

LAPORAN AKHIR

Pekerjaan :

Kajian DAM Break Bendungan Bili-Bili



DAFTAR ISI

DAFTAR ISI.....	i
DAFTAR TABEL.....	iii
DAFTAR GAMBAR.....	i
I. PENDAHULUAN.....	I-1
1.1 Latar Belakang.....	I-1
1.2 Maksud & Tujuan.....	I-1
1.3 Ruang Lingkup.....	I-2
2. GAMBARAN UMUM LOKASI PEKERJAAN	2-1
2.1 Lokasi Bendungan.....	2-1
2.2 Data Teknis Bendungan	2-1
2.3 Lengkung Kapasitas	2-2
3. METODOLOGI	3-3
3.1 Analisis Curah Hujan Rencana	3-3
3.1.1 Perhitungan Curah Hujan Wilayah.....	3-3
3.1.2 Perhitungan Frekuensi Curah Hujan.....	3-5
3.2 Analisis Debit Banjir Rencana.....	3-11
3.2.1 Hidrograf Banjir.....	3-11
3.2.2 Pengujian Hasil Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	3-12
3.3 Keruntuhan Bendungan.....	3-13
3.3.1 Simulasi Keruntuhan Bendungan	3-20
3.3.2 Simulasi Aliran Permukaan Akibat Keruntuhan Bendungan	3-22
4. ANALISIS HIDROLOGI.....	4-1
4.1 Analisis DAS.....	4-1
4.1.1 Karakteristik DAS.....	4-1
4.1.2 Tata Guna Lahan DAS	4-2

4.2	Analisis Curah Hujan	4-3
4.2.1	Data Curah Hujan.....	4-3
4.2.2	Hujan Wilayah	4-5
4.2.3	Hujan Rencana.....	4-6
4.2.4	Penetapan Hujan Desain	4-8
4.2.5	Distribusi Hujan	4-8
4.3	Debit Banjir Rencana.....	4-9
5.	SIMULASI KERUNTUHAN BENDUNGAN	5-14
5.1	Skema Pemodelan	5-14
5.2	Simulasi Keruntuhan Bendungan.....	5-15
5.3	Simulasi Aliran Permukaan Akibat Keruntuhan Bendungan.....	5-17
6.	KESIMPULAN.....	6-1

DAFTAR TABEL

Tabel 2-1 Data Teknis Bendungan Bili-Bili	2-1
Tabel 3-1 Perbandingan Metode Hidrograf Satuan Sintetis.....	3-11
Tabel 3-2 Koefisien <i>Creager</i> Menurut Periode Ulang Indonesia	3-13
Tabel 3-3 Fitur HEC-HMS	3-20
Tabel 4-1 Karakteristik DAS Bendungan Bili-Bili.....	4-2
Tabel 4-2 Tata Guna Lahan DAS Bendungan Bili-Bili	4-3
Tabel 4-3 Curah Hujan Harian Maksimum (mm)	4-4
Tabel 4-4 Curah Hujan Regional	4-5
Tabel 4-5 Hasil Analisis Frekuensi.....	4-6
Tabel 4-6 Curah Hujan Harian Maksimum.....	4-7
Tabel 4-7 Statistik Hujan Harian Maksimum.....	4-7
Tabel 4-8 Parameter Faktor Penyesuaian.....	4-7
Tabel 4-9 Distribusi Hujan (Genta)	4-8
Tabel 4-10 Koefisien <i>Creager</i> Menurut Periode Ulang Indonesia.....	4-12
Tabel 5-1 Parameter Keruntuhan Bendungan	5-15

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2-1 Lokasi Pekerjaan	2-1
Gambar 2-2 Lengkung Kapasitas Bendungan Bili-Bili.....	2-2
Gambar 3-1 Diagram Alir	3-3
Gambar 3-2 Contoh Poligon <i>Thiesen</i>	3-4
Gambar 3-3 Tampak Depan Dari Formasi Perubahan Rekahan Yang Terjadi Pada Tubuh Bendungan Akibat <i>Overtopping</i>	3-17
Gambar 3-4 Tampak depan dari formasi berubah ukuran rekahan yang terjadi pada tubuh dam akibat piping	3-19
Gambar 3-5 Contoh Hasil Routing Waduk.....	3-22
Gambar 3-6 Contoh Sebaran Genangan Pemodelan 2D Bendungan.....	3-23
Gambar 3-7 Contoh Waktu Kedatangan Pemodelan 2D.....	3-24
Gambar 4-1 Analisis Delineasi DAS	4-1
Gambar 4-2 DAS di Lokasi Pekerjaan.....	4-1
Gambar 4-3 Peta Tata Guna Lahan DAS Bendungan Bili-Bili.....	4-2
Gambar 4-4 Lokasi Sasiun Curah Hujan.....	4-4
Gambar 4-5 Distribusi Hujan Genta.....	4-9
Gambar 4-6 Skema Model Hidrologi Bendungan Bili-Bili pada HEC-HMS	4-9
Gambar 4-7 Parameter <i>Subbasin, Loss, Transform</i> pada Model Hidrologi Bendungan Bili-Bili (<i>Snyder UH</i>).....	4-10
Gambar 4-8 Hidrograf Banjir Bendungan Bili-Bili (<i>Snyder UH</i>)	4-10
Gambar 4-9 Skema Model Hidrologi.....	4-11
Gambar 4-10 Parameter <i>Subbasin, Loss, Transform</i> pada.....	4-11
Gambar 4-11 Hidrograf Banjir Bendungan Bili-Bili (<i>SCS UH</i>).....	4-12
Gambar 4-12 Grafik <i>Creager</i>	4-13
Gambar 5-1 Skema Model	5-14
Gambar 5-2 Koefisien <i>Manning</i>	5-14
Gambar 5-3 Skenario Keruntuhan Bendungan.....	5-15
Gambar 5-4 Skenario Keruntuhan Bendungan (a) <i>Overtopping</i> , (b) <i>Base Piping</i> , (c) <i>Middle Piping</i> , (d) <i>Top Piping</i>	5-16
Gambar 5-5 Hidrograf Akibat Keruntuhan Bendungan.....	5-17
Gambar 5-6 Kedalaman.....	5-18

Gambar 5-7 Kedalaman (Maksimum)	5-19
Gambar 5-8 Lokasi <i>Cross-Section</i>	5-19
Gambar 5-9 Profil <i>Cross-Section</i>	5-20
Gambar 5-10 Kecepatan	5-21
Gambar 5-11 Kecepatan (Maksimum)	5-22
Gambar 5-12 Waktu Kedatangan	5-22

I. PENDAHULUAN

I.1 Latar Belakang

Bendungan, disamping bermanfaat untuk memenuhi berbagai kebutuhan bagi manusia, juga menyimpan potensi bahaya yang sangat besar, yaitu bila bendungan tersebut runtuh, menyebabkan terjadinya kerugian jiwa dan materi serta hancurnya infrastruktur yang ada di daerah hilir bendungan.

Pembangunan suatu bendungan sering diikuti dengan perkembangan masyarakat di daerah hilirnya. Hal ini menyebabkan makin bertambahnya tingkat bahaya keruntuhan bendungan. Keruntuhan bendungan, dapat diakibatkan oleh overtopping dimana air yang melimpas melalui puncak bendungan menyebabkan terjadinya erosi serta longsoran pada tubuh bendungan khususnya pada bendungan tipe urugan tanah. Keruntuhan dapat juga diakibatkan oleh bocoran yang membawa material bendungan secara berangsur-angsur yang disebut erosi buluh atau piping. Akibat keruntuhan tersebut, air yang tertampung di bendungan akan mengalir ke lembah sungai di hilir bendungan dengan debit yang sangat besar serta kecepatan yang sangat tinggi. Bila kapasitas alur sungai tidak dapat menampung debit air banjir tersebut maka air akan meluap keluar dari alur sungai dan menggenangi daerah pemukiman maupun lahan pertanian di sepanjang kanan kiri alur sungai.

Mengingat adanya kemungkinan terjadinya malapetaka yang diakibatkan oleh runtuhnya suatu bendungan terhadap kondisi yang ada di hilir bendungan, dimana antara lain terdapat daerah permukiman yang cukup padat penduduknya dan/atau daerah industry serta berbagai bangunan fasilitas umum lainnya seperti jembatan, jalan raya dan lain-lain, maka perlu dilakukan analisis terhadap kondisi hidrolis alur dan lembah sungai di hilir (*downstream valley*) bendungan, khususnya apabila bendungan tersebut runtuh. Klasifikasi tingkat bahaya (*hazard classification*) bendungan juga harus selalu dimutakhirkan (*updated*) sesuai perkembangan kondisi di daerah hilir bendungan.

I.2 Maksud & Tujuan

Maksud dan tujuan kegiatan ini adalah untuk memodelkan aliran akibat keruntuhan bendungan Bili-Bili Bontomarannu, Kabupaten Gowa, Sulawesi Selatan.

I.3 Ruang Lingkup

Rangkaian Kegiatan Pekerjaan **Laporan Kajian Dam Break Bendungan Bili-Bili** adalah sebagai berikut:

1. Lokasi kajian adalah bendungan Bili-Bili, Makasar,
2. Aliran yang dimodelkan adalah akibat *dam break* saja,
3. Kajian dilakukan berdasarkan data sekunder:
 - Kontur topografi DEMNAS BIG
 - Peta tata guna lahan BIG
 - Data teknis dan kurva lengkung kapasitas bendungan
4. Pemodelan dilakukan dengan menggunakan,
 - HEC-HMS → Debit *inflow* dan debit *outflow* waduk akibat keruntuhan bendungan
 - HEC-RAS → Pemodelan limpasan aliran permukaan akibat keruntuhan bendungan

2. GAMBARAN UMUM LOKASI PEKERJAAN

2.1 Lokasi Bendungan

Lokasi Bendungan Bili-Bili terletak pada koordinat 786683.00 BT dan 9415733.00 LS. Lokasi kajian dapat dilihat pada Gambar 2-1.



Gambar 2-1 Lokasi Pekerjaan

Berdasarkan gambar di atas dapat dilihat bahwa Bendungan Bili-Bili termasuk dalam bendungan dengan konsekuensi besar, dikarenakan pada hilir bendungan terdapat adanya Kota Makasar. Konsekuensi ini menjadi penentu dalam penetapan debit banjir desain untuk bangunan pelimpah pada bendungan tersebut.

2.2 Data Teknis Bendungan

Berdasarkan data yang diperoleh, berikut ini data teknis dari Bendungan Bili-Bili:

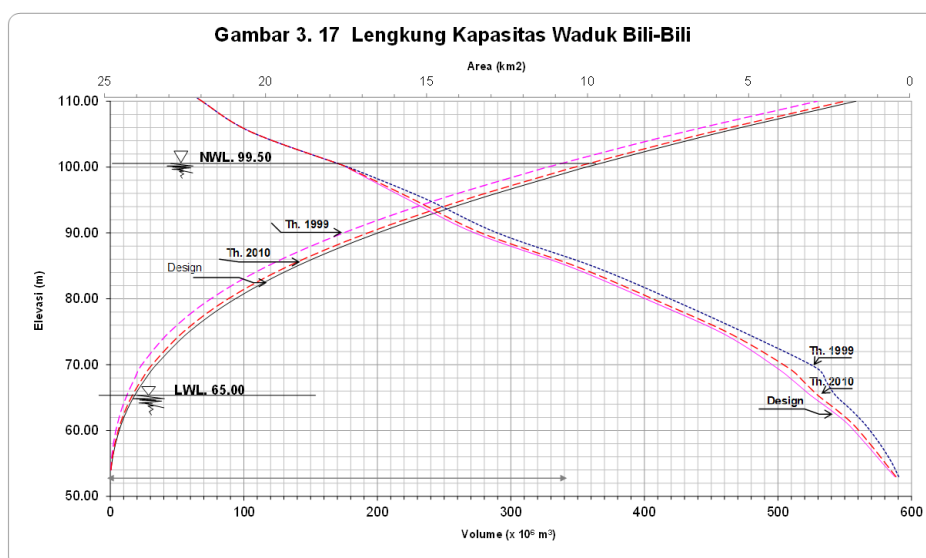
Tabel 2-1 Data Teknis Bendungan Bili-Bili

Nama Sungai	=	Jeneberang	
Panjang Sungai	=	75	km
Luas DAS	=	784,01	km ²
Luas genangan	=	1650	Ha
Bajir Desain	=	1800	m ³ /det
Vol. Tampungan Maksimum	=	375	juta m ³
Vol. Tampungan Efektif	=	346	juta m ³

Vol. Tampung Mati	=	29	juta m ³
Elev. MAB	=	+103	meter
Elev. MAN	=	+99.50	meter
Elev. MAR	=	+65	meter
Tipe Bendungan	=	Urugan Batu dengan inti	
Tinggi bendungan dari dasar sungai	=	56	m
Tinggi bendungan dari dasar pondasi	=	73	m
Elevasi Puncak	=	+106	m
Panjang Puncak	=	1808	m
Lebar Puncak	=	10	m
Embankment	=	5.29	juta m ³
Pintu Spillway	=	2	Unit
Tipe Pintu	=	Radial	
Ukuran	=	7 x 7.7	m
Elevasi Dasar Pintu	=	+91.80	m
Elevasi Spillway	=	+99.50	m
Outlet	=		
Panjang Terowongan 1	=	300	m
Panjang Terowongan 2	=	290	m
Kapasitas	=	44.8	m ³ /det
Diameter Terowongan	=	9.3	m
Tipe Terowongan	=	Bulat	

2.3 Lengkung Kapasitas

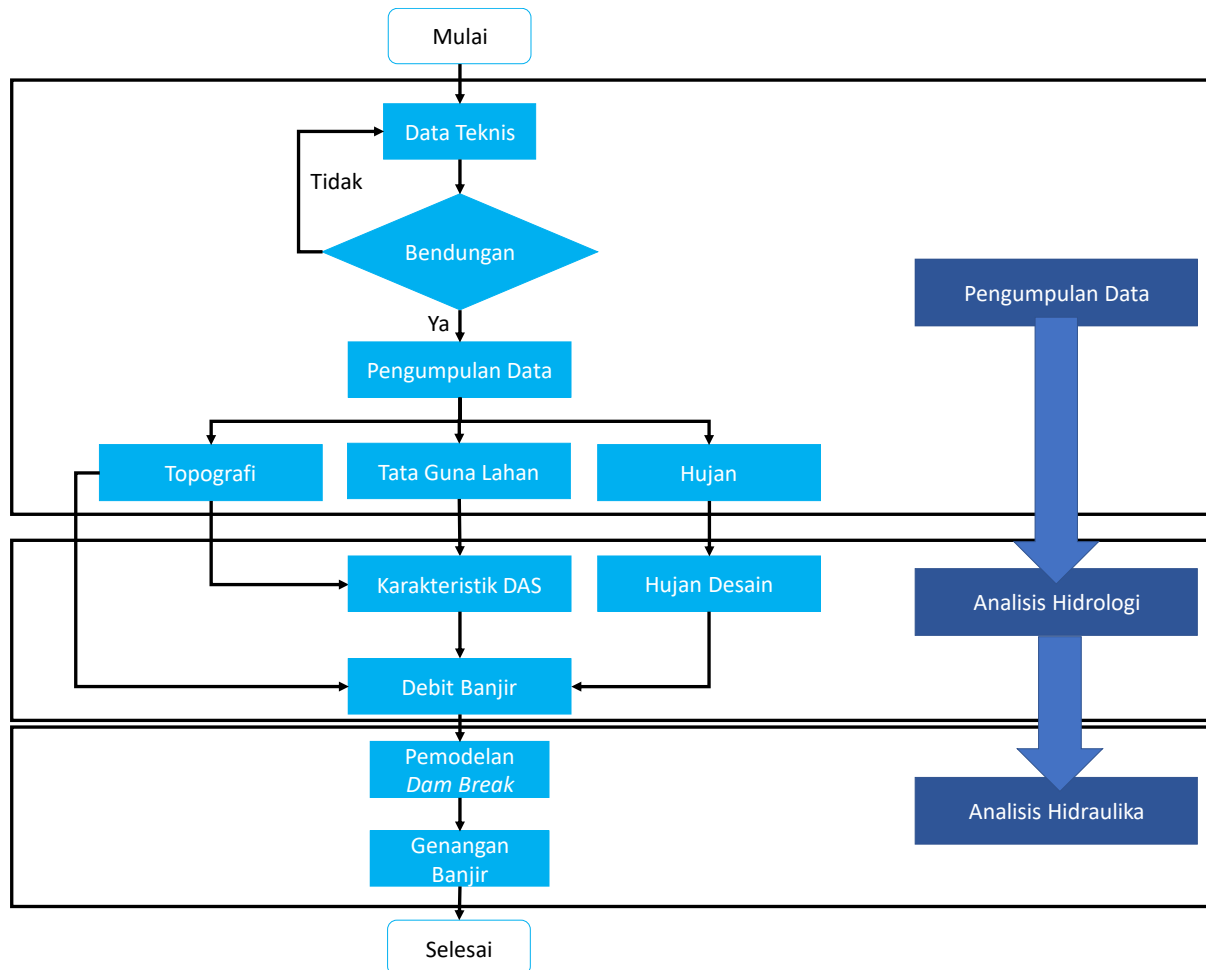
Berdasarkan data yang diperoleh, berikut ini merukan grafik lengkung kapasitas Bendungan Bili-Bili:



Gambar 2-2 Lengkung Kapasitas Bendungan Bili-Bili

3. METODOLOGI

Berikut ini merupakan metodologi yang akan dilakukan dalam kajian *Dam Break* Bendungan Bili-Bili. Metodologi sesuai dengan bagan alir seperti pada Gambar 3-1.



Gambar 3-1 Diagram Alir

Adapun kajian akan dilakukan berdasarkan beberapa referensi berikut:

1. HEC-RAS Manual
2. HEC-HMS Manual
3. USACE 2000
4. **SNI 2415:2016** Tata cara perhitungan debit banjir rencana
5. **SNI 7746:2012** Tata cara perhitungan hujan boleh jadi dengan metode *Hersfield*

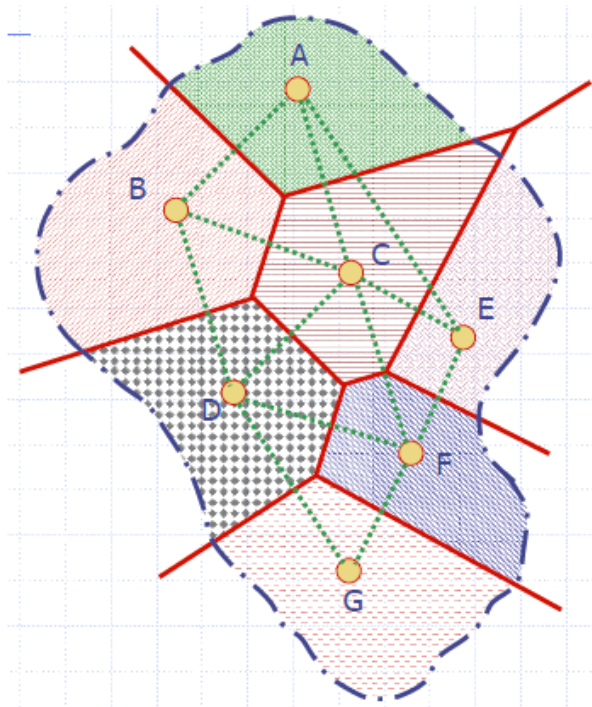
3.1 Analisis Curah Hujan Rencana

3.1.1 Perhitungan Curah Hujan Wilayah

Data hujan yang tercatat disetiap stasiun penakar hujan adalah tinggi hujan disekitar stasiun tersebut atau disebut sebagai *Point Rainfall*. Karena stasiun penakar hujan tersebar di daerah aliran maka akan banyak data tinggi hujan yang diperoleh yang besarnya tidak sama. Didalam

analisa hidrologi diperlukan data hujan rata-rata di daerah aliran (*Catchment Area*) yang kadang-kadang dihubungkan dengan besarnya aliran yang terjadi.

Cara yang digunakan pada studi ini untuk menghitung hujan rata-rata daerah (*average river basin rainfall*) adalah metode *Thiesen*. Cara ini memasukkan faktor pengaruh daerah yang diwakili oleh stasiun penakar hujan yang disebut sebagai faktor pembobot (*weighing factor*) atau disebut juga sebagai Koefisien Thiesen. Besarnya faktor pembobot, tergantung dari luas daerah pengaruh yang diwakili oleh stasiun yang dibatasi oleh polygon-polygon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung dua stasiun. Dengan demikian setiap stasiun akan terletak didalam suatu poligon yang tertutup.



Gambar 3-2 Contoh Poligon Thiesen

Dengan peta digital yang ada, luas daerah pengaruh masing-masing stasiun (A_n) dan luas daerah aliran (A) dapat dihitung. Hujan rata-rata daerah aliran dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

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

Dengan :

R_t = Curah hujan daerah

$A_{1,2,n}$ = Luas polygon stasiun 1,2 hingga n

$R_{1,2,n}$ = curah hujan stasiun tiap-tiap stasiun

3.1.2 Perhitungan Frekuensi Curah Hujan

Distribusi Normal

Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas dari Distribusi Normal adalah :

$$p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

dimana μ dan σ adalah parameter dari Distribusi Normal.

Secara umum, parameter distribusi dapat ditentukan dengan 4 metoda, yaitu :

- Metoda Momen (*method of moments*)
- Metoda Maximum Likelihood
- Metoda Kuadrat Terkecil (*least squares*)
- Metoda Grafis.

Yang banyak digunakan adalah metoda momen dan *maximum likelihood*. Dari analisis penentuan parameter Distribusi Normal, diperoleh nilai μ adalah nilai rata-rata dan σ adalah nilai simpangan baku dari populasi, yang masing-masing dapat didekati dengan nilai-nilai dari sampel data. Dengan substitusi $t = \frac{x-\mu}{\sigma}$, akan diperoleh Distribusi Normal Standar dengan $\mu = 0$ dan

$\sigma = 1$. Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas Normal Standar adalah:

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}$$

Ordinat Distribusi Normal Standar dapat dihitung dengan persamaan di atas.

Persamaan Fungsi Distribusi Kumulatif Normal Standar adalah :

$$P(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$$

dimana :

$t = \frac{x-\mu}{\sigma}$, *standard normal deviate*

$x =$ Variabel acak kontinyu

$\mu =$ Nilai rata-rata dari x

σ = Nilai simpangan baku (standar deviasi) dari x .

Persamaan di atas dapat diselesaikan dengan bantuan tabel luas di bawah kurva distribusi normal yang banyak terdapat di buku-buku matematika.

Untuk menghitung variabel acak x dengan periode ulang tertentu, digunakan rumus umum yang dikemukakan oleh Ven Te Chow (1951), sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + K\sigma$$

dimana :

X_T = Variabel acak dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = Nilai rata-rata dari sampel variabel acak X

σ = Nilai simpangan baku dari sampel variabel acak X

K = Faktor frekuensi, tergantung dari jenis distribusi dan periode ulang T .

Untuk distribusi normal, nilai K sama dengan t (*standard normal deviate*).

Distribusi Log Normal 2 Parameter

Bila logaritma dari variabel acak x , $\ln(x)$ terdistribusi normal, maka dikatakan bahwa variabel acak x tersebut mengikuti distribusi log normal 2 parameter.

Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas dari Distribusi Log Normal 2 Parameter adalah :

$$P(x) = \frac{1}{x\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}}$$

dimana :

μ_y = Nilai rata-rata dari logaritma sampel data variabel x ($\ln x$)

σ_y = Nilai simpangan baku dari logaritma sampel data variabel x ($\ln x$).

Faktor frekuensi K untuk Distribusi Log Normal 2 Parameter dapat dihitung dengan 2 cara sebagai berikut :

Sama seperti Distribusi Normal di atas, hanya saja sebelumnya semua data dilogaritma lebih dahulu ($\ln x$).

Menggunakan data asli (tanpa dilogartmakan), faktor frekuensi dihitung dengan rumus berikut (Kite, 1988) :

$$K = \frac{e^{t\sqrt{\ln(1+z^2)} - 1/2\ln(1+z^2)} - 1}{z}$$

dimana :

$$z = \text{Koefisien variasi} = \frac{\sigma}{x}$$

$$t = \text{Standard normal deviate.}$$

Distribusi Log Normal 3 Parameter

Distribusi Log Normal 2 Parameter di atas mempunyai batas bawah = 0, akan tetapi sering terjadi batas bawah data pengamatan tidak sama dengan 0. Oleh karena itu perlu dilakukan modifikasi dengan memberikan batas bawah a. Dengan demikian variabel x ditransformasi menjadi (x-a) dan distribusi dari ln (x-a) disebut Distribusi Log Normal 3 Parameter.

Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas dari Distribusi Log Normal 3 Parameter adalah :

$$p(x) = \frac{1}{(x-a)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{[\ln(x-a) - \mu_y]^2}{2\sigma_y^2}}$$

dimana ketiga parameter distribusi adalah :

$$\sigma_y = \text{Nilai rata-rata dari } \ln(x-a), \text{ parameter bentuk}$$

$$\sigma_y = \text{Simpangan baku dari } \ln(x-a), \text{ parameter skala}$$

$$a = \text{Parameter batas bawah.}$$

Faktor frekuensi K untuk Distribusi Log Normal 3 Parameter dapat dihitung dengan 2 cara sebagai berikut :

1. Menggunakan *standard normal deviate* t sebagai berikut :

$$X_T = a + e^{(\mu_y + t\sigma_y)}$$

2. Menggunakan persamaan faktor frekuensi K sebagai berikut :

$$K = \frac{e^{t\sqrt{\ln(1+z_2^2)} - \frac{1}{2}\ln(1+z_2^2)}/2 - 1}{z_2}$$

$$z_2 = \frac{1 - \omega^{2/3}}{\omega^{1/3}}$$

$$\omega = \frac{-g + \sqrt{g^2 + 4}}{2}$$

dimana g adalah koefisien skew dari sampel variabel acak x , sebagai berikut :

$$g = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

dimana :

n = Jumlah sampel data variabel acak x

\bar{x} = Nilai rata-rata dari sampel variabel acak x

s = Simpangan baku dari sampel variabel acak x .

Distribusi Gumbel Tipe I

Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas dari Distribusi Gumbel Tipe I adalah :

$$p(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} - e^{-\alpha(x-\beta)}$$

sedangkan persamaan Fungsi Distribusi Kumulatif adalah :

$$P(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

α = Parameter konsentrasi

β = Ukuran gejala pusat.

Karakteristik dari distribusi ini adalah :

- a) Koefisien skew (g) = 1,139
- b) Koefisien Kurtosis = 5,4.

Parameter distribusi diperoleh dengan menggunakan metoda momen, hasilnya adalah :

$$\alpha = \frac{1,2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0,45 \sigma$$

Faktor frekuensi K untuk distribusi Gumbel Tipe I adalah :

$$K = \frac{(Y_T - Y_n)}{S_n}$$

$$Y_T = -\ln \left(-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)$$

dimana :

Y_T = Reduced variabel Y

- T = Periode ulang (tahun)
 Y_n = Nilai rata-rata dari reduced variabel Y, merupakan fungsi dari jumlah data n
 S_n = Simpangan baku dari reduced variabel Y, merupakan fungsi dari jumlah data n.

Distribusi Pearson III

Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas dari Distribusi Pearson III adalah :

$$p(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - \gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x - \gamma}{\alpha} \right)}$$

Distribusi ini mempunyai tiga parameter.

Penentuan parameter distribusi dengan metoda momen menghasilkan :

$$\alpha = \frac{\sigma}{\sqrt{\beta}}$$

$$\beta = \left(\frac{2}{g} \right)^2$$

$$\gamma = \mu - \sigma \sqrt{\beta}$$

Faktor frekuensi K distribusi Pearson III adalah :

$$K \approx t + (t^2 - 1) \frac{g}{6} + \frac{1}{3} (t^3 - 6t) \left(\frac{g}{6} \right)^2 - (t^2 - 1) \left(\frac{g}{6} \right)^3 + t \left(\frac{g}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{g}{6} \right)^5$$

dimana :

- t = *Standard normal deviate*, tergantung oleh periode ulang T
g = Koefisien skew.

Persamaan Fungsi Kerapatan Probabilitas dari Distribusi Log Pearson III adalah :

$$p(x) = \frac{1}{\alpha x \Gamma(\beta)} \left[\frac{\ln x - \gamma}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln x - \gamma}{\alpha} \right]}$$

Distribusi ini mempunyai 3 parameter, yaitu :

- α = Parameter skala
 β = Parameter bentuk
 γ = Parameter lokasi.

Untuk menghitung variabel acak x dengan periode ulang tertentu, digunakan rumus berikut ini :

$$X_T = e^{\mu_y + K\sigma_y}$$

dimana :

μ_y = Nilai rata-rata dari logaritma sampel data variabel x (ln x)

σ_y = Nilai simpangan baku dari logaritma sampel data variabel x (ln x)

K = Faktor frekuensi Distribusi Pearson III.

Distribusi Log Pearson III

Tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini. Pada sebaran peluang ini hampir sama dengan sebaran peluang Log Normal dua parameter yaitu seri data diubah kedalam bentuk ln dan dihitung rata-rata serta simpangan bakunya. Koefisien kekerapan menggunakan koefisien Pearson III. Persamaan estimasi banjir/hujan rencana periode T tahun :

$$X_T = e^{\bar{X}_y + K_{p3} * S_y}$$

dengan :

\bar{X}_y : Debit/hujan maksimum tahunan rata rata dalam bentuk ln

S_y : Simpangan baku dalam bentuk ln.

Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana

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

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

Pemeriksaan/pengujian distribusi frekuensi dipakai dengan 2 metode sebagai berikut

- a. Uji Horizontal dengan Metode Smirnov-Kolmogorof
- b. Uji Vertikal dengan Metode Chi Square

3.2 Analisis Debit Banjir Rencana

3.2.1 Hidrograf Banjir

Perhitungan debit banjir dengan pendekatan cara empiris dapat dilakukan dengan menggunakan beberapa metode, berikut ini beberapa metode yang diterapkan di Indonesia berdasarkan (SNI 2415-2016 Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana).

Tabel 3-1 Perbandingan Metode Hidrograf Satuan Sintetis

Parameter	Snyder-Alexeyev	Nakayasu	Limantara	GAMA-1	ITB
Input Fisk DAS	A = Luas DAS L = Panjang sungai terpanjang Lc = Panjang sungai ke pusat DAS	A = Luas DAS L = Panjang sungai	A = Luas DAS L = Panjang sungai Lc = Panjang sungai ke pusat DAS S = Kemiringan sungai n = Kekasaran	A = Luas DAS L = Panjang sungai S = Kemiringan sungai J1 = Jumlah sungai tingkat 1 Js = Jumlah sungai semua tingkat L1 = Panjang sungai tingkat 1 Ls = Panjang sungai semua tingkat WL = Lebar DPS pada 0.25 L WU = Lebar DPS pada 0.75 L AU = Luas DPS di hulu titik berat	A = Luas DAS L = Panjang sungai
Input Non Fisk DAS	R = Curah Hujan Satuan Tr = Durasi hujan standar Cp = Coef Debit Puncak (0.59-0.66) Ct = Coef Waktu (1-1.2)	R = Curah Hujan Satuan Cp = Coef Debit Puncak	R = Curah Hujan Satuan Cp = Coef Debit Puncak	R = Curah Hujan Satuan	R = Curah Hujan Satuan Tr = Durasi hujan standar Ct = Coef Kalibrasi Waktu
Debit Puncak	$Qp = \frac{0.275 C_p A}{T_p}$ Cp = Coef Debit (Untuk kalibrasi)	$Qp = \frac{CAR}{3.6(0.3T_p + 0.3)}$ Cp = Coef Debit (Kalibrasi)	$Qp = 0.042 \cdot A^{0.451} \cdot L^{0.497} \cdot L_c^{0.356} \cdot S^{-0.131} \cdot n^{0.168}$	$Qp = 0.1836 A^{0.5886} T_p^{-0.4008} J_N^{-0.2381}$	$Qp = \frac{R \cdot A_{DAS}}{3.6 T_p A_{HSS}}$
Time Lag tp	$t_p = Ct(L \cdot L_c)^f$ Cp = Coef Waktu (Untuk kalibrasi) n=0.2-0.3	$T_g = 0.21 L^{0.7}$ (L < 15 km) $T_g = 0.4 + 0.058 L$ (L > 15 km)	$T_g = 0.21 L^{0.7}$ (L < 15 km) $T_g = 0.4 + 0.058 L$ (L > 15 km)	$T_p = 0.43 \left(\frac{L}{100F}\right)^3 + 1.0665SIM + 1.2775$	Sangat Flexible, bisa menggunakan rumus time lag yang ada dalam literatur, misal rumus Snyder dan Nakayasu atau lainnya
Hujan efektif	$t_e = \frac{t_p}{5.5}$	Tidak dirumuskan	Tidak dirumuskan	Tidak dirumuskan	Tidak dirumuskan
Waktu Puncak Tp	$t_e > T_r \rightarrow T_p = t_p + 0.25(T_r - t_e)$ $t_e < T_r \rightarrow T_p = t_p + 0.50 T_r$	$T_r = 0.75 T_g$ $T_{0.5} = 0.8 T_r$ $T_s = T_g + 0.8 T_r$	$T_r = 0.75 T_g$ $T_{0.5} = 0.8 T_r$ $T_s = T_g + 0.8 T_r$	$T_p = 0.43 \left(\frac{L}{100F}\right)^3 + 1.0665SIM + 1.2775$	$T_p = t_p + 0.50 T_r$
Time Base	$T_b = 5.0(T_p + \frac{T_r}{2})$	$T_b = \infty$	$T_b = \infty$	$T_b = 27.4132 T_p^{0.1457} S^{-0.09865} N^{0.7344} RUA^{0.2574}$	$T_b = \infty$ Catatan : Praktiknya T_b dibatasi sampai harga dimana lengkung turun mendekati nol. (misal $T_b/T_p=100$)
Sifat Kurva	Kurva tunggal berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva majemuk (4 kurva) berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva ganda berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva ganda berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva yang berubah terhadap karakteristik DAS Kurva tunggal HSS ITB-1 Atau Kurva Ganda HSS ITB-2 Atau Mengggunakan bentuk kurva dasar lain yang sesuai

Parameter	Snyder-Alexeyev	Nakayasu	Limantara	GAMA-1	ITB						
Koef Resesi	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS	$K = 0.5617A^{0.1798} S^{-0.1446} SF^{-1.0897} D^{0.0452}$	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS						
Bentuk Kurva	Kurva Tunggal $(0 \leq t \leq T_b)$ $Q_t = Q_p 10^{-a \left[\frac{(1-t)^2}{t} \right]}$ dimana $\lambda = \frac{(Q_p T_p)}{(h A)}$ $a = 1.32\lambda + 0.15\lambda + 0.045$ Catatan : $t = T / T_p$ (tak berdimensi)	Kurva Majemuk (4 Kurva) 1) $(0 \leq t \leq T_p)$ $Q_a = Q_p \left(\frac{1}{T_p} \right)^{2.4}$ 2) $(T_p \leq t \leq T_p + T_{0.3})$ $Q_{d1} = Q_p \cdot 0.3 \left(\frac{1-T_p}{T_{0.3}} \right)$ 3) $(T_p + T_{0.3} \leq t \leq T_p + 1.5 T_{0.3})$ $Q_{d2} = Q_p \cdot 0.3 \left(\frac{1-T_p+0.5}{1.5 \cdot T_{0.3}} \right)$ 4) $(t \geq T_p + 1.5 T_{0.3})$ $Q_{d3} = Q_p \cdot 0.3 \left(\frac{1-T_p+1.5 T_{0.3}}{2 \cdot T_{0.3}} \right)$ Catatan : T = waktu (jam)	Kurva Ganda 1) Lengkung naik $(0 \leq T \leq T_p)$ $Q_t = Q_p \cdot [(T/T_p)]^{1.107}$ 2) Lengkung Turun $(T_p \leq T \leq T_b)$ $Q_t = Q_p \cdot 10^{0.175(T_p - T)}$ Catatan : t= waktu (jam)	Kurva Ganda 1) Lengkung naik $(0 \leq T \leq T_p)$ $Q_t = Q_p T$ 2) Lengkung Turun $(T_p \leq T \leq T_b)$ $Q_t = Q_p e^{-T/K}$ Catatan : t= waktu (jam)	Kurva Tunggal atau Ganda 1) Kurva tunggal HSS ITB-1 $q(t) = [2 - t - 1/t]^{0.5} C_p$ ($t \geq 0$) 2) Atau kurva ganda HSS ITB-2 $q(t) = t^\alpha$ ($0 \leq t \leq 1$) $q(t) = \exp(1 - t^\beta C_p)$ ($t \geq 1$) Catatan : 1) $t = T / T_p$ (tak berdimensi) 2) $q = Q / Q_p$ (tak berdimensi) 3) $C_p =$ Coef Kalibrasi Q_p (0.1-1.7) 4) Harga Koefisien α dan β						
					<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rumusan Time Lag</th> <th>Harga Coefficient Standard</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Snyder</td> <td>HSS ITB-1 $\alpha = 1.500$ HSS ITB-2 $\alpha = 2.500$ $\beta = 1.000$</td> </tr> <tr> <td>Nakayasu</td> <td>$\alpha = 0.620$ $\beta = 0.720$</td> </tr> </tbody> </table>	Rumusan Time Lag	Harga Coefficient Standard	Snyder	HSS ITB-1 $\alpha = 1.500$ HSS ITB-2 $\alpha = 2.500$ $\beta = 1.000$	Nakayasu	$\alpha = 0.620$ $\beta = 0.720$
Rumusan Time Lag	Harga Coefficient Standard										
Snyder	HSS ITB-1 $\alpha = 1.500$ HSS ITB-2 $\alpha = 2.500$ $\beta = 1.000$										
Nakayasu	$\alpha = 0.620$ $\beta = 0.720$										

Berdasarkan SNI 2415-2016 Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana, dari beberapa metode empiris yang dapat digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir rencana dengan

menggunakan pendekatan hidrograf satuan sintetis. Beberapa model telah dicoba untuk diaplikasikan oleh para pengembangnya.

Metode dan kelayakannya dari beberapa model seperti Snyder-Alexeyev telah banyak digunakan dan teruji untuk menghitung bedarnya hidrograf debit banjir rencana tidak hanya di Amerika tapi juga di Negara-Negara lainnya seperti Indonesia. Beberapa metode yang dikembangkan di Indonesia seperti Gamma I sering digunakan namun untuk ITB-1 dan ITB-2 dan Limantara masih belum banyak digunakan/diaplikasikan di Indonesia sehingga perlu untuk dilakukan pengkajian lebih lanjut. Untuk Indonesia, disarankan untuk menggunakan metode **HSS Snyder Alexeyev**.

3.2.2 Pengujian Hasil Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk mempertinggi tingkat ketelitian hasil dari metode yang dipilih, maka hasil hitungan dibandingkan dengan metode unit hidrograf yang lain dan diuji dengan Rumus *Creager*.

Metode *Creager* digunakan dalam pekerjaan ini seperti yang dijelaskan berikut ini :

Metode Creager

Persamaan *Creager* ditunjukkan dengan formula berikut (Rujukan: Studi inventarisasi air, PLN, Indonesia 1997):

$$Q_q = 46 C A^{a-1}$$

$$a = 0.894 A^{-0.048}$$

dimana :

Q_q = Debit puncak khusus ($\text{ft}^3/\text{detik}/\text{mil}^2$)

C = Koefisien *Creager*

A = Daerah Tangkapan Air (mil^2)

Konversi satuan *kaki* dan *mil* seperti sebagai berikut:

$$1 \text{ ft}^3 = 0.02832 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ Km}^2 = 0.3861 \text{ mile}^2$$

Kemudian persamaan *Creager* digambarkan dengan formula berikut ini :

$$Q = (46 \times 0.02832) C (0.3861 \times A)^a$$

$$a = 0.894 (0.3861 \times A)^{-0.048}$$

dimana :

Q = Debit puncak (m^3/detik)

C = Koefisien *Creager*

A = Daerah Tangkapan Air (km²)

Plot-plot variasi jenis banjir rencana secara tidak langsung menggambarkan bahwa :

Koefisien *Creager* kemungkinan garis banjir banjir rencana regional yang telah dibuat dapat dilihat pada bagian dibawah ini. Kemungkinan banjir rencana dengan jarak keadaan yang beragam pada letak pola yang berubah-ubah kemudian diperkirakan dengan menggunakan koefisien *Creager* yang masing-masing berhubungan dengan pulau tempat dimana berada.

Tabel 3-2 Koefisien *Creager* Menurut Periode Ulang Indonesia

Pulau	Koefisien <i>Creager</i> Menurut Periode Ulang				
	2-tahun	20-tahun	100-tahun	200-tahun	PMF
Sumatera	10	20	30	40	100
Jawa	20	30	40	50	120
Kalimantan	10	25	35	40	100
Sulawesi	10	25	35	40	90
Irian	10	20	25	30	100
Bali	10	30	40	50	110
Nusa Tenggara	10	30	40	50	110
Maluku	10	30	40	50	110

Sumber : *Studi Inventarisasi Air, PLN, Indonesia 1997*

3.3 Keruntuhan Bendungan

Bendungan dianggap sebagai bangunan yang berbahaya. Bendungan menahan volume air yang besar dibelakangnya, sampai ratusan juta meter kubik untuk bendungan-bendungan besar, hingga bila bendungan runtuh akan terjadi banjir yang luar biasa besar yang akan menghantam apa saja yang terletak dibagian hilir bendungan. Dibanding jumlah bendungan yang telah dibangun di seluruh dunia, peristiwa keruntuhan bendungan adalah jarang terjadi, namun bila terjadi keruntuhan, kerusakan yang diakibatkannya sangat besar bahkan sering juga menimbulkan korban jiwa manusia.

Penyebab keruntuhan bendungan bisa bermacam-macam pada umumnya menyangkut hal yang tak terduga dan peristiwa alam yang sangat ekstrim misal banjir sangat besar, gempa sangat besar. Dari sejumlah peristiwa keruntuhan bendungan di seluruh dunia yang telah diselidiki

penyebab- penyebabnya, penyebab keruntuhan bendungan dapat dibagi dalam kategori sebagai berikut:

- 1) Kesalahan desain: Kesalahan dalam mendesain ukuran bendungan dan bangunan-bangunan pelengkapannya, kesalahan memperkirakan besaran banjir desain.
Contoh: Bendungan Machu-2, India, pada tahun 1979 dan Bendungan Shimantan, China pada tahun 1975
- 2) Kesalahan konstruksi: Kesalahan sengaja atau tidak disengaja dalam pelaksanaan konstruksi misal penggunaan bahan konstruksi yang tidak memenuhi standar
Contoh: Bendungan Gleno, Italia pada tahun 1923
- 3) Kesalahan operasional: Kesalahan dalam membuka tutup pintu pelimpah (pada pelimpah dengan pintu) dan pintu intake
Contoh Bendungan Taum Sauk, Amerika Serikat pada tahun 2005
- 4) Kurangnya upaya pemeliharaan dan perawatan tubuh bendungan
Contoh: Bendungan Val di Stava, Italia pada tahun 1985
- 5) Kurangnya perhatian terhadap instrumentasi bendungan: Instrumentasi kurang berfungsi dan hasil pengamatan instrumentasi bendungan tidak langsung dianalisa hingga ada indikasi bahaya keruntuhan yang tidak cepat diketahui
Contoh: Bendungan Ka Loko di Hawaii pada tahun 2006
- 6) Peristiwa alam yang ekstrim: Banjir yang luar biasa besar, gempa bumi yang lebih besar dari yang diperkirakan
Contoh: Bendungan Shakidor di Pakistan pada tahun 2005 (akibat banjir) dan Bendungan Fujinuma di Jepang pada tahun 2011 (akibat gempa).

Di Indonesia peristiwa keruntuhan bendungan yang baru saja terjadi adalah peristiwa runtuhnya Situ Gintung pada tahun 2009 yang menelan korban jiwa sebesar 99 jiwa. Penyebab keruntuhan di simpulkan sebagai kurangnya perawatan, indikasi keruntuhan yang terabaikan dan terjadinya banjir akibat curah hujan yang tinggi. Disamping itu pernah terjadi keruntuhan bendungan di Gombong yaitu bendungan Sempor pada tahun 1967 yang menewaskan 127 orang. Sesungguhnya bendungan Sempornya belum selesai dibangun yang runtuh adalah anakan bendungan (bendungan pengelak atau cover dam). Penyebab keruntuhan ditengarai sebagai akibat kelalai petugas dimana ketika banjir datang, pintu pengelak lalai untuk dibuka hingga air melimpas lewat puncak bendungan pengelak menyebabkan keruntuhan bendungan pengelak tersebut. Peristiwa keruntuhan pada kasus bendungan Sempor menunjukkan bahwa keruntuhan pada bendungan bisa terjadi bahkan masih pada tahap pembangunan bendungan

pengelaknya. Sebab itu panduan rencana tindak darurat juga harus dibuat untuk kemungkinan keruntuhan dari bendungan pengelak (*cover dam*).

Penyebab-penyebab keruntuhan tersebut diatas membuat struktur tubuh bendungan menjadi tidak kokoh dan stabil lagi hingga tidak mampu untuk menahan volume massif air di waduk. Tekanan air tersebut akan meruntuhkan bendungan dan selanjutnya air yang tersimpan dalam waduk akan dengan seketika membanjir ke hilir dan menimbulkan genangan serta kerusakan bagi daerah rendah di bagian hilirnya. Penting untuk diketahui berapa luas genangan yang ditimbulkan oleh keruntuhan suatu bendungan untuk dapat memperkirakan kerusakan yang ditimbulkan serta untuk menentukan upaya apa yang dapat dilakukan hingga kerusakan dapat di minimalkan bila peristiwa keruntuhan itu benar-benar terjadi. Untuk diperlukan suatu model hidrolis yang dapat mensimulasikan keruntuhan bendungan serta banjir dan genangan yang ditimbulkannya.

Keruntuhan bendungan (*dam break*) adalah terjadinya atau kemungkinan terjadinya keruntuhan bendungan atau tumpuan bendungan yang mengakibatkan keluaran air waduk dalam jumlah besar atau terjadi peningkatan jumlah keluaran air dari waduk yang tak terkendali, sehingga mengakibatkan keruntuhan bendungan.

Sebelum bendungan mengalami keruntuhan total, didahului oleh terjadinya rekahan (*breaching*). Rekahan adalah lubang yang terbentuk dalam tubuh bendungan pada saat runtuh. Sebenarnya mekanisme keruntuhannya tidak begitu dipahami, baik untuk bendungan urugan tanah maupun bendungan beton. Untuk meramal banjir di daerah hilir akibat keruntuhan bendungan, biasanya dianggap bahwa bendungan runtuh secara total dan secara mendadak.

Persamaan yang digunakan dalam model adalah persamaan St. Venant yang lengkap berdimensi satu untuk aliran unsteady yang dikaitkan dengan persamaan batas internal (*internal boundary equations*) sebagai aliran berubah cepat (*rapidly varied flow*) lewat bangunan seperti bendung dan jembatan / timbunan yang dapat berkembang menjadi rekahan yang tergantung pada waktu (*time dependent*). Juga digunakan persamaan batas external (*external boundary equations*) di ujung hulu dan hilir dari routing reach. Sistem persamaannya diselesaikan dengan metode finite-difference implisit 4 titik timbang non-linier. Alirannya dapat berupa aliran subkritis

maupun superkritis atau berupa kombinasi dari keduanya. Sifat zat cair dari aliran dapat mengikuti prinsip-prinsip aliran Newton atau bukan (Newtonian or non Newtonian flow). Hidrograf ditentukan sebagai masukan berupa deret kala (time series). Kemungkinan keberadaan bendungan di hilir yang dapat direkahkan oleh banjir, penyempitan aliran karena adanya jembatan/timbunan, aliran masuk dari anak sungai, adanya belokan-belokan sungai, tanggul yang terletak di sepanjang sungai hilir, dan pengaruh pasang-surut muara ditinjau secara baik selama merambatnya gelombang banjir ke hilir.

Para peneliti dari gelombang banjir akibat keruntuhan bendungan seperti Ritter (1892), Schoklitich (1917), Dressler (1954), Stoker (1957) dan Barnes (1969) menganggap bahwa rekahan tersebut meruntuhkan seluruh tubuh bendungan dan terjadi secara mendadak. Sedangkan peneliti lain seperti Schoklitsch (1917) dan US Army Corps of Engineers (1960) mengakui perlunya anggapan rekahan sebagian, dibandingkan rekahan total, tetapi mereka masih menganggap bahwa rekahan terjadi secara mendadak. Asumsi rekahan total dan kejut ini digunakan dengan alasan untuk memudahkan bila diterapkan teknik matematika untuk menganalisis gelombang banjir dari keruntuhan bendungan. Asumsi asumsi ini agak cocok bila dipakai untuk bendungan beton pelengkung (concrete arch dam). Sedangkan untuk bendungan urugan maupun *concrete gravity* dam kurang cocok.

Rekahan tersebut ada dua jenis, yaitu:

- Rekahan karena limpasan puncak (*overtopping*) dapat terjadi akibat kombinasi antara inflow yang besar (PMF) dan outflow yang terhalang akibat kurang / tidak berfungsinya pintu pelimpah atau pintu keluaran. Air di waduk akan meninggi sampai puncak bendungan dan limpas lewat puncak bendungan dan membuat rekahan pada puncak bendungan. Rekahan akan semakin membesar karena gerusan air sampai suatu keadaan dimana tubuh bendungan tidak mampu lagi untuk menahan tekanann dari masa air di waduk hingga bendungan dapat runtuh secara keseluruhan khususnya di sekitar terjadinya rekahan
- Rekahan karena erosi buluh (*piping*) dapat terjadi bila karena sesuatu sebab terjadi bocoran pada tubuh bendungan yang menyebabkan air mengalir dari waduk lewat rekahan yang berbentuk lubang bocoran di tubuh bendungan ke hilir bendungan. Rekahan akan semakin membesar karena erosi air yang membawa material tubuh bendungan sampai suatu keadaan dimana tubuh bendungan tidak mampu lagi untuk menahan tekanan dari masa air di waduk hingga bendungan dapat runtuh secara keseluruhan khususnya di sekitar terjadinya rekahan

2 cara keruntuhan tersebut diatas selanjutnya dapat diturunkan dalam persamaan matematis dan diuraikan pada uraian berikut:

A. Rekahan karena limpasan puncak (*overtopping*)

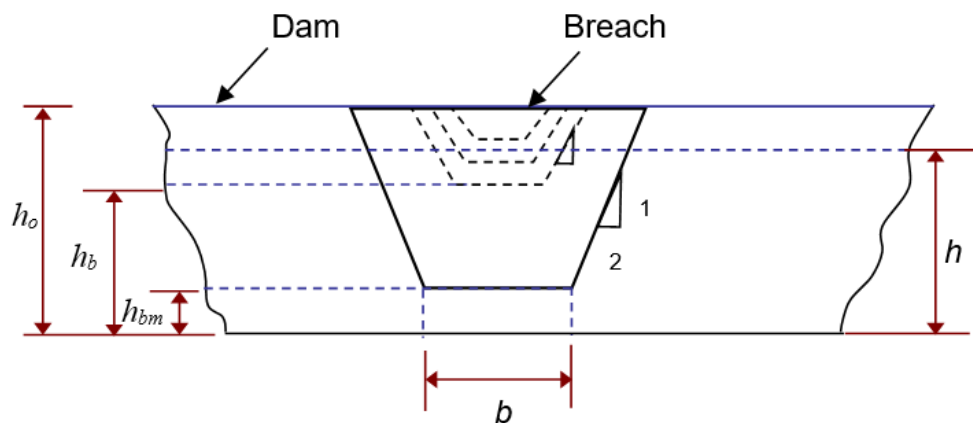
Rekahan karena *overtopping* disimulasikan berupa rekahan yang berbentuk segi empat, segitiga atau trapesium. Rekahan tersebut makin lama makin membesar dengan waktu secara progresip dari puncak bendungan ke bawah sampai mencapai pondasi. Aliran yang melewati rekahan diperhitungkan sebagai aliran melewati ambang lebar (*broad crested Bendung*).

Bentuk dari terminal breach ditentukan oleh parameter (Z) yang mengidentifikasi lereng samping dari rekahan, yaitu lereng vertikal : Z horisontal, dan parameter (b) yang disebut lebar terminal dari dasar rekahan.

Rentangan (range) dari nilai parameter lereng samping Z adalah : $0 < Z < 2$. Nilai ini tergantung dari lereng alam dari material yang dipadatkan dan dibasahi. Bentuk-bentuk segipanjang, segitiga atau trapesium ditentukan dengan menggunakan kombinasi nilai-nilai Z dan b .

Lebar terminal b dihubungkan dengan lebar rata-rata dari rekahan b , kedalaman rekahan h dan lereng rekahan (Z), sedemikian rupa sehingga :

$$b = b_{\text{bar}} - 0,5 Zh_d$$



Gambar 3-3 Tampak Depan Dari Formasi Perubahan Rekahan Yang Terjadi Pada Tubuh Bendungan Akibat *Overtopping*

Seperti terlihat pada gambar di atas, rekahan tersebut dimulai pada satu titik kemudian membesar dengan kecepatan linier atau nonlinier dalam selang waktu keruntuhan τ hingga tercapai lebar terminal b dan dasar rekahan tererosi hingga elevasi h_{bm} yang biasanya merupakan elevasi dasar waduk atau outlet channel.

Jika $\tau < 1$ menit, lebar rekahan dimulai dengan nilai b bukan dari nol. Ini lebih menunjukkan peristiwa kehancuran karena ambruk (*collapse failure*) dari pada kehancuran karena erosi. Elevasi dasar rekahan di simulasikan sebagai fungsi dari waktu (τ) menurut hubungan berikut ini :

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) (t_b / \tau)^\rho \text{ untuk } 0 < t_b \leq \tau$$

dimana :

h_{bm} = elevasi final dari dasar rekahan
 t_b = waktu sejak mulai terjadi rekahan
 ρ = pangkat yang menunjukkan non linieritas yang besarnya antara 1 sampai 4

Kalau $\rho = 1$ adalah kecepatan rekahan linier

Kalau $\rho = 2$ adalah kecepatan rekahan nonlinier kuadratik.

biasanya digunakan $\rho = 1$

Lebar dasar kejut (b) dari rekahan di berikan sebagai hubungan sebagai berikut :

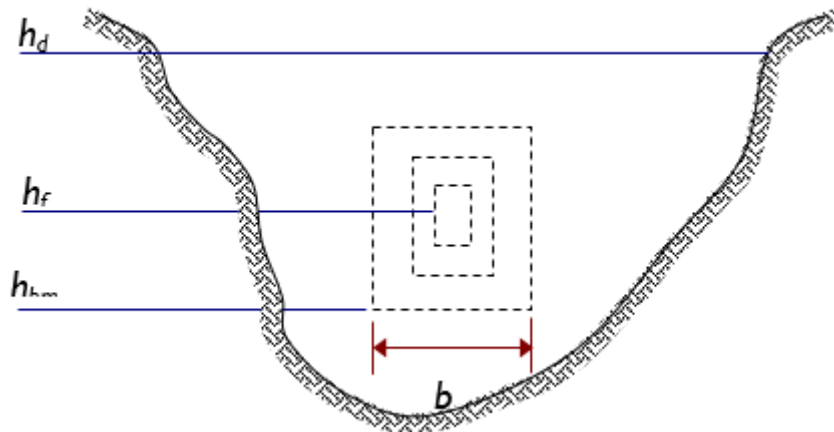
$$b_i = b (t_b / \tau)^\rho \text{ untuk } 0 < t_b \leq \tau$$

b_i = lebar kejut rekahan

Selama simulasi dari keruntuhan bendungan, formasi rekahan yang sesungguhnya dimulai bila elevasi muka air (h) melebihi suatu nilai h_f . Gambaran ini memungkinkan adanya simulasi suatu pelimpahan (*overtopping*) dari suatu bendungan dimana rekahannya tidak akan terbentuk sampai aliran airnya cukup besar melewati puncak bendungan.

B. Rekahan karena erosi buluh (*piping*)

Keruntuhan bendungan akibat *piping* dapat disimulasikan dengan menentukan elevasi sumbu dari *piping*nya. Ini disimulasikan sebagai rekahan lubang (*orifice*) berbentuk segipanjang.



Gambar 3-4 Tampak depan dari formasi berubah ukuran rekahan yang terjadi pada tubuh dam akibat piping

Rekahan karena piping disimulasikan sebagai lubang (orifice), rekahan berbentuk segiempat yang tumbuh dengan waktu keatas dan kebawah dalam tubuh bendungan. Aliran kejut (instantaneous flow) lewat rekahan tersebut dihitung dengan rumus orifice atau sebagai ambang lebar, tergantung pada posisi muka air di waduk dan puncak dari orifice.

Debit yang keluar dari kedua macam rekahan tersebut merupakan hidrograf banjir yang terjadi pada penampang melintang 0 (permulaan), yang harus ditelusur ke hilir di sepanjang lembah sungai dengan metode "Unsteady flow".

C. Pemeriksaan Parameter Rekahan

Pada bendungan urugan keruntuhan tidak terjadi sesaat dan serentak tetapi secara berangsur-angsur membentuk rekahan dengan lebar \bar{b} antara $h_d < \bar{b} < 5h_d$ dengan h_d adalah ketinggian air di atas dasar rekahan yang biasanya disebut juga ketinggian bendungan (Kotsovinos N.E., dkk, 2011). Prediksi dalam menentukan lebar dasar rekahan \bar{b} dan waktu interval keruntuhan (τ) disajikan dalam persamaan berikut (Freed, 1998 dalam Anonim, 2010):

$$\bar{b} = 9.5 k_o (V_r h_d)^{0.25}$$

$$\tau = 0.8 (V_r / h_d^2)^{0.5}$$

dengan :

\bar{b} = lebar dasar rekahan rerata (ft)

τ = Waktu interval keruntuhan (jam)

k_o = 1 (overtopping), 0.7 (piping)

V_r = Volume tampungan waduk (acre-ft)

h_d = Ketinggian bendungan (ft)

3.3.1 Simulasi Keruntuhan Bendungan

Analisis dan simulasi keruntuhan bendungan pada pekerjaan ini dilakukan dengan bantuan perangkat lunak dari Hydrologic Engineering Center US Army Corps Engineers. Simulasi keruntuhan bendungan dilakukan dengan perangkat lunak HEC-HMS (Hydrologic Modeling System). Hasil dari simulasi tersebut berupa hidrograf debit outflow akibat keruntuhan bendungan. Adapun simulasi aliran permukaan di hilir bendungan akan di simulasikan dengan perangkat lunak HEC-RAS (River Analysis System).

Program HEC-HMS (Hydrologic Engineering Centre-Hydrologic Modelling System) merupakan program komputer untuk menghitung transformasi hujan dan proses routing pada suatu sistem DAS. Model ini merupakan model hidrologi numerik yang dikembangkan oleh Hydrologic Engineering Centre (HEC) dari US Army Corps of Engineers. Program ini mempunyai keunggulan pemodelan hujan secara semi-distribusi sehingga hasil pemodelan akan lebih mendekati kondisi nyata dengan memperhatikan tutupan lahan di wilayah DAS. Fasilitas perhitungan dan model yang terdapat dalam HEC-HMS meliputi *precipitation, volume runoff, direct runoff, baseflow, dan channel flow*.

Tabel 3-3 Fitur HEC-HMS

Perhitungan	Model
Precipitation	User hyetograph
	User gage weighting
	Inverse distance gage weights
	Gridded precipitation
	Frequency storm
	Standard project storm
Volumen runoff	Initial and constant rate
	SCS curve number (CN)
	Gridded SCS CN
	Green and Ampt
	Deficit and constant rate
	Soil moisture accounting (SMA)

	Gridded SMA
Direct runoff (overland flow and interflow)	User-specified unit hydrograph Clark's UH Snyder's UH SCS UH Modclark Kinematic wave
Baseflow	Constant monthly Exponential recession Linier reservoir
Channel flow	Kinematic wave Lag Modified Puls Muskingum Muskingum-Cunge Standard Section Muskingum-Cunge 8-point Section

HEC-HMS menggunakan konsep model tampungan linier untuk menghitung routing waduk. Model ini berlandaskan pada persamaan kontinuitas:

$$\frac{ds}{dt} = I_t - I_o$$

Dengan ds/dt = perubahan tampungan air pada waktu t ; I_t = rata-rata inflow pada tampungan pada waktu t , dan O_t = outflow dari tampungan pada waktu t . Dengan model tampungan linier, tampungan pada waktu t berhubungan dengan outflow mengikuti persamaan:

$$S_t = RO_t$$

Dimana R = konstanta parameter tampungan linier. Kombinasi dan penyelesaian persamaan tersebut menggunakan perkiraan hingga sederhana lapangan berikut ini:

$$C_A = \frac{\Delta t}{R + 0.5\Delta t}$$

$$O_t = C_A I_t + C_B O_{t-1}$$

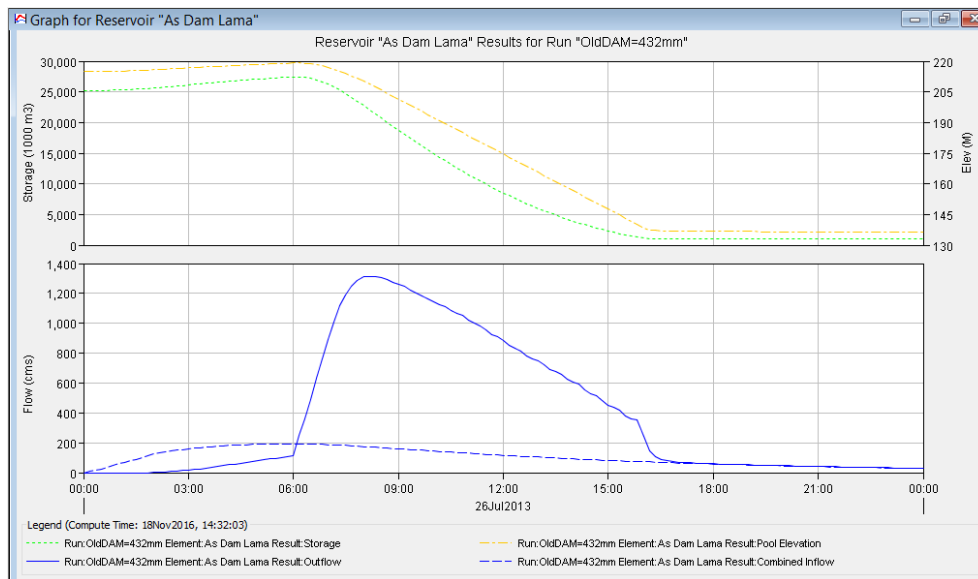
Dimana C_A dan C_B adalah koefisien routing. Koefisien tersebut dihitung dari persamaan:

$$C_B = 1 - C_A$$

Sehingga outflow rata-rata selama periode t adalah:

$$\bar{O}_t = \frac{O_{t-1} - O_t}{2}$$

Berikut ini merupakan contoh hasil dari routing waduk dengan HEC-HMS :



Gambar 3-5 Contoh Hasil Routing Waduk

3.3.2 Simulasi Aliran Permukaan Akibat Keruntuhan Bendungan

Pada kajian ini HEC-RAS digunakan sebagai perangkat lunak untuk melakukan simulasi rambatan aliran akibat keruntuhan bendungan, sedangkan simulasi keruntuhan bendungannya dilakukan dengan menggunakan HEC-HMS yang outputnya berupa hidrograf outflow ketika bendungan runtuh.

HEC-RAS merupakan salah satu program untuk model hidraulik yang biasa digunakan yang dikembangkan oleh U.S. Army Corps of Engineers (USACE). HEC-RAS merupakan program yang *free* dengan tampilan yang sederhana, mudah di pahami dan telah digunakan untuk studi-studi kasus banjir (Knebl MR, et.al. 2005).

Tahun (2014) HEC-RAS merilis HEC-RAS v.5 yang dapat melakukan analisis 2D yang berguna untuk pengembangan terkait studi banjir. Berikut ini persamaan yang digunakan pada HEC-RAS v.5

Secara umum persamaan kontinuitas dari persamaan 2 dimensi *Shallow Water Equation* (SWE) adalah sebagai berikut :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = S^h$$

atau

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = S$$

Dan persamaan momentum untuk masing – masing arah (x, y) sebagai berikut :

a. Momentum arah X :

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} + \Omega q + \frac{(\tau_x^s - \tau_x^b)}{\rho} + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}^e) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}^e) \right] - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} + S^p$$

b. Momentum arah Y :

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} + \Omega q + \frac{(\tau_y^s - \tau_y^b)}{\rho} + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}^e) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}^e) \right] - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} + S^q$$

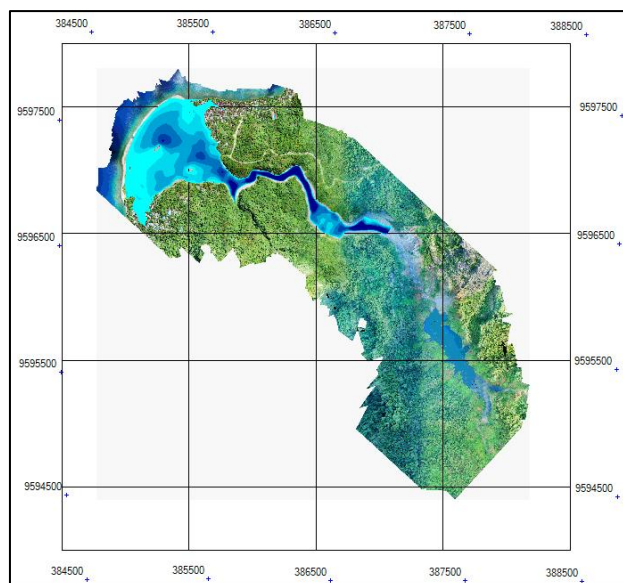
dengan

$$Q = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}; F = \begin{bmatrix} h \\ hu^2 + 0.5gh^2 \\ huv \end{bmatrix}; G = \begin{bmatrix} h \\ huv \\ hv^2 + 0.5gh^2 \end{bmatrix};$$

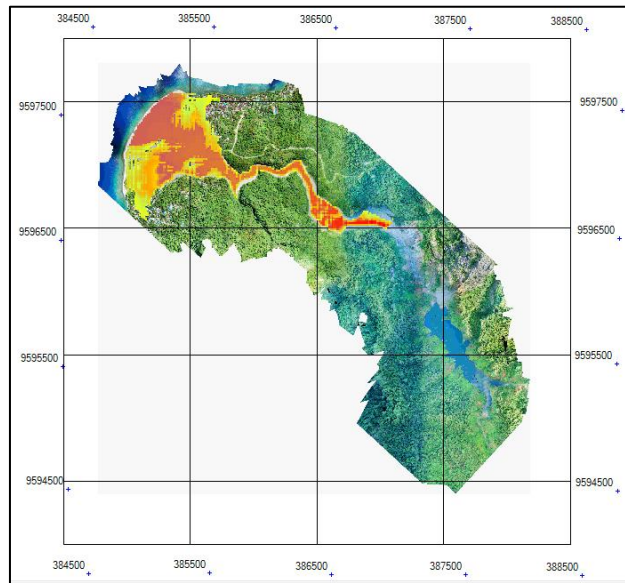
$$S = \begin{bmatrix} 0 \\ ghS_{0x} - ghS_{fx} \\ ghS_{0y} - ghS_{fy} \end{bmatrix}$$

dimana u dan v masing – masing menunjukkan kecepatan dalam arah x dan y , h adalah kedalaman air, g merupakan percepatan gravitasi, S_{0x} dan S_{0y} merupakan kemiringan dasar untuk arah x dan y , dan S_{fx} dan S_{fy} masing – masing merupakan kemiringan dasar untuk arah x dan y .

HEC-RAS v.5 ini telah digunakan untuk beberapa kasus studi banjir salah satunya adalah Pemodelan 2D Rambatan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Way Ela, contoh hasil pemodelan dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 3-6 Contoh Sebaran Genangan Pemodelan 2D Bendungan



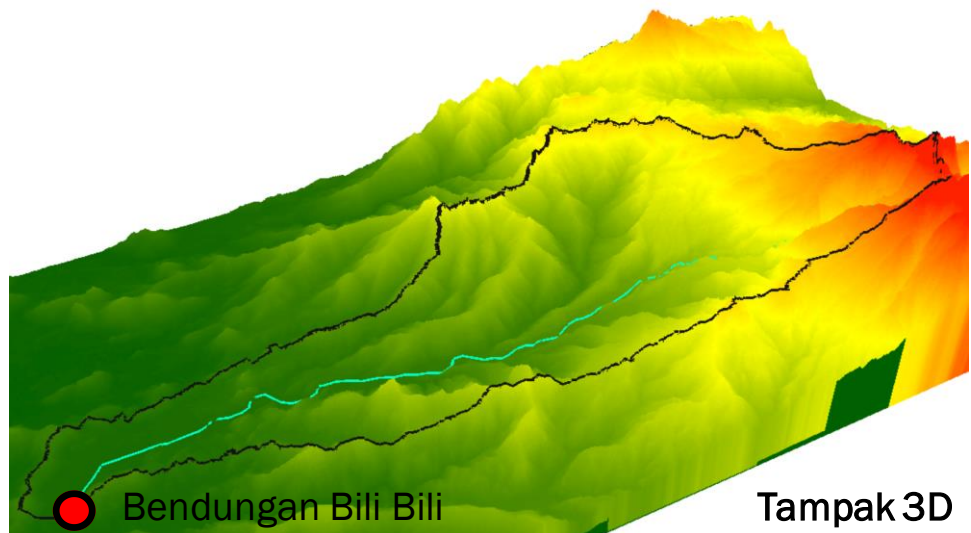
Gambar 3-7 Contoh Waktu Kedatangan Pemodelan 2D

4. ANALISIS HIDROLOGI

4.1 Analisis DAS

4.1.1 Karakteristik DAS

Delineasi DAS dilakukan berdasarkan data kontur DEMNAS yang diperoleh dari BIG. Hasil dari analisis ditunjukkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 4-1 Analisis Delineasi DAS



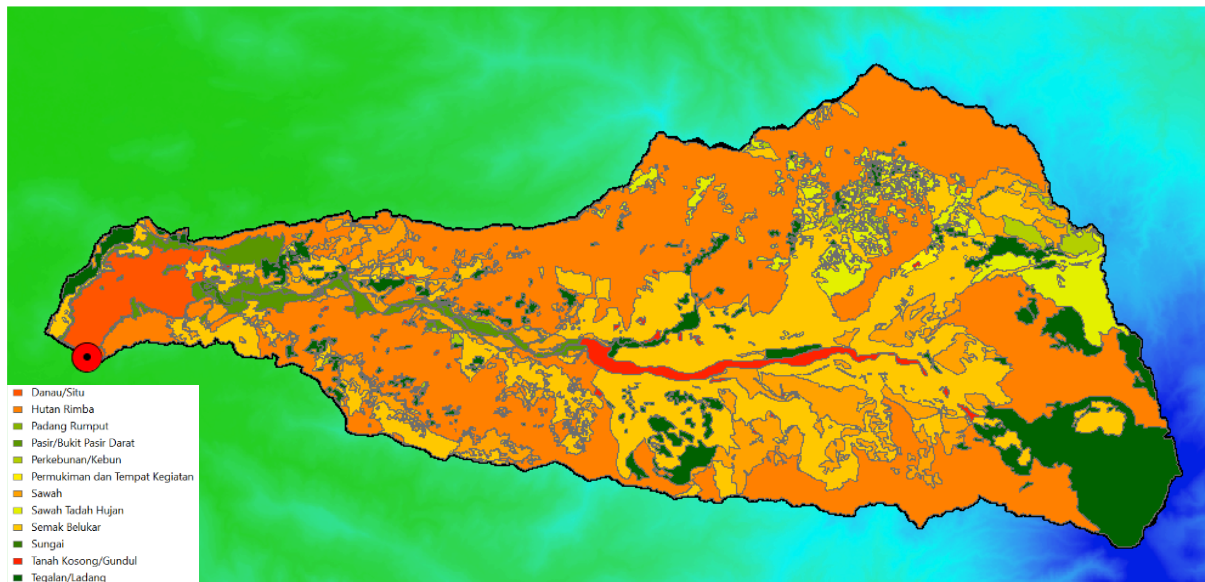
Gambar 4-2 DAS di Lokasi Pekerjaan

Tabel 4-1 Karakteristik DAS Bendungan Bili-Bili

Luas DAS (A)	384.565 km ²
Panjang Sungai (L)	45.099 km
Kemiringan Sungai	0.027
Panjang ke titik berat (Lc)	23 km

4.1.2 Tata Guna Lahan DAS

Pada pekerjaan ini data tata guna lahan diolah berdasarkan data sekunder peta RBI yang diperoleh dari <http://tanahair.indonesia.go.id> dengan skala 1:25.000. Tabel klasifikasi tata guna lahan pada DAS Bendungan Bili-Bili dapat dilihat pada tabel dan gambar berikut:

**Gambar 4-3 Peta Tata Guna Lahan DAS Bendungan Bili-Bili**

Berdasarkan data tata guna lahan, maka dapat dihitung nilai koefisien CN dan faktor imperviousness dari masing masing jenis tata guna lahan. Hasil dari perhitungan kemudian digunakan untuk mendekati nilai kompositnya yang berlaku untuk luasan DAS tersebut. Nilai CN untuk masing masing tata guna lahan ditetapkan berdasarkan standar kurva hidrograf SCS. Adapun nilai imperviousness ditetapkan berdasarkan standar USACE 2000.

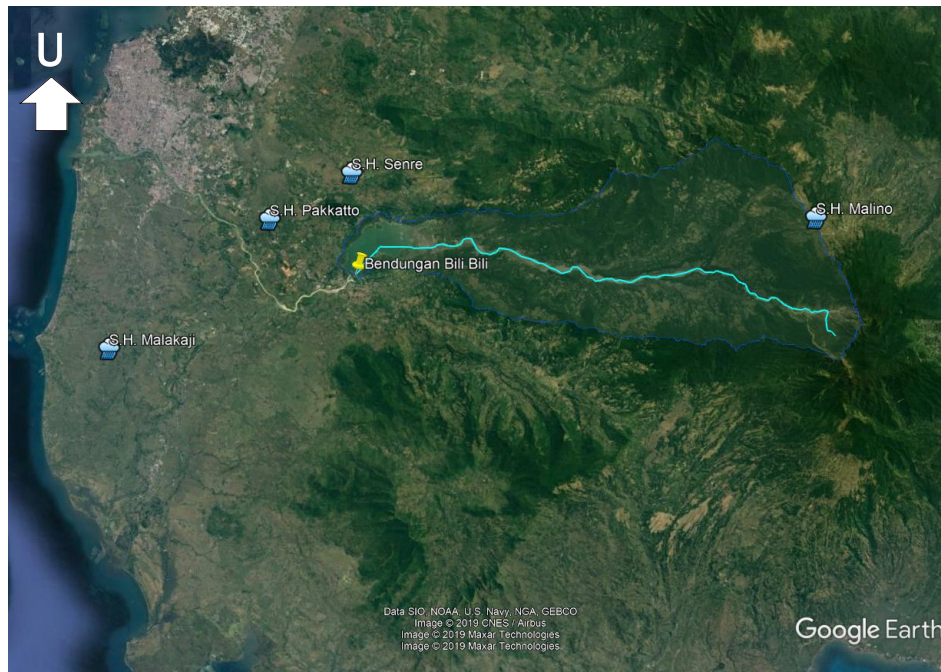
Tabel 4-2 Tata Guna Lahan DAS Bendungan Bili-Bili

Nama	Luas (km ²)	%	HSG	CN	CN x Luas	C	C x luas
Danau/Situ	10.14	2.64	D	98	993.72	0.2	2.03
Hutan Rimba	164.26	42.74	D	77	12648.10	0.3	49.28
Padang Rumput	0.008	0.00	D	78	0.62	0.15	0.00
Pasir/Bukit Pasir Darat	10.127	2.63	D	90	911.43	0.1	1.01
Perkebunan/Kebun	4.446	1.16	D	79	351.23	0.35	1.56
Pemukiman dan Tempat Kegiatan	2.64	0.69	D	83	219.12	0.48	1.27
Sawah	37.42	9.73	D	83	3105.53	0.2	7.48
Sawah Tadah Hujan	17.798	4.63	D	84	1495.03	0.2	3.56
Semak Belukar	91.67	23.85	D	78	7150.10	0.4	36.67
Sungai	0.81	0.21	D	98	79.67	0.2	0.16
Tanah Kosong/Gundul	5.215	1.36	D	90	469.35	0.35	1.83
Tegalan/Ladang	39.82	10.36	D	90	3583.71	0.4	15.93
Luas Total	384.35	100.00		Jumlah	31007.62	Jumlah	120.77
				CN komposit	80.68	C komposit	0.31

4.2 Analisis Curah Hujan

4.2.1 Data Curah Hujan

Data curah hujan merupakan data sekunder yang di peroleh dari PUSAIR yaitu Stasiun Hujan Malakaji (2005-2015), Stasiun Hujan Malino (2005-2015), Satelit Hujan Pakkato (2005-2015), Stasiun Hujan Senre (2005-2015).



Gambar 4-4 Lokasi Stasiun Curah Hujan

Berikut ini merupakan rekap data curah hujan harian maksimum dari Stasiun Hujan Malakaji, Stasiun Hujan Malino, Stasiun Hujan Pakkato, Stasiun Hujan Senre yang mencakup wilayah pekerjaan:

Tabel 4-3 Curah Hujan Harian Maksimum (mm)

Tahun	Curah Hujan			
	S.H. Malakaji	S.H. Malino	S.H. Pakatto	S.H. Senre
2005	56	82	0	110
2006	48	220	198	303
2007	37	135	130	225
2008	37	75	174	190
2009	40	93	97	180
2010	39	96	95	123
2011	29	133	175	90
2012	28	17	90	118
2013	31	275	169.67	203
2014	46	125	57	115
2015	28	119	0	169

Sumber : PUSAIR

4.2.2 Hujan Wilayah

Data hujan yang didapat dari stasiun-stasiun pengukuran berupa data hujan di suatu titik tertentu (*point rainfall*), sedangkan untuk keperluan analisis, yang diperlukan adalah data curah hujan daerah aliran (*areal rainfall/catchment rainfall*).

Pada kajian ini, analisis curah hujan dilakukan berdasarkan Metode *Thiessen*. Metode ini dipilih mengingat lokasi dari stasiun-stasiun hujan yang menyebar di dalam DAS sehingga metode spasial (*Polygon Thiessen*) diperlukan. Hasil analisis curah hujan maksimum regional setiap tahunnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Berikut ini merupakan hasil *Polygon Thiessen*:



Tabel 4-4 Curah Hujan Regional

Tahun	Curah Hujan				Metode Thiessen
	S.H. Malakaji	S.H. Malino	S.H. Pakatto	S.H. Senre	
	0	2.69295E+14	8.3E+10	1.1518E+14	
2005	56	82	0	110	90.369
2006	48	220	198	303	244.855
2007	37	135	130	225	161.955
2008	37	75	174	190	109.465
2009	40	93	97	180	119.058

Tahun	Curah Hujan				
	S.H. Malakaji 0	S.H. Malino 2.69295E+14	S.H. Pakatto 8.3E+10	S.H. Senre 1.1518E+14	Metode Thiessen
2010	39	96	95	123	104.087
2011	29	133	175	90	120.130
2012	28	17	90	118	47.266
2013	31	275	169.67	203	253.413
2014	46	125	57	115	121.990
2015	28	119	0	169	133.950

4.2.3 Hujan Rencana

Sebelum dilakukan analisis debit banjir, dilakukan analisis frekuensi pada data curah hujan maksimum harian berdasarkan SNI 2415-2016. Hasil analisis menunjukkan bahwa metode terbaik (*best fit*) adalah Log Normal 2. Berikut adalah hasil analisis frekuensi:

Tabel 4-5 Hasil Analisis Frekuensi

No	Periode Ulang (Tahun)	Hujan Rancangan (mm)					
		Metode Normal	Metode Log Normal 2 Parameter	Metode Log Normal 3 Parameter	Metode Gumbel I	Metode Pearson III	Metode Log Pearson III
1	2	136.96	124.69	127.70	128.40	126.94	128.13
2	5	189.33	179.54	183.36	201.29	183.91	185.03
3	10	216.70	217.24	218.83	249.54	220.02	221.03
4	20	239.30	254.26	252.03	295.83	253.39	254.16
5	25	245.89	266.19	262.43	310.52	263.74	264.39
6	50	264.75	303.53	294.19	355.75	295.01	295.18
7	100	281.71	341.58	325.44	400.65	325.25	324.73
8	1000	329.24	475.55	428.62	549.01	421.30	416.72
		UJI SMIRNOV KOLMOGOROF					
D Maximum, D Max		0.186	0.107	0.124	0.137	0.121	0.129
Derajat Signifikansi		5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
D Kritis		0.396	0.396	0.396	0.396	0.396	0.396
HIPOTESA		OK	OK	OK	OK	OK	OK
		UJI CHI SQUARE					
Chi - Square hitung		4.6	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60

Chi - Square kritis	7.82	7.82	7.82	7.82	7.82	7.82
HIPOTESA	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Dalam perencanaan Bendungan, dipilih hujan periode ulang 1000 tahun (R1000). Berdasarkan analisis frekuensi didapat R1000 sebesar 475.55 mm. Selain dilakukan perhitungan R1000 dilakukan juga perhitungan hujan desain R0.5 PMP dan RPMP. Dengan menggunakan Metode *Hersfield*, berikut adalah perhitungannya:

**Tabel 4-6 Curah Hujan Harian Maksimum
Tahun 2005-2015**

Maximum Precipitation (mm)		
No	Tahun	S.H. Karangan
1	2007	140.0
2	2008	92.0
3	2009	109.0
4	2010	112.0
5	2011	89.0
6	2012	103.0
7	2013	186.0
8	2014	63.0
9	2015	87.0
10	2016	157.0
11	2017	87.0
12	2018	96.0

Tabel 4-7 Statistik Hujan Harian Maksimum

Xn	Xn-m	Xn-m/Xn	Sn	Sn-m	Sn-m/Sn
136.96	125.31	0.91	62.22	51.42	0.8264

Dengan melakukan *plotting* nilai curah hujan dan parameter statistiknya pada grafik-grafik faktor penyesuaian dari SNI 7746:2012 didapatkan parameter faktor sebagai berikut:

Tabel 4-8 Parameter Faktor Penyesuaian

f1	f2	f3	f4	Km
0.98	1.05	0.98	1.3	14.2

Sehingga didapatkan nilai hujan desain RPMP = 1055.411 mm dan R0,5 PMP = 527.71 mm.

4.2.4 Penetapan Hujan Desain

Berdasarkan SNI 03-3432-1994 bendungan dengan konsekuensi besar, banjir desain yang dipilih adalah yang terbesar diantara Q1000 dan BMB, maka dari itu dalam penetapan hujan desain ini ditentukan mana yang lebih besar diantara R1000 dan RPMP.

- RPMP = 1055.411 mm
- R1000 = 475.55 mm

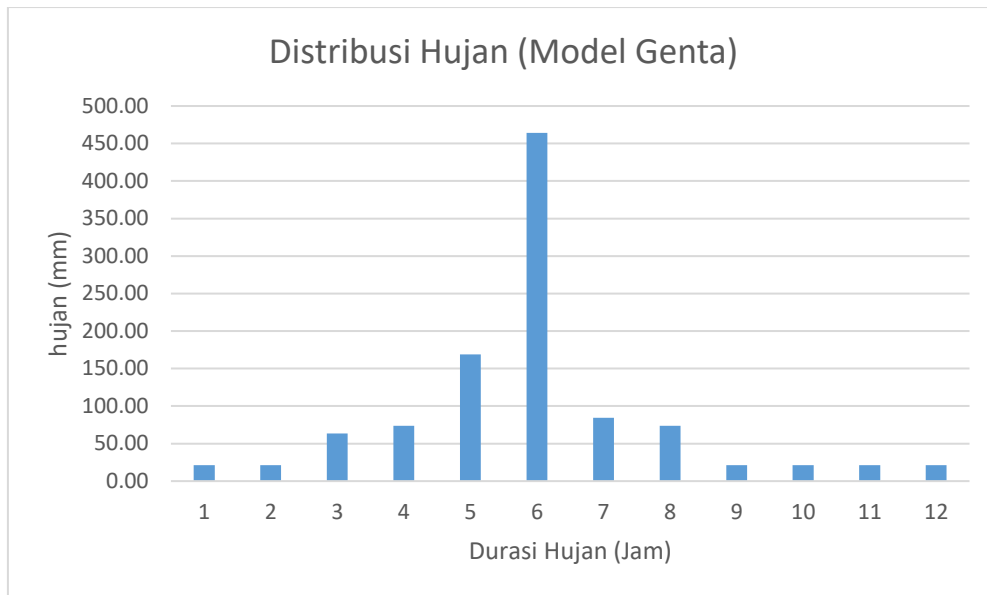
Sehingga hujan desain yang dipilih dan dilakukan perhitungan debit banjir adalah RPMP dengan nilai 1055.411 mm.

4.2.5 Distribusi Hujan

Distribusi hujan menggunakan durasi hujan 12 jam (Model Genta). Hasil perhitungan untuk lokasi studi disajikan sebagai berikut, sehingga didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut:

Tabel 4-9 Distribusi Hujan (Genta)

t (jam)	RPMP	
	Distribusi (%)	Distribusi (mm)
1	2%	21.11
2	2%	21.11
3	6%	63.32
4	7%	73.88
5	16%	168.87
6	44%	464.38
7	8%	84.43
8	7%	73.88
9	2%	21.11
10	2%	21.11
11	2%	21.11
12	2%	21.11



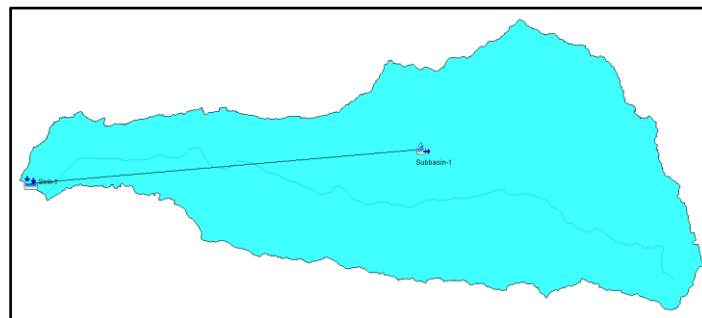
Gambar 4-5 Distribusi Hujan Genta

4.3 Debit Banjir Rencana

Pada perhitungan debit banjir rencana, dilakukan dengan dua metode yang berbeda yaitu Metode Snyder dan Metode SCS UH.

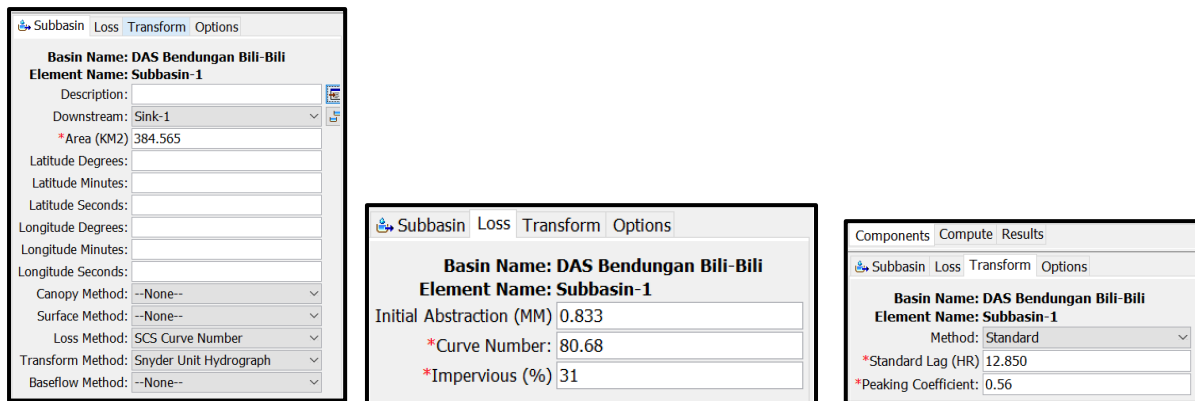
1. Metode Snyder UH

Dengan menggunakan bantuan *software HEC-HMS* dalam perhitungan debit banjir desain, berikut adalah skema pemodelannya:



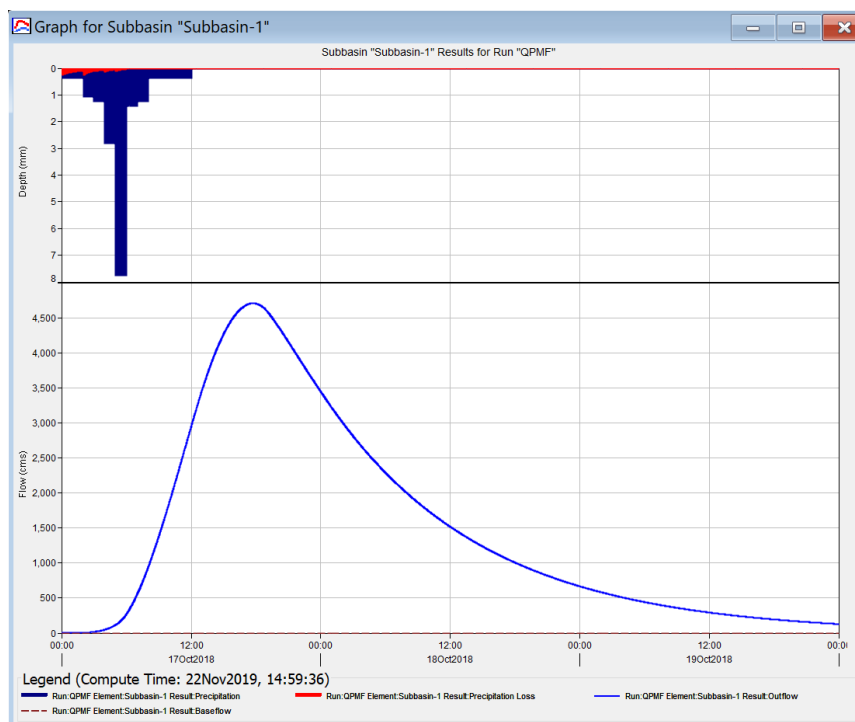
Gambar 4-6 Skema Model Hidrologi Bendungan Bili-Bili pada HEC-HMS

Setelah dilakukan pembuatan skema model hidrologinya, dilakukan pengisian parameter-parameter untuk perhitungan debit banjir desain, sebagai berikut:



Gambar 4-7 Parameter Subbasin, Loss, Transform pada Model Hidrologi Bendungan Bili-Bili (Snyder UH)

Dilakukan pengisian luas DAS pada bagian subbasin dan dipilih metode loss *SCS Curve Number* serta metode transform *Snyder Unit Hydrograph*, lalu bilangan CN komposit dan nilai *impervious* pada bagian *loss*, dan memasukkan nilai koefisien debit serta *time lag* pada bagian *transform*. Setelah itu dilakukan *run simulation* dan didapatkan hasil sebagai berikut:

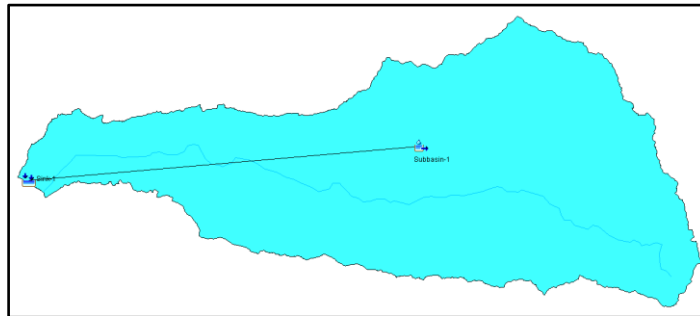


Gambar 4-8 Hidrograf Banjir Bendungan Bili-Bili (Snyder UH)

Didapatkan hidrograf banjir seperti di atas, dengan nilai debit puncak QPMF = 4656.4 m³/detik.

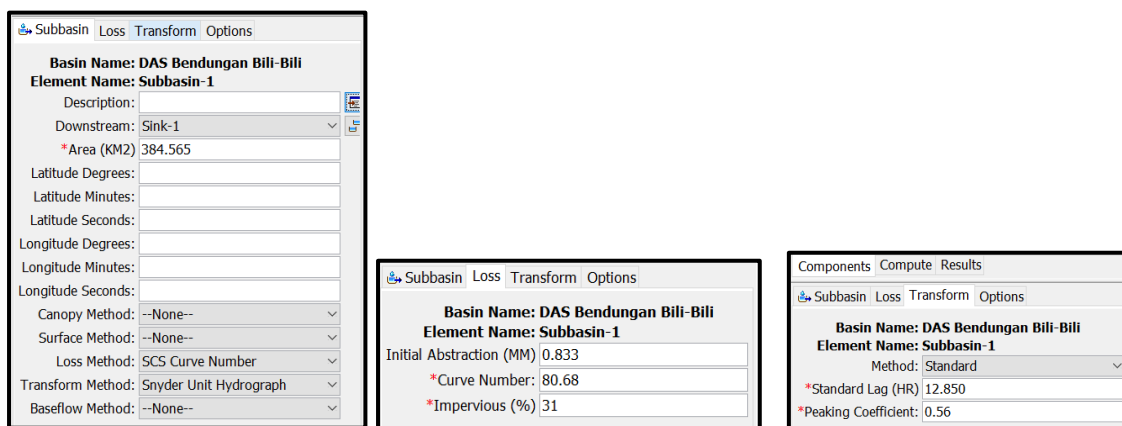
2. Metode SCS UH

Dengan menggunakan bantuan *software HEC-HMS* dalam perhitungan debit banjir desain, berikut adalah skema pemodelannya:



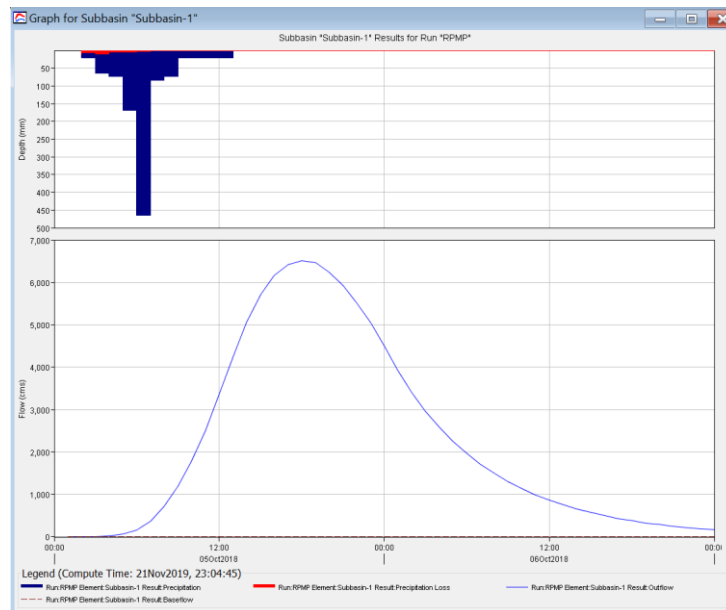
**Gambar 4-9 Skema Model Hidrologi
Bendungan Bili-Bili pada HEC-HMS**

Setelah dilakukan pembuatan skema model hidrologinya, dilakukan pengisian parameter-parameter untuk perhitungan debit banjir desain, sebagai berikut:



**Gambar 4-10 Parameter Subbasin, Loss, Transform pada
Model Hidrologi Bendungan Bili-Bili (SCS UH)**

Dilakukan pengisian luas DAS pada bagian subbasin dan dipilih metode loss *SCS Curve Number* serta metode transform *SCS UH*, lalu bilangan CN komposit dan nilai *impervious* pada bagian *loss*, dan memasukkan nilai koefisien debit serta *time lag* pada bagian *transform*. Setelah itu dilakukan *run simulation* dan didapatkan hasil sebagai berikut:



Gambar 4-11 Hidrograf Banjir Bendungan Bili-Bili (SCS UH)

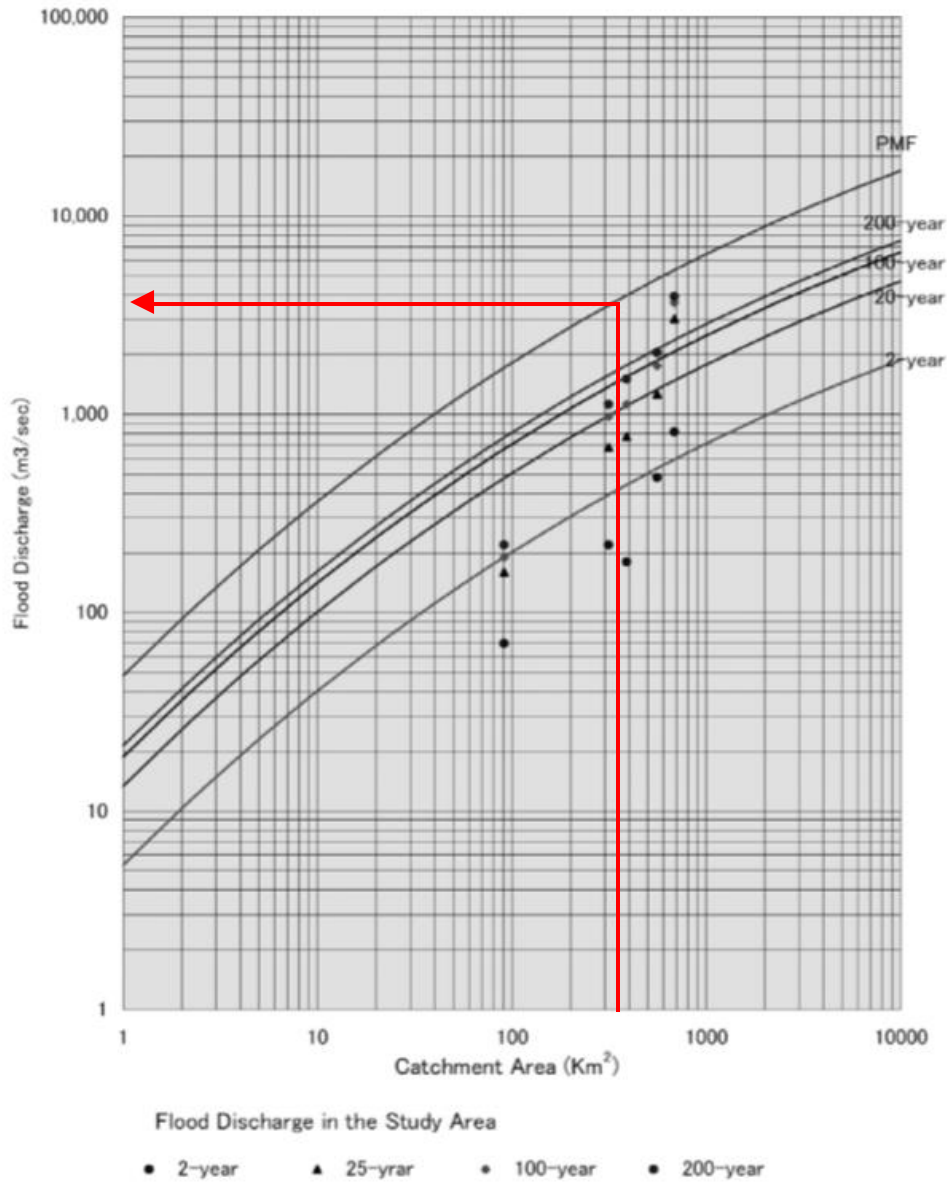
Didapatkan hidrograf banjir seperti di atas, dengan nilai debit puncak QPMF = 6513.9 m³/detik.

Setelah perhitungan debit banjir dilakukan dengan kedua metode tersebut, selanjutnya ditentukan metode yang paling tepat dengan menggunakan grafik *Creager* berikut ini:

Tabel 4-10 Koefisien *Creager* Menurut Periode Ulang Indonesia

Pulau	Koefisien <i>Creager</i> Menurut Periode Ulang				
	2-tahun	20-tahun	100-tahun	200-tahun	PMF
Sumatera	10	20	30	40	100
Jawa	20	30	40	50	120
Kalimantan	10	25	35	40	100
Sulawesi	10	25	35	40	90
Irian	10	20	25	30	100
Bali	10	30	40	50	110
Nusa Tenggara	10	30	40	50	110
Maluku	10	30	40	50	110

Sumber : Studi Inventarisasi Air, PLN, Indonesia 1997



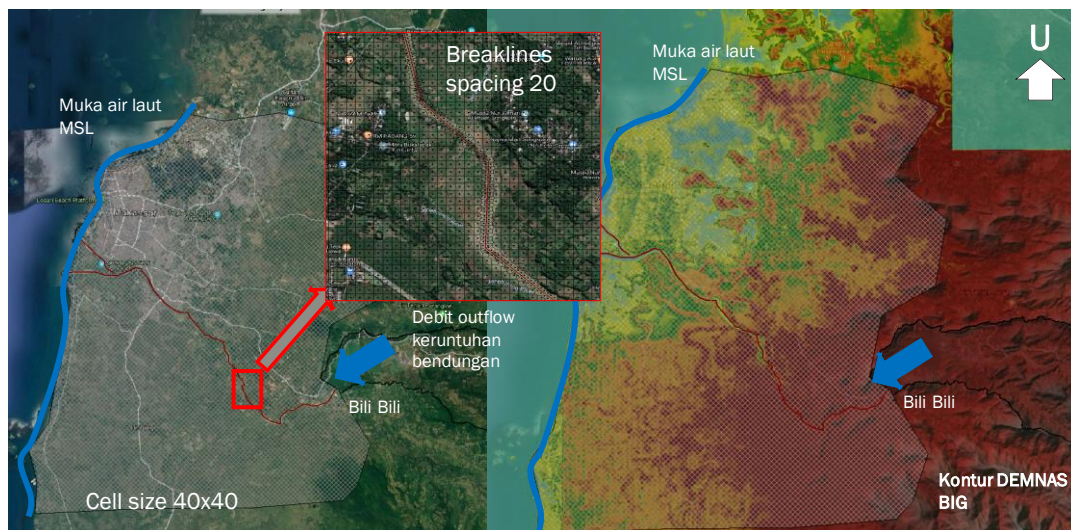
Gambar 4-12 Grafik Creager

Berdasarkan grafik *Creager*, nilai debit banjir yang sesuai dengan luas DAS sebesar 384.565 km² adalah 4656.4 m³/detik. Sehingga dapat disimpulkan bahwa metode *Snyder UH* lebih tepat digunakan untuk analisis selanjutnya.

5. SIMULASI KERUNTUHAN BENDUNGAN

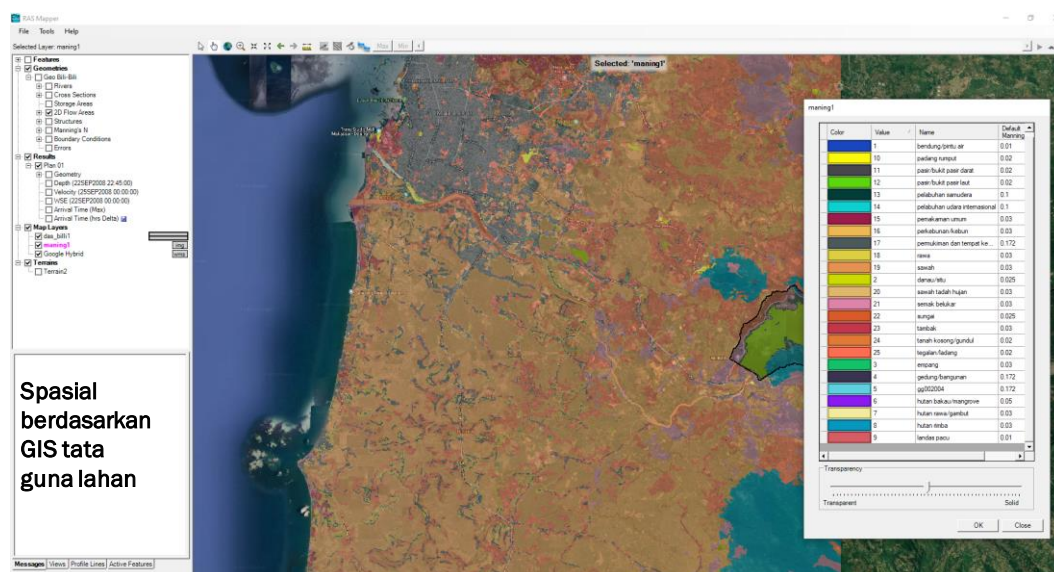
5.1 Skema Pemodelan

Pemodelan keruntuhan bendungan dimodelkan dengan menggunakan *software* HEC-HMS dan HEC-RAS. Domain dalam pemodelan dapat dilihat pada Gambar 5-1. *Software* HEC-HMS digunakan untuk mendapatkan hidrograf banjir akibat PMF yang selanjutnya akan di-*inputkan* ke dalam *software* HEC-RAS. *Software* HEC-RAS digunakan untuk memodelkan aliran banjir akibat keruntuhan bendungan. Syarat batas di hulu adalah hidrograf *outflow* keruntuhan waduk akibat banjir PMF, sedangkan syarat batas di hilir adalah muka air MSL +0.00.



Gambar 5-1 Skema Model

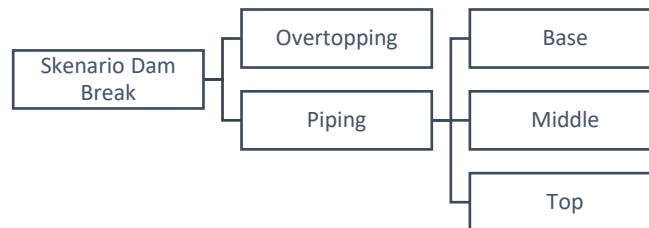
Koefisien *Manning* yang di-*inputkan* dalam pemodelan menggunakan data GIS tata guna lahan. Hasil dari *input* data *Manning* dapat dilihat pada Gambar 5-2.



Gambar 5-2 Koefisien Manning

5.2 Simulasi Keruntuhan Bendungan

Keruntuhan bendungan dimodelkan dalam beberapa kondisi seperti: keruntuhan bendungan akibat dari *overtopping*, *base piping*, *middle piping* dan *top piping*.



Gambar 5-3 Skenario Keruntuhan Bendungan

Keruntuhan diasumsikan terjadi ketika muka air banjir telah berada 50 cm diatas elevasi puncak bendung (+106.50). Kondisi awal muka air waduk berada pada level *spillway* (+99.50). Debit *inflow* yang masuk ke waduk adalah debit PMF hasil dari perhitungan hidrologi. Adapun parameter keruntuhan bendungan dihitung berdasarkan pendekatan yang telah dijelaskan pada metodologi, sebagai berikut.

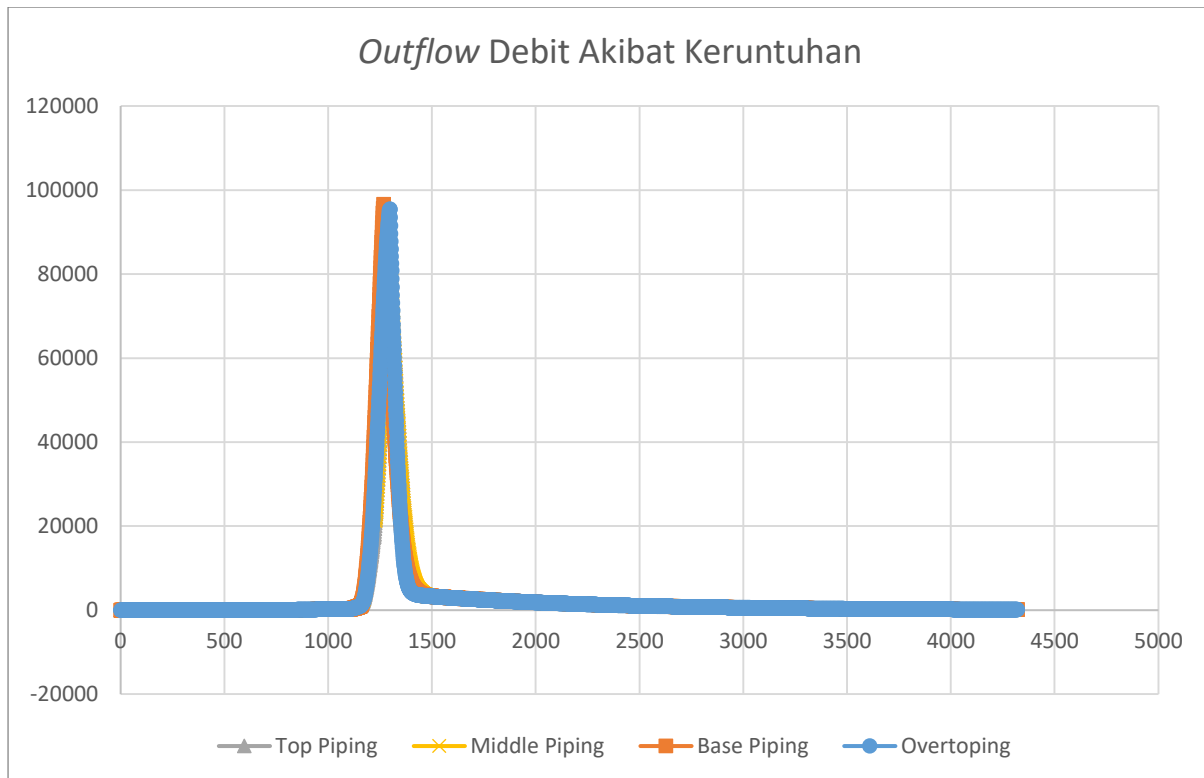
Tabel 5-1 Parameter Keruntuhan Bendungan

Lebar dasar keruntuhan <i>overtopping</i> (m)	250
Lebar dasar keruntuhan <i>piping</i> (m)	175
Interval waktu (jam)	2.4
Kemiringan lereng	1:1

(a)	(b)
(c)	(d)

Gambar 5-4 Skenario Keruntuhan Bendungan (a) Overtopping, (b) Base Piping, (c) Middle Piping, (d) Top Piping

Dilakukan pengisian elemen *dam break*, elevasi puncak bendungan +106, elevasi dasar bendungan +54, lebar keruntuhan *overtopping* = 250 m dan lebar keruntuhan *piping* = 175 m (dari perhitungan), *slope* bentuk keruntuhan kiri dan kanan 1, elevasi *base piping* = 70 m, *middle piping* = +91.8, *top piping* = +99.5, *trigger elevation* +106.5. Setelah itu dilakukan *run simulation* dan didapatkan hasil sebagai berikut:



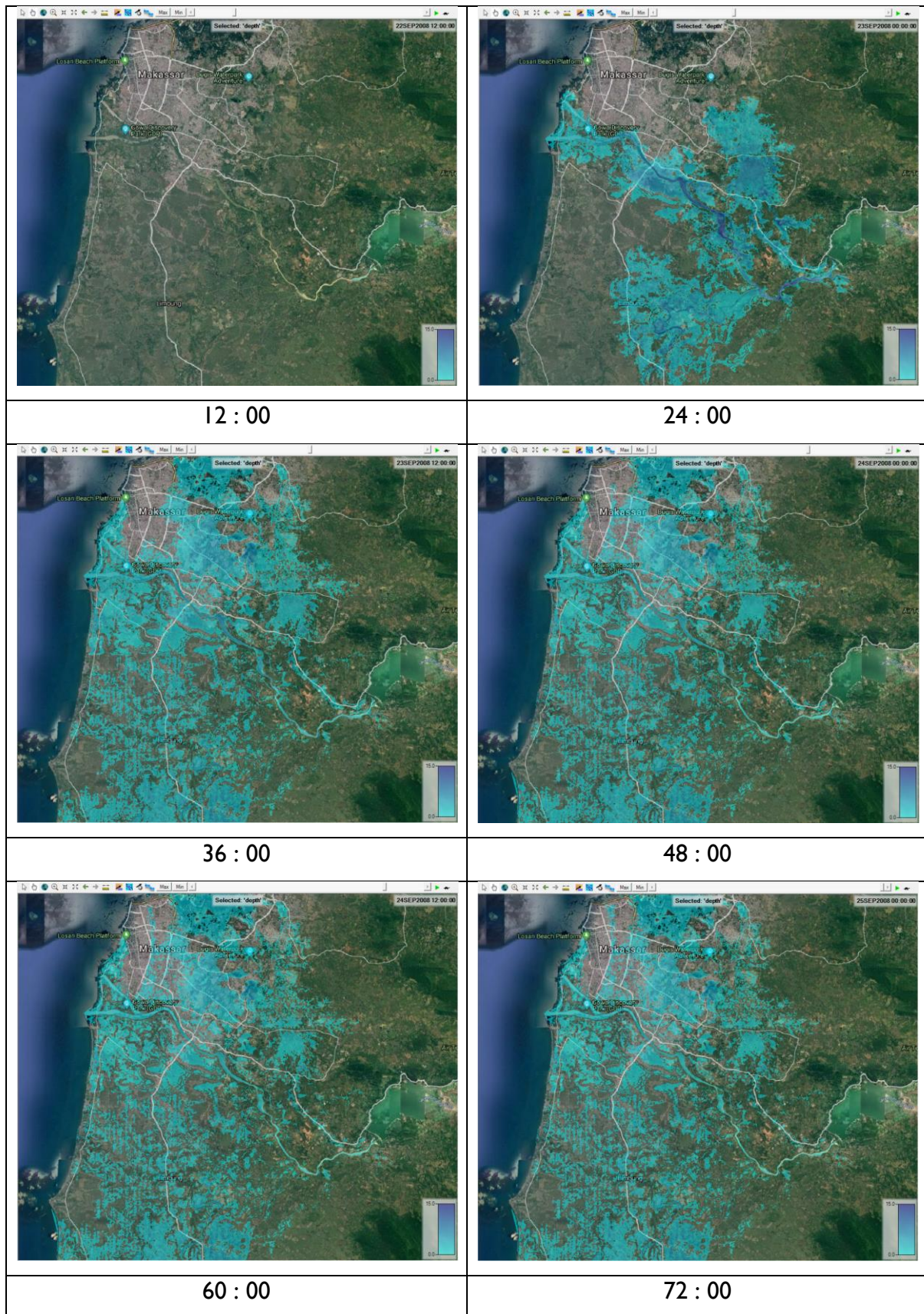
Gambar 5-5 Hidrograf Akibat Keruntuhan Bendungan

Hidrograf hasil pemodelan keruntuhan waduk dapat dilihat pada gambar diatas. Debit maksimum yang terjadi adalah $96576.2 \text{ m}^3/\text{s}$. terjadi pada kondisi *base piping*. Keruntuhan terjadi kurang lebih 20 jam setelah terjadi hujan. Hidrograf *outflow* waduk akibat keruntuhan bendungan pada kondisi *base piping* akan dijadikan *input* untuk pemodelan aliran akibat banjir.

5.3 Simulasi Aliran Permukaan Akibat Keruntuhan Bendungan

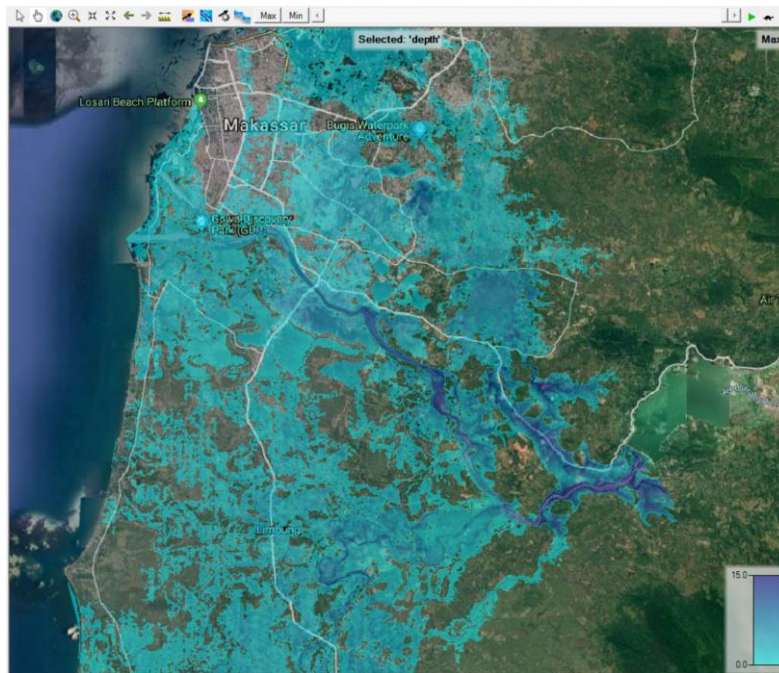
Hasil simulasi keruntuhan akibat keruntuhan bendungan berupa kedalaman, kecepatan, dan waktu kedatangan yang dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

Tingginya kedalaman air pada beberapa *time step* (dengan waktu nol adalah waktu mulai terjadinya hujan) yang terjadi akibat *dam break* pada Bendungan Bili-Bili dapat dilihat pada Gambar 5-6.



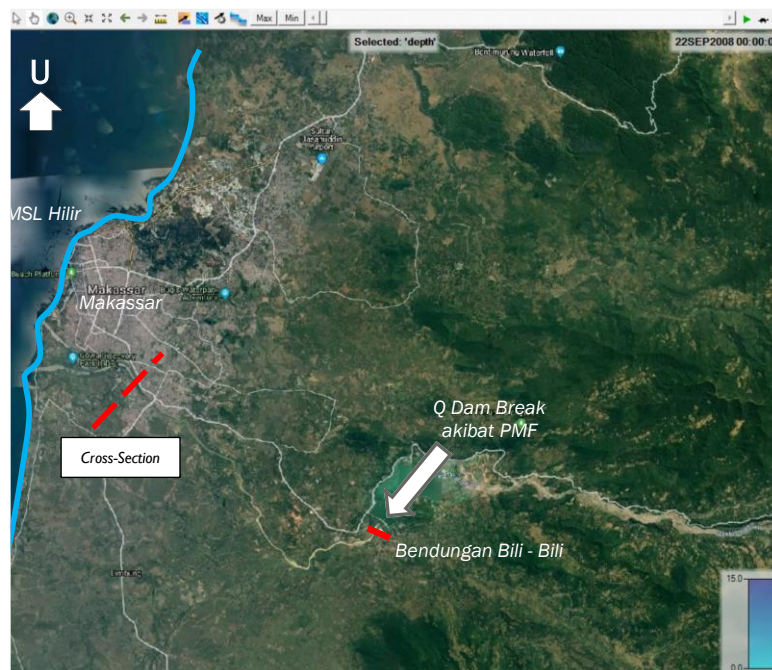
Gambar 5-6 Kedalaman

Kedalaman air maksimum yang terjadi akibat *dam break* pada Bendungan Bili-Bili mencapai 15 m yang dapat dilihat pada Gambar 5-7.



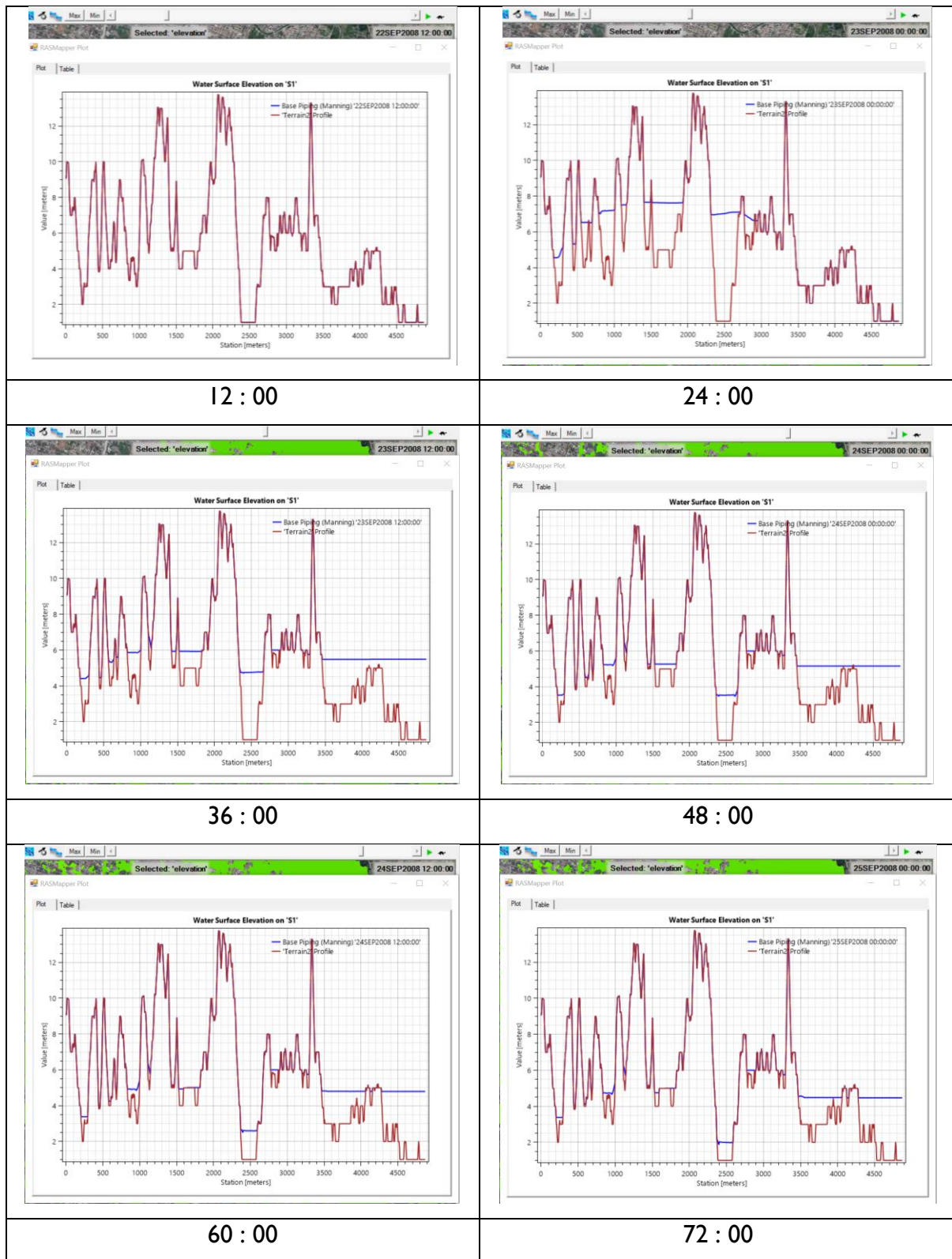
Gambar 5-7 Kedalaman (Maksimum)

Pada lokasi tertentu dibuatlah garis *cross-section* untuk mengetahui profil kedalaman muka air terhadap elevasi tanah. Lokasi garis *cross-section* dapat dilihat pada Gambar 5-8.



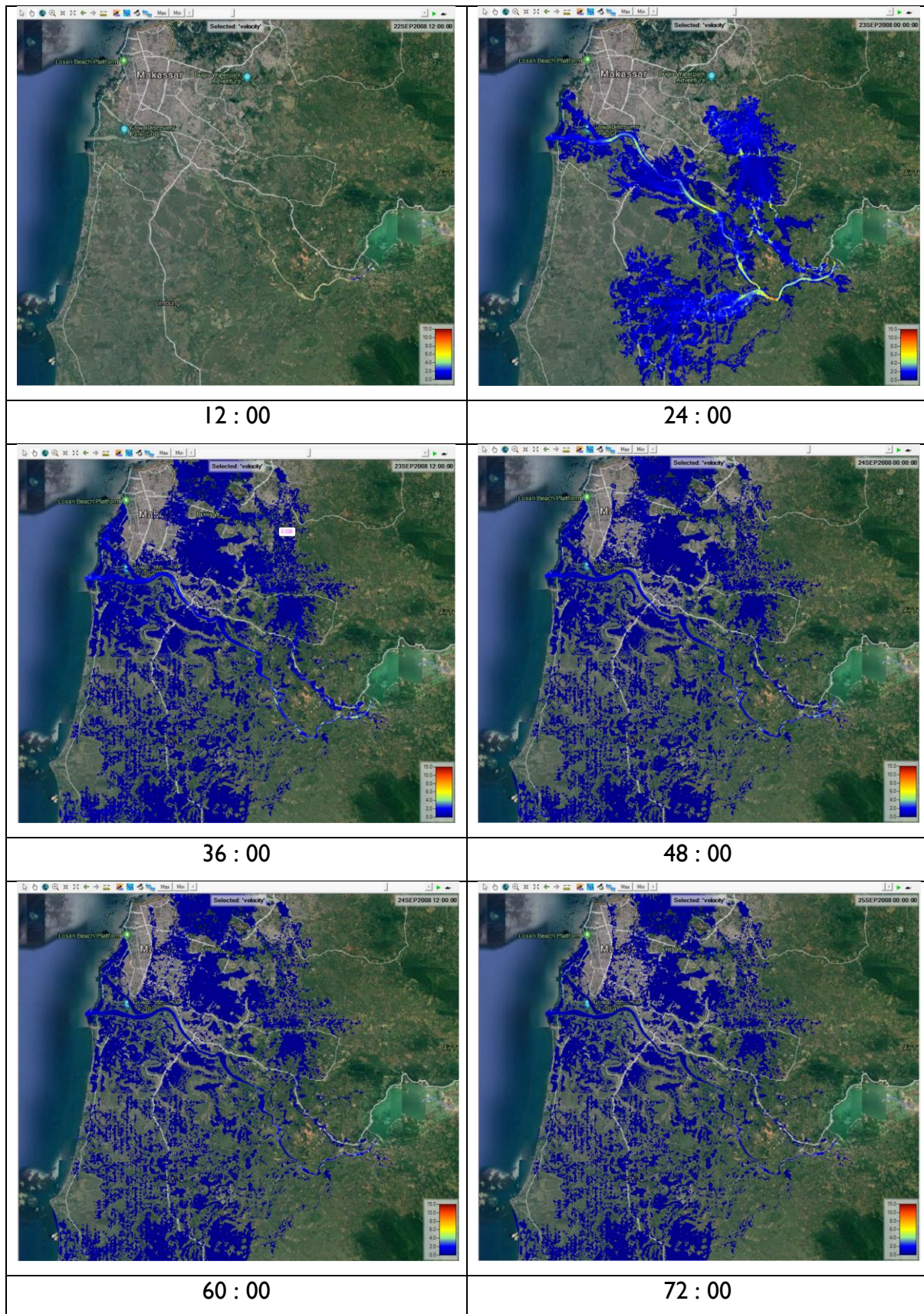
Gambar 5-8 Lokasi Cross-Section

Hasil pemodelan dari *cross-section* diatas dalam beberapa *time step* dapat dilihat pada Gambar 5-9 berikut ini:



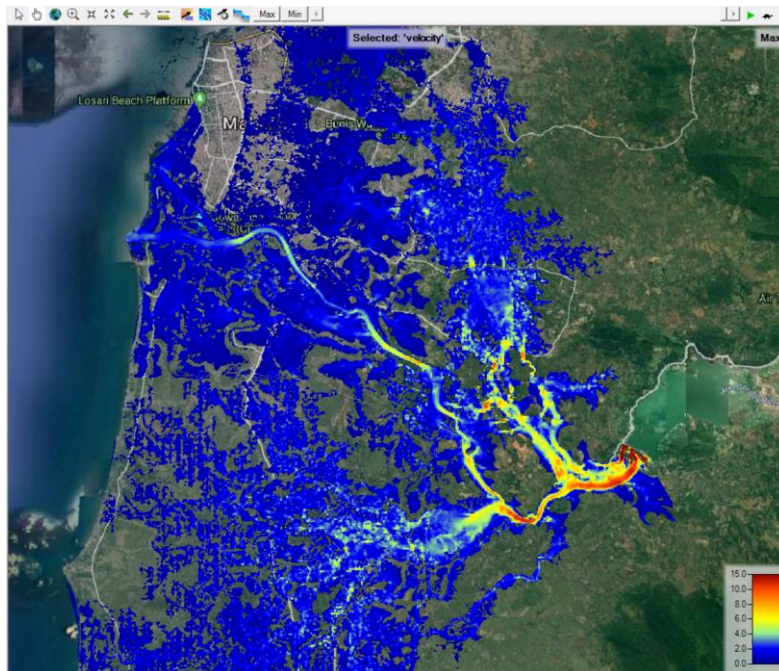
Gambar 5-9 Profil Cross-Section

Besarnya kecepatan aliran pada beberapa *time step* yang terjadi akibat *dam break* pada Bendungan Bili-Bili dapat dilihat pada Gambar 5-10.



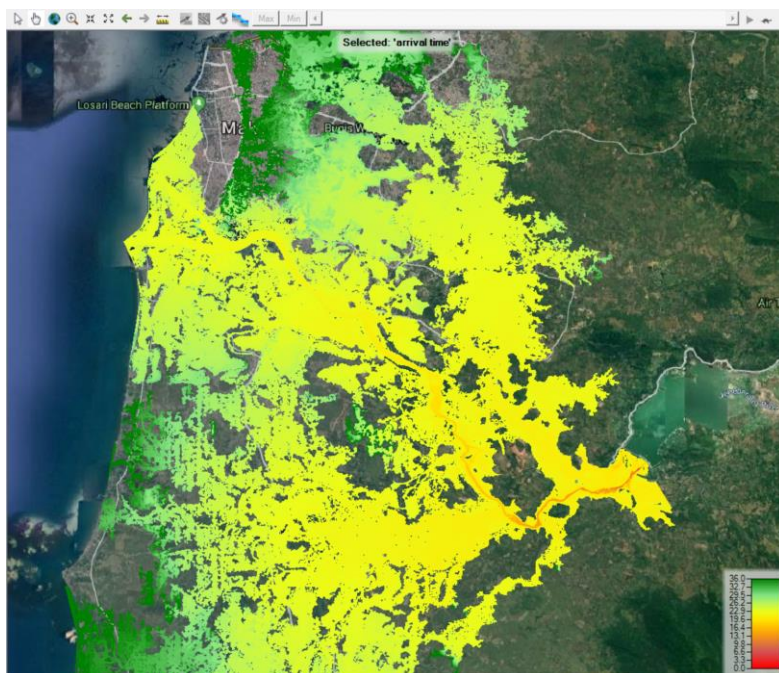
Gambar 5-10 Kecepatan

Besarnya kecepatan maksimum yang terjadi akibat *dam break* pada Bendungan Bili-Bili mencapai 15 m/s yang dapat dilihat pada Gambar 5-9.



Gambar 5-11 Kecepatan (Maksimum)

Berdasarkan hasil pemodelan *dam break* dengan menggunakan HEC-RAS, banjir akibat *dam break* tiba di Makasar 22,5 jam dari awal hujan ekstrim atau 2,5 jam dari awal keruntuhan bendungan seperti dapat dilihat pada Gambar 5-10.



Gambar 5-12 Waktu Kedatangan

6. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis terkait kajian *dam break* pada Bendungan Bili-Bili, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Pemodelan *dam break* dapat dilakukan dengan menggunakan HEC-RAS + HEC-HMS,
2. Model yang digunakan sudah terintegrasi dengan GIS, sehingga memudahkan *input* data dan analisis,
3. Hasil pemodelan berupa:
 - *Kedalaman*
 - *Kecepatan*
 - *Waktu kedatangan*
4. Dari hasil pemodelan yang telah dilakukan, dapat diperkirakan bahwa bendungan akan runtuh dalam waktu kurang lebih 20 jam setelah terjadinya hujan,
5. Banjir akibat keruntuhan bendungan akan mencapai Kota Makasar kurang lebih 2.5 jam setelah terjadinya keruntuhan, atau 22.5 jam setelah terjadinya hujan,
6. Studi lebih detail lanjutan dapat dilakukan untuk skenario lain (inflow banjir sungai lain, kondisi pasang maksimum, dll),
7. Hasil pemodelan memberikan informasi yang dapat ditindak lanjuti sehubungan dengan penyusunan Rencana Tindak Darurat, ataupun upaya mitigasi lainnya.