

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Survey Lapangan

Berdasarkan hasil survey lapangan pada Sungai Manikin, Kelurahan Tarus, Kecamatan Kupang Tengah, Kabupaten Kupang ada beberapa permasalahan yang saya temui yaitu kerusakan tebing sungai yang parah, berupa gerusan tebing kanan sungai di hulu Sungai Manikin. Tebing kiri sungai terdapat bangunan perkuatan tebing bronjong sudah mengalami kerusakan disebabkan bangunan tersebut sudah cukup lama dibangun yaitu pada tahun 2008. Kondisi ini memperparah terjadinya banjir yang sudah mendekati pinggir jalan jalan raya dan perlu dilakukan penanganan untuk mempertahankan keutuhan tebing sungai dari gerusan yang disebabkan oleh besarnya daya rusak air, di beberapa lokasi perlu dibuat bangunan perkuatan tebing menggunakan bronjong dan krib untuk pengarah aliran pada alur sungai.

4.2 Pengumpulan Data

4.2.1 Data Primer

1. Lokasi Wilayah Studi

Lokasi studi penelitian di Sungai Manikin pada Desa Mata Air tepat di bawah jembatan Tarus, Kelurahan Tarus, Kecamatan Kupang Tengah, Kabupaten Kupang.



Gambar 4.1 Peta Wilayah Desa Mata air, Kabupaten Kupang

Sumber : Google Earth

2. Kondisi Di Lapangan

Tabel 4.1 Identifikasi Faktor Penyebab Genangan Air Pada Lokasi

No.	Masalah	Sumber	Foto
1.	Dilapangan dijumpai pada tebing kiri bangunan perkuatan tebing bronjong <i>existing</i> yang sudah rusak.	Wawancara – Yustin Geo (Ketua RT Dera Mata Air)	
2.	Ketika terjadi banjir menimbulkan gerusan yang mengakibatkan terjadinya longsor sepanjang tebing kanan sungai yang berbatasan dengan areal pesawahan.	Pengamatan dan Pengukuran	

4.2.2 Data Sekunder

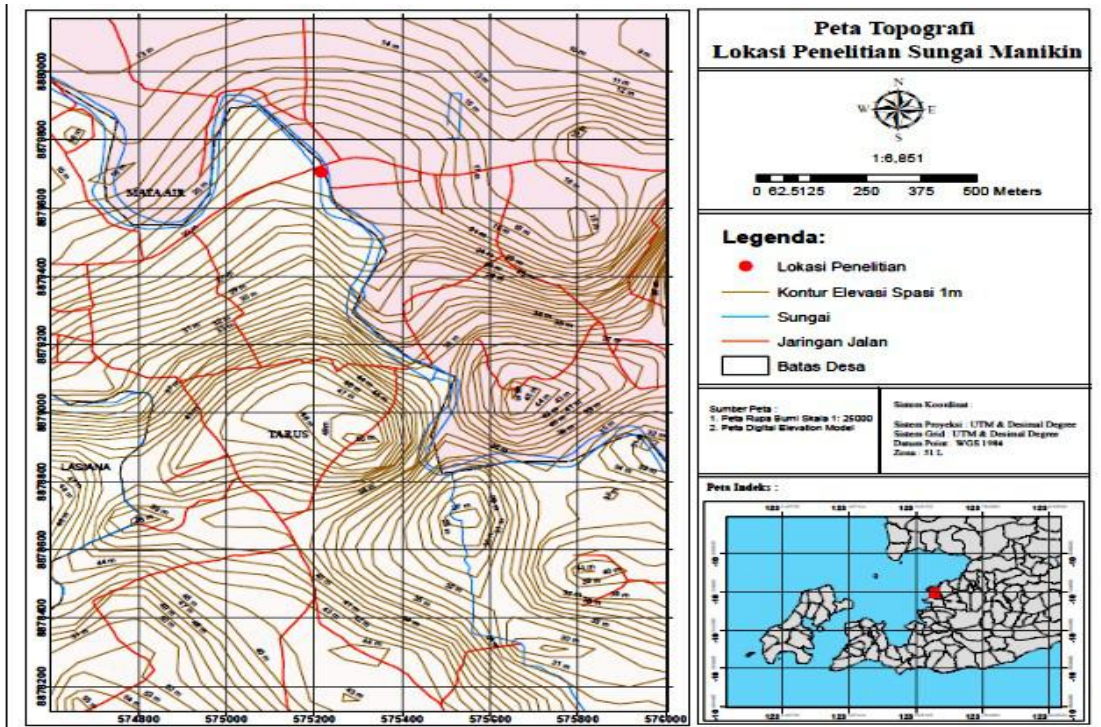
1 Data curah hujan

Data curah hujan yang diambil adalah data curah hujan harian 10 tahun terakhir yaitu dari tahun 2009 sampai dengan tahun 2018. yang diperoleh dari rekapitulasi data curah hujan harian. data curah hujan dapat dipakai stasiun curah hujan disekitar daerah aliran sungai Manikin yaitu stasiun Baun, Stasiun Oeletsala, stasiun Tarus dan stasiun Penfui.

2 Data klimatologi

Data klimatologi merupakan data yang berkaitan dengan temperatur, penyinaran matahari, kelembaban relatif dan kecepatan angin dalam daerah Kabupaten Kupang dengan pengaturan indeks tertentu.

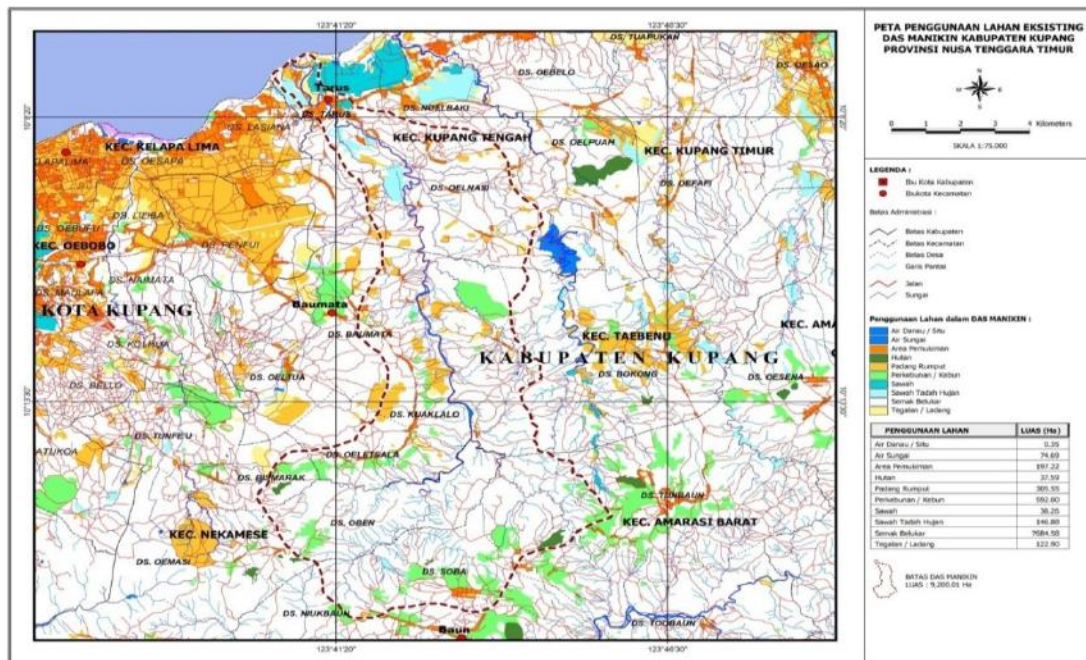
3 Data topografi



Gambar 4.2 Peta Topografi Lokasi Penelitian Sungai Manikin

Sumber : BWS NT II

4 Data Peta Tata Guna Lahan



Gambar 4.3 Peta Tata Guna Lahan DAS Manikin

Sumber : BWS NT II

4.3 Analisis Hidrologi

4.3.1 Perhitungan Curah Hujan Maksimum

4.3.1.1 Pemilihan Data Hujan

Hasil pengukuran data hujan alat pengukuran hujan pada stasiun merupakan data hujan pada suatu titik (point rainfall). Berikut ini merupakan data curah hujan harian yang di ambil dari stasiun Meteorologi Lasiana.

Tabel 4.2: Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Tarus

Tahun	Curah Hujan Maksimum Tiap Bulan												Rh Total (mm)	Rh maks (mm)
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nop	Des		
2009	92.5	98	37	2	35	0	0	0	0	0	61	126	451,5	126
2010	112	52	68	25	28	8	4	14	29	33	8	54	435	112
2011	39	83	135.5	58	46	0	8	11	0	0	17	46	443.5	135.5
2012	53	81	68	83	17.5	0	0.5	0	31	4	24.5	0	362.5	83
2013	149	72	97	22	22	25	5	0	8.5	19	98	48	565.5	149
2014	120	109	24	40	22	1	14	0.5	0	0	31	45	406.5	120
2015	174	35	119	60	14	0	0	0,5	0	0	5	46	453.5	174
2016	35	17	60	1	62	4	22	0	18	3.5	12	53	287.5	62
2017	107	136	21	37	0	0	3	0	0	42	36	43	425	136
2018	67	35	37	16	1	1	12	3	0	0	37	168	377	168

(Sumber : BMKG Kota Kupang)

Tabel 4.3:Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Oeletsala

Tahun	Curah Hujan Maksimum Tiap Bulan												Rh Total (mm)	Rh maks (mm)
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nop	Des		
2009	125	102	51	20	60	0	0	0	0	0	45	71	474	125
2010	48	71	18	108	0	14	4	0	4	0	46	26	339	108
2011	48	71	18	112	0	14	4	0	4	0	46	21	338	112
2012	66	31	56	28	12	4	0	0	13	0	0	23	233	66
2013	102	40	30	22	15	56	0	0	10	30	40	32	377	102
2014	81	82	30	108	0	0	0	0	0	0	13	86	400	108
2015	18	17	30	18	20	0	0	0	0	0	28	12	143	30
2016	243	310	228	80	0	0	0	0	0	82	80	185	1208	310
2017	90	90	70	0	68	0	0	0	0	0	21	28	367	90
2018	100	125	190	75	0	0	0	0	0	25	90	130	735	190

(Sumber : BMKG Kota Kupang)

Tabel 4.4:Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Baun

Tahun	Curah Hujan Maksimum Tiap Bulan												Rh Total (mm)	Rh maks (mm)
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nop	Des		
2009	55	76	67	25	10	5	2	17	0	0	47	165	469	165
2010	55	120	52	12	0	7	9	0	0	0	9	65	329	120
2011	145	95	22	55	55	0	21	0	1	55	37	55	541	145
2012	55	90	115	45	0	0	0	10	0	3	60	60	438	115

2013	115	55	0	25	60	47	0	0	0	6	55	33	396	115
2014	45	115	55	6	0	13	6	0	0	27	38	66	371	115
2015	45	55	44	60	0	0	5	0	30	0	17	18	274	60
2016	45	115	55	6	0	13	6	0	0	23	21	102	386	115
2017	46	65	56	9	21	0	0	2	0	20	28	72	319	72
2018	51	60	90	24	0	0	4	0	0	60	60	70	419	90

(Sumber : BMKG Kota Kupang)

4.3.2 Curah Hujan Rerata Daerah (Area Rainfall)

4.3.2.1 Metode Poligon Thessen

Rumus yang dipakai yaitu Persamaan 2.2 pada Bab II sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Di mana:

\bar{R} = curah hujan rata-rata wilayah (mm)

A_1, A_2, A_n = luas daerah polygon 1,2,...,n (km²)

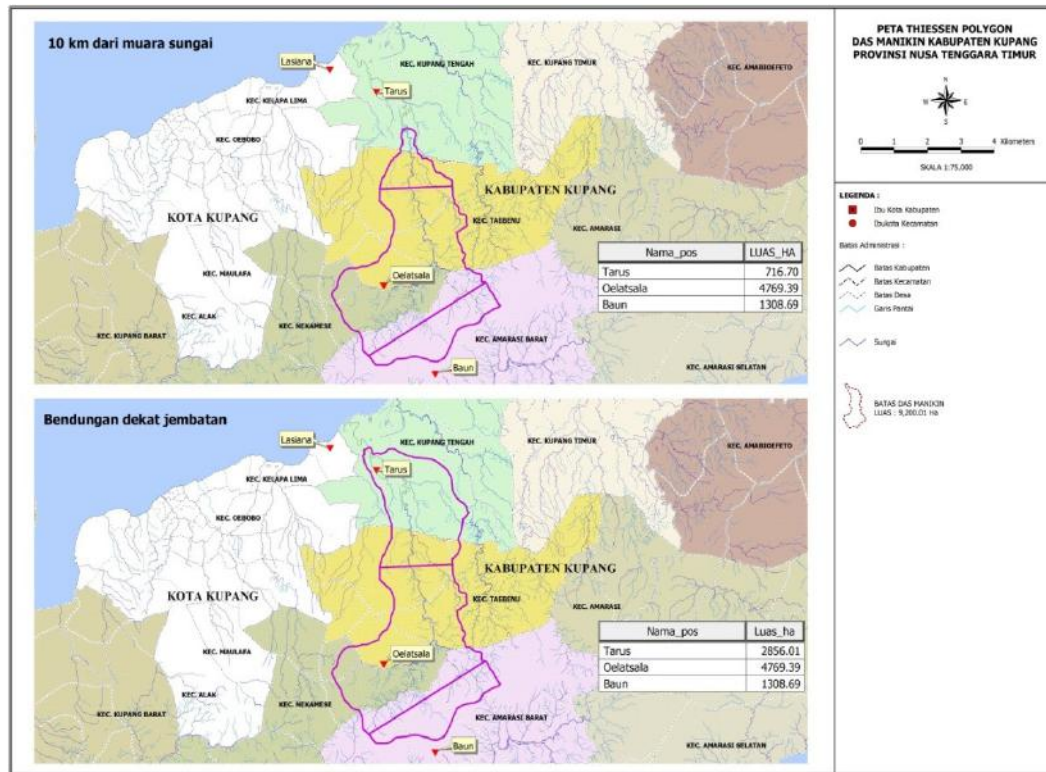
R_1, R_2, R_n = curah hujan maksimum pada stasiun 1,2,...,n (mm).

Hasil perhitungan curah hujan rata-rata dengan metode Polygon Thiessen akan dipakai untuk perhitungan selanjutnya dengan data curah hujan rata-rata dijabarkan pada Tabel dibawah ini.

Data yang diketahui sebagai berikut :

Stasiun	luas das	Ha	Km2
Tarus	2856016,6	285,60166	2,8560166
Oeletsala	4769393,8	476,93938	4,7693938
Baun	1308698,4	130,86984	1,3086984
Total	8934108,8	893,41088	8,9341088

(Sumber : Hasil Analisa)



Gambar 4.4 Poligon Thiessen DAS Manikin

Sumber : BWS NT II

Tabel 4.5:Data Hasil Perhitungan Metode Polygon Thiessen

No.	Tahun	Tanggal	Curah Hujan Maksimum			Rrt	Rmaks
			Stasiun Tarus	Stasiun Oelatsala	Stasiun Baun		
			0,320	0,534	0,146		
1	2009	15-Des	126	71	15	80,379	80,379
		10-Feb	98	16	12	41,627	
		01-Jan	92,5	0	0	29,570	
2	2010	16-Jan	112	48	55	69,485	69,485
		02-Mar	68	14	52	36,829	
		31-Des	54	0	0	17,262	
3	2011	31-Mar	135,5	18	22	56,148	56,148
		23-Feb	83	25	3	40,319	

		20-Apr	58	0	0	18,541	
4	2012	26-Apr	83	0	0	26,533	26,533
		02-Feb	81	0	2	26,187	
		05-Mar	68	0	20	24,668	
		06-Jan	149	0	0	47,632	
5	2013	23-Nov	98	40	0	52,682	52,682
		06-Mar	97	18	0	40,618	
		22-Jan	120	18	0	47,970	
6	2014	19-Feb	109	15	0	42,852	47,970
		28-Dec	45	0	0	14,385	
		11-Jan	174	0	0	55,624	
7	2015	07-Mar	119	7,3	32	46,626	55,624
		25-Apr	60	0	0	19,181	
		06-Mei	62	0	0	19,820	
8	2016	15-Mar	60	0	3	19,620	37,759
		18-Dec	53	25	51	37,759	
		03-Feb	136	89,3	43	97,447	
9	2017	27-Jan	107	17,6	0	43,601	97,447
		24-Dec	43	8,4	6	19,109	
		23-Dec	168	0	0	53,706	
10	2018	13-Feb	67	0	0	21,418	53,706
		23-Mar	37	0	0	11,828	
		Rata-rata					

(Sumber : Hasil Analisa)

4.3.3 Pemilihan Distribusi Hujan Rencana

A. Parameter Statistik

Perhitungan parameter statistik dilakukan sebelum perhitungan dispersi.

Rumus parameter statistik sesuai persamaan 3.3

$$(X_i - \bar{X}), (X_i - \bar{X})^2, (X_i - \bar{X})^3, (X_i - \bar{X})^4$$

Keterangan :

X_i = Besarnya Curah Hujan Daerah (mm)

\bar{X} = Rata – rata curah hujan maksimum daerah (mm)

Tabel 4.6:Data Hasil Perhitungan Parameter Statistika

No.	Tahun	X_i	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1	2009	80,4	22,6	511,0	11552,2	261148,4
2	2010	69,5	11,7	137,2	1606,3	18812,2

3	2011	56,1	-1,6	2,6	-4,3	7,0
4	2012	26,5	-31,2	975,9	-30488,6	952467,9
5	2013	52,7	-5,1	25,9	-132,0	671,9
6	2014	48,0	-9,8	96,1	-942,0	9234,9
7	2015	55,6	-2,1	4,6	-9,9	21,4
8	2016	37,8	-20,0	400,5	-8016,5	160438,9
9	2017	97,4	39,7	1574,0	62445,5	2477429,6
10	2018	53,7	-4,1	16,5	-67,3	273,8
Jumlah		577,7	-	3744,5	35943,4	3880506,0
n		10				
Xrt		57,8				

(Sumber : Hasil Analisa)

Untuk hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.6 dibawah ini. Berdasarkan Tabel 4.6, dilakukan perhitungan untuk mendapatkan beberapa parameter statistik yang kemudian digunakan dalam analisa lebih lanjut.

Perhitungan Dispersi untuk Parameter Statistik yang dihitung antara lain:

1. Deviasi standar (Sd)

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

$$Sd = 20.40 \text{ mm}$$

2. Koefisien variansi (Cv)

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = 0.35$$

3. Koefisien skewness (Cs)

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

$$Cs = 0.59$$

4. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = 0.35$$

B. Parameter Logaritma

Perhitungan parameter logaritma sama dengan perhitungan parameter statistik yaitu dilakukan sebelum perhitungan dispersi dalam mencari jenis distribusi yang akan dihitung. Parameter logaritma adalah $\log X_i$, $(\log X_i - \log \bar{X})$, $(\log X_i - \log \bar{X})^2$, $(\log X_i - \log \bar{X})^3$, dan $(\log X_i - \log \bar{X})^4$.

Tabel 4.7: Data Hasil Perhitungan Parameter Logaritma

No.	Tahun	X_i	$\log X_i$	$\log X_i - \log \bar{X}$	$(\log X_i - \log \bar{X})^2$	$(\log X_i - \log \bar{X})^3$	$(\log X_i - \log \bar{X})^4$
1	2009	80,4	1,905	0,169	0,028	0,0048	0,00081
2	2010	69,5	1,842	0,106	0,011	0,0012	0,00012
3	2011	56,1	1,749	0,013	0,000	0,0000	0,00000
4	2012	26,5	1,424	-0,313	0,098	-0,0305	0,00955
5	2013	52,7	1,722	-0,015	0,000	0,0000	0,00000
6	2014	48,0	1,681	-0,055	0,003	-0,0002	0,00001
7	2015	55,6	1,745	0,009	0,000	0,0000	0,00000
8	2016	37,8	1,577	-0,159	0,025	-0,0040	0,00064
9	2017	97,4	1,989	0,252	0,064	0,0161	0,00406
10	2018	53,7	1,730	-0,006	0,000	0,0000	0,00000
Jumlah			17,364	-	0,2300	-0,0127	0,0152
N			10				
$(\log \bar{X})_{rt}$			1,74				

(Sumber : Hasil Analisa)

Berdasarkan Tabel 4.7, dilakukan perhitungan untuk mendapatkan beberapa parameter logaritma yang kemudian digunakan dalam analisa lebih lanjut.

Perhitungan Dispersi untuk Parameter Logaritma yang dihitung antara lain:

1. Deviasi standar (Sd)

$$Sd = \sqrt{\sum_{i=1}^n \dots}$$

$$Sd = 0.16 \text{ mm}$$

2. Koefisien variansi (Cv)

$$Cv = \frac{Sd}{\log X}$$

$$Cv = 0,092$$

3. Koefisien skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log(X_i) - \log(X))^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$Cs = 0,43$$

4. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\log X_i - \log X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$Ck = 4,62$$

Tabel 4.8: Data Rekapitulasi Hasil Perhitungan Dispersi

No.	Dispersi	Parameter	
		Statistik	Logaritma
1	Sd	20,397	0,160
2	Cv	0,353	0,092
3	Cs	0,588	0,432
4	Ck	4,448	4,617

(Sumber : Hasil Analisa)

4.3.4 Analisis Jenis Sebaran

Jenis sebaran yang akan diuji dan digunakan dalam laporan ini ada 3 (tiga), yaitu Metode Distribusi Normal, Ej Gumbel dan Metode Distribusi Log-Pearson Type III.

A. Metode Distribusi Normal

Untuk mendapatkan besar curah hujan rencana dengan metode ini dapat digunakan Persamaan (2.9) pada Bab II berikut ini :

$$X_T = \hat{X} + K_T * Sd$$

Di mana :

X_T = curah hujan rencana (mm)

\dot{X} = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

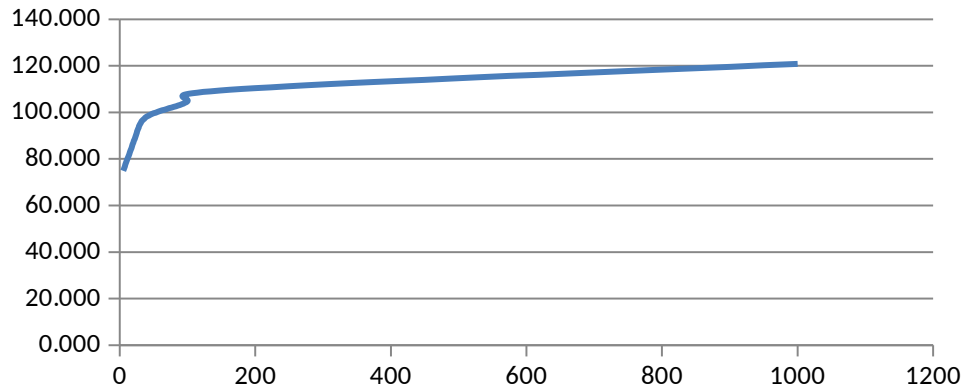
Sd = standar deviasi data hujan maksimum tahunan (mm)

K_T =faktor frekuensi

Tabel 4.9: Data Perkiraan Curah Hujan Distribusi Normal

NO.	Periode	Xrt	Kt	Sd	Xt
1	5	57,773	0,84	20,397	74,907
2	25	57,773	1,64	20,397	91,225
3	50	57,773	2,05	20,397	99,588
4	100	57,773	2,33	20,397	105,299
5	200	57,773	2,58	20,397	110,399
6	1000	57,773	3,09	20,397	120,801

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.5 : Perkiraan curah hujan rencana Distribusi Normal

B. Metode Distribusi Ej Gumbel

Dalam melakukan perhitungan curah hujan rencana dengan distribusi Ej Gembel dapat menggunakan Persamaan (2.14) dan (2.15) pada Bab II berikut:

$$X_T = \dot{X} + K * Sd \rightarrow K = \left(\frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \right) = \text{Faktor Frekuensi nilai ekstrim Gumbel}.$$

Di mana :

\dot{X} = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

Y_{Tr} = reduced variate

Y_n = reduced mean yang tergantung jumlah sampel/data (n)

S_n = reduced standard deviation yang juga tergantung jumlah sampel/data (n)

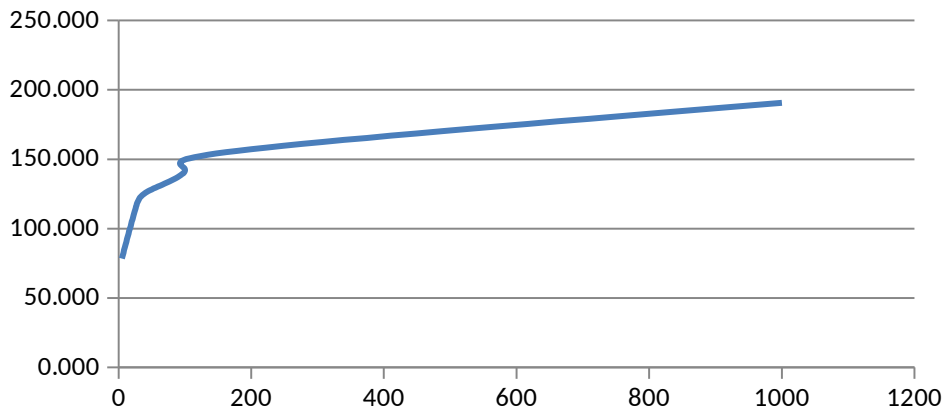
Sd = standar deviasi data hujan maksimum tahunan (mm)

Hasil perhitungan curah hujan rencana menggunakan distribusi Ej Gumbel diberikan pada Tabel 4.10 berikut :

Tabel 4.10:Data Perkiraan Curah Hujan Distribusi Ej Gumbel

No.	Periode	X _{rt}	Y _{Tr}	Y _n	S _n	Sd	X _T
1	5	57,773	1,5004	0,5035	0,9833	20,397	78,453
2	25	57,773	3,1993	0,5035	0,9833	20,397	113,694
3	50	57,773	3,9028	0,5035	0,9833	20,397	128,288
4	100	57,773	4,6012	0,5035	0,9833	20,397	142,775
5	200	57,773	5,2969	0,5035	0,9833	20,397	157,207
6	1000	57,773	6,9087	0,5035	0,9833	20,397	190,642

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.6 : Perkiraan curah hujan rencana Distribusi Ej Gumbel

C. Hujan Rancangan dengan Distribusi Log-Pearson Type III

Salah satu distribusi yang dipakai dalam laporan ini adalah Distribusi Log- Pearson Type III. Berbeda dengan jenis distribusi lainnya, cara yang dianjurkan dalam pemakaian distribusi Log-Pearson Type III adalah dengan mengkonversi rangkaian datanya menjadi bentuk logaritmik dan melakukan perhitungan.

Untuk mengetahui curah hujan dalam periode T-tahun dapat digunakan Persamaan (2.20) untuk distribusi Log-Pearson Type III yakni, sebagai berikut :

$$\log X_T = \log(\bar{X}) + G S \log(X)$$

Di mana :

$\log X_T$ = logaritma curah hujan dalam periode ulang T-tahun (mm)

$\log(X)$ = curah hujan rata-rata logaritmik (mm)

C_s = koefisien kemencengan

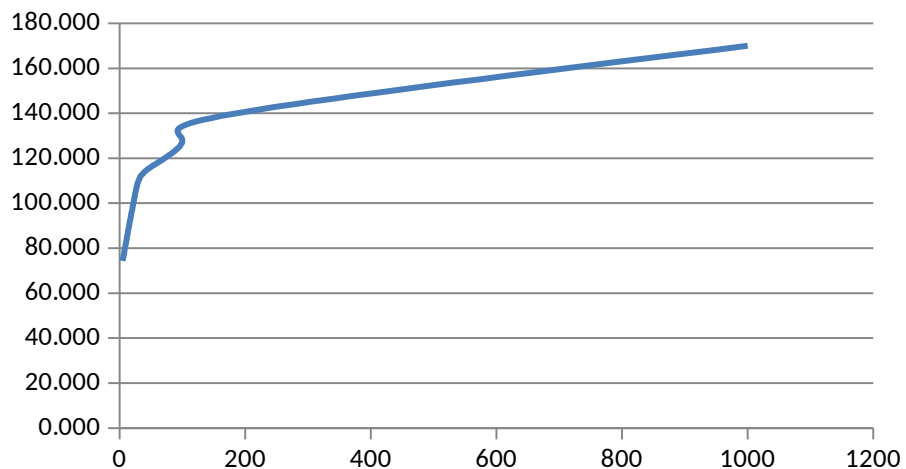
G = faktor frekuensi sebaran Log-Pearson Type III

$Slog(X)$ = standar deviasi data hujan maksimum tahunan (mm)

Tabel 4.11: Data Perkiraan Curah Hujan Distribusi Log-Pearson Type III

No.	Periode	(log x)rt	Cs	G	Slog(X)	log XT	X_T
1	5	1,736	0,432	0,842	0,160	1,871	74,300
2	25	1,736	0,432	1,761	0,160	2,018	104,207
3	50	1,736	0,432	2,054	0,160	2,065	116,074
4	100	1,736	0,432	2,326	0,160	2,108	128,297
5	200	1,736	0,432	2,576	0,160	2,148	140,664
6	1000	1,736	0,432	3,090	0,160	2,230	169,961

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.7 : Perkiraan curah hujan rencana Distribusi Log-Pearson Type III

Hasil perhitungan curah hujan rencana untuk ketiga metode di atas seperti ditunjukkan pada Tabel 4.12 di bawah ini

Tabel 4.12: Rekapitulasi Data Perkiraan Curah Hujan Rencana

No.	Periode	Curah Hujan Rencana		
		Normal	Ej Gumbel	L.Pearson
1	5	74,907	78,453	74,300
2	25	91,225	113,694	104,207
3	50	99,588	128,288	116,074
4	100	105,299	142,775	128,297
5	200	110,399	157,207	140,664
6	1000	120,801	190,642	169,961

(Sumber : Hasil Analisa)

Setelah diketahui nilai dari faktor-faktor dari perhitungan di atas dapat ditentukan metode distribusi mana yang dapat dipakai, seperti disajikan dalam Tabel 4.12. Berdasarkan data tersebut menunjukkan beberapa parameter yang menjadi syarat penggunaan suatu metode distribusi. Dari tabel tersebut ditunjukkan beberapa nilai C_s dan C_k yang menjadi persyaratan dari penggunaan tiga jenis metode distribusi.

Tabel 4.13: Penentuan Distribusi Berdasarkan Persyaratannya aXNo.	Jenis	Syarat	Hasil Hitungan	Keterangan
1	Ej Gumbel	$C_s = 1,14$	0,588	tidak memenuhi
		$C_k = 5,4$	4,448	tidak memenuhi
2	Log Pearson III	$C_s \neq 0$	0,432	tidak memenuhi
		$C_v \approx 0.3$	0,092	memenuhi

(Sumber : Hasil Analisa)

Berdasarkan hasil perhitungan dari ketiga metode yang digunakan di atas maka metode yang akan dipakai pada perhitungan selanjutnya adalah Metode Log-Pearson Type III. Dari jenis sebaran yang telah memenuhi syarat tersebut perlu diujikecocokan sebarannya dengan beberapa metode. Hasil uji kecocokan sebaran menunjukkan distribusinya dapat diterima atau tidak.

4.3.5 Pengujian Keselarasan Distribusi

Metode uji kesesuaian distribusi yang umum dipakai untuk mengetahui kebenaran analisis curah hujan terhadap simpangan data vertikal maupun simpangan data horizontal sehingga diketahui apakah pemilihan metode distribusi Log-Pearson Type III yang digunakan dalam perhitungan curah hujan diterima atau ditolak adalah Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square Test*) dan Uji Smirnov-Kolmogorov.

A. Uji sebaran Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

Untuk menguji keselarasan sebaran Metode Log-Pearson Type III menggunakan Uji Sebaran Chi-Kuadrat (*Chi Square Test*) (Soewarno, 1995) dapat digunakan Persamaan (2.21) pada Bab II sebagai berikut :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

Dimana :

X^2 = harga Chi-Kuadrat

G = jumlah sub-kelompok

Of = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

Ef = frekuensi yang diharapkan sesuai pembagian kelasnya.

Ef = jumlah data (n)/jumlah kelas (K)

Pengujian dengan menggunakan Uji Chi-Kuadrat disajikan dengan beberapa tahapan, yakni :

- 1) Urutan data perhitungan rata-rata dari yang terbesar ke yang terkecil.

Tabel 4.14: Pengurutan Data Perhitungan Rata-rata

No.	Tahun	(Xrt)mx	Urutan Data terkecil ke terbesar
1	2009	80,4	26,5
2	2010	69,5	37,8
3	2011	56,1	48,0
4	2012	26,5	52,7
5	2013	52,7	53,7
6	2014	48,0	55,6
7	2015	55,6	56,1
8	2016	37,8	69,5
9	2017	97,4	80,4
10	2018	53,7	97,4

(Sumber : Hasil Analisa)

2) Menghitung Jumlah Kelas

- i. Jumlah Data (n) = 10
- ii. Data terbesar = 97,400
- iii. Data Terkecil = 26,500
- iv. Kelas Distribusi (K) = $1 + 3,322 \ln (n)$
= $8,649188 = 9$ kelas

- 3) Rentang Data = Data Terbesar–Data Terkecil +1
= 97,400 – 26,500
= 71,900
- 4) Rentang Kelas = Rentang Data : Jumlah Interval
= 71,900 : 8,64
= 8,312919 = 8

5) Menghitung harga Chi-Kuadrat dengan menggunakan Persamaan (2.21) :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

Tabel 4.15: Data Uji Keselarasan Chi-Kuadrat

No.	Prob	Ef	Jml. Data	Ef-Of	(Ef - Of)^2	X^2
			Of			
1	22,5 < x < 30,5	1,111	1	0,111	0,012	0,011
2	30,5 < x < 39,4	1,111	1	0,111	0,012	0,011
3	39,4 < x < 48,2	1,111	1	0,111	0,012	0,011
4	48,2 < x < 57,1	1,111	4	-2,889	8,346	7,511
5	57,1 < x < 66,0	1,111	0	1,111	1,235	1,111
6	66,0 < x < 74,8	1,111	1	0,111	0,012	0,011
7	74,8 < x < 83,7	1,111	0	1,111	1,235	1,111
8	83,7 < x < 92,5	1,111	1	0,111	0,012	0,011
9	92,5 < x < 101,14	1,111	1	0,111	0,012	0,011
Σ		10,000	10	-	-	9,800

(Sumber : Hasil Analisa)

6) Menghitung Derajat kebebasan (Δk) dan X_{cr}^2

- i. Parameter (p) untuk uji Chi-Kuadrat adalah = 2
- ii. Derajat Kebebasan (Δk) = $K - (p+1) = 9 - (2+1) = 6$
- iii. Nilai X_{cr}^2 dengan jumlah data (n) = 10, $\alpha = 5\%$ dan $\Delta k = 6$ adalah = 12,592

Derajat Signifikasi (α) = 5%

X_h^2 hasil hitungan = 9,800

X_{cr}^2 = 12,592

Dilihat dari hasil perbandingan di atas bahwa ternyata X_h^2 hitungan < X_{cr}^2 , maka hipotesa yang diuji dapat diterima.

B. Uji Sebaran Smirnov – Kolmogorov

Uji keselarasan Smirnov – Kolmogorov, sering disebut juga uji kecocokan non-parametrik (*non parametric test*), karena pengujian tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Di mana :

X_i = rata-rata curah hujan tahunan (mm)

n = jumlah data = 10

m = nomor urut data

$P(x)$ = besar peluang pengamatan = $m / (n+1) \rightarrow P(x<) = 1 - P(x)$

$P'(x)$ = besarnya peluang teoritis, Tabel 2.10 $\rightarrow P'(x<) = 1 - P'(x)$

D = besar selisih peluang = $P'(x<) - P(x<)$.

Tabel 4.16: Data Uji Keselarasan Smirnov-Kolmogorov

Xi	M	P(x)	P(x<)	ft=(x-xrt)/s	p'x	p'(x<)	D	
1	2	3	4= nilai 1-3	5	6	7=nilai1-6	8=7-4	
26,5	1	0,077	0,923	-1,53	0,091	0,909	0,014	
37,8	2	0,154	0,846	-0,98	0,182	0,818	0,028	
48,0	3	0,231	0,769	-0,48	0,273	0,727	0,042	
52,7	4	0,308	0,692	-0,25	0,364	0,636	0,056	
53,7	5	0,385	0,615	-0,20	0,455	0,545	0,070	
55,6	6	0,462	0,538	-0,11	0,545	0,455	0,084	
56,1	7	0,538	0,462	-0,08	0,636	0,364	0,098	
69,5	8	0,615	0,385	0,57	0,727	0,273	0,112	
80,4	9	0,692	0,308	1,11	0,818	0,182	0,126	
97,4	10	0,769	0,231	1,95	0,909	0,091	0,140	
Dmaks								0,140

(Sumber : Hasil Analisa)

Dengan signifikasi = 0,05 (5%)

D Maks = 0,140

Do Kritis = 0,410 (untuk $n = 10$)

Dilihat dari perbandingan di atas bahwa $D_{maks} < D_o$ Kritis, maka metode sebaran yang dapat diuji dapat diterima.

4.3.6 Intensitas Curah Hujan

Perhitungan intensitas curah hujan ini menggunakan Metode Dr. Mononobe dimana intensitas curah hujan yang akan dicari menggunakan waktu sembarang atau dengan kata lain intensitas curah hujan dalam periode jangka panjang tertentu. Besar intensitas curah

hujan menurut Dr. Mononobe mengacu pada Persamaan (2.24) Bab II yang merupakan sebuah variasi dari persamaan-persamaan curah hujan jangka pendek.

Persamaannya sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

Dimana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm) → Log-Pearson Type III

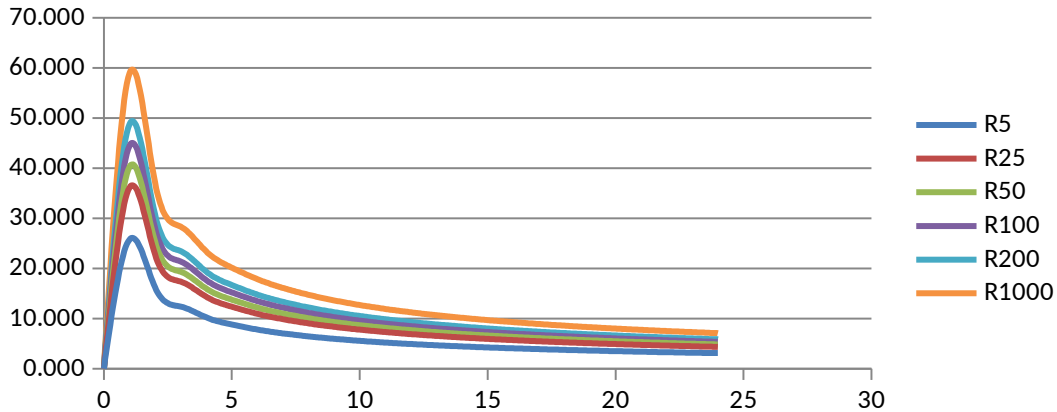
t = lamanya curah hujan (jam).

Hasil perhitungan intensitas curah hujan disajikan pada Tabel 4.17 berikut ini.

Tabel 4.17: Data Intensitas (I) Curah Hujan Dr. Mononobe (24 jam)

t (jam)	R24					
	R5	R25	R50	R100	R200	R1000
	74,300	104,207	116,074	128,297	140,664	169,961
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	25,758	36,127	40,241	44,478	48,765	58,922
2	16,227	22,758	25,350	28,019	30,720	37,119
3	12,383	17,368	19,346	21,383	23,444	28,327
4	10,222	14,337	15,970	17,651	19,353	23,383
5	8,809	12,355	13,762	15,211	16,678	20,151
6	7,801	10,941	12,187	13,470	14,769	17,845
7	7,039	9,873	10,997	12,155	13,326	16,102
8	6,440	9,032	10,060	11,120	12,191	14,731
9	5,953	8,350	9,300	10,280	11,271	13,618
10	5,549	7,783	8,670	9,583	10,506	12,694
11	5,208	7,304	8,136	8,993	9,859	11,913
12	4,914	6,892	7,677	8,486	9,304	11,242
13	4,659	6,534	7,278	8,045	8,820	10,657
14	4,434	6,219	6,928	7,657	8,395	10,144
15	4,235	5,940	6,616	7,313	8,018	9,688
16	4,057	5,690	6,338	7,005	7,680	9,280
17	3,896	5,464	6,086	6,727	7,376	8,912
18	3,750	5,260	5,859	6,476	7,100	8,579
19	3,618	5,074	5,651	6,247	6,849	8,275
20	3,496	4,903	5,462	6,037	6,618	7,997
21	3,384	4,746	5,287	5,843	6,407	7,741
22	3,281	4,601	5,125	5,665	6,211	7,505
23	3,185	4,467	4,976	5,500	6,030	7,286
24	3,096	4,342	4,836	5,346	5,861	7,082

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.8 : Kurva IDF (Intensitas Durasi Frekuensi) Dr. Mononobe (24 jam)
 Dengan mempertimbangkan keadaan iklim di Ibu Kota Provinsi Nusa Tenggara Timur yakni di Kupang yang memiliki ciri khas beriklim kemarau yang panjang, maka intensitas curah hujan yang dipakai hanya dalam kurun waktu 5 jam (BMKG Kota Kupang) untuk setiap periode T-tahun yang akan dipakai, yaitu : untuk periode 5 tahun, 25 tahun, 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun dan periode 1000 tahun.

Dengan demikian, persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{5} \times \left[\frac{5}{t} \right]^{2/3}$$

Di mana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm) → Log-Pearson Type III

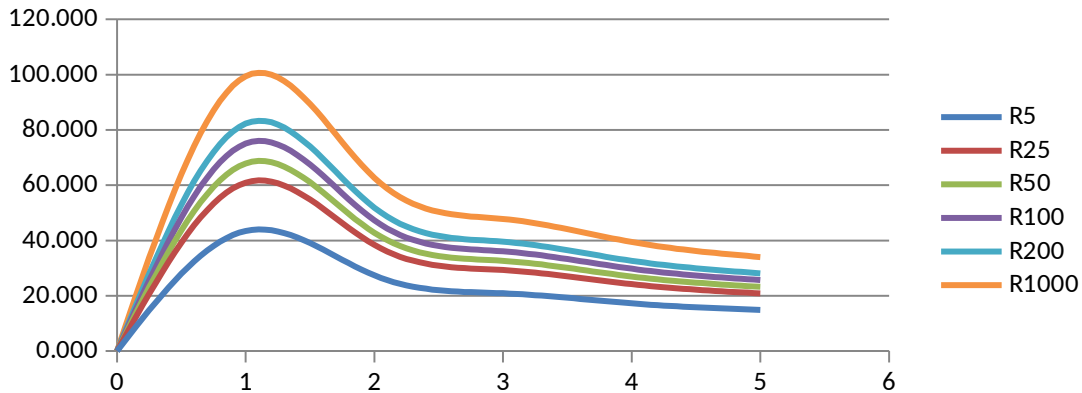
t = lamanya curah hujan (jam).

Hasil perhitungan intensitas curah hujan untuk 5 jam disajikan pada Tabel 4.18 berikut :

Tabel 4.18: Data Intensitas (I) Curah Hujan Dr. Mononobe (5 jam)

t (jam)	R5					
	R5	R25	R50	R100	R200	R1000
	74,300	104,207	116,074	128,297	140,664	169,961
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	43,451	60,941	67,881	75,029	82,261	99,394
2	27,372	38,390	42,762	47,265	51,821	62,614
3	20,889	29,297	32,634	36,070	39,547	47,784
4	17,243	24,184	26,938	29,775	32,645	39,444
5	14,860	20,841	23,215	25,659	28,133	33,992

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.9 :Kurva IDF (Intensitas Durasi Frekuensi) Dr. Mononobe (5 jam)

4.3.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk menghitung atau memperkirakan besarnya debit banjir yang akan terjadi dalam berbagai periode ulang dengan hasil yang baik dapat dilakukan dengan analisis data aliran dari sungai yang bersangkutan. Oleh karena data alirannya yang bersangkutan tidak tersedia maka dalam perhitungan debit banjir akan digunakan beberapa metode yaitu :

- Metode Rasional,
- Metode Der Weduwen,
- Metode Haspers,
- Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu (HSS Nakayasu)
- Metode HSS Snyder

A. Debit Banjir Rencana Metode Rasional

Untuk menghitung debit banjir dapat menggunakan Persamaan (2.34) s/d Persamaan (2.38) pada Bab II yaitu sebagai berikut :

$$Q_t = \frac{C \times I \times A}{3,6} = 0,278 \times C \times I \times A \rightarrow (11)$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{tc} \right]^{2/3} \rightarrow (10)$$

$$tc = \frac{l}{w} \rightarrow (9)$$

$$w = 20 \frac{H^{0,6}}{l} \text{ (m/det)}$$

$$w = 72 \frac{H^{0,6}}{l} \text{ (km/jam)} \rightarrow \text{Persamaan ini yang akan dipakai pada perhitungan (8).}$$

Di mana :

Q = debit banjir rencana (m³/det)

C = koefisien run off (koefisien limpasan)

l = intensitas hujan selama t jam (mm/jam)

A = luas DAS (km²).

tc = waktu konsentrasi (jam)

w = waktu kecepatan perambatan (m/detik atau km/jam)

l = jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (km)

H = beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau (m).

Data yang diketahui, yaitu :

L = jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (km)

= 3,260 km

A = luas DAS (km²)

= 8,934 km²

H = beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau (km)

= 0,020 km

C = 0,60 (tata guna lahan untuk persawahan).

Dari data perkiraan curah hujan Distribusi Log-Pearson Type III pada Tabel 4.11 diketahui :

R₂₄ periode ulang 5 tahun = 74,300 mm

R₂₄ periode ulang 20 tahun = 104,207 mm

R₂₄ periode ulang 50 tahun = 116,074 mm

R₂₄ periode ulang 100 tahun = 128,297 mm

R₂₄ periode ulang 200 tahun = 140,664 mm

R₂₄ periode ulang 1000 tahun = 169,961 mm

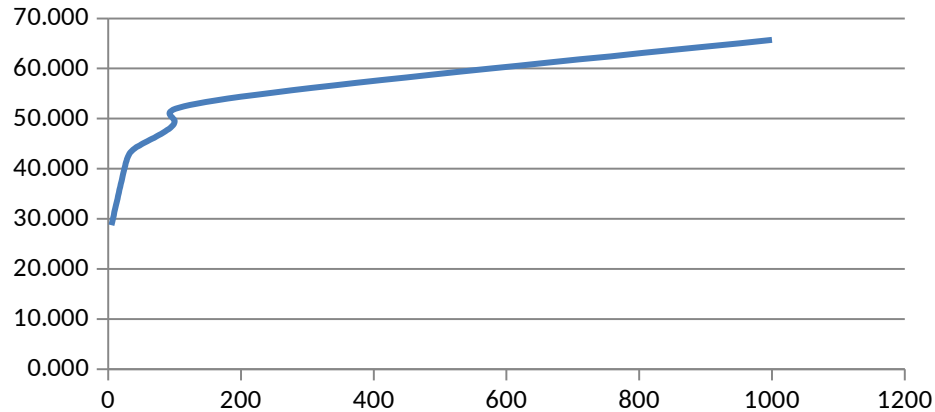
Debit banjir rencana dengan Metode Rasional disajikan pada Tabel 4.19 sebagai berikut :

Tabel 4.19: Data Debit Banjir Rencana Metode Rasional

No.	Periode	A	R24	L	H	C	W	tc	l	Q
1	5	8,934	74,300	3,260	0,020	0,600	2,112	1,543	19,287	28,718
2	25	8,934	104,207	3,260	0,020	0,600	2,112	1,543	27,050	40,278

3	50	8,934	116,074	3,260	0,020	0,600	2,112	1,543	30,131	44,865
4	100	8,934	128,297	3,260	0,020	0,600	2,112	1,543	33,304	49,590
5	200	8,934	140,664	3,260	0,020	0,600	2,112	1,543	36,514	54,369
6	1000	8,934	169,961	3,260	0,020	0,600	2,112	1,543	44,119	65,694

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.10 :Debit puncak rencana Metode Rasional

B. Debit Banjir Rencana Metode Weduwen

Syarat dalam perhitungan debit banjir dengan metode Weduwen adalah sebagai berikut:

A = Luas daerah pengaliran < 100 km²

T = 1/6 sampai 12 jam

(Loebis, 1984)

Rumus yang digunakan dalam perhitungan debit banjir rencana dengan Metode Weduwen adalah sebagai berikut:

$$Qt = \alpha \times \beta \times q \times A$$

(Loebis, 1984)

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \times A}{120 + A}$$

$$q = \frac{Rn}{240} \times \frac{67,65}{t+1,45}$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta \times q + 7}$$

$$I = \frac{H}{0,9 \times L}$$

$$t = 0,25 \times L \times Q^{0,125} \times I^{0,25}$$

(Loebis, 1984)

Dimana:

- Q_t = debit banjir rancangan
 α = Koefisien run off
 β = Koefisien Reduksi
 q = Intensitas Hujan
 A = Luas DAS
 t = Waktu konsentrasi
 R_n = Curah hujan harian maksimum rencana periode ulang T tahun
 L = Panjang Sungai = 4,620 Km
 I = Kemiringan dasar sungai
 H = Beda tinggi = 0,20 Km

Asumsi nilai t pada metode weduwen disajikan pada Tabel 4.20 sebagai berikut :

Tabel 4.20: Asumsi nilai t Meode weduwen

T	A	β	qn	α	Q_t	I	T_c
1	8,934	1,663	27,612	0,923	378,464	0,007	0,675
2	8,934	2,268	19,609	0,920	365,629	0,007	0,678
3	8,934	2,772	15,202	0,917	345,034	0,007	0,683
4	8,934	3,198	12,413	0,912	323,522	0,007	0,689
5	8,934	3,564	10,488	0,908	303,072	0,007	0,694
0,36	8,934	1,208	37,376	0,921	371,716	0,007	0,677

(Sumber : Hasil Analisa)

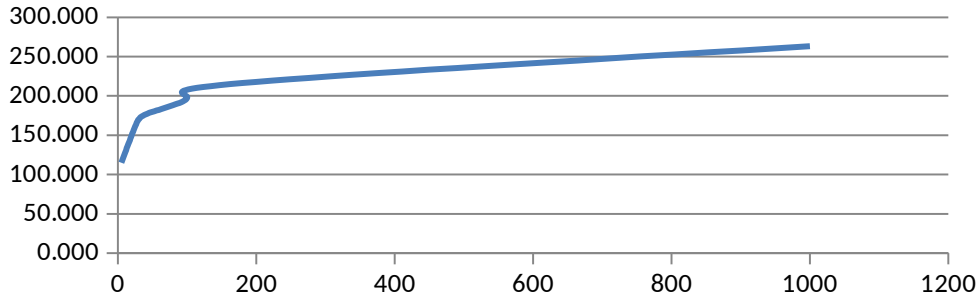
Dari data diatas maka dapat diperoleh debit banjir rancangan metode weduwen

$$Q_n = Q_t \times \frac{R_n}{240}$$

Tabel 4.21 Debit Banjir Rancangan Metode Weduwen

No.	Periode	R24	Q_n
1	5	74,300	115,077
2	25	104,207	161,398
3	50	116,074	179,778
4	100	128,297	198,709
5	200	140,664	217,862
6	1000	169,961	263,239

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.11 :Debit puncak rencana Metode Weduwen

C. Debit Banjir Rencana Metode Haspers

Perhitungan debit banjir rencana untuk Metode Haspers menggunakan persamaan (Loebis, 1987). Berikut ini perhitungan debit banjir rencana dengan periode ulang T-tahun Metode Haspers dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

Data yang ada yaitu :

Luas DAS (A)	= 8,934 km ²
Panjang sungai utama (L)	= 3,260 km
Beda elevasi hulu dan hilir (H)	= 0,020 km
Kemiringan sungai (I) = H/0,9L	= 0,020/(0,9 × 4,620) = 0,005

$$\alpha = \frac{1+0,012 A^{0,7}}{1+0,075 A^{0,7}} = \frac{1+(0,012 \times 5,746^{0,7})}{1+(0,075 \times 5,746^{0,7})} = \frac{1,041}{1,255} = 0,783$$

$$t_c = 0,1 L^{0,8} I^{-0,3} = 0,1 \times 5,746^{0,8} \times 0,015^{-0,3} = 1,149 \text{ jam}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{-0,4t})}{t^2 + 15} \times \frac{A^{3/4}}{12} = 1 + \left(\frac{1,428 + (3,7 \times 10^{-0,4 \times 1,428})}{1,428^2 + 15} \right) \times \left(\frac{(5,746)^{3/4}}{12} \right)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + (0,142 \times 0,309) = 1,044 \rightarrow \beta = \frac{1}{1,044} = 0,488$$

Untuk $t = 1,687 \text{ jam} \rightarrow t < 2 \text{ jam}$, maka menggunakan Persamaan (2.48) :

$$R_n = \frac{t \cdot R_{24}}{t+1 - \left(0,0008 \times (260 - R_{24}) (2-t)^2 \right)}$$

$$q_n = \frac{Rn}{3,6 \times tc}$$

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

Di mana :

Qt = debit banjir rencana ($m^3/detik$)

α = koefisien pengaliran

β = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

q_n = debit persatuan luas ($m^3/det.km^2$)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

tc = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang sungai (km)

I = Gradien sungai atau medan yaitu kemiringan rata-rata sungai

(10% bagian hulu dari panjang sungai tidak dihitung. Beda

tinggi dan panjang diambil dari suatu titik $0,1L$ dari batas hulu DAS).

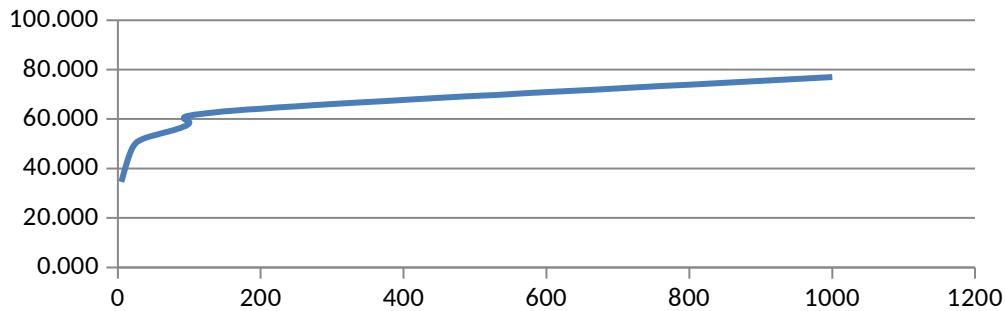
R_n = curah hujan maksimum (mm/hari) → Log-Pearson Type III.

Perhitungan debit banjir rencana dengan periode ulang T-tahun menggunakan metode Haspers disajikan dalam Tabel 4.20 di bawah ini.

Tabel 4.22 : Data Debit Banjir Rencana Metode Haspers	H	L	I	t	A	α	β	R24	Rn	qn	Qt
5	0,020	3,260	0,007	1,149	8,934	0,783	0,488	74,300	41,824	10,107	34,547
20	0,020	3,260	0,007	1,149	8,934	0,783	0,488	104,207	58,167	14,056	48,045
50	0,020	3,260	0,007	1,149	8,934	0,783	0,488	116,074	64,575	15,605	53,339
100	0,020	3,260	0,007	1,149	8,934	0,783	0,488	128,297	71,132	17,189	58,754
200	0,020	3,260	0,007	1,149	8,934	0,783	0,488	140,664	77,720	18,781	64,196

1000	0,020	3,260	0,007	1,149	8,934	0,783	0,488	169,961	93,148	22,510	76,940
------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------	--------	--------	--------

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.12 :Debit puncak rencana Metode Haspers

D. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Diketahui:

Luas Das (A) = 8,934 Km²

Panjang Sungai(L) = 3,260 Km

Koefisien aliran (c) = 0,60

Perhitungan :

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7}$$

$$= 0,480 \text{ Jam}$$

Menentukan nilai Tr:

$$T_r = 0,75 \times t_g$$

$$= 0,360 \text{ Jam}$$

Menentukan nilai Tp:

$$T_p = t_g + 0,8 \times T_r$$

$$= 0,768 \text{ Jam}$$

Menentukan nilai T_{0,3}:

$$T_{0,3} = \alpha \times t_g$$

$$= 2 \times 0,61$$

$$= 0,961$$

Menghitung debit puncak banjir:

$$Q_p = \frac{C.A.R}{3,6(0,3.T_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{0,50 \times 2,669 \times 2}{3,6(0,3 \times 3,48 + 4,36)}$$

$$= 1,250$$

Perhitungan selanjutnya dilakukan dalam tabel:

Bagian lengkung naik

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} = 0,37 \left(\frac{t}{t_g + 0,8 \times T_r} \right)^{2,4}$$

$$= Q_p \frac{t}{3,48}^{2,4}$$

Bagian lengkung turun

$$T_p \leq t \leq (T_p + t_{0,3})$$

$$Q_{d1} = Q_p \times i$$

$$= 0,37 \times i$$

$$= 0,11 \frac{t-2-59}{3,24}$$

$$(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \times T_{0,3})$$

$$Q_{d2} = Q_p \times i$$

$$= 0,37 \times i$$

$$= 0,37 \times i$$

$$t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 \times T_{0,3})$$

$$Q_{d3} = Q_p \times i$$

$$= 0,37 \times i$$

$$= 0,37 \times i$$

Tabel 4.23 :Data Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu

A	L	T _g	t _r	t _p	t _{0,3}	C	Q _p
8,934	3,260	0,480	0,360	0,768	0,961	0,600	1,250

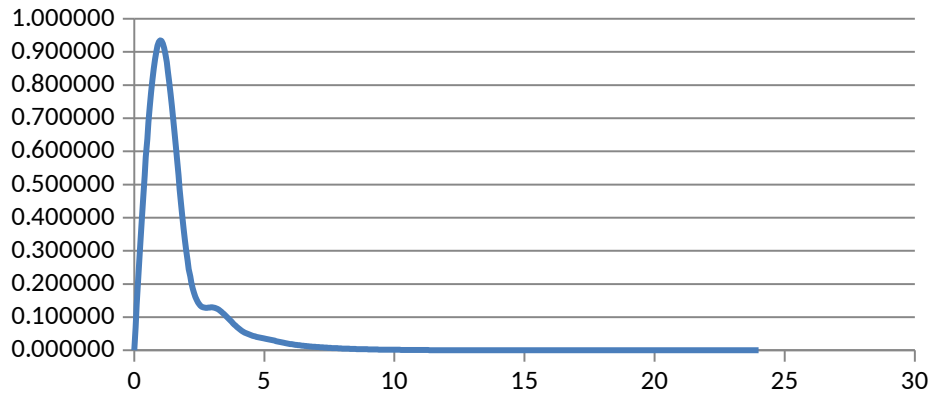
(Sumber : Hasil Analisa)

Tabel 4.24 : Ordinat Hidrograf Nakayasu

T	Q _p	Q _t	ket.
0	1,250	0,000000	Q _a
1	1,250	0,935197	Q _{d1}
2	1,250	0,299032	Q _{d2}

3	1,250	0,129658	Qd3
4	1,250	0,066868	
5	1,250	0,0357296	
6	1,250	0,0190915	
7	1,250	0,0102012	
8	1,250	0,0054508	
9	1,250	0,0029126	
10	1,250	0,0015563	
11	1,250	0,0008316	
12	1,250	0,0004443	
13	1,250	0,0002374	
14	1,250	0,0001269	
15	1,250	0,0000678	
16	1,250	0,0000362	
17	1,250	0,0000194	
18	1,250	0,0000103	
19	1,250	0,0000055	
20	1,250	0,0000030	
21	1,250	0,0000016	
22	1,250	0,0000008	
23	1,250	0,0000005	
24	1,250	0,0000002	

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.13 :Debit puncak rencana Metode Nakayasu

Curah Hujan Jam – Jaman

Untuk daerah Provinsi NTT, rata-rata hujan untuk waktu (t) = 5 jam, maka :

$T_1 = 1$ jam, maka $R_1 = 0,58$

$T_2 = 2$ jam, maka $R_2 = 0,37$

$T_3 = 3$ jam, maka $R_3 = 0,28$

$T_4 = 4$ jam, maka $R_4 = 0,23$

$T_5 = 5$ jam, maka $R_5 = 0,20$

Curah hujan ke-t dihitung dengan persamaan :

$$R_t = t \times R_t - (t-1) \times R_{(t-1)}$$

dimana:

R_t = Intensitas hujan rata-rata, dalam T jam

t = Waktu konsentrasi hujan

T = Waktu mulai hujan

Perhitungan intensitas hujan rata-rata dalam T jam disajikan dalam Tabel 4.23 di bawah ini. **Tabel 4.25** :Nilai R_t

t (jam)	R_t (%)
1	58,00
2	16,00
3	10,00
4	8,80
5	8,00

(Sumber : Hasil Analisa)

1) CH jam-jaman periode ulang 5 tahun

CH rancangan tahun $\times C \times R_t$

CH rancangan 5 tahun = 74,300

Koefisien Pengaliran = 0,60

t (jam)	Ratio (%)	CH jam-jaman
1	58,00	25,856
2	16,00	7,133
3	10,00	4,458
4	8,80	3,923
5	8,00	3,566

(Sumber : Hasil Analisa)

2) CH jam-jaman periode ulang 25 tahun

CH rancangan tahun $\times C \times R_t$

CH rancangan 5 tahun = 104,207

Koefisien Pengaliran = 0,60

t (jam)	Ratio (%)	CH jam-jaman
1	58,00	36,264
2	16,00	10,004
3	10,00	6,252
4	8,80	5,502
5	8,00	5,002

(Sumber : Hasil Analisa)

3) CH jam-jaman periode ulang 50 tahun

CH rancangan tahun \cdot C \cdot Rt

CH rancangan 5 tahun = 116,074

Koefisien Pengaliran = 0,60

t (jam)	Ratio (%)	CH jam-jaman
1	58,00	40,394
2	16,00	11,143
3	10,00	6,964
4	8,80	6,129
5	8,00	5,572

(Sumber : Hasil Analisa)

4) CH jam-jaman periode ulang 100 tahun

CH rancangan tahun \cdot C \cdot Rt

CH rancangan 5 tahun = 128,297

Koefisien Pengaliran = 0,60

t (jam)	Ratio (%)	CH jam-jaman
1	58,00	44,647
2	16,00	12,317
3	10,00	7,698
4	8,80	6,774
5	8,00	6,158

(Sumber : Hasil Analisa)

5) CH jam-jaman periode ulang 200 tahun

CH rancangan tahun \cdot C \cdot Rt

CH rancangan 5 tahun = 140,664

Koefisien Pengaliran = 0,60

t (jam)	Ratio (%)	CH jam-jaman
1	58,00	48,951
2	16,00	13,504
3	10,00	8,440
4	8,80	7,427

5	8,00	6,752
---	------	-------

(Sumber : Hasil Analisa)

6) CH jam-jaman periode ulang 1000 tahun

CH rancangan tahun * C * Rt

CH rancangan 5 tahun = 169,961

Koefisien Pengaliran = 0,60

t (jam)	Ratio (%)	CH jam-jaman
1	58,00	59,146
2	16,00	16,316
3	10,00	10,198
4	8,80	8,974
5	8,00	8,158

(Sumber : Hasil Analisa)

Menghitung Aliran dasar

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

Q_B = Aliran dasar, m³/dt

A = Luas daerah aliran sungai, km²

D = Kerapatan sungai, km/km²

$Q_B = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,943}$

A = 8,934 km²

L_{tot} = 4,260 km

D = 0,365 km

Q_b = 0,753 m³/det

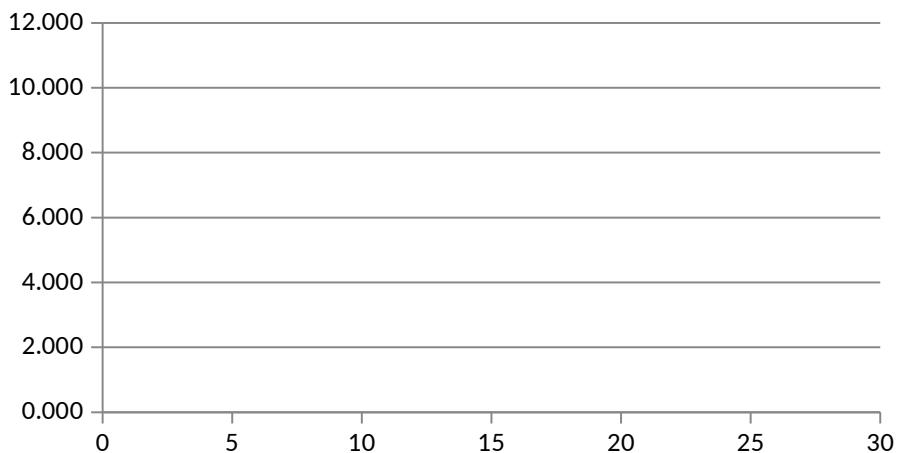
Hidrograf Banjir Periode 5 Tahun

Tabel 4.26 : Debit banjir rancangan dengan kala ulang 5 tahun

t (jam)	UH	Curah Hujan Jam-Jaman	Q _b (m ³ /det)	Q Banjir 5 Tahun (m ³ /det)

		R1	R2	R3	R4	R5)
		25,856	7,133	4,458	3,923	3,566		
		H1	H2	H3	H4	H5		
0	0	0					0,753	0,753
1	0,93520	24,18072	0				0,753	24,934
2	0,29903	7,73184	6,67054	0			0,753	15,155
3	0,12966	3,35247	2,13292	4,16909	0		0,753	10,407
4	0,06687	1,72895	0,92482	1,33308	3,66880	0	0,753	8,409
5	0,03573	0,92383	0,47695	0,57801	1,17311	3,33527	0,753	7,240
6	0,01909	0,49363	0,25485	0,29809	0,50865	1,06646	0,753	3,375
7	0,01020	0,26377	0,13618	0,15928	0,26232	0,46241	0,753	2,037
8	0,00545	0,14094	0,07276	0,08511	0,14017	0,23848	0,753	1,430
9	0,00291	0,07531	0,03888	0,04548	0,07490	0,12743	0,753	1,115
10	0,00156	0,04024	0,02077	0,02430	0,04002	0,06809	0,753	0,946
11	0,00083	0,02150	0,01110	0,01298	0,02138	0,03638	0,753	0,856
12	0,00044	0,01149	0,00593	0,00694	0,01143	0,01944	0,753	0,808
13	0,00024	0,00614	0,00317	0,00371	0,00611	0,01039	0,753	0,782
14	0,00013	0,00328	0,00169	0,00198	0,00326	0,00555	0,753	0,769
15	0,00007	0,00175	0,00090	0,00106	0,00174	0,00297	0,753	0,761
16	0,00004	0,00094	0,00048	0,00057	0,00093	0,00158	0,753	0,757
17	0,00002	0,00050	0,00026	0,00030	0,00050	0,00085	0,753	0,755
18	0,00001	0,00027	0,00014	0,00016	0,00027	0,00045	0,753	0,754
19	0,000005 5	0,00014	0,00007	0,00009	0,00014	0,00024	0,753	0,754
20	0,000003 0	0,00008	0,00004	0,00005	0,00008	0,00013	0,753	0,753
21	0,000001 6	0,00004	0,00002	0,00002	0,00004	0,00007	0,753	0,753
22	0,000000 8	0,00002	0,00001	0,00001	0,00002	0,00004	0,753	0,753
23	0,000000 5	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001	0,00002	0,753	0,753
24	0,000000 2	0,00001	0,000003	0,000004	0,000006	0,00001	0,753	0,753

(Sumber : Hasil Analisa)



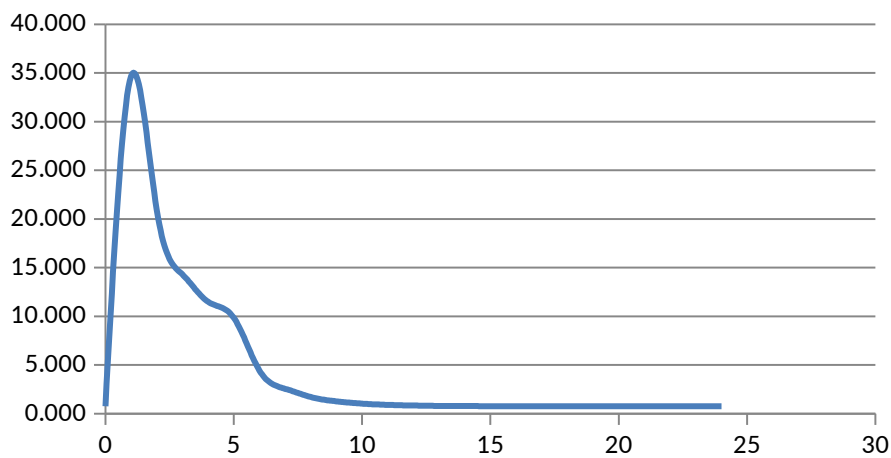
Grafik 4.14 :Debit banjir rancangan kala ulang 5 tahun

Hidrograf Banjir Periode 25 Tahun

Tabel 4.27 : Debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun

t (jam)	UH	Curah Hujan Jam-Jaman					Qb (m3/det)	Q Banjir 25 Tahun (m3/det)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		36,264	10,004	6,252	5,502	5,002		
		H1	H2	H3	H4	H5		
0	0,000000	0					0,753	0,753
1	0,935197	33,914035	0,000000				0,753	34,667
2	0,299032	10,844097	9,355596	0,000000			0,753	20,953
3	0,129658	4,701925	2,991475	5,847247	0,000000		0,753	14,294
4	0,066868	2,424892	1,297083	1,869672	5,145578	0,000000	0,753	11,490
5	0,035730	1,295699	0,668936	0,810677	1,645311	4,677798	0,753	9,851
6	0,019091	0,692334	0,357434	0,418085	0,713396	1,495737	0,753	4,430
7	0,010201	0,369937	0,190989	0,223396	0,367915	0,648541	0,753	2,554
8	0,005451	0,197669	0,102052	0,119368	0,196589	0,334468	0,753	1,703
9	0,002913	0,105621	0,054529	0,063782	0,105044	0,178717	0,753	1,261
10	0,001556	0,056437	0,029137	0,034081	0,056128	0,095494	0,753	1,024
11	0,000832	0,030156	0,015569	0,018211	0,029991	0,051026	0,753	0,898
12	0,000444	0,016113	0,008319	0,009730	0,016025	0,027265	0,753	0,830
13	0,000237	0,008610	0,004445	0,005199	0,008563	0,014568	0,753	0,794
14	0,000127	0,004601	0,002375	0,002778	0,004575	0,007784	0,753	0,775
15	0,000068	0,002458	0,001269	0,001484	0,002445	0,004159	0,753	0,765
16	0,000036	0,001314	0,000678	0,000793	0,001306	0,002223	0,753	0,759
17	0,000019	0,000702	0,000362	0,000424	0,000698	0,001188	0,753	0,756
18	0,000010	0,000375	0,000194	0,000226	0,000373	0,000635	0,753	0,755
19	0,000006	0,000200	0,000103	0,000121	0,000199	0,000339	0,753	0,754
20	0,000003	0,000107	0,000055	0,000065	0,000106	0,000181	0,753	0,753
21	0,000002	0,000057	0,000030	0,000035	0,000057	0,000097	0,753	0,753
22	0,000001	0,000031	0,000016	0,000018	0,000030	0,000052	0,753	0,753
23	0,000000	0,000016	0,000008	0,000010	0,000016	0,000028	0,753	0,753
24	0,000000	0,000009	0,000005	0,000005	0,000009	0,000015	0,753	0,753

(Sumber : Hasil Analisa)



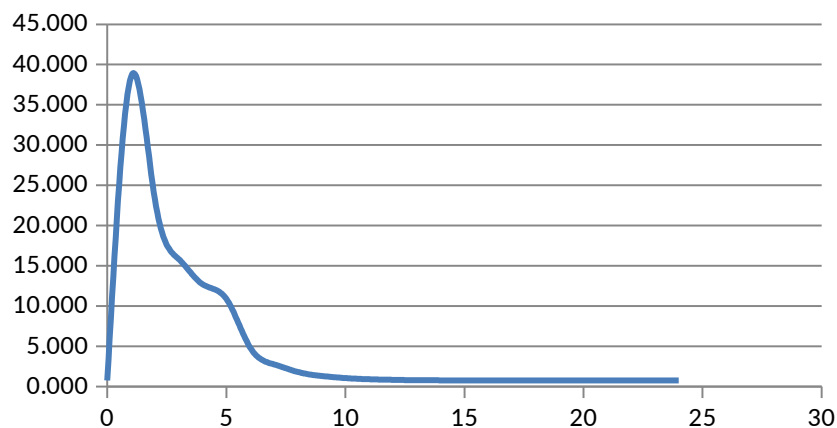
Grafik 4.15 : Debit banjir rancangan kala ulang 25 tahun

Hidrograf Banjir Periode 50 Tahun

Tabel 4.28 : Debit banjir rancangan dengan kala ulang 50 tahun

t (jam)	UH	Curah Hujan Jam-Jaman					Qb (m3/det)	Q Banjir 50 Tahun (m3/det)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		40,394	11,143	6,964	6,129	5,572		
		H1	H2	H3	H4	H5		
0	0	0					0,753	0,753
1	0,935197	37,776187	0				0,753	38,529
2	0,299032	12,079029	10,421017	0			0,753	23,253
3	0,129658	5,237383	3,332146	6,513136	0		0,753	15,836
4	0,066868	2,701040	1,444795	2,082591	5,731559	0	0,753	12,713
5	0,035730	1,443254	0,745115	0,902997	1,832680	5,210509	0,753	10,888
6	0,019091	0,771178	0,398139	0,465697	0,794637	1,666073	0,753	4,849
7	0,010201	0,412066	0,212739	0,248837	0,409813	0,722398	0,753	2,759
8	0,005451	0,220180	0,113673	0,132962	0,218976	0,372557	0,753	1,811
9	0,002913	0,117649	0,060739	0,071046	0,117006	0,199070	0,753	1,318
10	0,001556	0,062864	0,032455	0,037962	0,062520	0,106369	0,753	1,055
11	0,000832	0,033590	0,017342	0,020284	0,033407	0,056837	0,753	0,914
12	0,000444	0,017948	0,009266	0,010839	0,017850	0,030370	0,753	0,839
13	0,000237	0,009590	0,004951	0,005791	0,009538	0,016228	0,753	0,799
14	0,000127	0,005124	0,002646	0,003095	0,005096	0,008671	0,753	0,778
15	0,000068	0,002738	0,001414	0,001654	0,002723	0,004633	0,753	0,766
16	0,000036	0,001463	0,000755	0,000884	0,001455	0,002476	0,753	0,760
17	0,000019	0,000782	0,000404	0,000472	0,000778	0,001323	0,753	0,757
18	0,000010	0,000418	0,000216	0,000252	0,000415	0,000707	0,753	0,755
19	0,000006	0,000223	0,000115	0,000135	0,000222	0,000378	0,753	0,754
20	0,000003	0,000119	0,000062	0,000072	0,000119	0,000202	0,753	0,754
21	0,000002	0,000064	0,000033	0,000038	0,000063	0,000108	0,753	0,753
22	0,000001	0,000034	0,000018	0,000021	0,000034	0,000058	0,753	0,753
23	0,000000	0,000018	0,000009	0,000011	0,000018	0,000031	0,753	0,753
24	0,000000	0,000010	0,000005	0,000006	0,000010	0,000016	0,753	0,753

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.16 : Debit banjir rancangan kala ulang 50 tahun

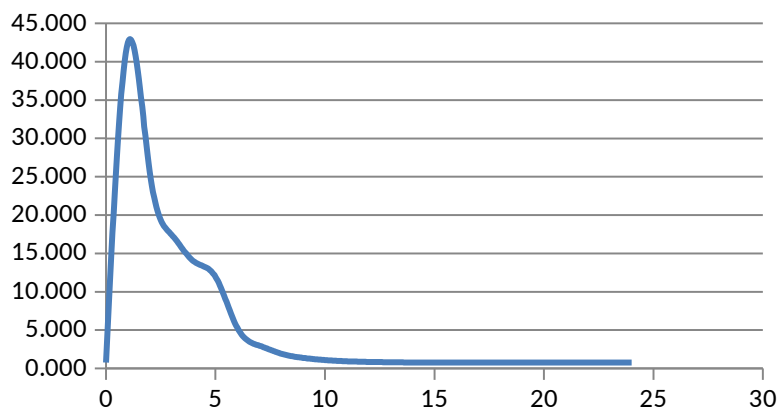
Hidrograf Banjir Periode 100 Tahun

Tabel 4.29 : Debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 tahun

t (jam)	UH	Curah Hujan Jam-Jaman					Qb (m3/det)	Q Banjir 100 Tahun (m3/det)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		44,647	12,317	7,698	6,774	6,158		
		H1	H2	H3	H4	H5		
0	0,000	0					0,753	0,753
1	0,935197	41,754159	0				0,753	42,507
2	0,299032	13,350996	11,518389	0			0,753	25,622
3	0,129658	5,788899	3,683033	7,198993	0		0,753	17,424
4	0,066868	2,985470	1,596938	2,301896	6,335114	0	0,753	13,972
5	0,035730	1,595234	0,823578	0,998086	2,025668	5,759194	0,753	11,955
6	0,019091	0,852386	0,440065	0,514736	0,878316	1,841517	0,753	5,280
7	0,010201	0,455458	0,235141	0,275040	0,452968	0,798469	0,753	2,970
8	0,005451	0,243366	0,125643	0,146963	0,242036	0,411789	0,753	1,923
9	0,002913	0,130038	0,067135	0,078527	0,129327	0,220032	0,753	1,378
10	0,001556	0,069484	0,035873	0,041960	0,069104	0,117570	0,753	1,087
11	0,000832	0,037127	0,019168	0,022420	0,036924	0,062822	0,753	0,931
12	0,000444	0,019838	0,010242	0,011980	0,019730	0,033568	0,753	0,848
13	0,000237	0,010600	0,005473	0,006401	0,010542	0,017936	0,753	0,804
14	0,000127	0,005664	0,002924	0,003420	0,005633	0,009584	0,753	0,780
15	0,000068	0,003027	0,001563	0,001828	0,003010	0,005121	0,753	0,767
16	0,000036	0,001617	0,000835	0,000977	0,001608	0,002736	0,753	0,761
17	0,000019	0,000864	0,000446	0,000522	0,000859	0,001462	0,753	0,757
18	0,000010	0,000462	0,000238	0,000279	0,000459	0,000781	0,753	0,755
19	0,000006	0,000247	0,000127	0,000149	0,000245	0,000417	0,753	0,754
20	0,000003	0,000132	0,000068	0,000080	0,000131	0,000223	0,753	0,754
21	0,000002	0,000070	0,000036	0,000043	0,000070	0,000119	0,753	0,753
22	0,000001	0,000038	0,000019	0,000023	0,000037	0,000064	0,753	0,753
23	0,000000	0,000020	0,000010	0,000012	0,000020	0,000034	0,753	0,753
24	0,000000	0,000011	0,000006	0,000006	0,000011	0,000018	0,753	0,753

	0						
--	---	--	--	--	--	--	--

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.17 :Debit banjir rancangan kala ulang 100 tahun

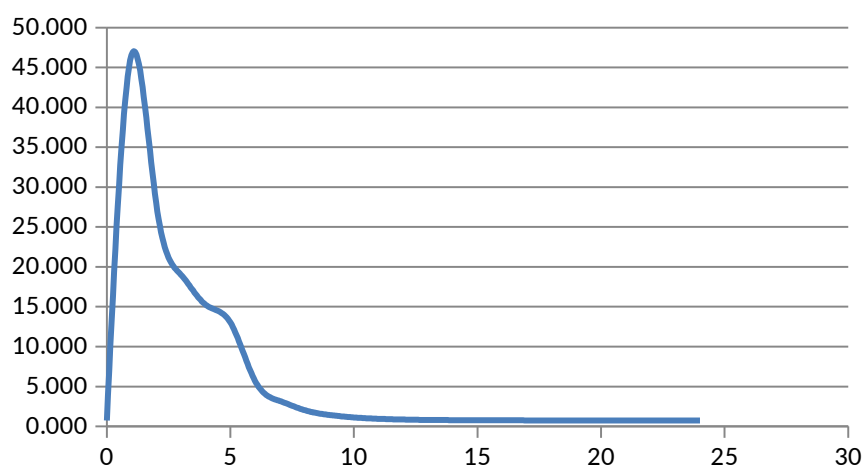
Hidrograf Banjir Periode 200 Tahun

Tabel 4.30 : Debit banjir rancangan dengan kala ulang 200 tahun

t (jam)	UH	Curah Hujan Jam-Jaman					Qb (m3/det)	Q Banjir 200 Tahun (m3/det)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		48,951	13,504	8,440	7,427	6,752		
		H1	H2	H3	H4	H5		
0	0,000	0					0,753	0,753
1	0,93519 7	45,778806	0				0,753	46,532
2	0,29903 2	14,637886	12,628636	0			0,753	28,019
3	0,12965 8	6,346886	4,038038	7,892898	0		0,753	19,031
4	0,06686 8	3,273237	1,750865	2,523774	6,945750	0	0,753	15,247
5	0,03573 0	1,748997	0,902962	1,094291	2,220921	6,314318	0,753	13,034
6	0,01909 1	0,934546	0,482482	0,564351	0,962976	2,019019	0,753	5,716
7	0,01020 1	0,499359	0,257806	0,301551	0,496629	0,875433	0,753	3,184
8	0,00545 1	0,266824	0,137754	0,161129	0,265365	0,451481	0,753	2,036
9	0,00291 3	0,142573	0,073607	0,086096	0,141793	0,241241	0,753	1,438
10	0,00155 6	0,076181	0,039330	0,046004	0,075765	0,128903	0,753	1,119
11	0,00083 2	0,040706	0,021016	0,024581	0,040484	0,068877	0,753	0,949
12	0,00044 4	0,021751	0,011229	0,013135	0,021632	0,036803	0,753	0,857
13	0,00023 7	0,011622	0,006000	0,007018	0,011559	0,019665	0,753	0,809
14	0,00012	0,006210	0,003206	0,003750	0,006176	0,010508	0,753	0,783

	7							
15	0,000068	0,003318	0,001713	0,002004	0,003300	0,005615	0,753	0,769
16	0,000036	0,001773	0,000915	0,001071	0,001763	0,003000	0,753	0,761
17	0,000019	0,000947	0,000489	0,000572	0,000942	0,001603	0,753	0,758
18	0,000010	0,000506	0,000261	0,000306	0,000503	0,000857	0,753	0,755
19	0,000006	0,000270	0,000140	0,000163	0,000269	0,000458	0,753	0,754
20	0,000003	0,000145	0,000075	0,000087	0,000144	0,000245	0,753	0,754
21	0,000002	0,000077	0,000040	0,000047	0,000077	0,000131	0,753	0,753
22	0,000001	0,000041	0,000021	0,000025	0,000041	0,000070	0,753	0,753
23	0,000000	0,000022	0,000011	0,000013	0,000022	0,000037	0,753	0,753
24	0,000000	0,000012	0,000006	0,000007	0,000012	0,000020	0,753	0,753

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.18 :Debit banjir rancangan kala ulang 200 tahun

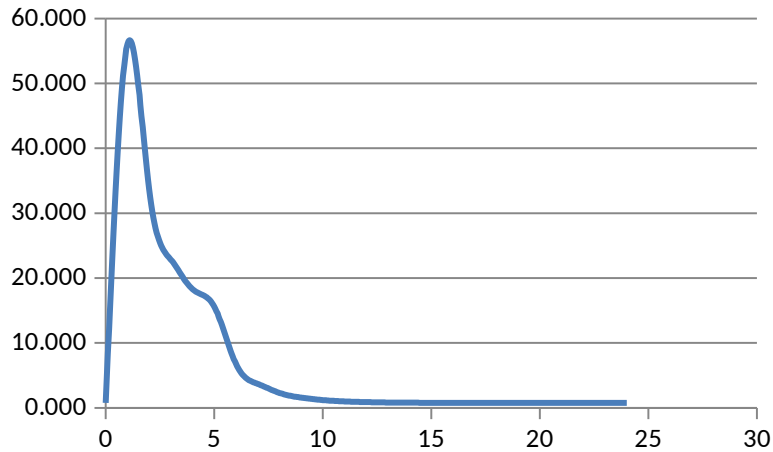
Hidrograf Banjir Periode 1000 Tahun

Tabel 4.31 : Debit banjir rancangan dengan kala ulang 1000 tahun

t (jam)	UH	Curah Hujan Jam-Jaman					Qb (m3/det)	Q Banjir 1000 Tahun (m3/det)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		59,146	16,316	10,198	8,974	8,158		
		H1	H2	H3	H4	H5		
0	0,000	0					0,753	0,753
1	0,935197	55,3136000	0				0,753	56,067
2	0,299032	17,6866605	15,258924	0			0,753	33,699
3	0,12965	7,6688133	4,879079	9,536828	0		0,753	22,838

	8							
4	0,06686 8	3,9549851	2,115535	3,049424	8,392408	0	0,753	18,265
5	0,03573 0	2,1132778	1,091030	1,322209	2,683493	7,629462	0,753	15,592
6	0,01909 1	1,1291934	0,582973	0,681894	1,163544	2,439539	0,753	6,750
7	0,01020 1	0,6033650	0,311502	0,364358	0,600067	1,057767	0,753	3,690
8	0,00545 1	0,3223976	0,166446	0,194689	0,320635	0,545515	0,753	2,303
9	0,00291 3	0,1722676	0,088937	0,104028	0,171326	0,291487	0,753	1,581
10	0,00155 6	0,0920482	0,047522	0,055586	0,091545	0,155751	0,753	1,195
11	0,00083 2	0,0491844	0,025393	0,029701	0,048916	0,083223	0,753	0,989
12	0,00044 4	0,0262808	0,013568	0,015870	0,026137	0,044469	0,753	0,879
13	0,00023 7	0,0140427	0,007250	0,008480	0,013966	0,023761	0,753	0,820
14	0,00012 7	0,0075035	0,003874	0,004531	0,007462	0,012696	0,753	0,789
15	0,00006 8	0,0040094	0,002070	0,002421	0,003987	0,006784	0,753	0,772
16	0,00003 6	0,0021423	0,001106	0,001294	0,002131	0,003625	0,753	0,763
17	0,00001 9	0,0011447	0,000591	0,000691	0,001138	0,001937	0,753	0,758
18	0,00001 0	0,0006117	0,000316	0,000369	0,000608	0,001035	0,753	0,756
19	0,00000 6	0,0003268	0,000169	0,000197	0,000325	0,000553	0,753	0,755
20	0,00000 3	0,0001746	0,000090	0,000105	0,000174	0,000295	0,753	0,754
21	0,00000 2	0,0000933	0,000048	0,000056	0,000093	0,000158	0,753	0,753
22	0,00000 1	0,0000499	0,000026	0,000030	0,000050	0,000084	0,753	0,753
23	0,00000 0	0,0000266	0,000014	0,000016	0,000026	0,000045	0,753	0,753
24	0,00000 0	0,0000142	0,000007	0,000009	0,000014	0,000024	0,753	0,753

(Sumber : Hasil Analisa)



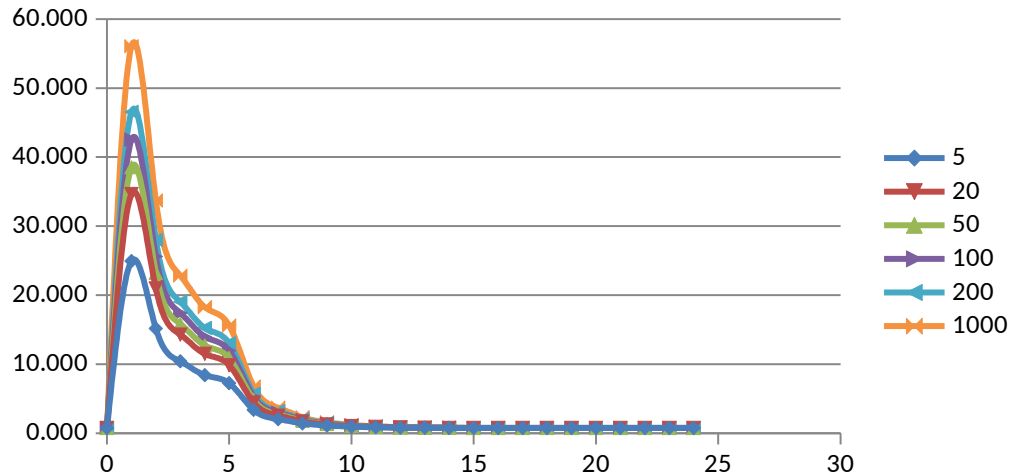
Grafik 4.19 :Debit banjir rancangan kala ulang 1000 tahun

Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu

Tabel 4.32 : Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu

t (jam)	Debit Banjir Rencana (m3/det)					
	5	20	50	100	200	1000
0	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
1	24,934	34,667	38,529	42,507	46,532	56,067
2	15,155	20,953	23,253	25,622	28,019	33,699
3	10,407	14,294	15,836	17,424	19,031	22,838
4	8,409	11,490	12,713	13,972	15,247	18,265
5	7,240	9,851	10,888	11,955	13,034	15,592
6	3,375	4,430	4,849	5,280	5,716	6,750
7	2,037	2,554	2,759	2,970	3,184	3,690
8	1,430	1,703	1,811	1,923	2,036	2,303
9	1,115	1,261	1,318	1,378	1,438	1,581
10	0,946	1,024	1,055	1,087	1,119	1,195
11	0,856	0,898	0,914	0,931	0,949	0,989
12	0,808	0,830	0,839	0,848	0,857	0,879
13	0,782	0,794	0,799	0,804	0,809	0,820
14	0,769	0,775	0,778	0,780	0,783	0,789
15	0,761	0,765	0,766	0,767	0,769	0,772
16	0,757	0,759	0,760	0,761	0,761	0,763
17	0,755	0,756	0,757	0,757	0,758	0,758
18	0,754	0,755	0,755	0,755	0,755	0,756
19	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	0,755
20	0,753	0,753	0,754	0,754	0,754	0,754
21	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
22	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
23	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
24	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
MAX	24,934	34,667	38,529	42,507	46,532	56,067

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.20 : Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu

E. Debit Banjir Rencana Metode Snyder

Persamaan yang digunakan untuk menghitung debit banjir rancangan dengan menggunakan metode Snyder adalah sebahai berikut :

$$Q_p = 2,78 \times \frac{C_p \times A}{t_p}$$

Keterangan :

Q_p = debit banjir rancangan (m^3/det)

C_p = koefisien puncak

T_p = time lag (jam)

Perhitungan metode snyder

1. Karakteristik DAS, meliputi :

Luas daerah aliran sungai (A) = 8,934 km^2

Panjang sungai utama (L) = 3,260 km

Beda Elevasi (H) = 0,020 km

Koefisien Aliran (f) = 0,60

Panjang sungai dari outlet ketitik berat DAS = 1,63 km

Koefisien waktu (C_t) = 1,2

Koefisien puncak (C_p) = 0,8

2. Menghitung waktu untuk mencapai puncak

$$t_p = C_t (LL_C)^n$$

$$t_p = 1,980 \text{ jam}$$

3. Lama curah hujan efektif

$$t_e = \frac{t_p}{5,5}$$

$$t_e = \frac{2,441}{5,5}$$

$$t_e = 0,360 \text{ jam}$$

Jika $t_e > t_r = 1 \text{ jam}$, maka $T_p = t_p + 0.25 (t_r - t_e)$

Jika $t_e < t_r = 1 \text{ jam}$, maka $T_p = t_p + 0.5 t_r$

$$T_p = t_p + 0.5 t_r$$

$$T_p = 2,441 + 0,5 \times 1$$

$$T_p = 2,640 \text{ jam}$$

4. Menghitung debit puncak

$$Q_p = 0,275 \times \frac{C_p \times A}{T_p}$$

$$Q_p = 0,275 \times \frac{0,8 \times 8,934}{3,0805}$$

$$Q_p = 0,009 \text{ m}^3/\text{det}/\text{mm}$$

5. Metode ALEXEYEV

$$a. \lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{h \cdot A}$$

$$\lambda = 0,002$$

$$b. a = 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045$$

$$a = 0,049$$

c. Mencari nilai X

$$X = \frac{t}{A}$$

Sebagai sampel bentuk perhitungan untuk mencari nilai X dari banjir rancangan metode Snyder adalah sebagai berikut:

Untuk $t = 1 \text{ jam}$

$$X = \frac{1}{8,934}$$

$$X = 0,112$$

Untuk t = 2 jam

$$X = \frac{2}{8,934}$$

$$X = 0,224$$

Perhitungan selanjutnya terdapat pada debit banjir rancangan

d. Mencari nilai Y

$$Y = 10^{-a \frac{(1-X)^2}{X}}$$

Sebagai sampel bentuk perhitungan untuk mendapatkan nilai Y dari banjir rancangan metode Snyder adalah sebagai berikut :

Untuk t = 1 jam

$$Y = 10^{-a \frac{(1-0,112)^2}{0,112}}$$

$$Y = 0,449$$

Untuk t = 2 jam

$$Y = 10^{-a \frac{(1-0,112)^2}{0,224}}$$

$$Y = 0,737$$

Perhitungan selanjutnya terdapat pada debit banjir rancangan

e. Mencari nilai Q

$$Q = \frac{Y}{Q_p}$$

Sebagai sampel bentuk perhitungan untuk mendapatkan nilai Y dari banjir rancangan metode Snyder adalah sebagai berikut

Untuk t = 1 jam

$$Q = \frac{0,449}{0,009}$$

$$Q = 0,499$$

Untuk t = 2 jam

$$Q = \frac{0,737}{0,009}$$

$$Q = 0,818$$

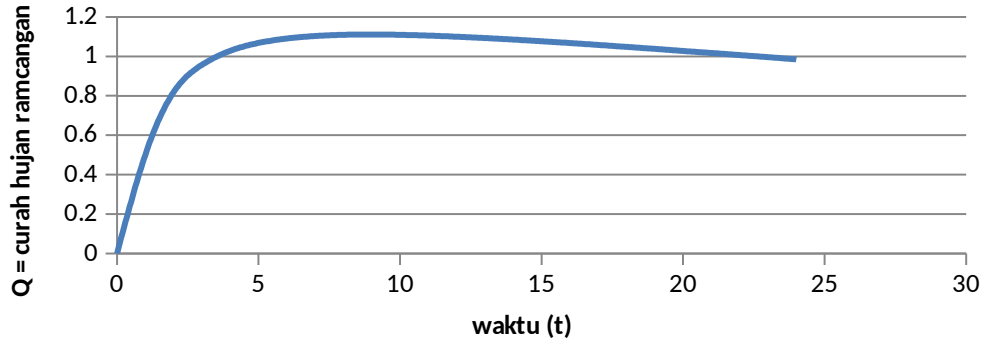
Perhitungan selanjutnya terdapat pada debit banjir rancangan.

Berikut adalah tabel perhitungan debit banjir rancangan dengan menggunakan metode Snyder dari berbagai kala ulang

Tabel 4.33 : Rekapitulasi Nilai X, Y dan Q

T	X	Y	Q
0	0	0	0
1	0,112	0,449	0,4990779
2	0,224	0,737	0,8183263
3	0,336	0,861	0,9568258
4	0,448	0,926	1,0280787
5	0,560	0,961	1,0679100
6	0,672	0,982	1,0906875
7	0,784	0,993	1,1032407
8	0,895	0,999	1,1092204
9	1,007	1,000	1,1107523
10	1,119	0,999	1,1091564
11	1,231	0,995	1,1052954
12	1,343	0,990	1,0997562
13	1,455	0,984	1,0929518
14	1,567	0,977	1,0851810
15	1,679	0,969	1,0766650
16	1,791	0,961	1,0675710
17	1,903	0,953	1,0580275
18	2,015	0,944	1,0481350
19	2,127	0,934	1,0379726
20	2,239	0,925	1,0276040
21	2,351	0,916	1,0170803
22	2,462	0,906	1,0064434
23	2,574	0,896	0,9957276
24	2,686	0,887	0,9849613

(Sumber : Hasil Analisa)



Grafik 4.21 : Rekapitulasi Nilai X, Y dan Q

DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 5 TAHUN

Tabel 4.34 : DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 5 TAHUN

t	Q	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow(Qf)	Q 5 th
jam	m3/det						m3/det	m3/det
0	0	0	—				0,753	0,753
1	0,499	12,577	0	—			0,753	13,829
2	0,818	20,623	3,584	0	—		0,753	24,960
3	0,957	24,113	4,190	1,999	0	—	0,753	31,055
4	1,028	25,909	4,503	2,148	15,600	0	0,753	48,912
5	1,068	26,913	4,677	2,231	16,205	1,270	0,753	52,048
6	1,091	27,487	4,777	2,278	16,550	1,297	0,753	53,142
7	1,103	27,803	4,832	2,305	16,741	1,312	0,753	53,745
8	1,109	27,954	4,858	2,317	16,832	1,319	0,753	54,032
9	1,111	27,993	4,865	2,320	16,855	1,320	0,753	54,106
10	1,109	27,952	4,858	2,317	16,831	1,319	0,753	54,029
11	1,105	27,855	4,841	2,309	16,772	1,314	0,753	53,843
12	1,100	27,715	4,816	2,297	16,688	1,307	0,753	53,577
13	1,093	27,544	4,787	2,283	16,585	1,299	0,753	53,251
14	1,085	27,348	4,753	2,267	16,467	1,290	0,753	52,877
15	1,077	27,133	4,715	2,249	16,338	1,280	0,753	52,468
16	1,068	26,904	4,675	2,230	16,200	1,269	0,753	52,031
17	1,058	26,664	4,634	2,210	16,055	1,258	0,753	51,573
18	1,048	26,414	4,590	2,189	15,905	1,246	0,753	51,098
19	1,038	26,158	4,546	2,168	15,750	1,234	0,753	50,610
20	1,028	25,897	4,500	2,147	15,593	1,222	0,753	50,112
21	1,017	25,632	4,454	2,125	15,433	1,209	0,753	49,606
22	1,006	25,364	4,408	2,102	15,272	1,196	0,753	49,095

23	0,996	25,094	4,361	2,080	15,109	1,184	0,753	48,581
24	0,985	24,822	4,314	2,057	14,946	1,171	0,753	48,063

(Sumber : Hasil Analisa)

DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 25 TAHUN

Tabel 4.35 : DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 25 TAHUN

t	Q	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q 25 th
jam	m3/det						m3/det	m3/det
0	0	0	—				0,753	0,753
1	0,499	17,640	0	—			0,753	18,393
2	0,818	28,924	5,027	0	—		0,753	34,704
3	0,957	33,820	5,877	2,803	0	—	0,753	43,253
4	1,028	36,338	6,315	3,012	21,880	0	0,753	68,298
5	1,068	37,746	6,560	3,129	22,727	1,781	0,753	72,695
6	1,091	38,551	6,699	3,195	23,212	16,367	0,753	88,778
7	1,103	38,995	6,777	3,232	23,479	19,137	0,753	92,372
8	1,109	39,206	6,813	3,250	23,607	20,562	0,753	94,190
9	1,111	39,260	6,823	3,254	23,639	21,358	0,753	95,087
10	1,109	39,204	6,813	3,250	23,605	21,814	0,753	95,438
11	1,105	39,067	6,789	3,238	23,523	22,065	0,753	95,436
12	1,100	38,872	6,755	3,222	23,405	22,184	0,753	95,191
13	1,093	38,631	6,713	3,202	23,260	22,215	0,753	94,775
14	1,085	38,356	6,666	3,179	23,095	22,183	0,753	94,232
15	1,077	38,055	6,613	3,154	22,914	22,106	0,753	93,596
16	1,068	37,734	6,557	3,128	22,720	21,995	0,753	92,887
17	1,058	37,397	6,499	3,100	22,517	21,859	0,753	92,124
18	1,048	37,047	6,438	3,071	22,307	21,704	0,753	91,319
19	1,038	36,688	6,376	3,041	22,090	21,533	0,753	90,481
20	1,028	36,321	6,312	3,011	21,870	21,351	0,753	89,618

21	1,017	35,949	6,247	2,980	21,646	21,161	0,753	88,736
22	1,006	35,573	6,182	2,949	21,419	20,963	0,753	87,839
23	0,996	35,195	6,116	2,917	21,191	20,759	0,753	86,932
24	0,985	34,814	6,050	2,886	20,962	20,552	0,753	86,017

(Sumber : Hasil Analisa)

DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 50 TAHUN

Tabel 4.36 : DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 50 TAHUN

t	Q	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q 50 Th
jam	m3/det						m3/det	m3/det
0	0	0	—				0,753	0,753
1	0,499	19,649	0	—			0,753	20,402
2	0,818	32,218	5,599	0	—		0,753	38,570
3	0,957	37,671	6,547	3,122	0	—	0,753	48,093
4	1,028	40,476	7,034	3,355	24,371	0	0,753	75,990
5	1,068	42,044	7,307	3,485	25,316	1,983	0,753	80,888
6	1,091	42,941	7,462	3,559	25,856	13,093	0,753	93,665
7	1,103	43,435	7,548	3,600	26,153	15,309	0,753	96,799
8	1,109	43,671	7,589	3,620	26,295	16,449	0,753	98,377
9	1,111	43,731	7,600	3,625	26,331	17,087	0,753	99,126
10	1,109	43,668	7,589	3,620	26,293	17,451	0,753	99,374
11	1,105	43,516	7,562	3,607	26,202	17,652	0,753	99,292
12	1,100	43,298	7,524	3,589	26,071	17,748	0,753	98,983
13	1,093	43,030	7,478	3,567	25,909	17,772	0,753	98,509
14	1,085	42,724	7,425	3,541	25,725	17,747	0,753	97,915
15	1,077	42,389	7,366	3,514	25,523	17,685	0,753	97,230
16	1,068	42,031	7,304	3,484	25,308	17,596	0,753	96,476
17	1,058	41,655	7,239	3,453	25,081	17,487	0,753	95,669
18	1,048	41,266	7,171	3,420	24,847	17,363	0,753	94,820
19	1,038	40,866	7,102	3,387	24,606	17,227	0,753	93,940
20	1,028	40,458	7,031	3,353	24,360	17,081	0,753	93,036

21	1,017	40,043	6,959	3,319	24,111	16,928	0,753	92,113
22	1,006	39,624	6,886	3,284	23,859	16,770	0,753	91,177
23	0,996	39,203	6,813	3,249	23,605	16,608	0,753	90,230
24	0,985	38,779	6,739	3,214	23,349	16,442	0,753	89,276

(Sumber : Hasil Analisa)

DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 100 TAHUN

Tabel 4.37 : DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 100 TAHUN

t	Q	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q 100 Th
jam	m3/det	43,517	7,562	3,607	26,202	2,053	m3/det	m3/det
0	0	0	—				0,753	0,753
1	0,499	21,718	0	—			0,753	22,471
2	0,818	35,611	6,189	0	—		0,753	42,552
3	0,957	41,638	7,236	3,451	0	—	0,753	53,078
4	1,028	44,739	7,775	3,708	26,938	0	0,753	83,912
5	1,068	46,472	8,076	3,852	27,982	2,192	0,753	89,326
6	1,091	47,463	8,248	3,934	28,578	2,239	0,753	91,216
7	1,103	48,009	8,343	3,979	28,907	2,265	0,753	92,257
8	1,109	48,270	8,388	4,001	29,064	2,277	0,753	92,753
9	1,111	48,336	8,400	4,006	29,104	2,280	0,753	92,880
10	1,109	48,267	8,388	4,001	29,062	2,277	0,753	92,747
11	1,105	48,099	8,359	3,987	28,961	2,269	0,753	92,427
12	1,100	47,858	8,317	3,967	28,816	2,258	0,753	91,968
13	1,093	47,562	8,265	3,942	28,638	2,244	0,753	91,403
14	1,085	47,223	8,207	3,914	28,434	2,228	0,753	90,759
15	1,077	46,853	8,142	3,884	28,211	2,210	0,753	90,053
16	1,068	46,457	8,073	3,851	27,973	2,191	0,753	89,298
17	1,058	46,042	8,001	3,816	27,723	2,172	0,753	88,507
18	1,048	45,611	7,926	3,781	27,463	2,152	0,753	87,686
19	1,038	45,169	7,850	3,744	27,197	2,131	0,753	86,843

20	1,028	44,718	7,771	3,707	26,925	2,109	0,753	85,983
21	1,017	44,260	7,692	3,669	26,650	2,088	0,753	85,111
22	1,006	43,797	7,611	3,630	26,371	2,066	0,753	84,228
23	0,996	43,331	7,530	3,592	26,090	2,044	0,753	83,340
24	0,985	42,862	7,449	3,553	25,808	2,022	0,753	82,447

(Sumber : Hasil Analisa)

DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 200 TAHUN

Tabel 4.38 : DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 200 TAHUN

t	Q	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q 200 Th
jam	m3/det	47,711	8,291	3,955	28,728	2,251	m3/det	m3/det
0	0	0	—				0,753	0,7529
1	0,499	23,812	0	—			0,753	24,565
2	0,818	39,043	6,785	0	—		0,753	46,581
3	0,957	45,651	7,933	3,784	0	—	0,753	58,122
4	1,028	49,051	8,524	4,066	29,534	0	0,753	91,928
5	1,068	50,951	8,854	4,223	30,679	2,403	0,753	97,864
6	1,091	52,038	9,043	4,313	31,333	2,455	0,753	99,935
7	1,103	52,637	9,147	4,363	31,694	2,483	0,753	101,077
8	1,109	52,922	9,197	4,387	31,865	2,496	0,753	101,621
9	1,111	52,995	9,210	4,393	31,909	2,500	0,753	101,760
10	1,109	52,919	9,196	4,386	31,864	2,496	0,753	101,615
11	1,105	52,735	9,164	4,371	31,753	2,488	0,753	101,264
12	1,100	52,471	9,118	4,349	31,594	2,475	0,753	100,760
13	1,093	52,146	9,062	4,322	31,398	2,460	0,753	100,141
14	1,085	51,775	8,998	4,292	31,175	2,442	0,753	99,434
15	1,077	51,369	8,927	4,258	30,930	2,423	0,753	98,660
16	1,068	50,935	8,852	4,222	30,669	2,403	0,753	97,833
17	1,058	50,480	8,772	4,184	30,395	2,381	0,753	96,965
18	1,048	50,008	8,690	4,145	30,111	2,359	0,753	96,066
19	1,038	49,523	8,606	4,105	29,819	2,336	0,753	95,142

20	1,028	49,028	8,520	4,064	29,521	2,313	0,753	94,199
21	1,017	48,526	8,433	4,022	29,218	2,289	0,753	93,242
22	1,006	48,019	8,345	3,980	28,913	2,265	0,753	92,274
23	0,996	47,507	8,256	3,938	28,605	2,241	0,753	91,300
24	0,985	46,994	8,167	3,895	28,296	2,217	0,753	90,321

(Sumber : Hasil Analisa)

DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 1000 TAHUN

Tabel 4.39 : DEBIT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 1000 TAHUN

t	Q	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q 1000 Th
jam	m3/det	57,648	10,018	4,778	34,711	2,719	m3/det	m3/det
0	0	0	—				0,753	0,7529
1	0,499	28,771	0	—			0,753	29,524
2	0,818	47,175	8,198	0	—		0,753	56,126
3	0,957	55,160	9,586	4,572	0	—	0,753	70,070
4	1,028	59,267	10,300	4,913	35,686	0	0,753	110,918
5	1,068	61,563	10,699	5,103	37,068	2,904	0,753	118,090
6	1,091	62,876	10,927	5,212	37,859	2,966	0,753	120,593
7	1,103	63,600	11,053	5,272	38,295	3,000	0,753	121,972
8	1,109	63,945	11,112	5,300	38,502	3,016	0,753	122,629
9	1,111	64,033	11,128	5,308	38,555	3,021	0,753	122,797
10	1,109	63,941	11,112	5,300	38,500	3,016	0,753	122,622
11	1,105	63,719	11,073	5,281	38,366	3,006	0,753	122,198
12	1,100	63,399	11,018	5,255	38,174	2,991	0,753	121,589
13	1,093	63,007	10,949	5,223	37,938	2,972	0,753	120,842
14	1,085	62,559	10,872	5,185	37,668	2,951	0,753	119,988
15	1,077	62,068	10,786	5,145	37,372	2,928	0,753	119,052
16	1,068	61,544	10,695	5,101	37,057	2,903	0,753	118,053
17	1,058	60,994	10,600	5,056	36,725	2,877	0,753	117,004
18	1,048	60,423	10,501	5,008	36,382	2,850	0,753	115,917

19	1,038	59,837	10,399	4,960	36,029	2,823	0,753	114,801
20	1,028	59,240	10,295	4,910	35,669	2,794	0,753	113,662
21	1,017	58,633	10,189	4,860	35,304	2,766	0,753	112,505
22	1,006	58,020	10,083	4,809	34,935	2,737	0,753	111,336
23	0,996	57,402	9,975	4,758	34,563	2,708	0,753	110,159
24	0,985	56,781	9,868	4,706	34,189	2,678	0,753	108,976

(Sumber : Hasil Analisa)

Dalam pemilihan banjir rencana untuk bangunan air sangat tergantung pada analisis statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air dari sungai maupun curah hujan maksimum. Beberapa pertimbangan antara lain besarnya kerugian yang akan diderita jika bangunan mengalami kerusakan dan sering tidaknya kerusakan terjadi, umur ekonomis bangunan dan biaya pembangunan.

Analisis debit banjir yang biasa dipakai yaitu Rasional dan Unit Hidrograf. Formula yang berdasarkan rumus Rasional adalah Haspers dan Der Weduwen. Perhitungan debit banjir metode ini hanya untuk mengetahui besarnya debit maksimum (puncak), tanpa menunjukkan kronologis kenaikan serta penurunan debit yang terjadi.

Unit hidrograf digunakan dalam perhitungan debit banjir rancangan pada suatu DAS apabila tidak terdapat alat pengukur debit pada DAS tersebut. Beberapa cara menghitung hidrograf satuan telah banyak dikembangkan baik itu menggunakan data banjir di sungai tersebut atau menggunakan metode unit hidrograf yang dikenal seperti, Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu dan Hidrograf Satuan Sintetis Snyder. Disamping dapat menunjukkan besarnya debit puncak, cara ini juga dapat menggambarkan kronologis peningkatan dan penurunan debit seperti kondisi kenyataan. Dalam perhitungan ini akan digunakan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu (HSS Nakayasu) dalam menghitung debit puncak.

Tabel 4.40 : Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu

t (jam)	Debit Banjir Rencana (m ³ /det)					
	5	20	50	100	200	1000

0	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
1	24,934	34,667	38,529	42,507	46,532	56,067
2	15,155	20,953	23,253	25,622	28,019	33,699
3	10,407	14,294	15,836	17,424	19,031	22,838
4	8,409	11,490	12,713	13,972	15,247	18,265
5	7,240	9,851	10,888	11,955	13,034	15,592
6	3,375	4,430	4,849	5,280	5,716	6,750
7	2,037	2,554	2,759	2,970	3,184	3,690
8	1,430	1,703	1,811	1,923	2,036	2,303
9	1,115	1,261	1,318	1,378	1,438	1,581
10	0,946	1,024	1,055	1,087	1,119	1,195
11	0,856	0,898	0,914	0,931	0,949	0,989
12	0,808	0,830	0,839	0,848	0,857	0,879
13	0,782	0,794	0,799	0,804	0,809	0,820
14	0,769	0,775	0,778	0,780	0,783	0,789
15	0,761	0,765	0,766	0,767	0,769	0,772
16	0,757	0,759	0,760	0,761	0,761	0,763
17	0,755	0,756	0,757	0,757	0,758	0,758
18	0,754	0,755	0,755	0,755	0,755	0,756
19	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	0,755
20	0,753	0,753	0,754	0,754	0,754	0,754
21	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
22	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
23	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
24	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753	0,753
MAX	24,934	34,667	38,529	42,507	46,532	56,067

(Sumber : Hasil Analisa)

4.3.8 Hidrolika Menggunakan HEC2-RAS

Penampang basah sungai/alur alam pada umumnya tidak seragam, sehingga untuk memperhitungkan elevasi muka air akan digunakan tahapan standar. Jika perhitungan ini dilakukan secara manual, akan memakan waktu yang cukup lama dan cukup rumit. Untuk keperluan perhitungan ini akan digunakan salah satu Alternatif program Bantu / *software* sesuai dengan persetujuan Direksi Pekerjaan. Alternatif Paket Program / *Software* yang akan digunakan adalah HEC2-RAS (*River Analysis System*). Berikut ini akan dijelaskan tentang teknis penggunaan/aplikasian *software* HEC2-RAS (*River Analysis System*).

a) U m u m

Untuk mempermudah dan mempercepat proses simulasi hidrolika sungai akan digunakan Program HEC2-RAS yang dikeluarkan oleh *U.S. Army Corps of Engineers*. Program ini dapat menangani jaringan saluran air secara penuh dengan memodelkan aliran subkritis, superkritis dan aliran *mixed* untuk kalkulasi aliran tunak. Perhitungan

dasarnya mengikuti prosedur pemecahan kalkulasi energi aliran satu dimensi. Kehilangan energi dievaluasikan terhadap friksi yang terjadi pada saat pengaliran (persamaan *Manning*), kontraksi dan ekspansi saluran (dengan koefisiennya yang dikalikan dengan kecepatan alir). Persamaan momentum digunakan saat situasi dimana profil muka air secara cepat bervariasi. Situasi ini termasuk perhitungan *mixed flow regime* (misalnya loncatan hidrolis), perhitungan pada hidrolika aliran melintasi jembatan dan perhitungan pada *junction* (pertemuan dan perpisahan dua atau lebih saluran).

b) Prinsip Dasar Perhitungan

Profil aliran pada saluran terbuka digambarkan dengan menggunakan tiga hukum kekekalan yaitu Hukum Kekekalan Massa, Hukum Kekekalan Momentum dan Hukum Kekekalan Energi. Usaha untuk menggambarkan aliran pada saluran terbuka tersebut dipenuhi oleh dua variabel yaitu kedalaman aliran dan kecepatan atau kedalaman aliran dan debit yang digunakan untuk mendefinisikan kondisi aliran pada penampang saluran.

Karena itu dua persamaan pengatur telah dapat digunakan untuk menganalisa tipe situasi aliran. Persamaan kontinuitas dan persamaan momentum atau persamaan energi dapat dipergunakan untuk kebutuhan ini. Kecuali untuk koefisien *head velocity* (α) dan koefisien momentum (β) kedua persamaan momentum dan persamaan energi adalah sama jika kedalaman aliran dan kecepatan menerus (*continuous*). Apabila terjadi diskontinuitas yang melibatkan suatu perubahan permukaan dasar saluran maka yang dipergunakan adalah persamaan momentum, karena tidak seperti persamaan energi, persamaan momentum tidak memerlukan informasi tentang kehilangan energi yang terjadi.

Tahap awal dari kegiatan Program HEC2-RAS ini adalah menarik as sungai untuk mendapatkan jarak antara profil melintang. Data jarak yang di input berturut-turut adalah LOB (*left of bank*), *Channel* (jarak antar profil pada as sungai) dan ROB (*right of bank*), data profil melintang berupa jarak dan elevasi yang diurut dari kiri ke kanan, data koefisien kekasaran *Manning*, posisi *Left Bank* (tebing kiri) dan *Right Bank* (tebing kanan), koefisien kontraksi dan ekspansi.

Sebelum memasukkan data profil, terlebih dahulu harus dibuatkan garis as sungai dengan menggunakan grafik editor. Penggambaran garis ini harus dimulai dari hulu

(atas) ke arah hilir (ke bawah), sedangkan pemasukan data *cross section* dimulai dari hilir ke arah hulu (dari station kecil ke station besar). Sedangkan data debit di input melalui *Flow Editor*, demikian pula dengan batasan-batasan (*boundary*) yang digunakan, dapat berupa pengamatan pasang surut ataupun pasang tertinggi.

Untuk memudahkan input data *cross section*, dapat diisikan pada spread sheet terlebih dahulu. Data ini selain digunakan sebagai data masukan HEC2-RAS, juga digunakan untuk penggambaran profil melintang dengan menggunakan fasilitas AutoLisp pada perangkat lunak AutoCAD.

c) Teknis penggunaan *software* HEC2-RAS

Model komputer ini menghasilkan informasi berupa kecepatan aliran dan kedalaman untuk tiap-tiap lokasi pada alur atau dataran banjir. Dari hasil komputasi ini, daerah atau zona kritis untuk banjir rencana dengan kala ulang sesuai dengan Pedoman Pengendalian Banjir bisa ditentukan. Pengaruh peninggian tanggul ataupun pengerukan juga dapat dievaluasi dengan model ini. Program HEC2-RAS adalah suatu perangkat lunak yang dapat digunakan untuk berbagai keperluan dalam suatu jaringan yang saling mempengaruhi.

Selain memberikan hasil berupa muka air rencana untuk debit dengan kala ulang tertentu pada tiap-tiap profil, terhitung pula besarnya galian maupun timbunan untuk setiap profil.

Sistem model HEC-RAS dikembangkan oleh *Hydrologic Engineering Center* (HEC). Perangkat lunak ini dapat digunakan untuk menganalisis beberapa hal sebagai berikut:

- 1) *rainfall-runoff*
- 2) hidraulik sungai
- 3) simulasi sistem reservoir
- 4) kerusakan akibat banjir/genangan

HEC-RAS merupakan perangkat lunak yang terintegrasi, meliputi grafik penghubung (*graphical user interface* = GUI), analisis komponen hidraulik, penyimpanan data, grafik dan pelaporan.

Analisis hidraulik ini meliputi :

- 1) perhitungan profil muka air dalam kondisi '*Steady Flow*'
- 2) perhitungan profil muka air dalam kondisi '*unSteady Flow*'

HEC-RAS dirancang guna menampilkan perhitungan hidraulik untuk suatu jaringan saluran alam maupun yang direncanakan.

1. Komponen Analisis Hidraulik :

a. Simulasi Muka Air kondisi *Steady Flow* (Aliran stabil)

Sistem model ini digunakan untuk aliran stabil dari berbagai debit rencana. Sistem ini dapat menganalisis suatu jaringan saluran maupun saluran tunggal. Mempunyai kemampuan untuk menghitung profil muka air dalam kondisi sub kritis, super kritis dan kondisi keduanya.

Formula dasar adalah persamaan energi satu dimensi. Kehilangan energi diperhitungkan berdasarkan angka kekasaran (*formula Manning*) dan koefisien kontraksi.

Beberapa efek penghalang aliran air seperti jembatan, gorong-gorong, bendung dan bangunan-bangunan persungai merupakan bangunan-bangunan yang diperhitungkan dalam perangkat lunak ini.

Perangkat lunak ini juga dapat digunakan untuk memperkirakan perubahan muka air, jika saluran dimodifikasi ataupun ditambahkan tanggul banjir.

b. Simulasi kondisi *UnSteady Flow* (Aliran tak stabil)

Sistem modeling ini dapat digunakan untuk simulasi aliran kondisi tak stabil (*unSteady Flow*) pada suatu jaringan saluran terbuka.

Semua data yang digunakan dalam perhitungan aliran stabil dapat digunakan untuk perhitungan dalam kondisi aliran tak stabil.

Komponen aliran tak stabil ini dapat ditambahkan data areal tampungan (waduk retensi, model rumah pompa).

2. Penyimpanan data dan pengelolaan data :

Semua data disimpan dalam bentuk ASCII dan binary. Data ini dikelompokkan dalam beberapa kategori, yakni '*project, plan, geometry, Steady Flow, unSteady Flow*'.

3. Grafik dan Pelaporan

Grafik disajikan dalam sumbu X dan Y, meliputi skematik sistem sungai, profil memanjang dan melintang, *rating curves*, *hidrograf* dan beberapa variabel hidraulik lainnya.

Beberapa tampilan lainnya adalah penampang dalam bentuk 3 dimensi, tabel keluaran yang dapat langsung dicetak, atau di *copy* kedalam *word processor* ataupun *spreadsheet*.

4. Langkah dalam penggunaan model Hidraulik dengan Hec-Ras :

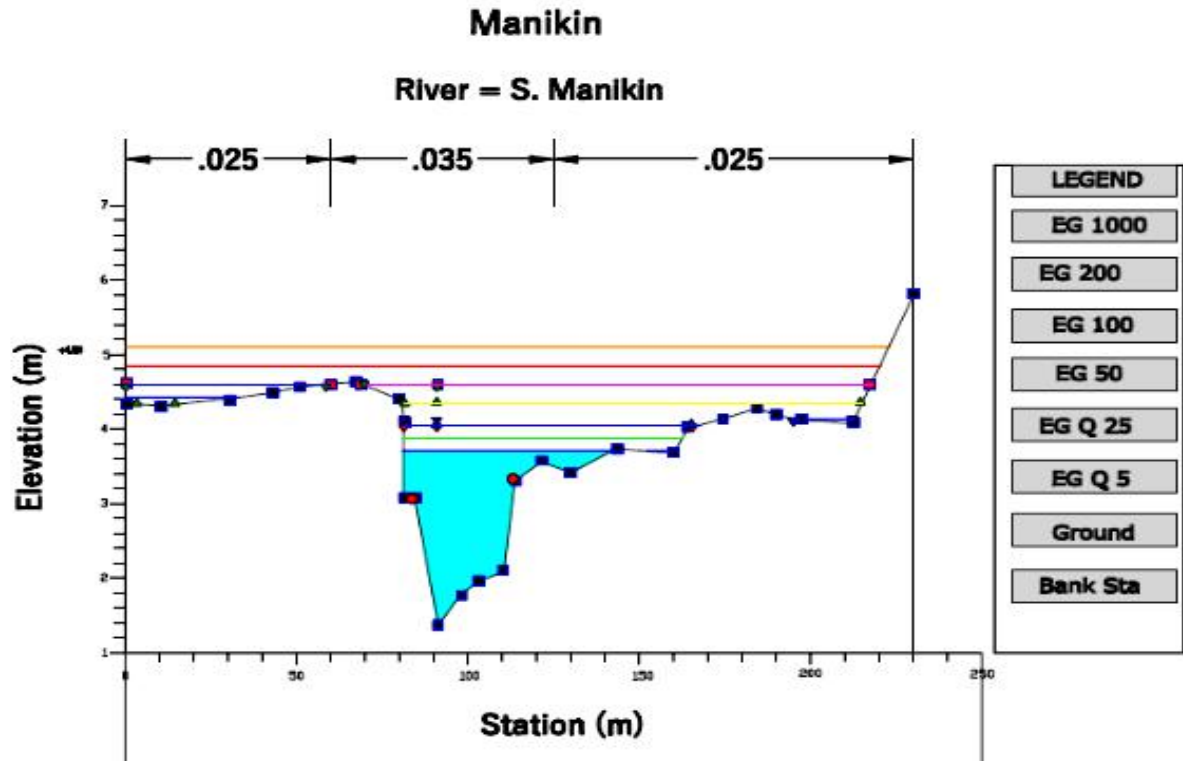
a. Memulai Proyek Baru

Langkah awal adalah menetapkan direktori yang akan digunakan sebagai tempat kerja. Untuk memulai Proyek Baru, pilih Menu File pada menu utama HEC-RAS dan pilih *New Project*. Dalam menu ini, kita bisa membuat Folder Baru. Masukkan judul proyek dan nama file. Nama file ini ber-*extension* '.prj'. (jangan gunakan *extension* lain).

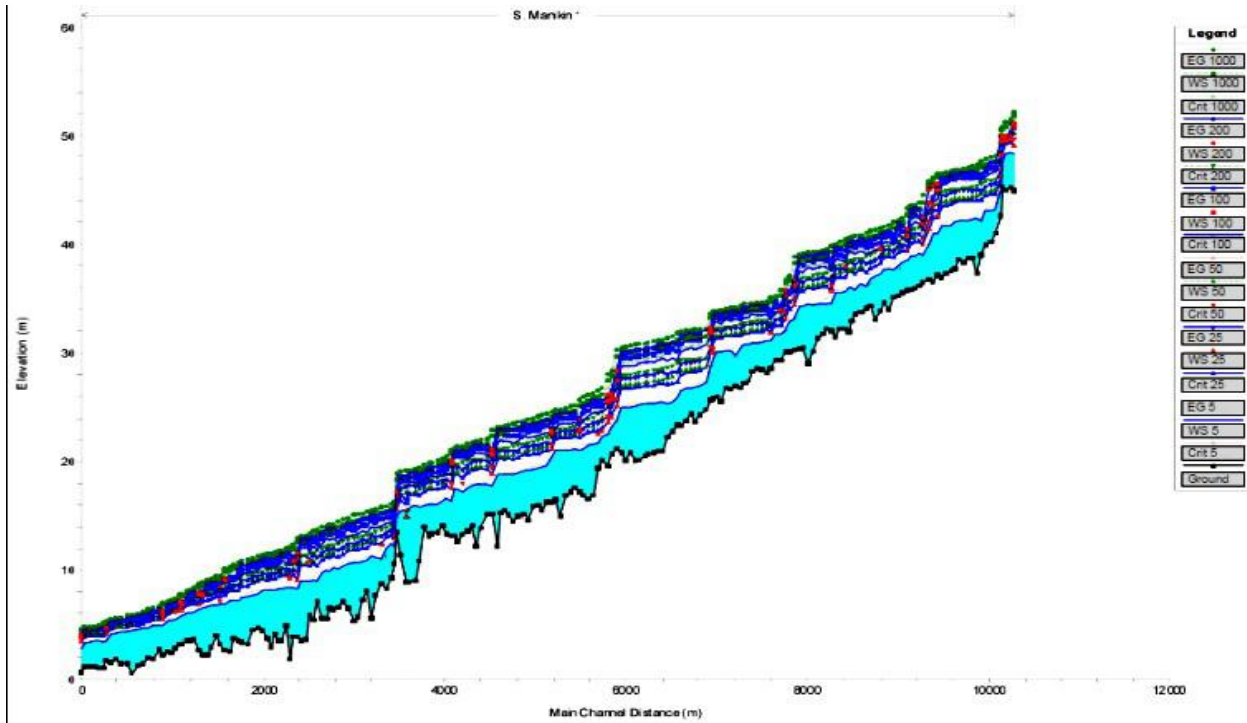
b. Menyusun data geometric

Penyusunan data long dan *cross section* biasanya dilakukan oleh Tim Survey/ Pengukuran kemudian di entry kedalam *spreadsheet* (*Microsoft Excel*) dan selanjutnya diproses dalam *spreadsheet* HEC-RAS. Setiap *Cross section* disertai '*River name*', '*Reach name*', '*Description* (penjelasan *cross section*, misal *cross section* pada station yang bersangkutan. dalam peta situasi adalah P10, jadi untuk memudahkan pada saat pembuatan profil memanjang maupun melintang rencana, karena dalam HEC-RAS hanya tercantum nama station saja). Nama station bukanlah suatu jarak, melainkan suatu nilai numerik (0, 1, dst.nya) yang secara otomatis merupakan nomor urut posisi *cross section*.

1. Memasukkan data debit/aliran dari hasil analisis Hidrologi
2. Mengeksekusi perhitungan hidrolis
3. Menampilkan dan cetak hasil perhitungan



Gambar 4.22 Tampilan Profil Melintang HEC2-RAS



Gambar 4. 23 Tampilan Profil Memanjang HEC2-RAS

4.4 PERHITUNGAN HIDROLIS DAN STABILITAS BANGUNAN PERKUATAN TEBING BRONJONG DAN KRIB

Nilai debit banjir periode ulang 50 tahun diperoleh sebesar 12,713 m³/s setelah dilakukan analisa hidrologi dan analisa hidrolika.

1. Data :

Debit (Q)	=	12,713 m ³ /dt
Kecepatan (v)	=	2,60 Nm/detik
Tinjauan pias	=	1,00 m
Tinggi air	=	4,0 m
Lebar sungai (w)	=	14,00 m
Dm	=	0,38 mm (data sedimen)
γ	=	2,60 t/m ³ (data tanah : TP 07 Kn)
ϕ	=	61,03
C	=	0,53 kg/cm ²

$$Dm = Sf Cs Cv d \left[\left(\frac{\gamma b}{\gamma w} \right)^{0,5} \frac{Va}{\sqrt{gdK 1}} \right]^{0,25}$$

$$Dm = 1,1 \times 0,1 \times 1,18 \times 8,5 \left[(0,67)^{0,5} \times 0,818 \right]^{2,5} = 0,38 \text{ meter}$$

2. Kedalaman Gerusan

$$D = 0,47 \times \left(\frac{q}{f} \right)^{1/3} \times Z$$

$$q = \frac{Q}{w}$$

$$f = 1,76 \times d_m^{0,5}$$

$$Z = \text{faktor bentuk Lacey}$$

$$q = 10,91 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}'$$

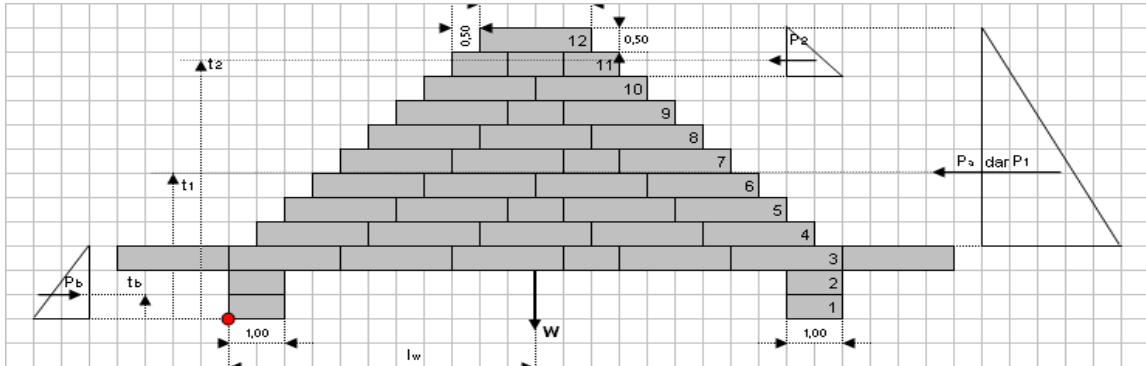
$$Z = 0,50$$

$$f = 1,08$$

$$D = 0,22 \text{ (kedalaman gerusan)}$$

Dengan demikian kedalaman pondasi krib direncanakan pada kedalaman dibawah dasar sungai asli 1,20m

3. Gaya yang bekerja



3.1 Tekanan akibat Arus : (SNI-T01-1990-F)

$$P_1 = \frac{1}{9.78} \times k \times v^2 \times b \times h$$

$$k = 0,72 \quad v = 2,60 \quad b = 1,00 \quad h = 4,0 \quad P_1 = 1,99 \text{ ton}$$

3.2 Akibat penumpukan sampah : (SNI-T01-1990-F)

$$P_2 = \frac{1}{9.78} \times k \times v^2 \times bt \times ht$$

$$k = 0,72 \quad v = 2,60 \quad b = 1,00 \quad ht = 1,00 \quad P_2 = 0,50 \text{ ton}$$

3.3 Akibat tekanan tanah pasif

$$Pp = \frac{1}{2} \times ds \times \gamma_{sat} \times Kp \times \ell$$

$$Kp = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} ds &= 1,20 \text{ m} \\ f &= 61,03 \text{ (derajat)} \\ \gamma_{sat} &= 2,60 \text{ t/m}^3 \\ L &= 1,00 \text{ m} \\ Pp &= 0,10 \\ Kp &= 0,0667 \end{aligned}$$

3.4 Akibat tekanan tanah aktif (tekanan lumpur)

$$Ka = \frac{\sin^2(90^\circ - \phi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \times \sin(\phi - \beta)}{\sin(90^\circ + \beta)}} \right]^2}$$

$$Pa = \gamma_{sat} \times \ell \times Ka \times h$$

H = 4,00 m
 f = 61,03 (derajat)
 gsat = 1,50 t/m³ (berat jenis lumpur)
 l = 1,00 m
 β = 30,00 (sudut endapan dengan krib)
 Ka = 0,94
 Pa = 5,63 ton

3.5 Berat Krib

Jika krib direncanakan dari bronjong saja

$\gamma_{\text{bronjong}} = 2,20 \text{ t/m}^3$
 $\gamma_{\text{air}} = 1,00 \text{ t/m}^3$
 $V_{\text{bronjong}} = 36,50 \text{ m}^3$
 $W_{\text{bronjong}} = V_{\text{bronjong}} * \gamma_{\text{bronjong}}$
 $= 80,30 \text{ ton}$

3.6 Kontrol Stabilitas

Momen

Gaya yang bekerja	Besar Gaya (ton)		Lengan (m)	Momen (ton.m)	
	Vertikal	Horisontal		Tahan	Guling
Berat bronjong (W)	80,30		5,50	441,65	
P1		1,99	3,00		5,97
P2		0,50	4,83		2,41
Pa		5,63	3,00		16,89
Pp		-0,10	0,50	0,05	
Total	80,30	8,01		441,70	25,27

a) Terhadap Guling

$$SF = \frac{441,70}{25,27} = 17,48 > 1.5 \implies \text{OK}$$

b) Terhadap Eksentrisitas

$M_{\text{netto}} = M_{\text{tahan}} - M_{\text{guling}}$
 $= 441,70 - 25,27 = 416,43$
 $B = 11,00 \text{ m}$
 $B/2 = 5,50$
 $B/6 = 1,83$
 $X = \text{jarak resultant gaya} = M_{\text{netto}} / \text{Gaya Vertikal}$

$$\begin{aligned}
 &= 5,19 \\
 E &= 5,50 - 5,19 \\
 &= 0,31 < 1,83 \quad \text{====> OK}
 \end{aligned}$$

c) Terhadap Daya Dukung

Data tanah dasar :

$$\begin{aligned}
 g &= 2,60 \text{ t/m}^3 \\
 f &= 61,03 \quad \tan f' = 2/3 \quad \tan f = 1,20 \\
 f' &= 50,3 \\
 C &= 0,53 \text{ kg/cm}^2 = 5,3 \text{ t/m}^2 \\
 C' &= 2/3 \times C = 3,5 \text{ t/m}^2 \\
 N_c &= 349,53 \\
 N_q &= 417,53 \\
 N_g &= 1159,95 \\
 F_K &= 3 \\
 B &= 15,00 \text{ m} \\
 D_f &= 0,22 \text{ m} \\
 q &= g \times D_f = 0,58 \text{ t/m}^2 \\
 q_{ult} &= C' \times N_c + g \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times g \times B \times N_g \\
 &= 1235,016 + 240,4 + 22618,95 \\
 &= 24094,385 \text{ t/m}^2 \\
 q_{ad} &= 8031,462 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan tanah yang terjadi

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{V}{B \times 1} \pm \frac{V \times e}{B^2/6} \\
 &= \frac{80,30}{15,00} \pm \frac{25,22}{37,50} \\
 &= 5,35 \pm 0,67
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{smaks} &= 6,03 < 8.031,46 && \text{OK} \\ \text{smin} &= 4,68 < 8.031,46 && \text{OK} \end{aligned}$$

d) Terhadap Geser

$$SF = \frac{f \times \sum V + A \times c'}{\sum H}$$

$$f = \tan \phi'$$

A = 15,00 m (luas bidang kontak bronjong/pias)

ϕ' = 50,29 (derajat)

$\tan \phi' = 1,20$

$$SF = \frac{80,30 \times 1,20 + 15,0 \times 3,53}{9,76} = \frac{149,36}{8,01}$$

$$= 15,65 > 1.5 \implies \text{OK}$$

Untuk data perencanaan didapatkan dari hasil analisis yang dikumpulkan, kemudian dihitung dengan menggunakan rumus-rumus yang tertera pada bab sebelumnya, sehingga dapat digunakan untuk mendesain bentuk dan dimensi krib yang sesuai pada perencanaan ini. Jenis konstruksi krib yang cocok untuk perencanaan Sungai Manikin adalah krib blok beton karena dibangun pada daerah/lokasi sungai dengan kecepatan airnya sangat deras. Begitupun dimensi/beratnya dapat dibuat seragam atau disesuaikan dengan kecepatan arus air sungai.

a. Perhitungan arah sudut sumbu krib dan letak bangunan krib

Metode yang digunakan dalam pengukuran arah sudut sumbu krib diperoleh arah aliran dan sudut sumbu krib yang efektif digunakan pada Sungai Manikin adalah sebesar 10°. Sehingga pukulan air yang terjadi dapat mengarah ke bagian tengah aliran sungai dan hal ini dapat mengurangi gerusan yang terjadi pada tebing sungai. Untuk merencanakan letak posisi ditentukan secara empiris atau tanpa menggunakan aturan khusus, hanya dengan perkiraan semata dan didasarkan pada pengamatan data sungai, kondisi sungai tersebut.

b. Perhitungan jumlah bangunan krib blok beton

Jumlah bangunan krib yang akan direncanakan adalah sebanyak 3 konstruksi.

c. Perhitungan panjang dan jarak antara bangunan krib

Perbandingan antara panjang krib (l) dan lebar sungai (B) umumnya lebih kecil 10%, Dikarenakan pada perencanaan ini letak krib yang akan dibangun terletak pada belokan sungai maka untuk mengetahui hubungan antara interval krib (D) dan panjang krib (l) pada perencanaan krib yang direncanakan ini sebagai berikut:

Diketahui:

Lebar sungai (B)= 14 meter Nilai l/B < 10%

Dengan menggunakan rumus l/B = 10% Maka Panjang Krib (l) = 10% x B = 1,20 meter

Dengan menggunakan rumus:

D= (1,4–1,8) l untuk belokan luar

D= (1,7–2,3) l untuk bagian lurus

Pada perencanaan ini Nilai D diambil = 1,6 untuk krib di belokan luar sungai, dan nilai D diambil= 2,0 untuk krib di bagian lurus sungai. Maka jarak interval krib (D) pada belokan luar sungai = 1,6 meter x 2,0 meter = 3,2 meter

d. Perhitungan tinggi bangunan krib

Dengan mengacu pada rumus perhitungan menentukan tinggi bangunan krib, maka untuk merencanakan tinggi mercu bangunan krib yang efektif adalah 1,0 m di atas elevasi muka air rendah.

4.5 PEMBAHASAN

- 1) Berdasarkan hasil analisa hidrologi debit banjir rancangan dengan menggunakan Metode Nakayasu dan hidrolika menggunakan Hec2-Ras, dari section 1 sampai section 4 mengalami banjir meluap yang menyebabkan kerusakan sungai karena sehingga penanganan banjir dilakukan pada setiap section menggunakan kala ulang Q50 tahun.

Tabel 4.41 : Rekapitulasi Debit Banjir dan Elevasi

Section	Kala Ulang	Debit (M ³ /det)	Elevasi Banjir	Elevasi Dasar	Elevasi Tebing Kanan	Elevasi Tebing Kiri
Section 1	5 th	8,409 M ³ /det	+ 3.60	+ 1.20	+ 3.50	+ 3.60
	25 th	11,490 M ³ /det	+ 4.00			
	50 th	12,713 M ³ /det	+ 4.20			
	100 th	13,972 M ³ /det	+ 4.40			
	200 th	15,247 M ³ /det	+ 4.62			
	1000 th	18,265 M ³ /det	+ 4.90			
Section 2	5 th	10,407 M ³ /det	+ 3.80	+ 1.40	+ 4.00	+ 3.80
	25 th	14,294 M ³ /det	+ 4.00			
	50 th	15,836 M ³ /det	+ 4.25			
	100 th	17,424 M ³ /det	+ 4.60			
	200 th	19,031 M ³ /det	+ 4.82			
	1000 th	22,838 M ³ /det	+ 5.10			
Section 3	5 th	15,155 M ³ /det	+ 5.35	+ 2.60	+ 4.60	+ 4.60
	25 th	20,953 M ³ /det	+ 5.65			
	50 th	23,253 M ³ /det	+ 6.10			
	100 th	25,622 M ³ /det	+ 6.25			
	200 th	28,019 M ³ /det	+ 6.45			
	1000 th	33,699 M ³ /det	+ 6.65			
Section 4	5 th	24,934 M ³ /det	+ 5.00	+ 2.40	+ 4.80	+ 5.00
	25 th	34,667 M ³ /det	+ 5.40			
	50 th	38,529 M ³ /det	+ 5.65			
	100 th	42,507 M ³ /det	+ 6.10			
	200 th	46,532 M ³ /det	+ 6.40			
	1000 th	56,067 M ³ /det	+ 6.65			

(Sumber : Hasil Analisa)

2) Hasil perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada bronjong ini digunakan untuk menghitung analisa stabilitas pada bronjong. Perhitungan analisa stabilitas yang ditinjau antara lain:

a. Stabilitas terhadap guling

Konstruksi bronjong dinyatakan aman terhadap guling apabila nilai perbandingan momen penahan guling (M_t) dengan momen guling (M_g) lebih besar dari nilai SF 1,5. Nilai stabilitas terhadap guling dapat diperoleh $F_{Sguling}$ sebesar 17,48. Berdasarkan hasil perhitungan dapat dilihat bahwa struktur konstruksi bronjong aman terhadap guling.

b. Stabilitas terhadap geser

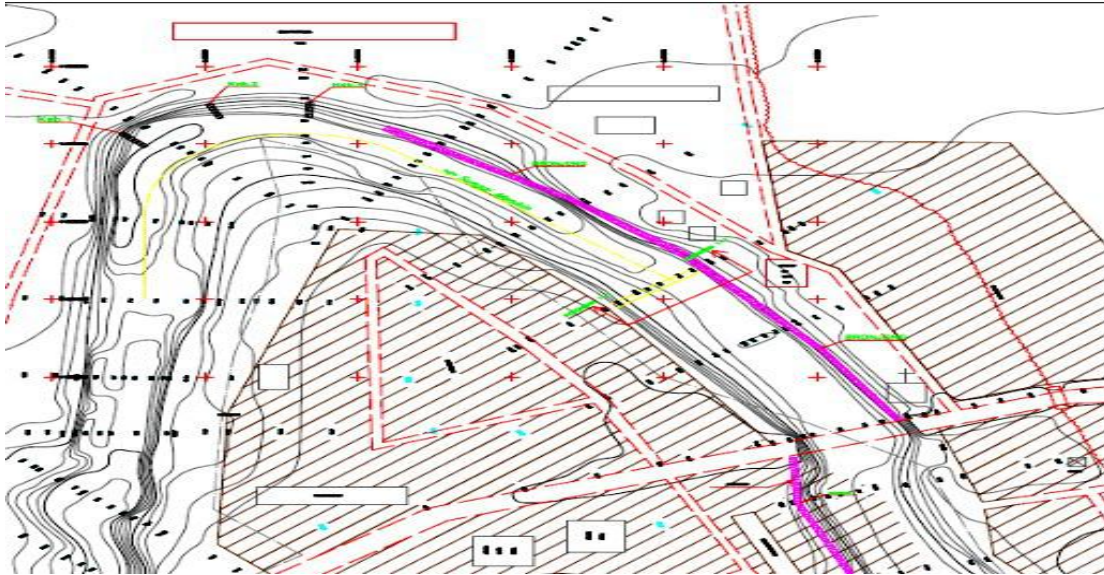
Konstruksi bronjong dinyatakan aman terhadap geser apabila perbandingan besar gaya yang bekerja secara vertikal pada sekeliling bangunan (ΣV) dengan besar gaya yang bekerja secara horizontal pada sekeliling bangunan (ΣH) lebih besar dari nilai SF 1,5. Hasil perhitungan stabilitas terhadap geser diperoleh F_{Sgeser} sebesar 15,65. Berdasarkan hasil perhitungan dapat dilihat bahwa struktur konstruksi bronjong aman terhadap geser.

c. Kontrol terhadap daya dukung tanah

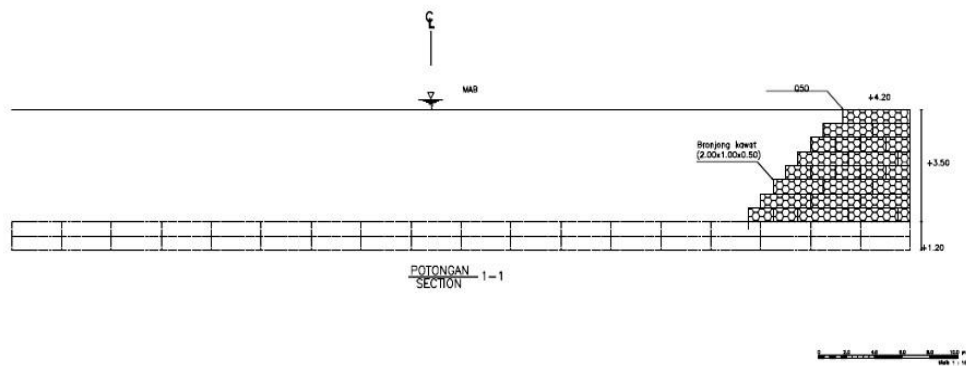
Perhitungan daya dukung tanah terhadap pondasi dihitung dengan menggunakan data tanah pada lokasi perencanaan, meliputi berat jenis tanah, nilai kohesi, serta nilai sudut geser tanah. Langkah awal dalam melakukan kontrol terhadap daya dukung tanah adalah menentukan eksentrisitas, selanjutnya dihitung nilai tegangan izin yang dijadikan sebagai nilai acuan apakah konstruksi aman terhadap runtuh. Jika nilai tegangan maksimum dari konstruksi lebih kecil dari nilai tegangan izin, maka konstruksi aman terhadap runtuh. Hasil perhitungan diperoleh τ_{max} lebih kecil dari τ_{min} maka daya dukung tanah untuk pondasi bronjong sebagai perkuatan tebing sungai aman.

3) Untuk mempertahankan keutuhan tebing sungai dari gerusan yang disebabkan oleh besarnya daya rusak air, di beberapa lokasi perlu dibuat bangunan perkuatan tebing berupa pembuatan bronjong dengan dimensi 2,0 x 1,0 x 0,5 meter pada tebing kanan sungai sepanjang 200 meter dengan tinggi 4,20 meter dari elevasi dasar 1,20 meter, tinggi dasar sungai ke tebing 3,50 meter, dan tinggi jagaan 0,75 meter. krib blok beton untuk

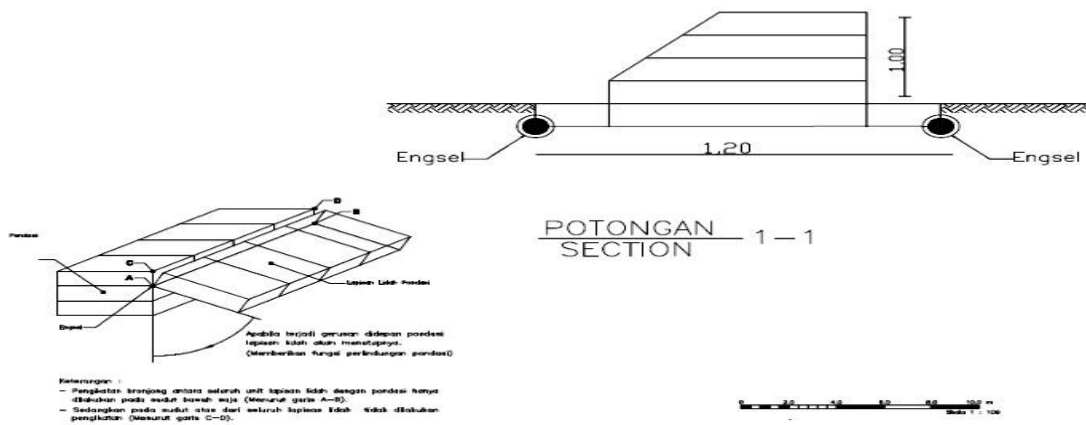
pengarah aliran pada alur sungai, dan mengurangi kecepatan arus pada sungai Manikin ada 3 konstruksi krib, terletak pada belokan sungai dengan panjang 1,20 meter, jarak interval krib 3,2 meter dan tinggi mercu ujung krib 1 meter.



Gambar 4.24. Denah Penanganan Banjir Sungai Manikin



Gambar 4.25 Desain bangunan bronjong yang direncanakan untuk melindungi erosi tebing Sungai Manikin



Gambar 4.26 Desain bangunan krib yang direncanakan di Sungai Manikin