0	44286.8	33215.1	8303.8	18.7	5633.3
4.55	20346.4	46288.1	35101.8	8873.0	18.9	5862.5
4.60	21024.6	48356.5	37073.3	9474.3	19.0	6098.7
4.65	21717.6	50493.5	39132.5	10109.2	19.2	6342.1
4.70	22425.8	52700.6	41282.1	10779.2	19.3	6592.9
4.75	23149.1	54979.2	43525.2	11485.8	19.4	6851.2
4.80	23887.9	57330.9	45864.7	12230.6	19.6	7117.2
4.85	24642.2	59757.3	48303.8	13015.2	19.7	7390.9
4.90	25412.2	62259.9	50845.5	13841.3	19.9	7672.7
4.95	26198.1	64840.2	53493.2	14710.6	20.0	7962.7
5.00	27000.0	67500.0	56250.0	15625.0	20.1	8260.9
5.05	27818.1	70240.8	59119.3	16586.3	20.3	8567.7
5.10	28652.6	73064.2	62104.5	17596.3	20.4	8883.1
5.15	29503.6	75971.8	65209.2	18657.1	20.6	9207.3

Sumber: Perhitungan, 2014

Tinggi *Side weir* = 5 m

Tinggi cress *Side weir* : c = 3,155 m

Tinggi air pada hulu : h = 7,28 m

Tinggi air pada hilir : h = 4,46 m

Maka disebut aliran kritis.

4.3.1 Perencanaan Lebar Pelimpah Samping (*Sideweir*)

Untuk dapat menghitung lebar pelimpah samping (*Side weir*) digunakan rumus

$$L = 1,16. B. V. H_1^{0,13} [(1/h_2^{0,5} - 1/h_1^{0,5})] \text{ (N.B Weber, 1978: 225)}$$

Maka:

$$L = 1,16. 8. 6,7. 7,28^{0,13} [(1/4,46^{0,5} - 1/7,28^{0,5})]$$

$$= 7,7925 \sim 7,8 \text{ meter.}$$

Maka, lebar pelimpah samping (*Side weir*) yang direncanakan sebesar 7,8 m.

Perhitungan lebar *Sideweir* ditinjau dari potongan $\Delta x_1 = 1\text{ m}$ dari ujung hilir:

$$\begin{aligned} Q_0 &= 372,36 \text{ m}^3/\text{dt} \\ B &= 8 \text{ m} \\ V &= 6,7 \text{ m/dt} \\ H_0 &= 4,46 \text{ m} \\ n &= 1 \\ k &= 50 \\ S &= 0,007 \end{aligned}$$

Dari data yang telah diketahui dapat dihitung lebar *Side weir* potongan $\Delta x_1 = 1 \text{ m}$ dari ujung hilir:

$$Q_{x_1} = \mu \Delta x \sqrt{(2g)} \{(H_0 - c)\}^{3/2}$$

$$H_0 = 4,46 + (372,36^2)/(2g \cdot 4,46^2) = 359$$

$$\mu = 0,95 \times 1,71 = 1,62; \Delta X_1 \text{ adalah potongan pertama dengan } \Delta X_1 = 1 \text{ m dari ujung hilir.}$$

$$\sqrt{(2g)} = 4,4294$$

$$H_0 - C = 4,46 - 3,155 = 1,305 \text{ m}$$

$$(H_0 - C)^{3/2} = 1,491$$

$$Q_{x_1} = 1,62 \cdot 1 \cdot 4,429 \cdot 1,491 = 7,175$$

$$H_0 = 4,46 + (372,36^2)/(2g \cdot 4,46^2) = 359 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_x = Q_0 + Q_{x_1} = 372,36 + 7,175 = 379,5 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_0 \text{ konstan, maka } H_x = 359.$$

$$\text{Maka persamaanya adalah: } H_{x_1}^3 = 359 H_{x_1}^2 + 7321 = 0$$

Dengan menggunakan metode coba-coba H_{x_1} dapat diketahui lebar pelimpah samping (*Side weir*) potongan 1 m dari hilir sesuai tabel di bawah ini.

Tabel 4.16 Perhitungan Lebar *Sidew weir* potongan Hx_1

Hx_1	Hx_1^3	$359Hx_1^2$	Konstanta	Persamaan
0.1	0.001	3.59	7321	7317.411
0.3	0.027	32.31	7321	7288.717
0.5	0.125	89.75	7321	7231.375
0.7	0.343	175.91	7321	7145.433
0.9	0.729	290.79	7321	7030.939
1	1	359	7321	6963
1.25	1.953	560.938	7321	6762.0156
1.5	3.375	807.75	7321	6516.625
1.75	5.360	1099.438	7321	6226.922
2	8	1436	7321	5893
2.25	11.3906	1817.438	7321	5514.953
2.5	15.625	2243.75	7321	5092.875
3	27	3231	7321	4117
3.25	34.328	3791.938	7321	3563.391
3.5	42.875	4397.75	7321	2966.125
3.75	52.734	5048.438	7321	2325.297
4	64	5744	7321	1641
4.25	76.766	6484.438	7321	913.328
4.5	91.125	7269.75	7321	142.375
4.51	91.734	7302.096	7321	110.638
4.52	92.345	7334.514	7321	78.832
4.53	92.96	7367.003	7321	46.956
4.54	93.58	7399.564	7321	15.012
4.55	94.196	7432.198	7321	-17.001
5	125	8975	7321	-1529
5.25	144.703	9894.938	7321	-2429.234

Sumber: Perhitungan, 2014

Potongan ke 1 dari ujung hilir $\Delta x_1 = 1m$

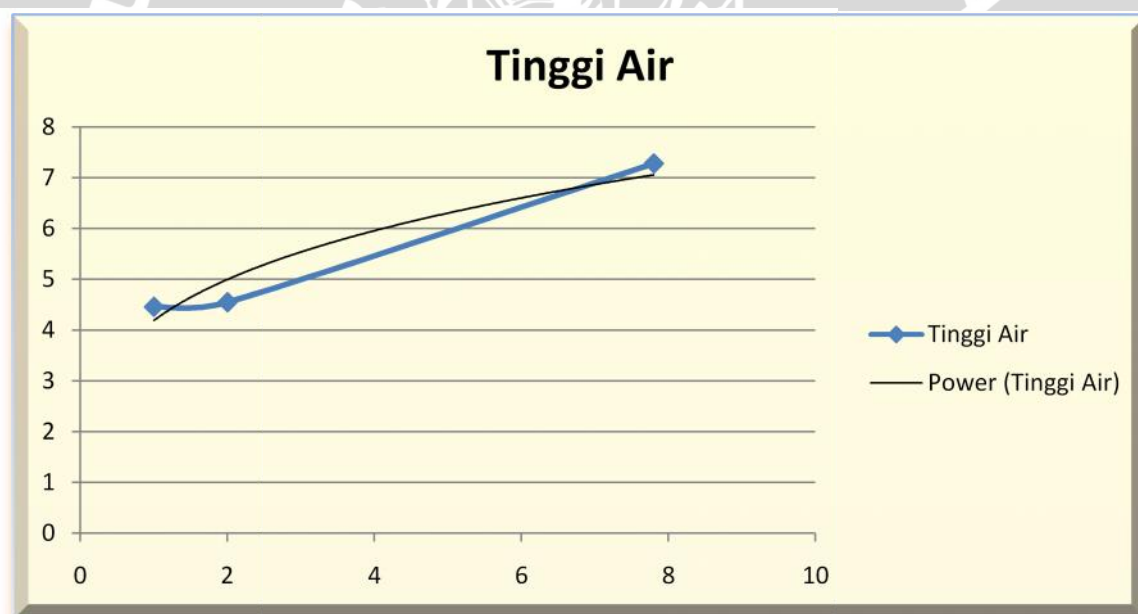
$Hx_1 = 4,55 m$.

$H = 4,55 + (379,54^2)/((2 \cdot g(4,55^2))) = 359,2 m^3/dt$

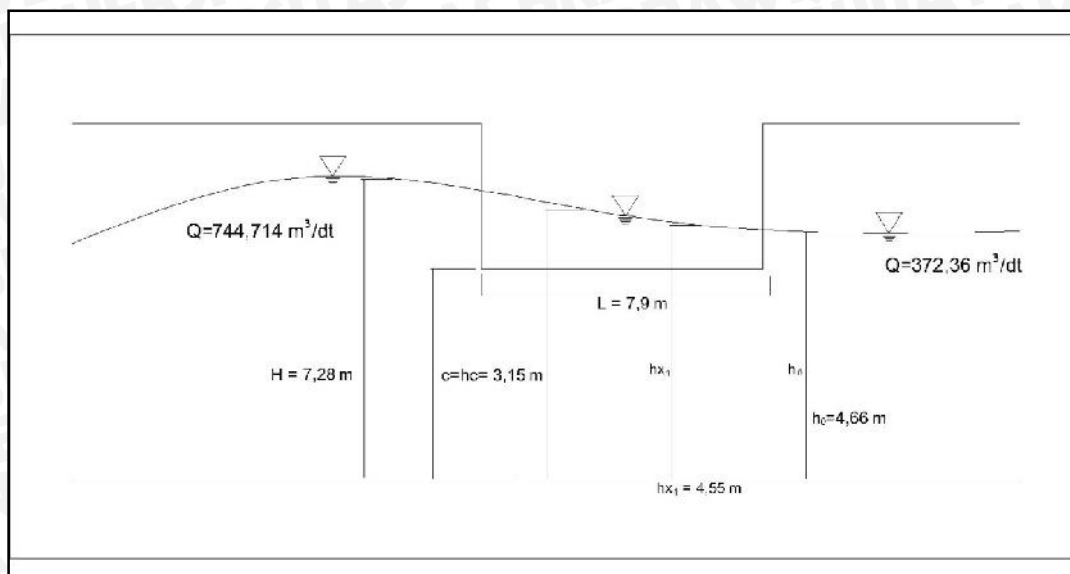
Untuk menentukan lebar per potongan 1 m dari hilir dapat dilakukan dengan langkah yang sama, sehingga dapat diketahui lebar per 1 m dari tinggi 4,46 m (tinggi air di hilir) sampai tinggi 7,28 m (tinggi air di hulu) sesuai tabel di bawah ini.

Jarak (m)	Tinggi Air (m)
1	4.460
2	4.550
3	5.534
4	5.952
5	6.297
6	6.595
7	6.857
7.8	7.047
7.9	7.286

Sumber: Perhitungan



Gambar 4. 12 Grafik Tinggi dan Lebar Pelimpah Samping (Side Weir)



Gambar 4. 13 Pelimpah Samping (*Sideweir*) yang Direncanakan

4.4 Perencanaan Dimensi Saluran Banjir (*Floodway*)

Setelah ditentukan letak pembuatan saluran *floodway* yang akan direncanakan, yaitu di bagian hilir Avoir Sarangan (Patok 7), maka yang perlu diketahui terlebih dahulu adalah dimensi dari Avoir Sarangan yang menjadi saluran utama. Di mana lebar Avoir Sarangan yang variatif antara 5-8 meter dan kedalaman Avoir Sarangan antara 4-6 meter. Sementara debit keluaran (Q_{release}) dari waduk Dawuhan adalah $250 \text{ m}^3/\text{detik}$.

Dengan adanya kondisi seperti di atas dapat kita ketahui berapa tinggi muka air dan lebar saluran yang akan direncanakan untuk membuat saluran *floodway*, sesuai perhitungan di bawah ini.

Diketahui:

$$n = 0,025$$

$$S = 0,007$$

$$m = \frac{\sqrt{3}}{3} = \tan 30^\circ$$

$$Q_{\text{rencana}} = 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Agar $Q_{\text{hitung}} = Q_{\text{rencana}}$, h coba-coba, $h = 5,67 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A &= h^2 \sqrt{3} \\ &= 5,67^2 \sqrt{3} \\ &= 55,58 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$P = 2h\sqrt{3}$$

$$= 2 \times 5,67\sqrt{3}$$

$$= 19,62 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{55,58}{19,62}$$

$$= 2,83 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0,0025} \times 2,83^{\frac{2}{3}} \times 0,007^{\frac{1}{2}}$$

$$= 6,70 \text{ m/dt}$$

$$Q_{hitung} = Q_{rencana}$$

$$Q_{hitung} = A \times V$$

$$= 55,58 \times 6,70$$

$$= 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$$

maka nilai b:

$$A = (b + m \times h) \times h$$

$$55,58 = 5,66b + 18,53$$

$$b = 6,54 \text{ m.}$$

Tabel dengan menggunakan

system

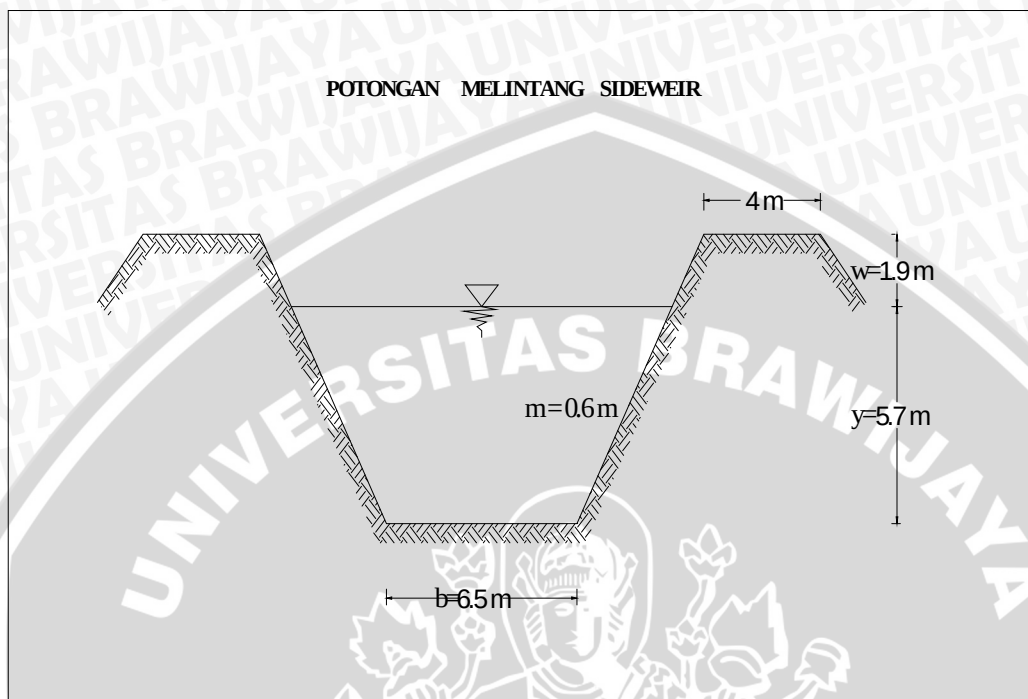
percobaan untuk mengetahui gerdan lebarsaluran flood way dengan metode goalseek:

Tabel 4. 21 Perhitungan Dengan Metode *Goalseek*.

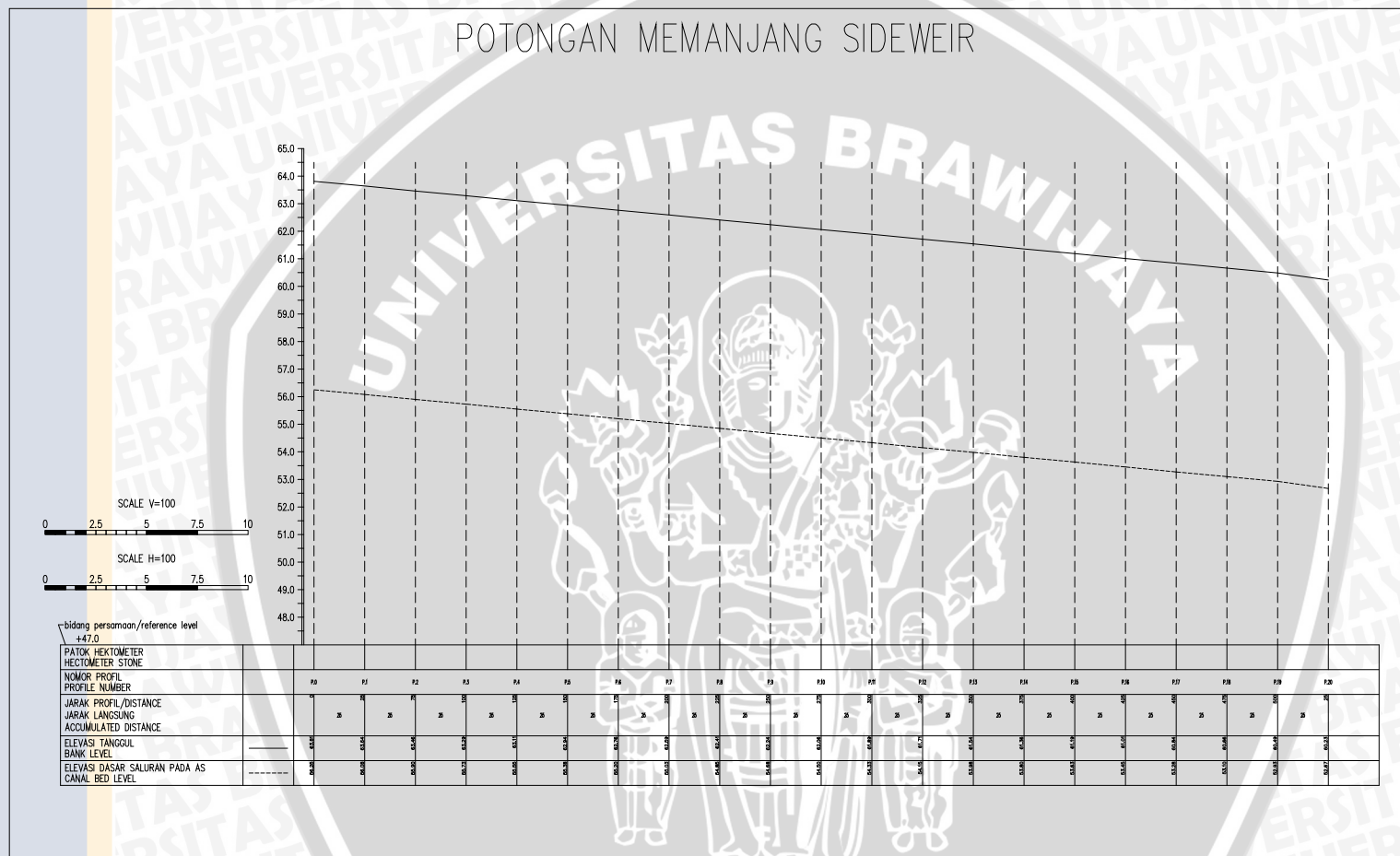
No	y (m)	w (m)	n	s	m	b (m)	A Hitung (m ²)	A kontrol (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q Hitung (m ³ /dt)	Q Rencana (m ³ /dt)
1	1.00	0.33	0.025	0.007	0.577	1.16	1.732	1.732	3.464	0.50	2.11	3.652	372.360
2	2.00	0.67	0.025	0.007	0.577	2.31	6.928	6.928	6.928	1.00	3.35	23.186	372.360
3	3.00	1.00	0.025	0.007	0.577	3.47	15.588	15.588	10.392	1.50	4.39	68.361	372.360
4	4.00	1.33	0.025	0.007	0.577	4.62	27.713	27.713	13.856	2.00	5.31	147.223	372.360
5	5.00	1.67	0.025	0.007	0.577	5.78	43.301	43.301	17.321	2.50	6.16	266.933	372.360
6	5.66	1.89	0.025	0.007	0.577	6.54	55.580	55.580	19.623	2.83	6.70	372.360	372.360
7	6.00	2.00	0.025	0.007	0.577	6.93	62.354	62.354	20.785	3.00	6.96	434.063	372.360

Sumber: Perhitungan, 2014

Setelah ditentukan tinggi kedalaman air saluran adalah 5,7 meter dan lebar saluran 6,5 meter, dapat direncanakan gambar potongan melintang dan memanjang saluran seperti di bawah ini.



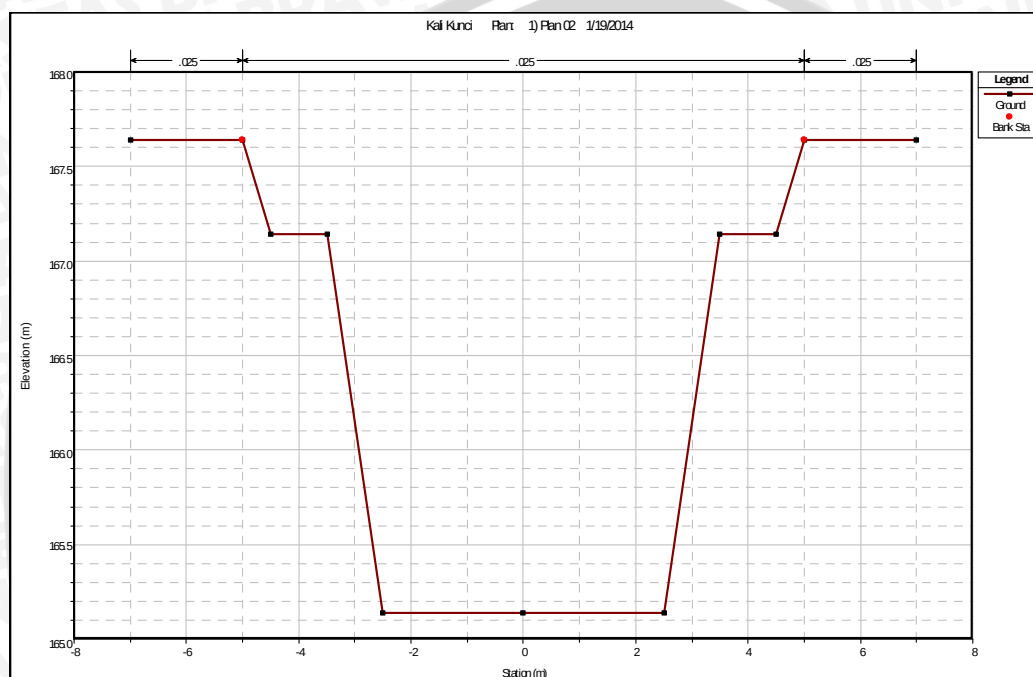
Gambar 4. 14 Potongan Melintang Dimensi Saluran Floodway



Gambar 4. 15 PotonganMemanjangDimensiSaluranFloodway

4.5 Perencanaan Floodway Avour Sarangan

Setelah mengetahui titik – titik lokasi banjir maka langkah selanjutnya adalah melakukan perencanaan normalisasi pada lokasi yang terjadi banjir. Dari analisis sebelumnya didapatkan lokasi banjir terjadi pada patok 35 hingga patok 1 (muara Avour Sarangan). Sehingga perencanaan *floodway* direncanakan pada patok 7 Avour Sarangan, dengan panjang saluran(*floodway*) yang direncanakan adalah 512 m dan terdapat 21 patok yang direncanakan. Dimensi yang direncanakan adalah seperti gambar berikut.

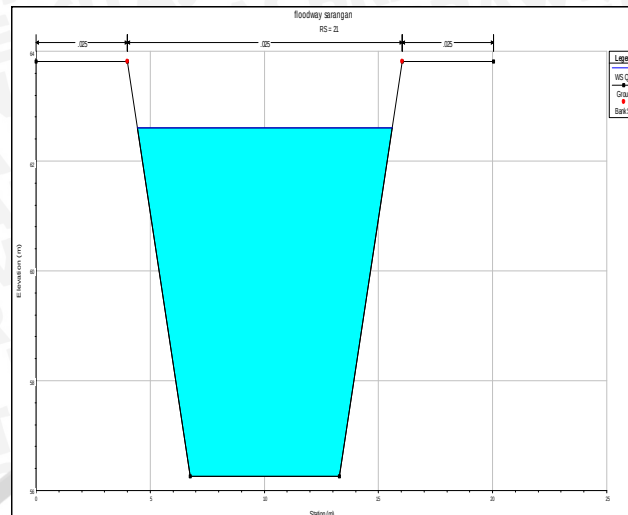


Gambar 4. 16 Dimensi Rencana Floodway
Sumber: Analisis HEC-RAS

- Lebar Saluran : 6,5 meter
- Tinggi Kedalaman : 5,7 meter
- Tinggi Jagaan : 1,9 meter

Pertimbangan yang diambil adalah berdasarkan Avour Sarangan antara 5 - 8 m dan dengan tinggi kedalaman rata-rata 4 - 6 m.

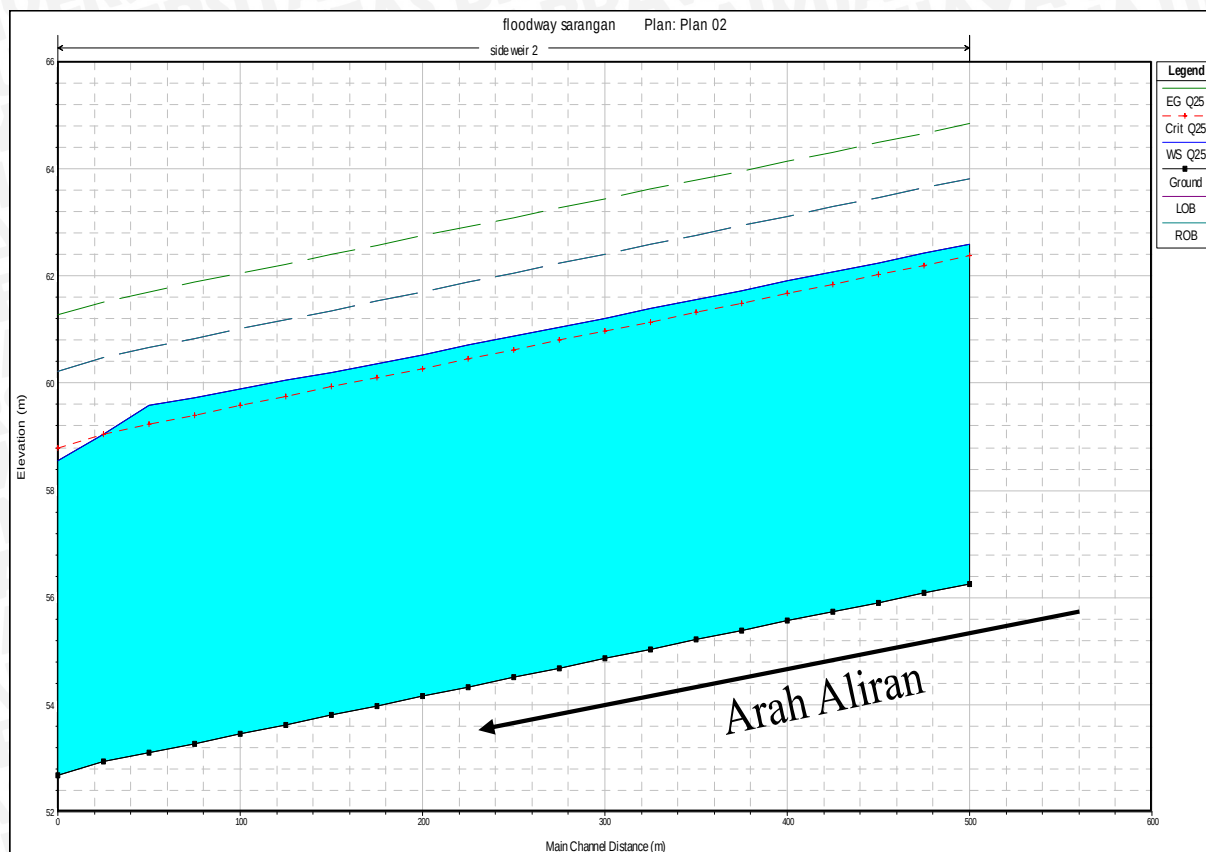
Setelah dilakukan perencanaan saluran banjir (*floodway*) dilakukan simulasi kembali untuk mengetahui keadaan aliran setelah dilakukan normalisasi, hasil simulasi dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 4. 17 Kondisi Patok 21 Saluran floodway
Sumber: Analisis HEC-RAS

Dari gambar di atas membuktikan bahwa pada patok 21 saluran floodway atau pada bagian hulu, sudah tidak terjadi limpasan atau banjir setelah dilakukan running HEC-RAS sesuai data penampang saluran yang telah direncanakan.





Gambar 4. 18 Kondisi Potongan Memanjang Patok 21 – 1 Saluran *floodway* yang direncanakan.
Sumber: Analisis HEC-RAS

Kondisi Eksisting saluran *floodway* yang akan direncanakan dari bagian hulu sampai hilir yaitu patok 21-1 dengan jarak antarpatok 25 meter tiap patoknya. Dari hasil running dapat diketahui dengan debit banjir maksimum yang telah dihitung keadaan saluran *floodway* tetap aman dari limpasan sungai dan banjir.