

BAB III

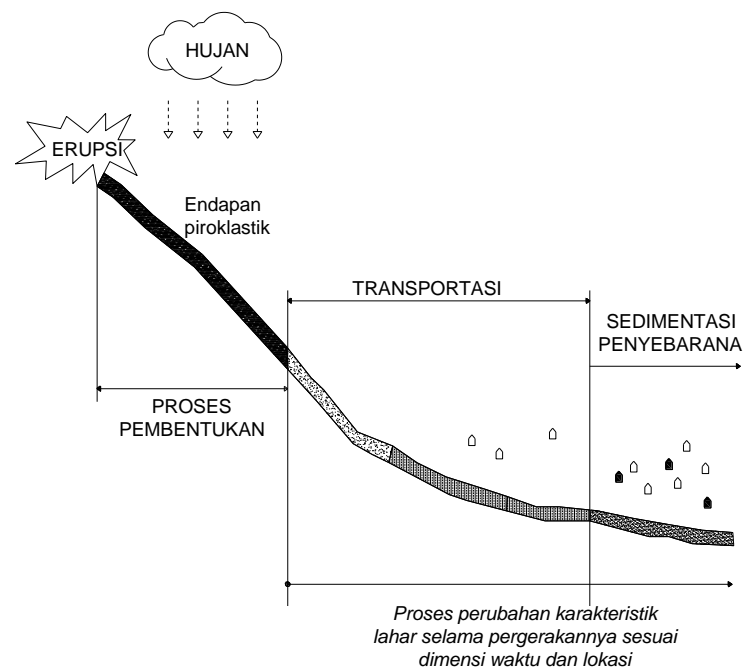
LANDASAN TEORI

3.1 BANJIR LAHAR

Lahar merupakan suatu terminologi untuk menggambarkan suatu aliran konsentrasi tinggi campuran antara runtuhuan batuan, lumpur, pasir dan air yang datang dari gunung api. Banjir lahar merupakan aliran bahan rombakan (debris) gunung api bercampur air yang kemudian mengalir ke hilir. Pembentukan lahar umumnya memang berkaitan erat dengan letusan gunungapi, namun sebenarnya tidak selalu demikian karena diketahui juga adanya lahar yang proses pembentukannya serupa dengan aliran bahan rombakan non-vulkanik. Lahar memiliki kandungan lempung yang lebih banyak meskipun butiran batu besar juga ditemui melimpah, bahkan sering kali dijumpai batang kayu dalam endapan. Keberadaan batu apung pada lahar juga dapat dipergunakan sebagai indikator pembeda dengan endapan aliran piroklastik. Lahar panas berasal dari aliran piroklastik masuk ke sungai sehingga terjadi pencampuran dengan air sungai maka akan menjadi sulit membedakannya.

Ketika terjadi erupsi gunung api, berbagai macam gas dan batuan akan selalu dimuntahkan melalui kawahnya. Seluruh jenis material muntahan kecuali gas akan terlempar dan kemudian jatuh, sebagian besar tertimbun dilekeng sekitar kawah. Timbunan bahan muntahan gunung api terdiri dari berbagai ukuran, mulai yang kecil hingga besar, seperti abu, pasir, kerikil, dan batuan atau bahkan blok lava. Timbunan material merupakan material yang tidak solid, tetapi masing-masing terlepas tidak terikat satu sama lainnya. Karena timbunan terletak pada lekeng miring disekitar kawah maka pada umumnya tidak mudah untuk memadat dan kondisinya tidak stabil. Kondisi medan yang curam menyebabkan kedudukan timbunan tersebut sangat rawan terhadap gangguan dari luar, terutama oleh pengaruh curah hujan. Ketika curah hujan jatuh menimpa timbunan, mula-mula air hujan akan meresap ke dalam timbunan bahan muntahan gunung api, menyatu

dengan abu, pasir, kerikil dan lainnya sehingga bahan campuran ini berubah bentuk menjadi semacam adonan (mortar) yang kental dan licin. Kedudukan timbunan yang tidak mantap di kelerengan terganggu keseimbangannya dan meluncur ke bawah melalui sungai-sungai yang berhulu di sekitar puncak gunung. Aliran kental seperti adonan mortar ini dikenal orang sebagai aliran lahar. Proses pembentukan lahar dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Ilustrasi Proses Terbentuknya Lahar di Wilayah Gunungapi

(H. Kusumosubroto,2013)

3.2 EROSI ALIRAN LAHAR

Pergerakan lahar memiliki kemampuan daya erosi yang bervariasi sepanjang perjalannya. Erosi oleh lahar dapat terjadi pada kelerengan yang curam dengan menggerus dasarnya. Erosi paling kuat akan terjadi di sepanjang daerah yang kemiringannya curam dengan lapisan dasar berupa sedimen lepas. Daerah yang memiliki lapisan dasar batuan kuat atau yang memiliki kemiringan dasar landai, maka pengaruh erosi-erosi terkuat terjadi di bagian yang kondisinya paling lemah. Pada daerah tertentu yang aliran airnya berada dalam kondisi tahap

hiperkonsentrasi maka tipikal alirannya lebih erosif dibandingkan aliran yang cenderung berada pada tahapan aliran debris (H.Kusumosubroto,2013).

3.3 ANALISIS HIDROLOGI

Hidrologi adalah suatu ilmu tentang kehadiran dan gerakan air di alam. Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan karakteristik hidrologi dan meteorologi daerah aliran sungai. Tujuan analisis hidrologi untuk mengetahui karakteristik hujan, debit air yang ekstrim maupun wajar yang akan digunakan sebagai dasar analisis selanjutnya dalam pelaksanaan detail desain.

3.3.1 Hujan Kawasan

Stasiun penakar hujan hanya memberikan kedalaman hujan dititik stasiun berada, sehingga hujan pada suatu luasan harus diperkirakan dari titik pengukuran. Analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah, terdapat tiga metode untuk menganalisis hujan kawasan yaitu metode rerata aritmatik, metode poligon thiessen dan metode isohiet.

1. Metode rerata aritmatik

Metode ini adalah yang paling sederhana untuk menghitung hujan rerata pada suatu daerah. Stasiun hujan yang digunakan dalam hitungan adalah yang berada di dalam DAS, tetapi stasiun di luar DAS yang masih berdekatan dapat di perhitungkan (Bambang Triatmodjo,2008).

Metode rerata aljabar memberikan hasil yang baik apabila :

- a. Stasiun hujan tersebar secara merata di DAS
- b. Distribusi hujan relatif merata pada daerah seluruh DAS.

Hujan rerata pada seluruh DAS diberikan oleh persamaan 3.1 berikut:

$$\bar{p} = \frac{p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n}{n} \quad (3.1)$$

dengan :

$$\begin{aligned} \bar{p} &= \text{Hujan rerata kawasan} \\ p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n &= \text{Hujan distasiun 1, 2, 3 . . . ,n} \\ n &= \text{Jumlah stasiun} \end{aligned}$$

2. Metode Thiessen

Metode thiessen memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan disekitarnya. Pada suatu luasan di dalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun terdekat. Pembentukan poligon thiessen adalah sebagai berikut ini.

- a. Stasiun pencatat hujan di gambarkan pada peta DAS yang ditinjau, termasuk stasiun hujan di luar DAS yang berdekatan
- b. Stasiun-stasiun tersebut dihubungkan dengan garis lurus sehingga membentuk segitiga-segitiga.
- c. Dibuat garis berat pada sisi-sisi segitiga seperti ditunjukkan dengan garis penuh pada Gambar 3.2
- d. Garis-garis berat tersebut membentuk poligon yang mengelilingi tiap stasiun. Tiap stasiun mewakili luasan yang dibentuk oleh poligon.
- e. Luas tiap poligon diukur kemudian dikalikan dengan kedalaman hujan di stasiun yang berada di dalam poligon
- f. Jumlah dari hitungan pada butir *e* untuk semua stasiun dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan hujan rerata daerah tersebut, yang dalam bentuk matematik mempunyai bentuk persamaan 3.2 berikut.

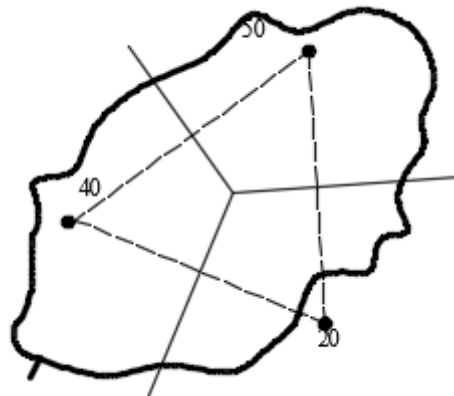
$$\bar{p} = \frac{A_1 p_1 + A_2 p_2 + \dots + A_n p_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (3.2)$$

dengan :

\bar{p} = Hujan rerata kawasan

$p_1 + p_2 + \dots + p_n$ = Hujan pada stasiun 1, 2, 3 . . . , n

$A_1 + A_2 + \dots + A_n$ = Luas daerah yang mewakili stasiun 1, 2, 3 . . . , n



Gambar 3. 2 Poligon Thiessen

3. Metode Isohiet

Isohiet adalah garis yang menghubungkan titik-titik dengan kedalaman hujan yang sama. Pada metode isohiet, dianggap bahwa hujan pada suatu daerah diantara dua garis isohiet adalah merata dan sama dengan nilai rerata dari kedua garis isohiet tersebut. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.3. Pembuatan garis isohiet dilakukan dengan prosedur berikut ini.

- a. Lokasi stasiun hujan dan kedalaman hujan digambarkan pada peta daerah yang ditinjau
- b. Nilai kedalaman hujan di stasiun yang berdampingan dibuat interpolasi dengan pertambahan nilai yang ditetapkan
- c. Dibuat kurva yang menghubungkan titik-titik interpolasi yang mempunyai kedalaman hujan yang sama. Ketelitian tergantung pada pembuatan garis isohiet dan intervalnya.
- d. Diukur luas daerah antara dua isohiet yang berurutan dan kemudian dikalikan dengan nilai rerata dari nilai kedua garis isohiet.
- e. Jumlah dari hitungan pada butir *d* untuk seluruh garis isohiet dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan kedalaman hujan rerata daerah. Secara matematis hujan rerata tersebut dapat di tulis dengan Persamaan 3.3.

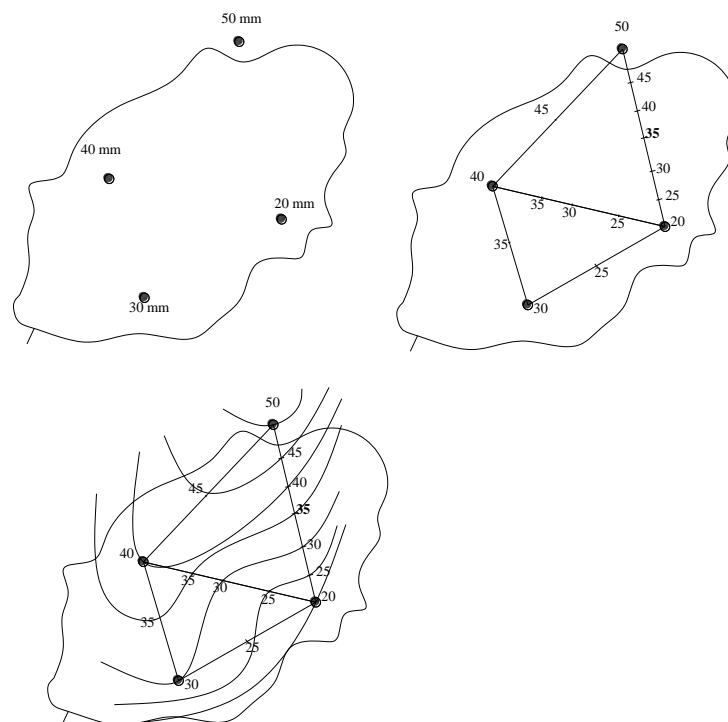
$$\bar{p} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \frac{I_n + I_{n+1}}{2}}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (3.3)$$

dengan :

$$\bar{p} = \text{Hujan rerata kawasan}$$

$$p_1 + p_2 + \dots + p_n = \text{Garis isohiet 1, 2, 3, \dots, n, n+1}$$

$$A_1 + A_2 + \dots + A_n = \text{Luas daerah yang dibatasi oleh garis isohiet ke 1 dan 2, 2 dan 3, \dots, n dan n+1}$$



Gambar 3. 3 Metode Isohiet

3.3.2 Analisis Frekuensi

Perhitungan hujan rencana digunakan untuk meramalkan besarnya hujan dengan periode ulang tertentu (Soewarno, 1991). Berdasarkan hujan rencana dapat dicari besarnya intensitas hujan (analisis frekuensi) yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Analisis frekuensi ini dilakukan dengan menggunakan sebaran teori *probability distribution*. Metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana dilakukan secara berurutan sebagai berikut ini.

1. Pemilihan Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{x}), standar deviasi (s), koefisien variasi (C_v), koefisien kemiringan (C_s) dan koefisien kurtosis (C_k).

a. Nilai Rata-Rata

Nilai rerata (*average*) merupakan nilai yang cukup representatif dalam suatu distribusi. Nilai rerata dapat digunakan untuk pengukuran suatu distribusi, dan mempunyai Persamaan 3.4 berikut.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (3.4)$$

dengan :

\bar{x} = Rerata

x_i = Variabel acak

n = Jumlah data

b. Standar deviasi

Standar deviasi adalah nilai penyebaran data terhadap nilai rerata dari data tersebut. Bila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rerata maka nilai deviasi standar akan besar dan jika penyebaran data mempunyai nilai kecil terhadap nilai rerata maka nilai deviasi standar akan kecil juga. Nilai deviasi standar dapat ditulis dengan Persamaan 3.5 berikut ini.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3.5)$$

dengan :

s = Deviasi standar

x_i = Nilai random

n = Jumlah data

c. Koefisien Variasi (C_v)

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dan nilai rerata, yang mempunyai bentuk Persamaan 3.6 berikut ini.

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \quad (3.6)$$

dengan :

C_v = Koefisien varian

s = Deviasi standar

\bar{x} = Nilai rerata

d. Koefisien Kemencengan (C_s)

Kemencengan (*skewness*) dapat digunakan untuk mengetahui derajat ketidak-simetrisan (asimetri, *asymmetry*) dari suatu bentuk distribusi. Kemencengan diberikan Persamaan 3.7 dan 3.8 berikut ini.

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (3.7)$$

$$C_s = \frac{a}{s^3} \quad (3.8)$$

Dengan :

C_s = Koefisien kemencengan

s = Standar deviasi

\bar{x} = Nilai rerata

n = Jumlah data

e. Koefisien Kurtosis (C_k)

Koefisien kurtosis merupakan nilai mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya di bandingkan dengan distribusi normal. Koefisien kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, dan dapat ditulis dengan Persamaan 3.9 berikut ini.

$$C_k = \frac{2}{(n-1)(n-2)(n-3)} \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{s^4} \right] \quad (3.9)$$

dengan :

C_k = Koefisien Kurtosis

n = Jumlah data

s = Standar deviasi

\bar{x} = Nilai rerata

2. Pemilihan Jenis Distribusi

Distribusi memiliki sifat-sifat khas sehingga harus diuji kesesuaian dengan sifat statistik. Pengambilan sebaran secara sembarang tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan. Penentuan jenis sebaran yang akan digunakan untuk analisis frekuensi dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Pedoman Pemilihan Sebaran

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$
	$C_k \approx 3$
Gumbel Tipe I	$C_v = 1,1396$
	$C_k = 5,4002$
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$
	Selain nilai parameter (normal, gumbel, log normal)
Log Normal	$C_s = 3 C_v + C_v^3$
	$C_k = 1,5 C_v + 6C_v^2 + 15C_v^3 + 16C_v^4 +$

(Sumber : Sri Harto,1993)

a. Distribusi Normal

Distribusi normal atau kurva normal. Fungsi densitas peluang normal (*PDF* = *Probability Density Function*) dapat dituliskan dalam bentuk rata-rata dan simpangan bakunya, sebagai Persamaan 3.10 berikut (Suripin,2003).

$$(pX) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left[\frac{(x-\mu)^2}{2s^2}\right]} \quad (3.10)$$

dengan :

(pX) = Nilai logaritmik dari X atau log (X)

X = Variabel acak kontinu

μ = Rata-rata nilai X

s = Standar deviasi nilai X

Untuk analisis kurva normal cukup menggunakan parameter statistik μ dan s . Bentuk kurvanya simetris terhadap $X = \mu$ dan grafiknya selalu di atas sumbu datar X , serta mendekati (*berasimtot*) sumbu datar X , dimulai dari $X = \mu + 3s$ dan $X = \mu - 3s$. Nilai mean = modus = median. Nilai X mempunyai batas $-\infty < X < +\infty$.

Luas dari kurva normal selalu sama dengan satu unit,

$$P(-\infty < X < +\infty) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left[\frac{(x-\mu)^2}{2s^2}\right]} \cdot dx \quad (3.11)$$

Untuk menentukan peluang nilai X antara $X = x_1$ dan $X = x_2$,

$$P(x_1 < X < x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left[\frac{(x-\mu)^2}{2s^2}\right]} \cdot dx \quad (3.12)$$

Apabila nilai X adalah standar, dengan kata lain nilai rata-rata $\mu = 0$ dan deviasi standar $s = 1$, maka persamaan $P(x_1 < X < x_2)$ diatas dapat ditulis sebagai berikut.

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} \quad (3.13)$$

Dimana t adalah,

$$t = \frac{X - \mu}{s} \quad (3.14)$$

b. Distribusi Gumbel Tipe I

Digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir. Menghitung curah hujan rencana dengan metode sebaran Gumbel Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (Soemarto, 1999).

Analisis Frekuensi Hujan Rencana (Metode Gumbel)

$$X_T = X_T \bar{x} + \frac{s}{s_n} (Y_T - Y_n) \quad (3.15)$$

Standar Deviasi (Simpangan Baku)

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (3.16)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan Y_T

$$Y_T = \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (3.17)$$

dengan :

X_T = Nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun

\bar{x} = Nilai rata-rata hujan

s = Standar deviasi (Simpangan Baku)

Y_T = Nilai reduksi variat

Y_n = Nilai rata-rata dari reduksi variat

s_n = Deviasi standar dari reduksi variat

c. Log Pearson Type III

Distribusi log pearson III banyak digunakan dalam hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum. Bentuk distribusi log pearson III merupakan hasil transformasi dari distribusi pearson III dengan transformasi variat menjadi nilai log distribusi log pearson III digunakan apabila hasil hitungan parameter statistik C_s dan C_k mempunyai nilai selain parameter statistik untuk distribusi yang lain (normal, log normal dan Gumbel), Bambang Triatmodjo (2008). Bentuk kumulatif dan distribusi log pearson III dengan nilai variat x , seperti pada Persamaan 3.18 berikut :

$$y_T = \bar{y} + K_s y \quad (3.18)$$

dengan :

y_T = Nilai logaritmik dari x dengan periode ulang T

\bar{y} = Nilai rerata dari y_i

s_y = Standar deviasi dari y_i

K = Faktor frekuensi

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut.

- 1) Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $y_1, y_2, y_3, \dots, y_i$ menjadi $y_i = \log x_i$
- 2) Menghitung harga rata-rata

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (3.19)$$

dengan :

\bar{y} = Harga rata-rata logaritmik

n = Jumlah data

y_i = Nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks).

- 3) Menghitung harga standar deviasinya (s)

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (3.20)$$

dengan :

s = Standar deviasi

- 4) Menghitung koefisien *skewness* (C_s)

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3 \quad (3.21)$$

$$C_s = \frac{a}{s} \quad (3.22)$$

dengan :

C_s = Koefisien *skewness*

- 5) Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun

$$y_T = \bar{y} + Ks_y \quad (3.23)$$

dengan :

y_T = Nilai logaritmik dari x dengan periode ulang T

\bar{y} = Nilai rerata dari y_i

s_y = Standar deviasi dari y_i

K = Faktor frekuensi

6) Menghitung koefisien *kurtosis* (C_k)

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^4 \quad (3.24)$$

dengan :

C_k = Koefisien *kurtosis*

7) Menghitung koefisien variasi (C_v)

$$C_v = \frac{s_y}{y} \quad (3.25)$$

dengan :

C_v = Koefisien variasi

s_y = Standar deviasi dari y_i

d. Distribusi Log Normal

Jika variabel acak $Y = \log X$ terdistribusi secara normal, maka X dikatakan mengikuti distribusi log normal. Untuk distribusi log normal dapat dituliskan dalam bentuk rata-rata seperti Persamaan 3.25 dan 3.26. (Suripin, 2003).

$$P(X) = \frac{1}{Xs\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left[\frac{Y-\mu_y}{2s_y^2}\right]} \text{ dengan } X > 0 \quad (3.26)$$

$$Y = \log X \quad (3.27)$$

dengan :

$P(X)$ = Peluang log normal

X = Nilai variat pengamatan

s_y = Standar deviasi nilai variat Y

μ_y = Nilai rata-rata populasi Y

3. Pengujian

Pengujian untuk jenis distribusi yang dipilih sesuai data yang ada, yaitu uji Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov (Sri Harto, 1991). Pengujian ini dilakukan setelah digambarkan hubungan antara kedalaman hujan atau debit dan nilai probabilitas pada kertas probabilitas.

- a. Uji Chi kuadrat untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Uji Chi Kuadrat dapat dituliskan seperti Persamaan 3.28.

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(of - Ef)^2}{Ef} \quad (3.28)$$

dengan :

χ^2 = Harga Chi-Kuadrat terhitung

of = Frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

Ef = Frekuensi (banyak pengamatan) yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya.

n = Jumlah sub kelompok pada satu grup

Nilai χ^2 yang diperoleh harus lebih kecil dari nilai χ^2_{cr} (Chi-Kuadrat kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5 %. Derajat kebebasan dihitung dengan Persamaan 3.29.

$$DK = K - (\alpha + 1) \quad (3.29)$$

dengan :

DK = Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

α = Banyaknya keterikatan (banyaknya parameter)

- b. Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov juga disebut uji kecocokan non parametrik dikarenakan pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, namun dengan memperhatikan kurva dan penggambaran data pada kertas probabilitas. Berdasarkan gambar dapat diketahui jarak penyimpangan setiap titik data terhadap kurva. Jarak penyimpangan terbesar merupakan nilai Δ_{kritik} dengan kemungkinan didapat nilai lebih kecil dari nilai Δ_{kritik} , maka jenis distribusi yang dipilih dapat digunakan. Nilai Δ_{kritik} diperoleh dari Lampiran 2

3.3.3 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi intensitasnya. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau (Suripin, 2003).

Rumus yang dipakai adalah rumus menurut Dr. Mononobe, karena data hujan pendek tidak ada, maka intensitas hujan dapat dihitung dengan Persamaan 3.30 seperti berikut ini.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \quad (3.30)$$

dengan :

I = Intensitas hujan (mm/jam)

t = Lamanya hujan (jam)

R_{24} = Curah hujan maksimum harian (selama 24 jam-mm)

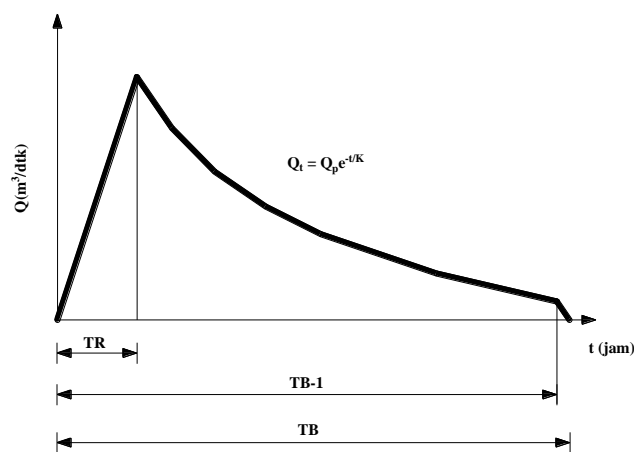
3.3.4 Debit Banjir Rencana

Perancangan bangunan Sabo Dam sungai Woro perhitungan debit banjir rencana menggunakan hidrograf sintetis gama I dan hidrograf satuan sintetis nakayasu. Pemilihan debit kala ulang sebagai acuan desain bangunan *Sabo Dam* sungai Woro menggunakan kala ulang 100 tahun, dikarenakan morfologi sungai Woro termasuk kategori sungai yang lebar. Berdasarkan dipilihnya dua metode

banjir rencana sebagai perbandingan dan pemilihan debit puncak tertinggi kala uilang 100 tahun.

1. Metode Gama I

HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*) dan sisi turun (*recession limb*). Gambar 3.4 menunjukkan HSS Gama I dalam gambar tersebut tampak ada patahan dalam sisi resesi. Hal ini disebabkan sisi resesi mengikuti persamaan eksponensial yang tidak memungkinkan debit tidak sama dengan nol



Gambar 3. 4 Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

(Sumber : Triatmodjo,2008)

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise - TR*), debit puncak (Q_p), waktu dasar (TB), dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) yang mengikuti Persamaan 3.31 berikut ini.

$$Q_t = Q_p e^{-t/K} \quad (3.31)$$

dengan :

Q_t = Debit pada jam ke t (m^3/det)

Q_p = Debit puncak (m^3/det)

t = Waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K = Koefisien tampungan (jam)

Berdasarkan persamaan-persamaan yang digunakan dalam HSS Gama I adalah sebagai berikut ini.

a. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$TR = 0,43 \left(\frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \quad (3.32)$$

b. Debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381} \quad (3.33)$$

c. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \quad (3.34)$$

d. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617A^{0,1798} S^{-1,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452} \quad (3.35)$$

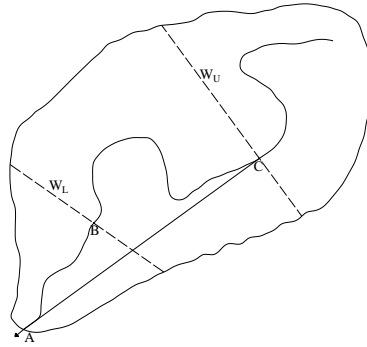
e. Aliran Dasar (Q_b)

$$Q_b = 0,4715A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (3.36)$$

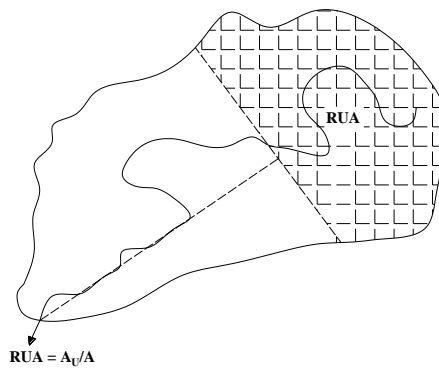
dengan :

A	= Luas DAS (km ²)
L	= Panjang sungai utama (km)
S	= Kemiringan dasar sungai
SF	= Faktor sumber
SN	= Frekuensi sumber
WF	= Faktor lebar
JN	= Jumlah pertemuan sungai
SIM	= Faktor simetri
RUA	= Luas DAS sebelah hulu
D	= Kerapatan jaringan kuras

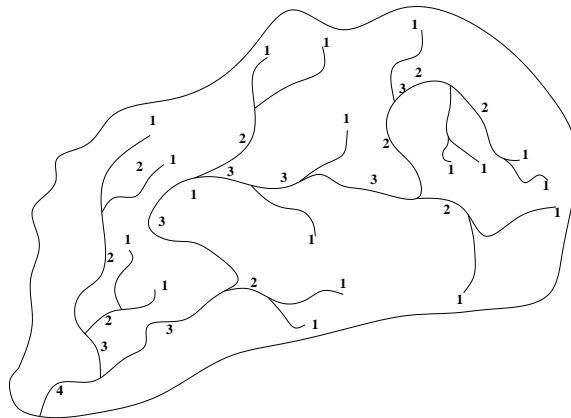
Berdasarkan data peta topografi dan data sungai dihitung beberapa parameter Gama I seperti pada Gambar 3.5 sampai Gambar 3.7.



Gambar 3. 5 Sketsa Penetapan WF



Gambar 3. 6 Sketsa Penetapan RUA



Gambar 3. 7 Sketsa Penentuan Pangsa Sungai Parameter Gama I

Persamaan tambahan yang terkait dengan HSS Gama I adalah indeks infiltrasi atau Φ indeks. Besarnya Φ indeks dapat dihitung dengan Persamaan 3.37 berikut ini.

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^6 A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN} \right)^4 \quad (3.37)$$

dengan :

Φ indeks = Indeks infiltrasi (mm/jam)

A = Luas DAS (km²)

SN = Frekuensi sumber

2. Metode Nakayasu

Hidrograf satuan sintetis Nakayasu dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang (Soemarto, 1987). Bentuk HSS Nakayasu diberikan oleh Gambar 3.8 dan persamaan berikut ini.

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left(\frac{A Re}{0,3T_p + T_{0,3}} \right) \quad (3.38)$$

$$T_p = t_g + 0,8T_r \quad (3.39)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km} \quad (3.40)$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km} \quad (3.41)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (3.42)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (3.43)$$

dengan :

Q_p = Debit puncak banjir

A = Luas DAS (km²)

Re = Curah hujan efektif (1 mm)

T_p = Waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)

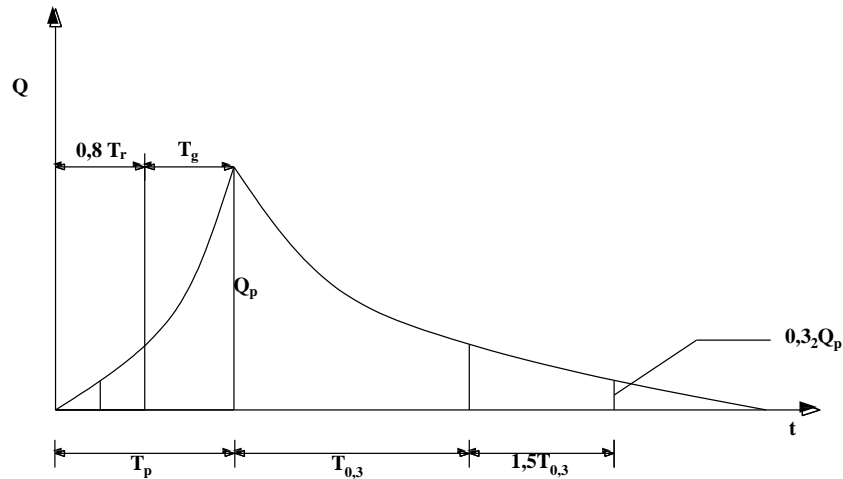
$T_{0,3}$ = Waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak (jam)

t_g = Waktu konsentrasi (jam)

t_r = Satuan waktu dari curah hujan (jam)

α = Koefisien karakteristik DAS biasanya diambil 2

L = Panjang sungai utama (km)



Gambar 3. 8 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

(Sumber : Triatmodjo,2008)

Bentuk hidrograf satuan diberikan oleh Persamaan 3.44 sampai 3.47 berikut :

a. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q_p = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (3.44)$$

b. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q_r = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}} \quad (3.45)$$

c. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})} \quad (3.46)$$

d. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]/(2T_{0,3})} \quad (3.47)$$

3.4 PERANCANGAN SABO DAM

Bangunan *Sabo Dam* merupakan suatu konstruksi bangunan air yang berfungsi sebagai penahan, penampung dan pengendali sedimen yang larut pada aliran sungai. Pemilihan lokasi *Sabo Dam* harus pada lokasi yang paling menguntungkan di berbagai aspek, seperti dari perencanaan dan pengoprasian. Pemilihan lokasi *Sabo Dam* dipilih atas beberapa pertimbangan, antara lain :

1. Kondisi topografi di sekitar *Sabo Dam*

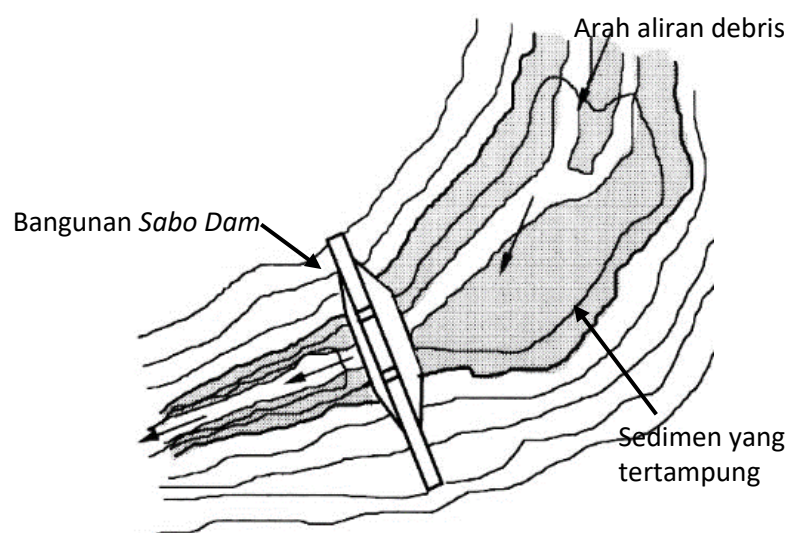
Sabo Dam sebaiknya ditempatkan pada palung yang sempit namun palung di hulunya cukup lebar sehingga dapat menampung sedimen dalam jumlah besar seperti pada Gambar 3.9 . Mempunyai tebing yang tinggi dan curam agar ketika terjadi banjir lahar tidak melimpas di sekitar sungai.

2. Kondisi tanah pondasi

Sabo Dam sebaiknya ditempatkan pada tanah yang pondasinya cukup baik, agar bangunan menjadi kokoh dan stabil. Secara teknis *Sabo Dam* dapat dibangun pada tanah yang kurang baik, namun hal ini dapat menimbulkan biaya yang lebih besar.

3. Biaya pelaksanaan

Beberapa alternatif lokasi juga harus mempertimbangkan besarnya biaya pelaksanaan, teknis pengerjaan, dan tenaga yang di butuhkan.



Gambar 3.9 Posisi *Sabo Dam*

(Sumber : Joko Cahyono, 2000)

3.4.1 Perhitungan Debit Desain

Debit banjir rencana dalam perancangan ini adalah debit yang timbul akibat adanya gabungan massa air dan massa sedimen yang diperkirakan melimpas pada alur sungai Woro. Besarnya debit banjir rencana dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut ini.

$$Q_d = \alpha \times Q_p \quad (3.48)$$

$$\alpha = \frac{C^*}{C^* - C_d} \quad (3.49)$$

$$C_d = \frac{\tan \theta}{\rho_s \cdot \rho_w - 1(\tan \varphi - \tan \theta)} \quad (3.50)$$

dengan :

Q_d = Debit banjir rencana termasuk sedimen (m³/det)

Q_p = Debit puncak banjir (m³/det)

α = Koefisien kandungan sedimen

C^* = Konsentrasi volumetrik sedimen pada endapan aliran debris

C_d = Konsentrasi volumetrik sedimen pada aliran debris yang bergerak

ρ_s = Berat volume air (t/m³)

ρ_w = Berat volume sedimen (t/m³)

$\tan \theta$ = Kemiringan dasar sungai

$\tan \varphi$ = Koefisien gesekan dalam sedimen

3.4.2 Perancangan Main Dam

Perancangan *Main Dam* merupakan perhitungan bagian-bagian pada tubuh *Main Dam* yang diwajibkan mampu menahan terjangan aliran lahar. Perhitungan bagian-bagian *Main Dam* adalah sebagai berikut.

1. Tinggi efektif *Main Dam*

Tinggi efektif *Main Dam* direncanakan dengan tinggi tertentu agar *dam* penahan memiliki daya tampung yang cukup besar. Penentuan tinggi main dam ditentukan oleh ketinggian tebing pada sisi kiri dan kanan sungai serta kondisi

tanah pada tebing. Ketinggian main dam juga direncanakan berdasarkan dengan kemiringan dsar sungai stabil atau berada di bawah ketinggian tebing sungai agar saat terjadi limpasan, air tidak meluap ke kiri dan kanan sungai.

2. Perancangan lebar peluap *Main Dam*

Menghitung lebar peluap *Main Dam* menggunakan persamaan (salamun, 2010) sebagai berikut ini.

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Q_d} \quad (3.51)$$

dengan :

B_1 = Lebar peluap (m)

Q_d = Debit rencana (m^3/det)

a = Koefisien limpasan

Besarnya koefisien limpasan tergantung dari Luas DAS, dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut :

Tabel 3. 1 Nilai Koefisien Limpasan (a)

Luas Daerah Aliran	Koefisien Limpasan
$A \leq 1 \text{ km}^2$	2-3
$1 \text{ km}^2 \leq A \leq 10 \text{ km}^2$	3-4
$10 \text{ km}^2 \leq A \leq 100 \text{ km}^2$	3-5
$A \geq 100 \text{ km}^2$	3-6

Sumber : Salamun, 2010

3. Tinggi limpasan di Atas Peluap (h_3)

Debit yang mengalir di atas peluap dihitung dengan rumus sebagai berikut (Sabo Engineering (JICA), 1998: 7)

$$Q_d = \left(\frac{2}{15}\right) \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3b_1 + 2b_2) \cdot h_3^{3/2} \quad (3.52)$$

dengan :

Q_d = Debit banjir rencana (m^3/det)

C = Koefisien debit (0,6 – 0,66)

g = Percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/det}^2$)

b_1 = Lebar peluap bagian bawah (m)

b_2 = Lebar muka air di atas peluap (m)

h_3 = Tinggi air di atas peluap (m)

4. Tinggi jagaan

Tinggi jagaan diperhitungkan berdasarkan debit banjir rencana. Tinggi jagaan diperhitungkan untuk menghindari meluapnya aliran air ke samping. Tinggi jagaan dapat ditentukan berdasarkan debit banjir rencana sesuai Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Tinggi Jagaan

Debit Rencana (m^3/det)	Tinggi jagaan (m)
$Q \leq 200$	0,60
$200 \leq Q \leq 500$	0,80
$Q \geq 500$	1,00

Sumber : *Sabo Engineering (JICA), 1998*

5. Tebal mercu peluap *Main Dam*

Tebal mercu peluap harus diperhatikan terhadap segi stabilitas dan kemungkinan kerusakan akibat aliran *debris*. Mercu berbentuk ambang lebar. Sebagai pedoman penentuan lebar mercu peluap digunakan Tabel 3.4

Tabel 3. 2 Tebal Mercu Peluap *Main Dam*

Sedimen	Sifat Hidraulik Aliran	Lebar Mercu, b (m)
Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu-batu kecil	Gerakan mandiri (lepas)	1,5 - 2
Batu-batu besar	Gerakan massa (<i>debris flow</i>)	3 - 4

Sumber : SNI Tata Cara Perencanaan Teknik Bendung Penahan Sedimen

6. Kedalaman Pondasi *Main Dam*

Menghitung kedalaman pondasi *Main Dam* yang digunakan adalah persamaan berikut ini.

$$h_s = \left(\frac{1}{3} s.d. \frac{1}{4} \right) (h_3 + h_1) \quad (3.53)$$

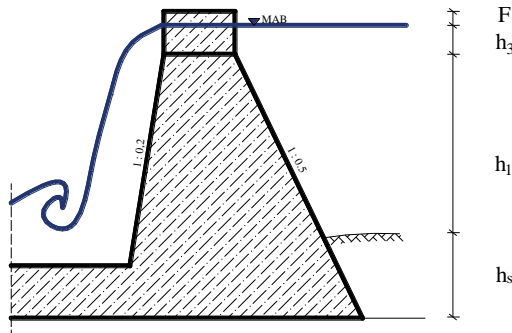
dengan :

h_3 = Tinggi air diatas peluap (m)

h_1 = Tinggi efektif *Main Dam* (m)

h_s = Kedalaman pondasi *Main Dam* (m)

sketsa ke dalam pondasi *Main Dam* dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut



Gambar 3. 10 Sketsa Tinggi Efektif dan Kedalaman Pondasi *Main Dam*

7. Kemiringan tubuh *Main Dam*

Kemiringan tubuh *Main Dam*, baik kemiringan pada bagian hulu maupun bagian hilir tubuh *Main Dam* sangat berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Biasanya pada pekerjaan Sabo Dam, kemiringan pada bagian hilir lebih kecil dari pada bagian hulunya. Hal ini berfungsi untuk menghindari batu-batuan yang melimpas dari peluap *Main Dam* yang dapat menyebabkan abrasi pada bagian hilir *Main Dam*.

a. Kemiringan hilir

Kemiringan tubuh *Main Dam* bagian hilir didasarkan kecepatan kritis air dan material yang melewati peluap yang diteruskan jatuh secara bebas secara gravitasi ke lantai terjun. Biasanya diambil 1 : 0,2 (Sabo Engineering (JICA), 1998 :17)

b. Kemiringan hulu

Kemiringan hulu *Main Dam* dengan $h < 15$ m dihitung dengan Persamaan 3.53 berikut : (Sabo Engineering (JICA), 1998:22):

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta]m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (3.54)$$

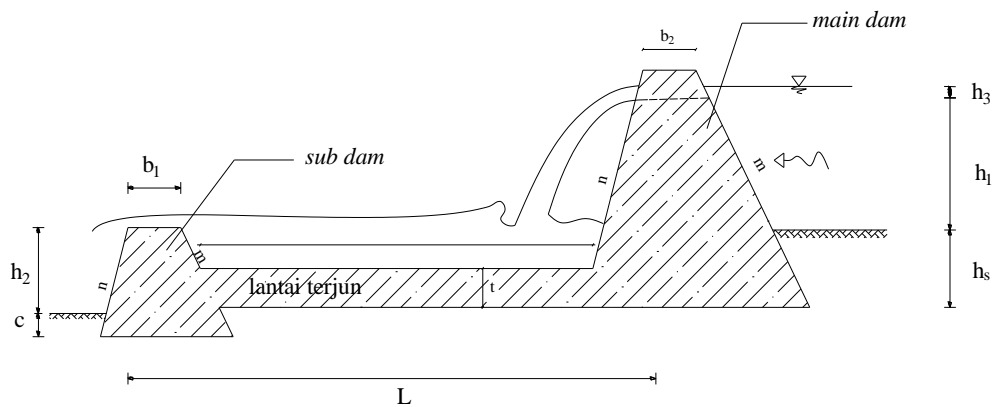
kemiringan bagian hulu (untuk tinggi *Main Dam* 15 m)

$$\begin{aligned}
& \{(1+\alpha-\omega)(1-\mu)+\delta(2\varepsilon^2-\varepsilon^3)\}m^2+[2(n+\beta) \\
& \{1+\delta\varepsilon^2-\mu(1+\alpha-\omega)-\omega\}+n(4\alpha+\gamma)+2\alpha.\beta]m \\
& -(1+3.\alpha)-\mu(1+\alpha-\omega)(n+\beta)^2-\delta C_s\varepsilon^2+\alpha\beta \\
& (4n+\beta)+\gamma(3n\beta+\beta^2+n^2)-\omega(\beta+n)^2=0
\end{aligned} \tag{3.55}$$

dengan :

- m = Kemiringan tubuh bendung utama bagian hilir
- n = Kemiringan tubuh bendung utama bagian hilir
- α = Rasio tinggi peluap dan tinggi bendung penahan
- β = Rasio panjang dasar peluap dan tinggi total bendung penahan
- γ = Rasio γ_c dan γ_o
- γ_c = Berat isi bendung penahan
- γ_o = Berat isi aliran
- δ = Rasio dari γ_s dan γ_w
- γ_s = Berat isi sedimen dalam air
- γ_w = Berat isi air
- μ = Koefisien uplift
- ε = Rasio dari h_s dan h
- ω = Rasio dari h_2 dan h
- C_s = Koefisien tanah endapan

Sketsa kemiringan hulu, kemiringan hilir dan bagian-bagian *Sabo dam* dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3. 11 Sketsa Bagian-Bagian *Sabo Dam*

8. Perancangan konstruksi sayap *Main Dam*

Sayap *Main Dam* direncanakan sebagai sayap yang tidak dilimpasi air dan mempunyai kemiringan kearah dalam dari kedua sisi *Main Dam*, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.12.

a. Kemiringan sayap

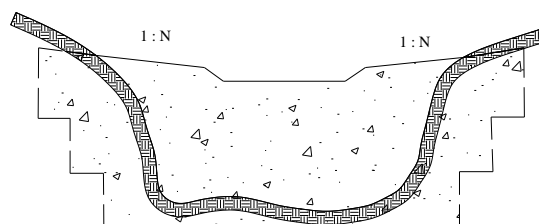
Kemiringan sayap ditentukan sesuai kemiringan dasar sungai arus deras alur sungai.

b. Lebar mercu sayap

Lebar mercu sayap diambil sama dengan lebar mercu peluap atau sedikit lebih kecil.

c. Penetrasi sayap

Sayap harus direncanakan masuk ke dalam tebing, karena tanah pada bagian tebing sungai mudah tergerus oleh aliran air. Penetrasi sayap untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3. 9 Sketsa Sayap *Main Dam*

3.4.3 Perancangan *Sub Dam* dan Lantai Terjun

Perancangan *Sub Dam* dan lantai terjun sangat dibutuhkan agar bangunan *Main Dam* tidak terguling akibat adanya gerusan oleh aliran air. Perhitungan bagian-bagian *Sub Dam* dan lantai terjun adalah sebagai berikut.

1. Lebar dan tebal peluap *Sub Dam*

Lebar dan peluap *Sub Dam* direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar dan tebal *Main Dam*

2. Perhitungan tebal lantai terjun

Tebal lantai diperhitungkan dengan persamaan sebagai berikut

$$t = 0,2(0,6h_1 + 3.h_3 - 1,0) \quad (3.56)$$

dengan :

t = Tebal lantai terjun (m)

c = Koefisien untuk pelindung air

koefisien besarnya 0,1 apabila menggunakan pelindung dan 0,2 apabila tanpa pelindung

h_1 = Tinggi *Main Dam* (m)

h_3 = Tinggi air di atas mercu *Main Dam* (m)

3. Tinggi *Sub Dam*

Tinggi *Sub Dam* direncanakan dengan rumus sebagai berikut (*Sabo Engineering (JICA), 1998 :37*)

$$h_2 = \left(\frac{1}{3} \cdot s \cdot d \cdot \frac{1}{4}\right)(h_1 + h_s) \quad (3.57)$$

dengan :

h_2 = Tinggi mercu *Sub Dam* dari lantai terjun (m)

h_1 = Tinggi efektif *Main Dam* (m)

h_s = Kedalaman pondasi *Main Dam* (m)

4. Panjang lantai terjun

Panjang lantai terjun adalah jarak antara *Main Dam* dan *Sub Dam*, ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

Tinggi *Main Dam* kurang dari 20 m maka panjang lantai terjun :

$$L = (1,5s.d2,0)(h_1 + h_s) \quad (3.58)$$

Tinggi *Main Dam* lebih dari 20 m (*Sabo Engineering (JICA), 1998 : 39*) maka panjang lantai terjun :

$$L = l_w + x + b_2 \quad (3.59)$$

$$l_w = V_0 \left[\frac{2(h_1 + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right]^{1/2} \quad (3.60)$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad (3.61)$$

$$x = \beta \cdot h_j \quad (3.62)$$

$$h_j = \frac{h_1''}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right] \quad (3.63)$$

$$h_1'' = \frac{q_1}{h_3} \quad (3.64)$$

$$V_1 = \sqrt{2g(h_1'' + h_3)} \quad (3.65)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1''}} \quad (3.66)$$

$$h_1' = h_j - h_2 \quad (3.67)$$

dengan :

l_w = Panjang terjunan dari mercu bendung utama

x = Panjang olakan

b_2 = Lebar mercu sub bendung

q_0 = Debit per meter pada peluap

h_3 = Tinggi air diatas mercu bendung utama

h_1' = Tinggi ambang sub bendung

β = Koefisien, besarnya antara 4,5-5,0

h_j = Tinggi loncatan hidraulik pada sub dam

h_1 = Tinggi air pada titik jatuh terjunan

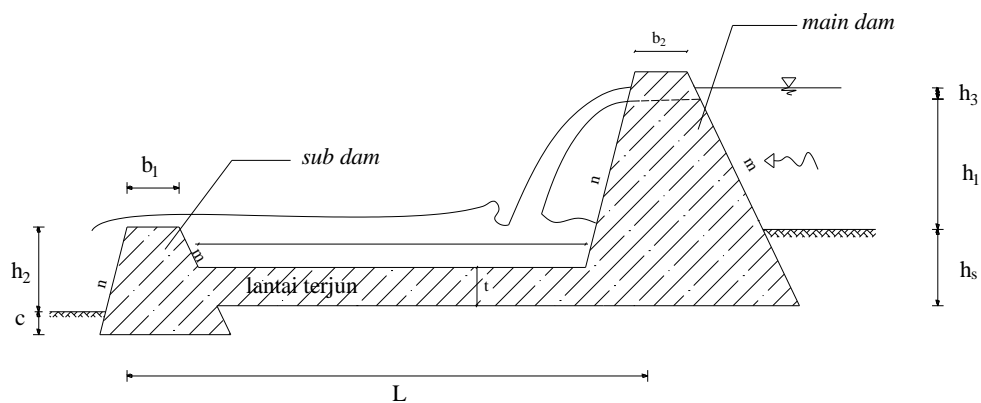
h_2 = Tinggi air di atas mercu sub dam

q_1 = Debit aliran tiap meter lebar pada titik jatuh terjunan

V_1 = Kecepatan jatuh pada terjunan

F_1 = Angka *Froude* aliran pada titik terjunan

Sketsa *Main Dam*, panjang lantai terjun dan *Sub Dam* dapat dilihat pada Gambar 3.13.



Gambar 3. 10 Sketsa *Main Dam*, Lantai Terjun dan *Sub Dam*

5. Perhitungan pondasi *Sub Dam*

Kedalaman pondasi *Sub Dam* diperhitungkan berdasarkan dalamnya *scouring* yang akan terjadi di hilir *Sub Dam*. Perhitungannya digunakan rumus sebagai berikut ini.

$$Z_s = 2,89 \left(\frac{q^{0,82}}{d_{85}^{0,23}} \right) \left(\frac{h_3}{q^{0,667}} \right)^{0,93} - h_3 \quad (3.68)$$

dengan :

d_{85} = Diameter partikel 85 % dari *grain size distribution* (mm)

Z_s = *Scouring* yang terjadi (m)

q = Debit per meter peluap ($m^3/det/m$)

h_3 = Tinggi air di hulu *Main Dam* (m)

Setelah *scouring* diketahui kita dapat mengetahui kedalaman pondasi *Sub Dam* dengan rumus :

$$C > Z_s - h_2 \quad (3.69)$$

dengan :

C = Kedalaman pondasi Sub Dam (m)

R = *Scouring* yang terjadi (m)

h_2 = Tinggi *Sub Dam*

6. Panjang *riverbed protection*

Penentuan panjang *riverbed protection* menggunakan Persamaan 3.68 sebagai berikut.

$$L_{rp} = 0,67 \times c \times \sqrt{qZ_s} \quad (3.70)$$

7. Kemiringan tubuh *Sub Dam*

Kemiringan tubuh *Sub Dam* bagian hulu dan hilir direncanakan sama dengan kemiringan tubuh *Main Dam* (*Sabo Engineering (JICA)*, 1998 : 40)

8. Konstruksi Sayap *Sub Dam*

Kedalaman pondasi sayap *Sub Dam* harus sama dengan kedalaman pondasi *Sub Dam*, hal ini untuk menghindari *scouring*.

3.4.4 Bangunan Pelengkap

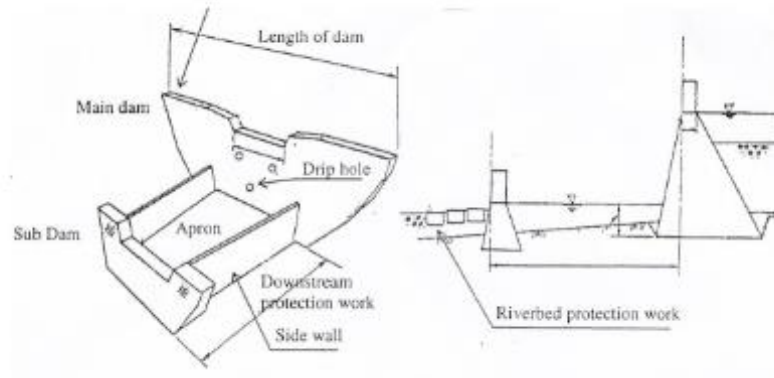
Bangunan pelengkap merupakan bangunan untuk mendukung kestabilan bangunan *Sabo Dam*. Perhitungan bangunan pelengkap adalah sebagai berikut.

1. Konstruksi dinding tepi

Konstruksi dinding tepi bangunan merupakan bangunan pelengkap untuk menahan erosi dan longsoran antara *Main Dam* dan *Sub Dam* yang disebabkan oleh jatuhnya air melewati mercu *Main Dam*.

Syarat yang harus diperhatikan dalam perancangan dinding tepi adalah (*Sabo Engineering (JICA)*, 1998 : 41)

- a. Letak tembok tepi harus disebelah luar dari pengaruh air-air terjun.
- b. Elevasi tembok tepi harus diambil sama tinggi dengan sayap *Sub Dam* atau lebih tinggi.
- c. Elevasi dari dasar tembok tepi sebaiknya dibuat sama dengan elevasi dasar lantai atau bila ada lantai dibuat sama dengan elevasi dasar *Main Dam*.



Gambar 3. 11 Sketsa Dinding Tepi

Sumber : *Sabo Engineering*, 1998

2. Lubang drainase (Drip Hole)

Lubang drainase pada Main dam direncanakan berukuran 1,5 sampai 2 kali diameter butiran terbesar (*Sabo Engineering (JICA), 1998*) agar membiarkan sedimen mengalir sehingga *Sabo Dam* tetap kosong, karena *Sabo Dam* direncanakan untuk mengantisipasi aliran debris di masa yang akan datang. *Main Dam* dengan rumus di bawah ini.

$$Q = C.A.\sqrt{2.g.h_o} \quad (3.71)$$

dengan :

Q = Debit desain (m³/det)

C = Koefisien debit

A = Luas lubang drainase (m²)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/det²)

h_o = Tinggi air di hulu *Main Dam* sampai titik tengah lubang drainase (m)

3.4.5 Stabilitas Perancangan *Sabo Dam*

Stabilitas *Main Dam* harus diperhitungkan dalam dua keadaan yaitu pada saat kondisi banjir dan kondisi normal yang dilakukan dengan menghubungkan beban-beban rencana seperti pada Tabel 3.5 (*Sabo engineering (JICA) 1998 : 18*) :

Tabel 3. 3 Gaya yang Bekerja pada *Main Dam*

Tinggi <i>Dam</i>	Keadaan Biasa Termasuk Gempa	Keadaan Banjir
$H < 15 \text{ m}$	-	W, P
$H > 15 \text{ m}$	W, P, P_c , U, I, P_d	W, P, P_c , U

Sumber : *Sabo engineering (JICA) 1998*

dengan :

W = Berat sendiri konstruksi (ton)

P = Tekanan air statik (ton)

P_c = Tekanan sedimen (ton)

U = Gaya angkat (ton)

I = Gaya inersia akibat gempa (ton.m)

P_d = Tekanan air dinamik (ton)

1. Stabilitas *Main Dam* pada saat kondisi banjir

Pada kondisi banjir gaya-gaya yang terjadi pada tubuh *Main Dam* adalah :

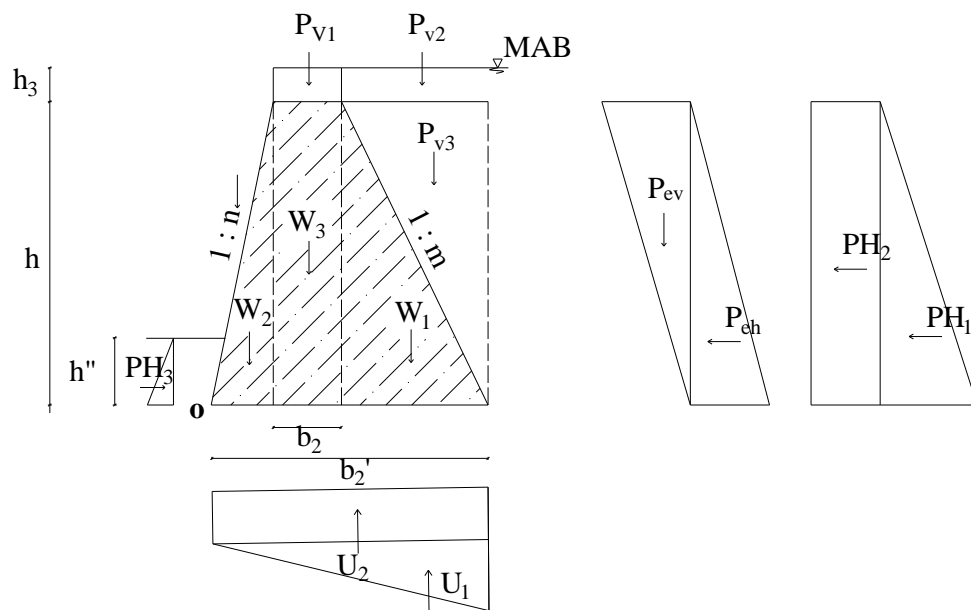
- a. Gaya akibat beban sendiri konstruksi
- b. Gaya akibat tekanan air statis
- c. Gaya akibat tekanan tanah sedimen

Gaya akibat tekanan air ke atas (*uplift pressure*) Dengan koefisien uplift (μ) sebesar 0,5.

Akibat pengaruh gaya-gaya di atas maka tubuh *Main Dam* harus aman terhadap guling, geser dan penurunan (*settlement*). Angka keamanan harus melebihi dari yang diisyaratkan. Syarat yang harus dipenuhi adalah :

- 1) Stabilitas terhadap guling 1,5 – 2
- 2) Stabilitas terhadap geser 1,5 – 2
- 3) $Q_{maks} < Q_{ult}$

Gaya yang terjadi pada tubuh *Main Dam* pada saat kondisi banjir dapat dilihat pada Gambar 3.15 berikut.

Gambar 3. 12 Gaya yang Bekerja pada *Main Dam* Saat Kondisi BanjirTabel 3.6 Gaya yang Bekerja pada *Main Dam* Saat Kondisi Banjir

Notasi	Gaya yang Bekerja	Panjang Lengan Terhadap Titik O
W_1	$0,5.m.h^2 \cdot \gamma_m$	$(1/3 \cdot m \cdot h) + b_2 + (n \cdot h)$
W_2	$b_2.h \cdot \gamma_m$	$(1/2 \cdot b_2) + (n \cdot h)$
W_3	$0,5.n.h^2 \cdot \gamma_m$	$2/3 \cdot n \cdot h$
PH_1	$\frac{1}{2} \cdot (h_1)^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot h_1$
PH_2	$h_1 \cdot h_3 \cdot \gamma_w$	$\frac{1}{2} \cdot h_1$
PH_3	$\frac{1}{2} h''^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot h''$
P_{eh}	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot (h_1)^2 \cdot \gamma' \cdot K_a$	$1/3 \cdot h_1$
P_{ev}	$0,5.m.h^2 \cdot \gamma'$	$(2/3 \cdot m \cdot h) + b_2 + (n \cdot h)$
P_{v1}	$b_2 \cdot h_3 \cdot \gamma_w$	$(1/2 \cdot b) + (n \cdot h)$
P_{v2}	$m \cdot h \cdot h_3 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot n \cdot h$
P_{v3}	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma_w$	$(2/3 \cdot m \cdot h) + b_2 + (n \cdot h)$
U_1	$\gamma_w \cdot b_2' \cdot h'' \cdot 0,5$	$\frac{1}{2} \cdot b_2'$
U_2	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot b_2' \cdot (h+h_3-h'') \cdot 0,5$	$2/3 \cdot b_2'$

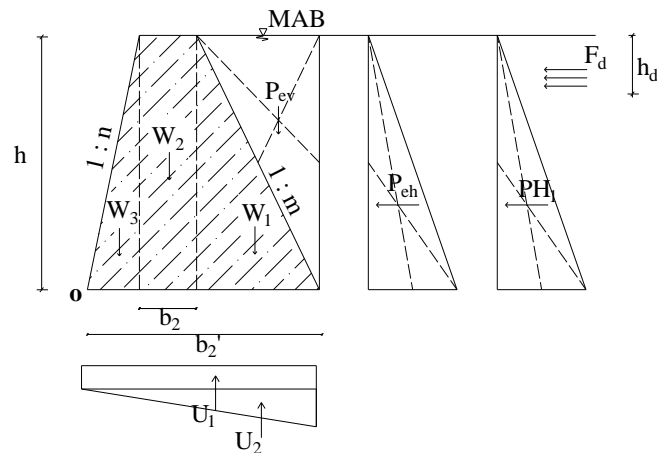
Sumber : *Sabo Engineering (JICA), 1998*

dengan :

$W_{1,2,3}$	= Berat sendiri konstruksi (ton)
$P_{v1,2}$	= Tekanan air arah vertikal (ton)
$PH_{1,2}$	= Tekanan air arah horizontal (ton)
$U_{1,2}$	= Gaya angkat (ton)
P_{ev}	= Tekanan sedimen arah vertikal (ton)
P_{eh}	= Tekanan sedimen arah horizontal (ton)
m	= Kemiringan hulu <i>Main Dam</i>
n	= Kemiringan hilir <i>Main Dam</i>
γ_w	= Berat jenis air (ton/m ³)
γ_m	= Berat jenis material konstruksi (ton/m ³)
γ'	= Berat jenis tanah efektif = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ (ton/m ³)
γ_{sat}	= Berat jenis tanah jenuh (ton/m ³)
K_a	= Tekanan tanah aktif = $\tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$
h	= Tinggi tubuh <i>Main Dam</i> (m)
h_1	= Tinggi efektif <i>Main Dam</i>
b_2	= Lebar mercu <i>Main Dam</i> (m)
b_2'	= Lebar dasar pondasi <i>Main Dam</i> (m)
h_3	= Tinggi air di atas peluap (m)
h_1''	= Tinggi air di atas lantai terjun (m)

2. Stabilitas *Main Dam* pada saat aliran normal

Sungai-sungai di daerah gunung berapi perlu diperhitungkan terhadap aliran *debris*. Aliran normal akan terjadi tumbukan pada dinding bagian hulu *Main Dam* oleh aliran *debris*, oleh Karena itu gaya tumbuk tersebut perlu diperhitungkan dalam perancangan *Main Dam*. Gaya yang bekerja pada saat kondisi air normal dapat dilihat pada Gambar 3.16 berikut.



Gambar 3. 13 Gaya yang Bekerja pada Main Dam pada Saat Air Normal

Tabel 3. 7 Gaya yang Bekerja pada *Main Dam* pada Saat Air Normal

Notasi	Gaya yang Bekerja	Panjang Lengan Terhadap Titik O
W_1	$0,5 \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma_m$	$(1/3 \cdot m \cdot h) + b + (n \cdot h)$
W_2	$b \cdot h \cdot \gamma_m$	$(1/2 \cdot b) + (n \cdot h)$
W_3	$0,5 \cdot n \cdot h^2 \cdot \gamma_m$	$2/3 \cdot n \cdot h$
PH_1	$1/2 \cdot (h_s)^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot h_s$
P_{eh}	$1/2 \cdot m \cdot (h_s)^2 \cdot \gamma'$	$1/3 \cdot h_s$
P_{ev}	$0,5 \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma'$	$(2/3 \cdot m \cdot h) + b + (n \cdot h)$
F_d	$F' \cdot h_d$	$H - (1/2 h_d)$
U_1	$\gamma_w \cdot b_2' \cdot (h+h_3-h'') \cdot 0,5$	$1/2 \cdot b_2'$
U_2	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot b_2' \cdot (h+h_3-h'') \cdot 0,5$	$2/3 \cdot b_2'$

Sumber : *Sabo Engineering (JICA), 1998*

dengan :

$W_{1,2,3}$ = Berat sendiri konstruksi (ton)

PH_1 = Tekanan air arah horizontal (ton)

P_{ev} = Tekanan sedimen arah vertikal (ton)

P_{eh} = Tekanan sedimen arah horizontal (ton)

$U_{1,2}$ = Gaya angkat (ton)

F_d = Gaya tumbukan akibat aliran *debris* terhadap *Main Dam*

h_d = Kedalaman aliran *debris* (m)

γ_w = Berat jenis air (ton/m³)

γ_m = Berat jenis material konstruksi (ton/m³)

γ' = Berat jenis tanah efektif

$$= \gamma_{sat} - \gamma_w \text{ (ton/m}^3\text{)}$$

γ_{sat} = Berat jenis tanah jenuh (ton/m³)

Ka = Tekanan tanah aktif

$$\tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$$

h = Tinggi tubuh *Main Dam* (m)

h_s = Tinggi sedimen di hulu *Main Dam*

B₂ = Lebar mercu *Main Dam* (m)

b₂' = Lebar dasar pondasi *Main Dam* (m)

h₃ = Tinggi air di atas peluap (m)

3. Akibat gempa

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa di mana wilayah 1 (satu) dengan kegempaan paling rendah dan wilayah 6 (enam) dengan kegempaan paling tinggi. Wilayah Jawa Tengah (SNI Gempa 2012) khususnya wilayah Klaten termasuk dalam wilayah gempa 3 (tiga), maka dengan perancangan ini gaya akibat gempa harus dikalikan dengan koefisien gempa yang besarnya diambil 1. Gaya gempa yang bekerja pada *Main Dam* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$H = k \times W \tag{3.72}$$

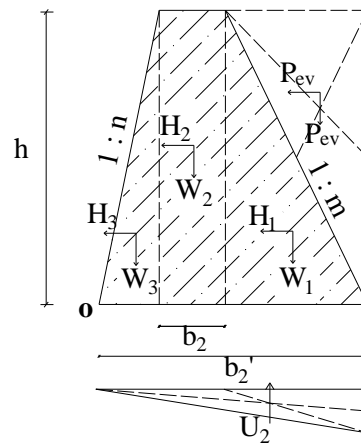
dengan :

H = Gaya gempa (ton)

k = Koefisien gempa = 0,3

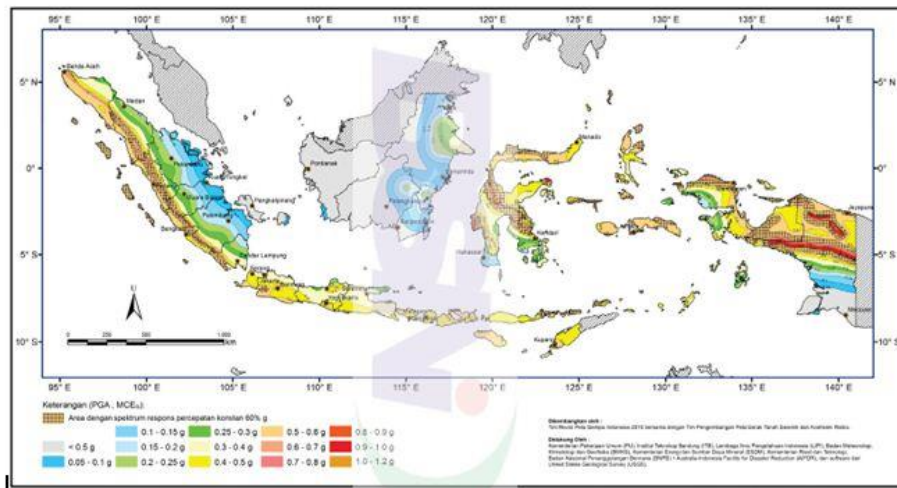
W = Berat konstruksi (ton)

Gaya yang bekerja pada *Main Dam* dapat dilihat pada Gambar 3.17 berikut.



Gambar 3. 14 Sketsa Gaya Akibat Gempa

Berikut ini pembagian wilayah gempa di Indonesia dapat dilihat pada Gambar 3.18 berikut.



Gambar 3. 15 Wilayah Gempa di Indonesia
(Sumber : SNI 1726, 2012)

4. Stabilitas dinding tepi

Angka keamanan dinding tepi gaya-gaya yang timbul yang diakibatkan oleh adanya timbunan tanah dan tekanan air dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.8 Harga Faktor Keamanan

Faktor Keamanan	Stabilitas	Waktu Normal/Banjir	Gempa
<i>Sabo Dam</i>	Guling	1,5	1,2
	Geser	1,5	1,2

Sumber : Sosrodarsono, 1985

a. Stabilitas terhadap guling

Mengontrol stabilitas *Sabo Dam* terhadap bahaya guling digunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$SF = \frac{M_t}{M_g} > 1,5 \quad (3.73)$$

dengan :

SF = Faktor keamanan (1,5 – 2)

M_t = Momen tahan (tm)

M_g = Momen guling (tm)

b. Stabilitas terhadap geser

Mengontrol stabilitas *Sabo Dam* terhadap geser digunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} > 1,5 \quad (3.74)$$

dengan :

SF = Faktor keamanan (1,5 – 2)

$\sum H$ = Jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

$\sum V$ = Jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

f = Koefisien geser

c. Kontrol terhadap daya dukung/penurunan

Mengontrol *Sabo Dam* terhadap daya dukung digunakan persamaan *Terzaghi* sebagai berikut ini.

$$Q_{ult} = c \cdot N_c + H_p \cdot \gamma' \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \quad (3.75)$$

dengan :

Q_{ult} = Daya dukung *ultimate* tanah (ton.m²)

c = Nilai kohesi tanah (ton/m²)

H_p = Kedalaman pondasi (m)

B = Lebar dasar *Main Dam* (m)

γ' = Berat jenis tanah efektif (ton/m³)

Eksentrisitas dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{maks/min} = \frac{\sum V}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad (3.76)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \quad (3.77)$$

$$x = \frac{M_t - M_g}{V} \quad (3.78)$$

dengan :

e = Eksentrisitas gaya akibat *Main Dam* (m)

Syarat = $1/3 \leq x \leq 2/3 B$ dan $e \leq 1/6 B$

5. Kontrol tebal lantai terjun terhadap terjunan

Tebal lantai terjun mampu menahan gaya angkat yang diakibatkan oleh rembesan air yang berada di bawah, hal ini harus dilakukan untuk menghindari pecahnya lantai terjun. Persamaan yang digunakan untuk mengontrol tebal lantai (Sosrodarsono dkk, 1985) adalah sebagai berikut ini.

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H \quad (3.79)$$

dengan :

U_x = Gaya angkat pada titik x (ton)

H_x = Tinggi air di hulu bangunan (m)

L_x = Panjang garis rembesan sampai titik yang ditinjau (m)

$\sum L$ = Panjang garis rembesan total

ΔH = Beda tinggi energi (m)

6. Kontrol terhadap rembesan

Mengontrol terhadap rembesan digunakan persamaan *Lane* (Sosrodarsono,1985) adalah sebagai berikut ini.

$$L = L_v + 1/3 L_h \quad (3.80)$$

$$L > c. \Delta H \quad (3.81)$$

dengan :

L = Panjang rembesan (m)

L_v = Panjang rembesan arah vertikal (m)

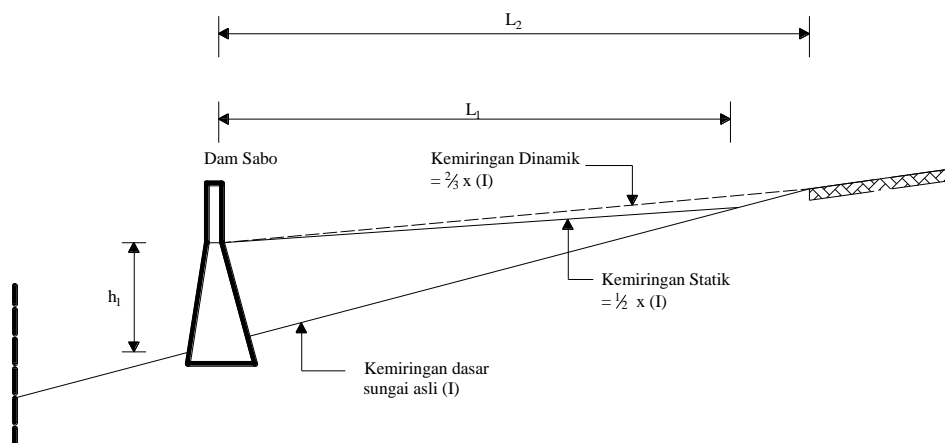
L_h = Panjang rembesan arah horizontal

c = Koefisien *Lane*

Δh = Beda tinggi muka air pada *Main Dam* dengan muka air *Sub Dam* (m)

3.5 KAPASITAS TAMPUNGAN

Kapasitas tampungan adalah jumlah sedimen yang bisa tertahan oleh bangunan pengendali sedimen. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.19.



Gambar 3. 16 Sketsa Kapasitas Tampungan Sedimen

Volume tampungan *Sabo Dam* dibagi menjadi dua macam yaitu tampungan mati (*dead storage*), tampungan total. Terdapat pula istilah tampungan kontrol, yaitu tampungan yang berubah menurut musim, dimana saat musim kemarau sedimen terendapkan di atas tampungan mati kemudian saat musim hujan

tampungan tersebut terbawa arus banjir untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.18. Berikut persamaan untuk menghitung tampungan *Sabo Dam*.

1. Tampungan Total

$$V_{\text{tot}} = \frac{1}{2} \cdot B \cdot h_1 \cdot L_1 \quad (3.82)$$

$$L_2 = \frac{h_1}{I_0 - I_D} \quad (3.83)$$

2. Tampungan Tetap/Mati

$$V_D = \frac{1}{2} \times h_1 \times B \times L_1 \quad (3.84)$$

$$L_1 = \frac{h_1}{I_0 - I_2} \quad (3.85)$$

3. Tampungan Kontrol

$$V_C = V_{\text{tot}} - V_D \quad (3.86)$$

Dengan :

V_t = Tampungan Total

V_s = Tampungan Tetap/Mati

V_D = Tampungan Kontrol