

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Air merupakan salah satu unsur pokok yang sangat penting dalam rangka peningkatan taraf hidup dan kesejahteraan rakyat tapi tak jarang sering menimbulkan bencana alam seperti banjir dan kekeringan. Oleh karena itu perlu dikendalikan dan dimanfaatkan secara optimal untuk pencapaian peningkatan taraf hidup serta kemakmuran rakyat.

Perekonomian bangsa Indonesia sangat tergantung dari sektor-sektor yang dianggap sangat penting diantaranya adalah sektor pertanian, peternakan dan perikanan. Seiring dengan meningkatnya jumlah penduduk, maka kebutuhan akan meningkat pula. Oleh karena itu sektor pertanian perlu ditingkatkan, antara lain dengan ketersediaan sarana dan prasarana yang memadai, dengan menerapkan metode bertani yang tepat dan pemeliharaan sarana serta prasarana yang ada.

Menyikapi hal diatas, untuk dapat mengairi areal irigasi di wilayah Kabupaten Tanah Datar dengan memanfaatkan sumber daya air Batang Sinamar, dibangunlah Bendung Batang Sinamar.

Bendung sebagai bangunan utama dalam jaringan irigasi yang dibangun melintang sungai berfungsi menaikkan muka air sungai pada elevasi tertentu, agar dapat dialirkan ke lahan pertanian yang memiliki elevasi lebih tinggi dari dasar sungai tersebut.

Konstruksi bendung yang didesain haruslah memenuhi persyaratan hidraulik, stabil dan mampu menahan tekanan air pada waktu banjir serta dapat menahan rembesan air yang disebabkan oleh aliran air sungai dan aliran air yang meresap kedalam tanah.

Selain itu, perencanaan bendung ini juga perlu memperhitungkan faktor-faktor hidrologi, kondisi topografi, kondisi hidraulik dan morfologi sungai agar didapat desain bendung yang efisien namun dapat melayani areal Irigasi Batang Sinamar dengan optimal.

Berdasarkan hal diatas, maka penulis memilih judul Tugas Akhir yang berjudul **PERENCANAAN BENDUNG BATANG SINAMAR DI KABUPATEN TANAH DATAR** .

1.2 Maksud dan Tujuan

Maksud dari penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk dapat menghasilkan perencanaan yang lebih efisien.

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk dapat merencanakan bendung dengan peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia.(KP 02, Desain Hidraulik Bendung Tetap)

1.3 Batasan Pembahasan

Cakupan dari perencanaan konstruksi Bendung Batang Sinamar terdiri dari perencanaan teknis serta tata cara pelaksanaannya, akan tetapi, dalam tugas akhir

ini cakupan kajian akan dibatasi pada perencanaan teknis Bendung Batang Sinamar yang terdiri dari :

- a. Perhitungan hidrologi terdiri dari : analisa curah hujan rata- rata, analisa curah hujan rencana dan debit banjir rencana
- b. Perhitungan hidrolis bendung terdiri dari : elevasi muka air dihilir bendung, lebar efektif bendung, kolam olak, dan arus balik (*back water*)
- c. Dimensi bangunan bendung.
- d. Perhitungan stabilitas bendung terdiri dari perhitungan guling, geser, dan amblas.

1.4 Metodologi Penulisan

Tugas akhir ini terdiri dari 5 bab dengan sistematika sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Dalam bab pendahuluan akan dibahas latar belakang pengambilan masalah, pembatasan masalah, tujuan, metodologi dan sistematika penulisan.

BAB II LANDASAN TEORI

Membahas landasan teori mengenai kriteria perencanaan, meliputi teori analisa hidrologi, perencanaan hidrolis bendung, stabilitas bendung. Teori perencanaan pintu intake.

BAB III ANALISA HIDROLOGI

Membahas mengenai perhitungan hidrologi yang meliputi analisis data curah hujan dan perhitungan debit banjir.

BAB IV PERENCANAAN BENDUNG

Membahas tentang analisis perencanaan perhitungan hidrolis bendung tetap pada Bendung Batang Sinamar, perhitungan stabilitas bendung serta perhitungan perencanaan pintu intake.

BAB V PENUTUP

Merupakan kesimpulan dan saran-saran mengenai perencanaan Bendung Batang Sinamar.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Umum

Bendung adalah Suatu bangunan air dengan kelengkapan yang dibangun melintang sungai atau sudetan yang sengaja dibuat untuk meninggikan muka air sehingga air dapat dialirkan ketempat yang membutuhkannya(Mawardi,2002)

Ada beberapa tipe bendung yang dikenal diantaranya Bendung Gerak, Bendung Tetap, dan kombinasi antara Bendung Gerak dan Bendung Tetap.

Bendung Gerak dibangun dengan maksud agar muka air sungai bisa diatur dengan cara merubah ubah tinggi rendahnya pengempangan. Bendung ini biasanya terdiri dari pintu sorong (lifting gate) atau pintu busur (radial gate).

Bendung tetap dibangun dengan kontruksi yang tidak bergerak dari tempatnya.

2.2 Curah Hujan

Dalam perencanaan bendung curah hujan yang terjadi dibedakan berdasarkan daerah jatuhnya hujan. Curah hujan yang jatuh didaerah aliran

sungai dibutuhkan untuk menentukan besarnya debit aliran sungai sedangkan curah hujan yang jatuh didaerah yang akan diairi digunakan untuk menghitung banyaknya *supplay* air dari saluran irigasi.

Pengamatan curah hujan dilakukan dari stasiun-stasiun hujan yang berada dalam daerah aliran sungai dimana untuk mencari debit sungai terlebih dahulu ditentukan stasiun-stasiun curah hujan yang mewakili daerah alirannya. Letak stasiun curah hujan yang telah dipilih kemudian diplot dalam gambar *catchment area*.

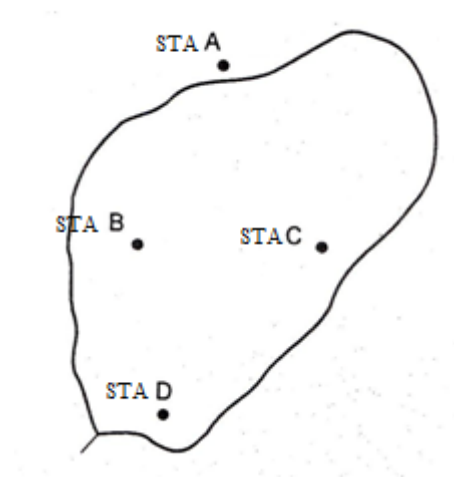
2.2.1 Curah Hujan Rerata DAS

Untuk analisa perencanaan bendung diperlukan data curah hujan rerata daerah aliran (*area rainfall*), bukan curah hujan yang didapat dari hasil pengukuran masing-masing stasiun pengukur hujan yang hanya memberikan kedalaman hujan dititik dimana stasiun berada atau dikenal dengan data curah hujan lokal (*point rainfall*).

Curah hujan rerata daerah aliaran dapat ditentukan dengan beberapa metode, diantaranya Metode Aljabar (*Arithmetic Mean*), Poligon *Thiessen* dan Metode *Isohyet*.

2.2.1.1 Metode Aljabar (*Arithmetic Mean Methode*)

Penentuan rerata curah hujan dengan metode aljabar didapatkan dengan cara menjumlahkan curah hujan harian maksimum masing-masing stasiun dan kemudian dibagi dengan jumlah stasiun, dengan persamaan sebagai berikut:



Gambar 2.1 Stasiun Hujan pada suatu DAS

$$\bar{R} = \frac{R_A + R_B + R_C + R_D + \dots + R_n}{N}$$

Dimana:

\bar{R} = Tinggi curah hujan rerata

$R_A, R_B, R_C, R_D, \dots, R_n$ = Curah hujan maksimum pada stasiun A, B, C, D, ... n

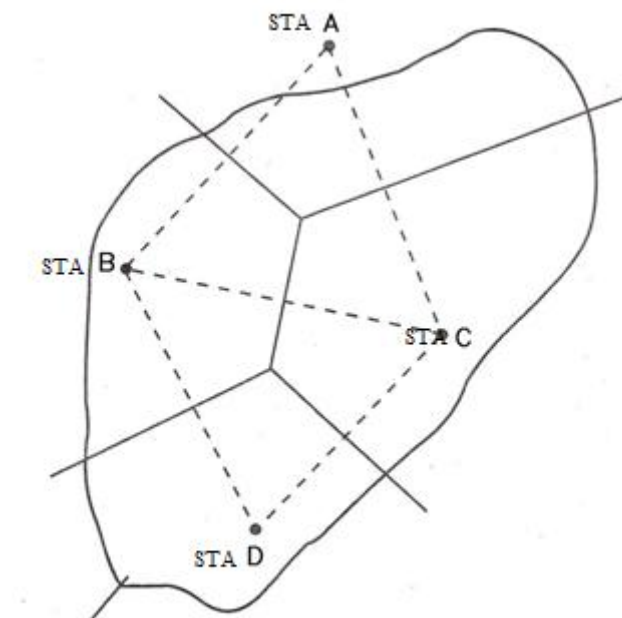
N = Jumlah stasiun hujan pada DAS

Metode rerata aljabar memberikan hasil yang baik apabila stasiun hujan tersebar secara merata di DAS dan distribusi hujan relatif merata pada seluruh DAS.

2.2.1.2 Metode Poligon Thiessen

Cara ini digunakan dengan memplot stasiun hujan yang dipilih ke gambar *catchment area* kemudian masing-masing stasiun tersebut dihubungkan dengan garis lurus sehingga membentuk segitiga-segitiga, setelah itu dibuat garis sumbu yang saling tegak lurus dengan sisi-sisi segitiga sehingga membentuk poligon yang mengelilingi tiap stasiun. Luas tiap poligon diukur sehingga akan didapat luas *catchment area* yang akan diwakili oleh masing-masing stasiun.

Dengan mendapatkan luas *catchment area* yang diwakili oleh masing-masing stasiun, maka dapat ditentukan curah hujan rerata dengan perumusan:



Gambar 2.2 Poligon Thiessen

$$\bar{R} = \frac{R_A \cdot A_A + R_B \cdot A_B + R_C \cdot A_C + R_D \cdot A_D \dots + R_n \cdot A_n}{A}$$

Atau

$$R_{rata} = \alpha_A \cdot R_A + \alpha_B \cdot R_B + \dots + \alpha_N R_N$$

(Sumber: Hidrologi Terapan)

Dimana :

$$\alpha = \text{Koefisien aliran} = \frac{\text{Luas Daerah Pengaliran Suatu Stasiun}}{\text{Luas Daerah Pengaliran Sungai}}$$

$$\bar{R} = \text{Tinggi curah hujan rerata}$$

$$R_A, R_B, R_C, R_D \dots R_n = \text{Curah hujan maksimum pada stasiun A, B, C, D} \dots n$$

$$A_1, A_2, A_3 = \text{Luas daerah yang terwakili oleh stasiun A, B, C, d} \dots n$$

$$A = \text{Luas } catchment \text{ area}$$

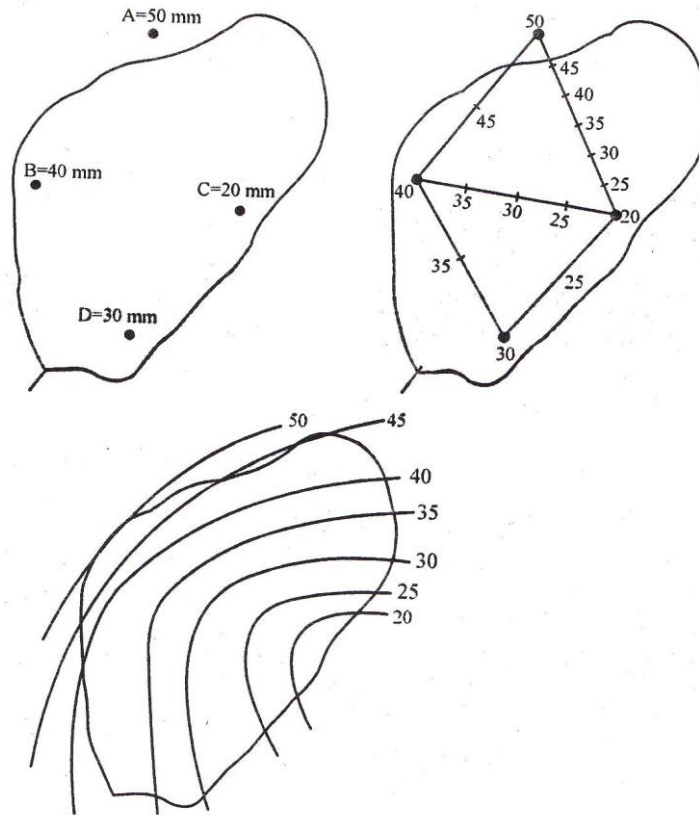
2.2.1.3 Metode *Isohiet*

Isohiet adalah garis yang menghubungkan titik-titik yang memiliki tinggi hujan yang sama. Pada metode *isohiet*, daerah yang berada diantara dua garis *isohiet* dianggap memiliki tinggi hujan yang sama dengan nilai rerata dari kedua garis *isohiet* tersebut.

Cara ini adalah cara rasionil yang terbaik jika garis-garis *isohiet* dapat digambarkan dengan teliti, namun dapat saja terjadi penyimpangan pada saat pembuatan peta *isohiet* jika titik-titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan di daerah bersangkutan besar.

Secara matematis hujan merata pada daerah aliran dapat dihitung dengan

persamaan berikut:



Gambar 2.3 Metode Isohiet

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \frac{I_i + I_{i+1}}{2}}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dimana:

\bar{R} = Tinggi curah hujan merata

$I_1, I_2, I_3, \dots, I_n$ = Curah hujan maksimum pada stasiun 1, 2, 3, ..., n

A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah yang dibatasi oleh garis *isohiet* ke 1 dan 2, 2 dan 3, ..., n dan n+1

2.2.2 Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah perkiraan besar curah hujan yang terjadi dalam periode ulang tertentu.

Curah hujan rencana digunakan sebagai data pada analisis debit banjir rancangan. Metode yang digunakan dalam analisis curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu adalah Metode Weduwen, Metode Hasper dan Metode Gumbel.

2.2.2.1 Metode Weduwen

Perhitungan curah hujan rencana dengan metode weduwen menggunakan data pengamatan hujan selama 70 tahun (R_{70}). Data curah hujan yang dipakai bukanlah data curah hujan harian absolut maksimum melainkan data curah hujan maksimum kedua (R_2) selama masa pengamatan tertentu. Curah hujan return period dapat dirumuskan :

$$R_{70} = R_2 / m_p$$

$$R_t = k \cdot R_{70}$$

Dimana :

$$R_T = \text{Curah hujan harian dengan periode ulang } T \text{ tahunan (mm)}$$

R_{maks} = Curah hujan terbesar selama tahun pengamatan (mm)

R_{70} = Curah hujan periode ulang 70 tahun

m_{t,m_p} = Koefisien weduwen (Lampiran)

n = Jumlah tahun pengamatan

2.2.2.2 Metode Gumbel

Data-data untuk metode ini yang harus tersedia adalah debit tahunan dengan metode pengamatan minimum 10 tahun. Perhitungan dengan curah hujan rencana dimulai dengan menggunakan rumus:

$$\bar{R} = \frac{\sum Ri}{n}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Ri - \bar{R})^2}{n - 1}}$$

Dimana :

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

n = Jumlah data

S = Standar deviasi

Besarnya curah hujan rencana dihitung dengan rumus :

$$R_t = \bar{R} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \times S$$

Dimana:

R_t = Curah hujan harian rencana dengan periode ulang t tahun (mm)

\bar{R} = Curah hujan harian rata-rata (mm)

S = Standar deviasi

S_n = *Reduced standart deviation* / simpangan baku reduksi

Y_t = *Reduced variate* / hubungan kala ulang dengan faktor reduksi

Y_n = *Reduced mean* / rata-rata reduksi

2.2.2.3 Metode Hasper

Adapun rumus yang digunakan adalah:

$$R_t = \bar{R} + S_x \cdot \mu$$

$$T = \frac{n+1}{m}$$

$$S_x = 0,5 \cdot \left[\frac{R_1 - R}{\mu_1} + \frac{R_2 - R}{\mu_2} \right]$$

Dimana:

R_t = Curah hujan maksimum dengan kala ulang t tahunan (mm)

\bar{R} = Curah hujan maksimum rata – rata (mm)

S x = Standar deviasi yang di dapat dengan memakai rumus:

μ = Standar variabel untuk kala ulang tertentu yang didapat dari
tabel 3.3

R_1 = Hujan absolut maksimum ke- 1 (mm)

R_2 = Hujan absolut maksimum ke- 2 (mm)

n = Jumlah tahun pengamatan

m = Urutan (rangking)

2.3 Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana (*design flood*) adalah besar debit banjir yang direncanakan untuk melewati suatu bendung dengan masa ulang (*return period*) tertentu.

Konstruksi bendung yang didesign harus mampu mengalirkan debit rencana berdasarkan hal tersebut kriteria perencanaan menetapkan penggunaan debit banjir untuk bangunan bendung diambil debit banjir rencana 100 tahun.

Pemilihan masa ulang debit banjir rencana didasarkan pada pertimbangan– pertimbangan ekonomis, yaitu dengan membandingkan biaya penggunaan dan biaya perbaikan kerusakan akibat banjir yang terjadi.

Karena sulitnya mendapatkan data banjir yang cukup, perhitungan debit banjir selalu dilakukan dengan cara analisa terhadap curah hujan dan banjir yang diakibatkannya.

2.3.1 Analisa Debit Banjir Rencana

2.3.1.1 Metode Weduwen

Metode ini digunakan untuk luas Daerah Aliran Sungai (*DAS*) yang kurang dari 100 km². Weduwen mengembangkan metode ini di Jakarta dengan memakai data-data hujan berupa data curah hujan maksimum kedua selama masa

pengamatan tertentu, guna menghasilkan suatu debit untuk *return period* tertentu pula.

Rumus :

$$Q_n = m_n \times A \times q \times \frac{R_{70}}{240}$$

Dimana:

Q_n = Debit banjir rencana untuk periode ulang tertentu (m^3/dt)

m_n = Koefisien faktor untuk periode ulang n tahun (tabel 3.4)

q = Banyaknya air yang mengalir tiap km^2 , dari grafik der Weduwen yaitu perbandingan luas *catchment aread* dan kemiringan sungai

A = Luas daerah pengaliran (km^2)

$R_{70} = \frac{R}{m_p} \rightarrow$ Rumus

R = Curah hujan terbesar kedua selama periode waktu pengamatan (mm)

2.3.1.2 Metode Haspers

Tinggi hujan yang diperhitungkan untuk analisa perhitungan debit rencana dengan metode Haspers adalah tinggi hujan pada titik pengamatan.

Rumus :

$$Q_t = \alpha \times \beta \times q_n \times A$$

dimana :

Q_t = Debit banjir rencana untuk periode ulang tertentu (m^3/dt)

α = *Run off coefficient*/koefisien pengaliran

β = *Reduction coefficient*/koefisien reduksi

q_n = Intensitas hujan yang diperhitungkan ($m^3/dt/km^3$)

A = Cathment area (km^2)

Koefisien α , β dicari dengan persamaan:

$$\alpha = \frac{(1 + 0,012 \cdot A^{0,7})}{(1 + 0,075 \cdot A^{0,7})}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{1 + 3,7 \cdot 10^{-0,4t}}{t^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

hujan maksimum yang diperhitungkan dengan persamaan:

$$q = \frac{Rt}{3,6t}$$

Waktu konsentrasi berdasarkan persamaan:

$$t = 0,1(L)^{0,8} \times (I)^{-0,3}$$

Berdasarkan hasper untuk menentukan besar distribusi hujan (r_n), ditentukan:

a) Untuk $t < 2$ jam :

$$r_n = \frac{t \cdot Rn}{t + 1 - 0,0008(260 - Rn) \cdot (2 - t)^2}$$

b) Untuk $2 < t < 19$ jam :

$$rn = \frac{t \cdot Rn}{t + 1}$$

c) Untuk $19 < t < 30$ hari :

$$r_n = 0,707 \times Rn \times (t + 1)^{0,5}$$

Dimana:

t = waktu curah hujan (hari)

Rn = curah hujan Maksimum (mm)

r_n = curah hujan dalam t jam (mm)

2.3.1.3 Metode Rasional

Metode rasional banyak digunakan untuk sungai-sungai biasa dengan daerah pengaliran yang luas. Bentuk umum rumus rasional ini adalah sebagai berikut:

Rumus :

$$Q_T = f.C.I.A$$

Dimana:

Q_T = Debit banjir rencana (m³ / dt)

α = Koefisien pengaliran / limpasan (*coefisien*)

I_n = Intesitas curah hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam)

A = Luas *catchment area* daerah pengaliran (km²)

f = 0,278 jika luas cathment area dalam Km²

Besarnya koefisien daerah pengaliran (*run off*) tergantung dari faktor-faktor *catchment area* seperti misalnya :jenis tanah, kemiringannya, keadaan hutan penutupnya dan sebagainya seperti yang disajikan pada tabel 2.1 menurut Monobe :

Tabel 2.1

Koefisien Limpasan/ Pengaliran

Kondisi daerah pengaliran dan sungai	Koefisien pengaliran
Daerah pegunungan yang curam	0,75 – 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 – 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 – 0,80
Sungai didaerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil didaratan	0,45 – 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengahnya daerah pengalirannya terdiri dari daratan	0,50 – 0,75

Prosedur perhitungan debit banjir dengan menggunakan metode rasional yaitu:

1. Koefisienlimpasan (α)ditentukandaritabel2.1

2. Hitung intensitas hujan rencana (I_n) selama waktu kontraksi (t) yang biasanya 24 jam menggunakan rumus Monobe.

$$I_n = \frac{Rt}{24} \times \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3}$$

Dimana:

Rt = Curah hujan maksimum

t = Waktu konsentrasi (jam)

I_n = Intensitas curah hujan rata-rata selama waktu konsentrasi
(mm/jam)

3. Tentukan kecepatan perambatan banjir dengan rumus berikut:

$$V = 72 \times \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$$

Dimana:

V = Kecepatan perambatan banjir/aliran

ΔH = Beda tinggi (m)

L = Panjang sungai (m)

4. Selanjutnya hitung waktu konsentrasi (t) dengan persamaan:

$$t = \frac{L}{V}$$

2.4 Pemilihan Lokasi Bendung

Dalam pemilihan lokasi bendung hendaknya dipilih lokasi yang paling menguntungkan dari beberapa strategi. Misalnya dilihat dari segi perencanaan, pengamanan bendung, pelaksanaan, pengoperasian, dampak pembangunan dan

sebagainya. Pemilihan lokasi bendung agar dipertimbangkan pula terhadap pengaruh timbal balik antara morfologi sungai dan bangunan lain yang ada dan akan dibangun.

Lokasi bendung dipilih atas pertimbangan beberapa aspek yaitu:

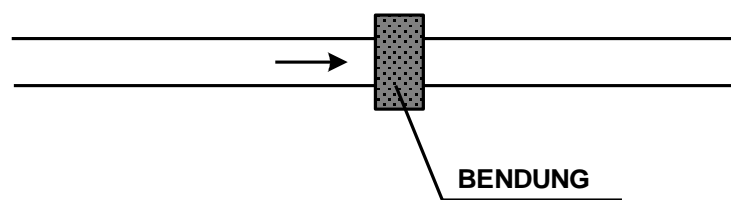
- a. **Keadaan topografi** berdasarkan rencana daerah irigasi yang akan diairi dan harus dilihat elevasi sawah tertinggi yang akan diairi. Bila elevasi sawah tertinggi yang akan diairi telah diketahui maka elevasi mercu bendung dapat ditetapkan.
- b. **Kondisi topografi** dari lokasi bendung harus mempertimbangkan beberapa aspek yaitu:
 - Ketinggian bendung dari dasar sungai tidak lebih dari 7 meter.
 - Trace saluran induk terletak di tempat yang baik.
 - Penempatan lokasi intake yang tepat dilihat dari segi hidraulik dan angkutan sedimen.
- c. **Kondisi Hidraulik dan morfologi sungai** di lokasi bendung termasuk angkutan sedimennya adalah faktor yang harus dipertimbangkan dalam pemilihan lokasi bendung yang meliputi:
 - Pola aliran sungai, kecepatan dan arahnya pada waktu debit banjir sedang dan kecil.
 - Kedalaman dan lebar muka air pada waktu debit banjir.

- Tinggi muka air pada debit banjir rencana.
 - Potensi dan distribusi angkutan sedimen.
- d. **Kondisi tanah pondasi**, bendung harus ditempatkan di lokasi dimana tanah pondasinya cukup baik sehingga bangunan akan stabil. Faktor lain yang harus dipertimbangkan pula yaitu potensi kegempaan dan potensi gerusan karena arus dan sebagainya.
- e. **Biaya pelaksanaan**, biaya pelaksanaan pembangunan bendung juga menjadi salah satu faktor penentu pemilihan lokasi pembangunan bendung. Dari beberapa alternatif lokasi ditinjau pula dari segi biaya yang paling murah dari pelaksanaan yang tidak terlalu sulit.
- f. **Faktor faktor lain**, yang harus dipertimbangkan dalam memilih lokasi bendung yaitu penggunaan lahan disekitar bendung, kemungkinan pengembangan daerah disekitar bendung, perubahan morfologi sungai, daerah genangan yang tidak terlalu luas dan ketinggian tanggul sungai.

(Sumber: Erman mawardi, 2002, Desain Hidrolik Bendung Tetap

2.4.1 Lokasi Penempatan Bendung di Palung Sungai

Palung sungai merupakan bagian sungai yang selalu tersentuh oleh aliran. Luas atau besar bagian sungai tersebut tergantung pada besarnya debit air yang mengalir.



Gambar 2.4 Bendung di Palung Sungai

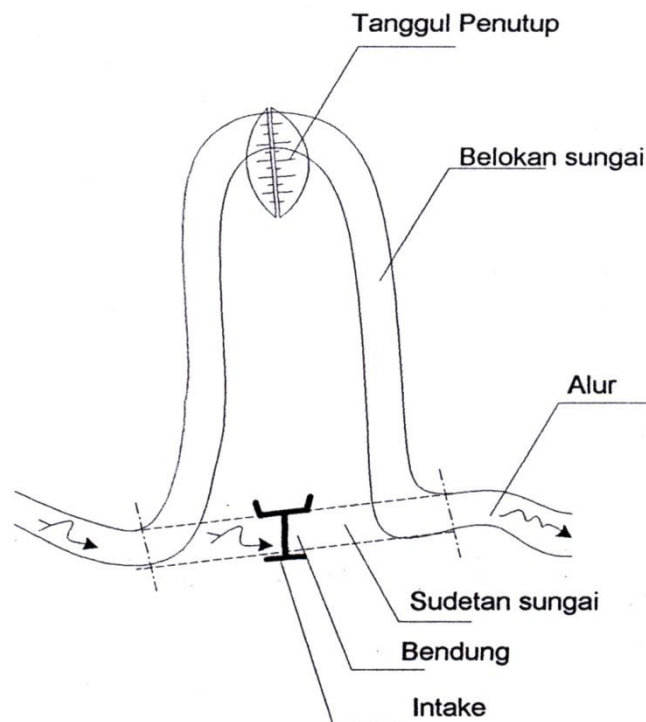
Bendung dibuat pada jalur aliran sungai tersebut yang mengakibatkan terbentuknya danau kecil karena naiknya muka air.

Penempatan bendung langsung di palung sungai memberikan kesulitan pada saat pelaksanaan pembangunan akibat musim banjir, perlu dilakukannya pekerjaan pegeringan yang berat serta perlu perlengkapan bendung untuk meratakan aliran menuju bendung.

Keuntungan pembangunan bendung di palung sungai yaitu tidak memerlukan penggalian yang dalam pada saat pembangunan pondasi dan tubuh bendung.

2.4.2 Lokasi Penempatan Bendung pada Sudetan

Sudetan sungai merupakan saluran yang dibuat untuk memindahkan aliran sungai dari palung sungai asli. Dibuat di daerah yang tidak pernah tersentuh aliran air dapat berada disisi kiri ataupun disisi kanan palung sungai.



Gambar 2.5 Bendung di Sudetan

Dalam pengaturan alur sudetan dan tata letaknya perlu dipertimbangkan pula perubahan morfologi sungai yang diusahakan sekecil mungkin dan perlu memperhatikan penurunan dasar sungai dihilir bendung yang dapat memberikan pengaruh terhadap penentuan kedalaman koperan bendung.

Keuntungan bendung ditempatkan di sudetan sungai yaitu memudahkan pelaksanaan pekerjaan pembangunan bendung sebab tidak terganggu banjir, arah

aliran menuju bendung dan kehilirnya akan lebih baik, dapat mendapatkan tanah pondasi yang lebih baik serta penempatan lokasi *intake*, kantong lumpur dan saluran akan lebih baik.

Namun penempatan bendung pada sudetan sungai juga memiliki kerugian yaitu, perlu dibuat terlebih dahulu penutup sungai yang terkadang cukup tinggi dan berat, perlu dibuat bangunan pengelak khusus dalam pelaksanaan pembuatan tanggul penutup serta kadangkala perlu penyebrangan saluran induk di atas palung sungai asli. (Mawardi, 2002)

2.5 Perencanaan Hidrolis Bendung Tetap

2.5.1 Lebar Bendung

Lebar bendung, yaitu jarak antara pangkal-pangkalnya (abutment), sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Di bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata ini dapat diambil pada debit penuh (bankful discharge): di bagian ruas atas mungkin sulit untuk menentukan debit penuh. Dalam hal ini banjir mean tahunan dapat diambil untuk menentukan lebar rata-rata bendung. Lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil.

Untuk sungai-sungai yang mengangkut bahan-bahan sedimen kasar yang berat, lebar bendung tersebut harus lebih disesuaikan lagi terhadap lebar rata-rata

sungai, yakni jangan diambil 1,2 kali lebar sungai tersebut.

Lebar efektif bendung (B_{eff}) adalah lebar bendung sesungguhnya yang dapat dilewati air. Diperoleh dengan mengurangi lebar total bendung dengan jumlah total pilar dan pengaruh-pengaruh kontraksi akibat pilar dan pangkal bendung yang merupakan fungsi tinggi energi/ H_1 .

$$B_{\text{eff}} = B - 2(n.K_p + K_a).H_1 \text{ (sumber: KP - 02, hal 92)}$$

Dimana:

B = Lebar total bendung (m).

B_{eff} = Lebar efektif bendung (m).

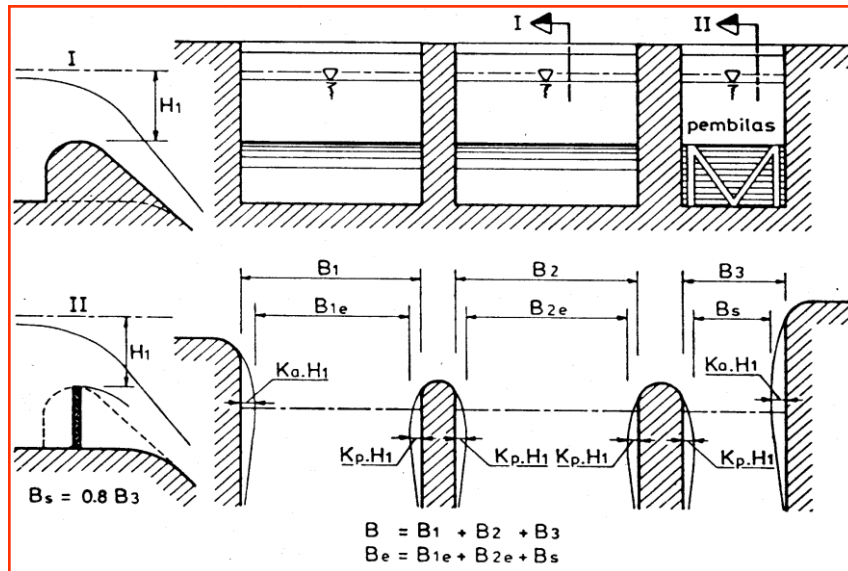
n = Jumlah pilar.

K_p = Koefisien kontraksi pilar.

K_a = Koefisien kontraksi pangkal bendung.

H_1 = Tinggi energi (m).

Dalam penentuan lebar efektif bendung lebar pembilas yang sebenarnya (dengan bagian depan terbuka) sebaiknya diambil 80 % dari lebar rencana untuk mengkompensasikan perbedaan koefisien debit dibandingkan dengan mercu bendung itu sendiri (Sumber : KP-02 hal 40) seperti dalam gambar 2.6:



Gambar 2.6 Lebar Efektif Bendung

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Harga-harga koefisien kontraksi (K_a dan K_p) dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.2 Koefisien kontraksi K_a dan K_p

Uraian	K_a	K_p
a. Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,10 dari tebal pilar	0,02	-
b. Untuk pilar berujung bulat	0,01	-
c. Untuk pilar berujung runcing	0,00	-
d. Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu		

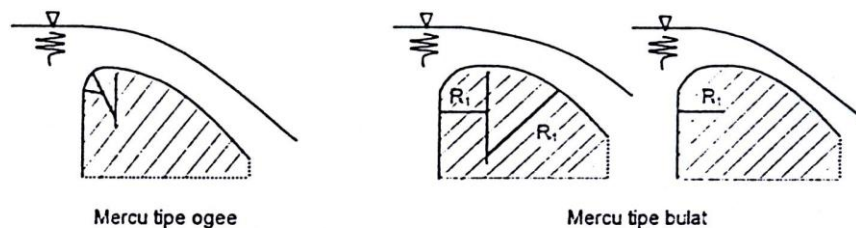
pada 90° ke arah aliran	-	0,20
e. Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5.H_1 > r > 0,15.H_1$	-	0,10
f. Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,50.H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	-	0,00

Sumber : KP.02 hal 40

2.5.2 Perencanaan Mercu Bendung

2.5.2.1 Tipe Mercu Bendung

Tipe mercu yang umum digunakan pada konstruksi bendung di Indonesia adalah tipe mercu bulat dan tipe mercu *ogee*, dimana kedua tipe mercu tersebut dapat digunakan untuk konstruksi beton, pasangan batu kali maupun kombinasi keduanya.

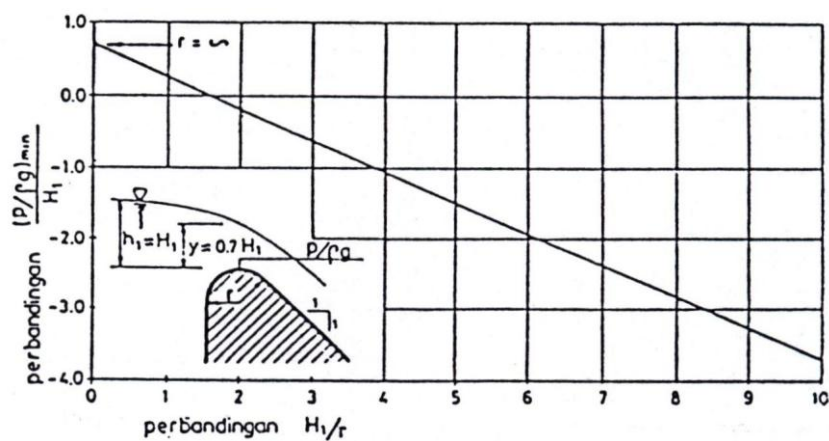


Gambar 2.7 Bentuk-bentuk Mercu Bendung

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

a. Mercu Bulat

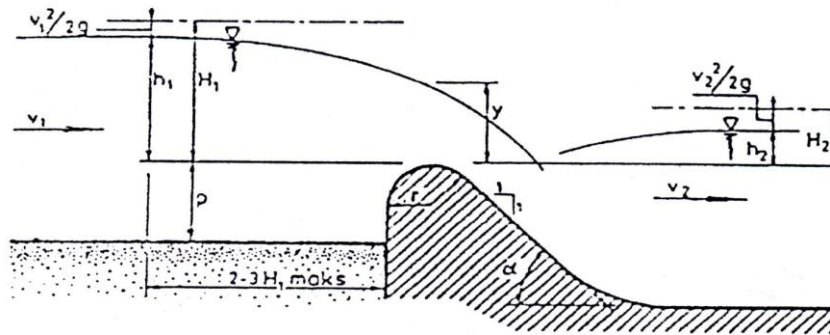
Bendung dengan mercu tipe bulat memiliki harga koefisiensi debit lebih tinggi (44%) dibanding dengan koefisiensi debit bendung ambang lebar. Harga koefisiensi debit menjadi lebih tinggi karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif pada mercu. Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara tinggi energi (H_1) dengan jari-jari bulatan r .



Gambar 2.8 Tekanan pada Mercu Bulat sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Koefisien debit pada mercu bulat dengan jari-jari r_1 dan r_2 ditentukan oleh r_2 . Dimana jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_{1maks} dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_{1maks} . Keuntungan penggunaan mercu tipe bulat pada sungai adalah mengurangi tinggi muka air hulu pada saat banjir.



Gambar 2.9 Aliran Diatas Mercu Bulat

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Perhitungan debit yang mengalir untuk bendung dengan tipe mercu bulat dapat digunakan rumus berikut:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B \cdot H_1^{1.5}$$

dimana:

$$Q = \text{Debit (m}^3/\text{dt)}$$

$$C_d = \text{Koefisien debit, dimana } C_d = C_0 \cdot C_2 \cdot f \text{ atau } C_d = C_1 \cdot C_2 \cdot f$$

$$g = \text{Percepatan gravitasi (9,81 m/dt}^2\text{)}$$

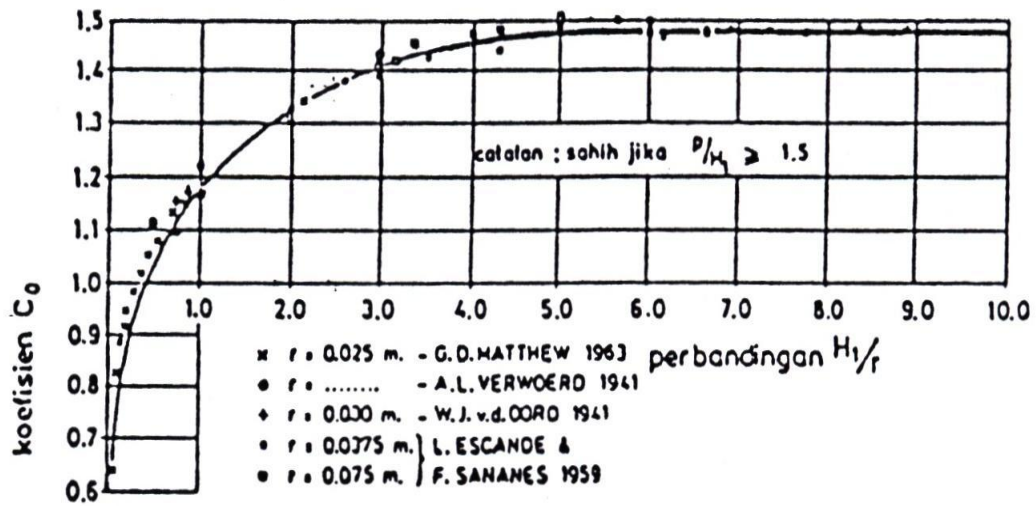
$$B = \text{Lebar Efektif Mercu (m)}$$

$$H_1 = \text{Tinggi energi di atas mercu (m)}$$

Koefisien debit C_d adalah hasil dari:

- 1) C_0 merupakan koefisien dasar dari fungsi H_1/r berlaku untuk $P/H_1 \geq 1,5$

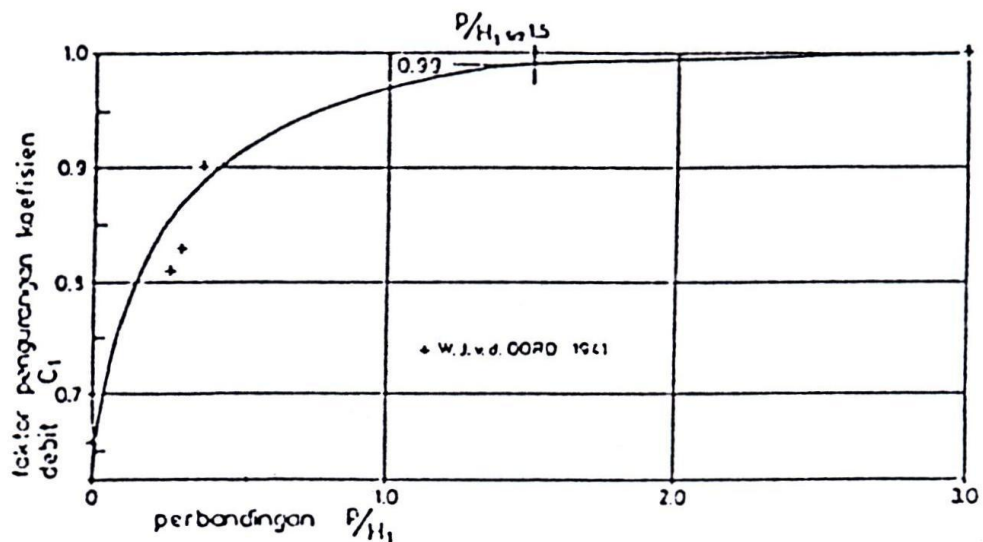
yang dapat dilihat pada gambar 2.10



Gambar 2.10 Koefisien C_0 Sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

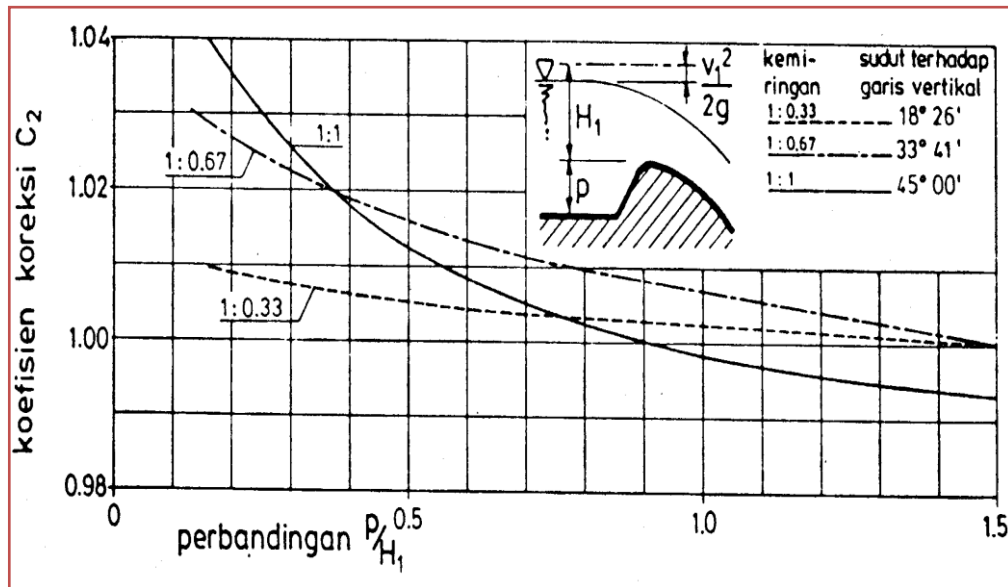
- 2) C_1 merupakan fungsi p/H_1 berlaku untuk $P/H_1 < 1,5$ yang dapat dilihat pada gambar 2.11



Gambar 2.11 Koefisien C_1 Sebagai Fungsi Perbandingan P/H_1

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02

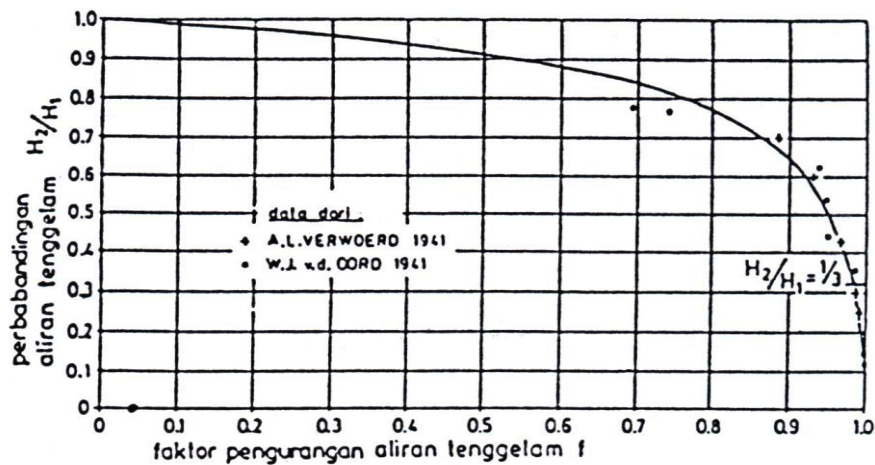
- 3) C_2 merupakan koefisien koreksi terhadap kemiringan muka air hulu dari fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung yang dapat dilihat pada gambar 2.12.



Gambar 2.12 Koefisien Kooreksi C_2 Sebagai Fungsi Perbandingan P/H_1

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

- 4) f merupakan koefisien pengaruh akibat aliran tenggelam dari fungsi H_1/H_2 , dimana $H_1 = h_1 + v_1^2/2g$ dan $H_2 = h_2 + v_2^2/2g$. Yang dapat dilihat pada gambar 2.13



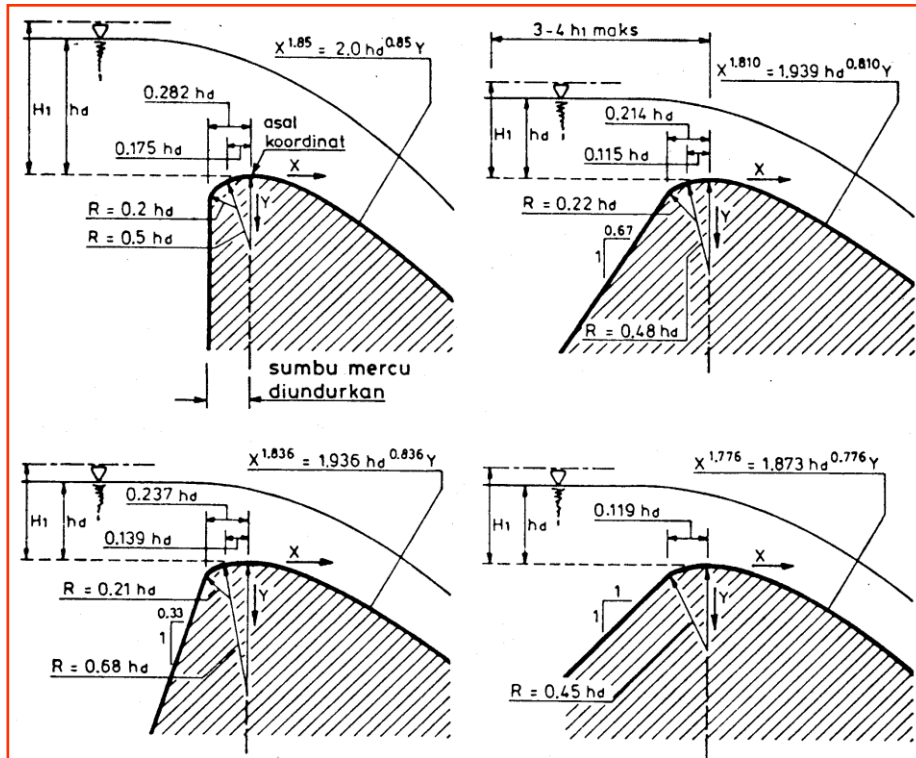
Gambar 2.13 Koefisien f Sebagai Fungsi Perbandingan H_2/H_1

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Dalam tahap perencanaan nilai dapat diambil setengah jarak dari mercu sampai dasar rata-rata sungai sebelum bendung tersebut dibuat.

b. Mercu *Ogee*

Bentuk dari mercu *ogee* disesuaikan dengan sisi bawah aliran air yang melalui bendung ambang tajam, dimana bentuk sisi muka hulu bendung didasarkan pada angkutan sedimen sungai. Pada gambar 2.14 ditampilkan beberapa profil mercu *ogee*, dimana untuk angkutan sedimen halus bentuk sisi muka dibuat vertikal, untuk angkutan sedimen berupa pasir kasar sisi muka dibuat dengan kemiringan 3:1, untuk angkutan sedimen berupa kerikil kasar sisi muka dibuat 3:2 dan untuk angkutan sedimen berat berupa bebatuan sisi muka dibuat 1:1.



Gambar 2.14 Profil Bendung *Ogee*

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Tipe mercu *ogee* tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu mengalirkan air pada debit rencana, namun pada saat debit lebih rendah air akan memberikan tekanan kebawah pada mercu.

Untuk merencanakan permukaan mercu *ogee* bagian hilir, U.S Army Corps of Engineert, telah mengembangkan suatu persamaan sebagai berikut:

$$\frac{y}{hd} = \frac{1}{k} \left[\frac{x}{hd} \right]^n$$

Dimana:

x, y = Koordinat permukaan hilir.

h = Tinggi energi rencana diatas mercu.

k, n = Parameter yang tergantung pada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang belakang mercu.

Harga-harga k dan n bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang.

Tabel 2.3 Harga k dan n

Kemiringan permukaan Hilir	K	N
Vertikal	2,00	1,850
3 : 1	1,936	1,856
3 : 2	1,939	1,836
1 : 1	1,873	1,776

Sumber: Kriteria Perencanaan Bangunan Utama, KP.02 hal 47

Persamaan perhitungan debit aliran pada bendung mercu tipe *ogee* adalah sebagai berikut:

$$Q = Cd. 2/3. \sqrt{2/3.g} .B. H_1^{1,5}$$

Dimana:

$$Q = \text{Debit(m}^3/\text{dt)}$$

C_d = Koefisien debit, dimana $C_d = C_0 \cdot C_2 \cdot f$ atau $C_d = C_1 \cdot C_2 \cdot f$

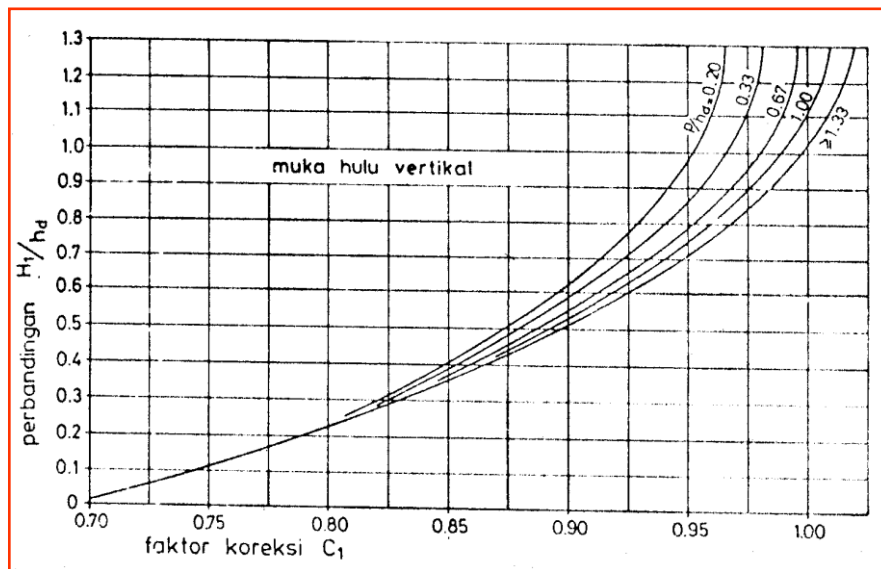
g = Percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$)

B = Lebar Efektif Bendung (m)

H_1 = Tinggi energi di atas mercu (m).

Koefisien debit C_d adalah hasil dari:

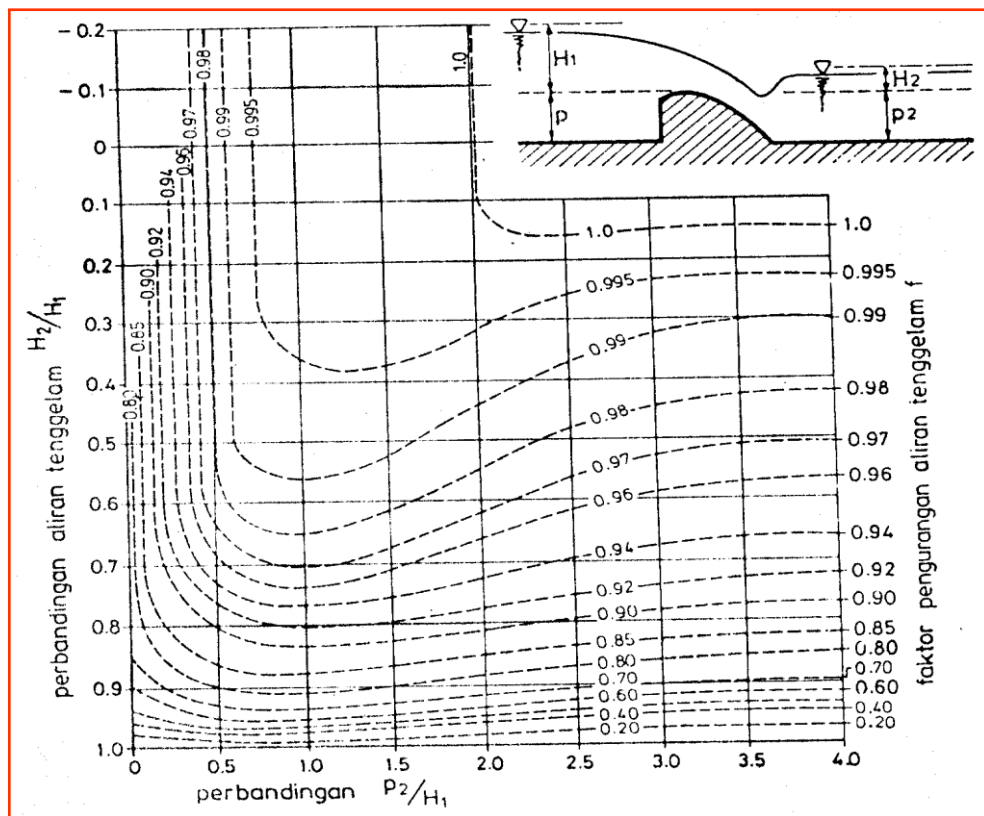
- 1) $C_0 = 1,30$ (konstanta)
- 2) C_1 merupakan nilai koefisien dari fungsi H_1/h_d dan p/h_d yang dapat dilihat pada gambar 2.15.



Gambar 2.15 Faktor koreksi C_1 untuk Selain Tinggi Energi Rencana pada Bendung Mercu *Ogee*

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

- 3) C_2 merupakan koefisien koreksi terhadap kemiringan muka air hulu dari fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung yang dapat dilihat pada gambar 2.12.
- 4) f merupakan koefisien pengaruh akibat aliran tenggelam dari fungsi H_1/H_2 dan P_2/H_1 yang dapat dilihat pada gambar 2.16



Gambar 2.16 Faktor Pengurangan Aliran Tenggelam

Sebagai Fungsi P_2/H_2 dan H_2/H_1

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

2.5.2.2 Elevasi Mercu

Perencanaan elevasi mercu bendung ditentukan berdasarkan beberapa pertimbangan:

- Elevasi sawah tertinggi yang akan diairi.
- Keadaan tertinggi air disawah.
- Kehilangan tekanan mulai dari intake sampai dengan saluran tersier ditambah kehilangan tekanan akibat eksploitasi.
- Tekanan yang diperlukan agar dapat membilas sedimen di undersluice dan kantong sedimen.
- Pengaruh elevasi mercu bendung terhadap panjang bendung untuk mengalirkan debit banjir rencana.
- Untuk mendapatkan sifat aliran sempurna.

Mawardi (2002) mengungkapkan bahwa. Pada umumnya perkiraan penentuan elevasi mercu bendung, dapat ditentukan dengan cara berikut :

- | | |
|--|----------|
| a. Elevasi sawah tertinggi | = + X |
| b. Tinggi air disawah | = 0,10 m |
| c. Kehilangan energi dari tersier ke sawah | = 0,10 m |
| d. Kehilangan energi .dari sekunder ke tersier | = 0,10 m |
| e. Kehilangan energi.dari primer ke sekunder | = 0,10 m |
| f. Kehilangan energi.dari sungai ke primer | = 0,20 m |

g.	Kehilangan energi karena miring saluran	= 0,15 m
h.	Kehilangan energi di alat ukur	= 0,40 m
i.	Persediaan energi karena eksploitasi	= 0,10 m
j.	<u>Persediaan lain-lain untuk bangunan</u>	= 0,25 m +
	Elevasi	X + 1,60 m

(Sumber: Erman mawardi, 2002, *Desain Hidrolik Bendung Tetap*)

Penentuan hasil di atas, hanya berupa patokan jika data-data yang didapat tidak lengkap.

2.5.3 Perencanaan Kolam Olak

Aliran air di atas mercu bendung akan menimbulkan energi disebelah hilir bendung dengan menunjukkan berbagai perilaku akibat kedalaman air yang ada dihilir.

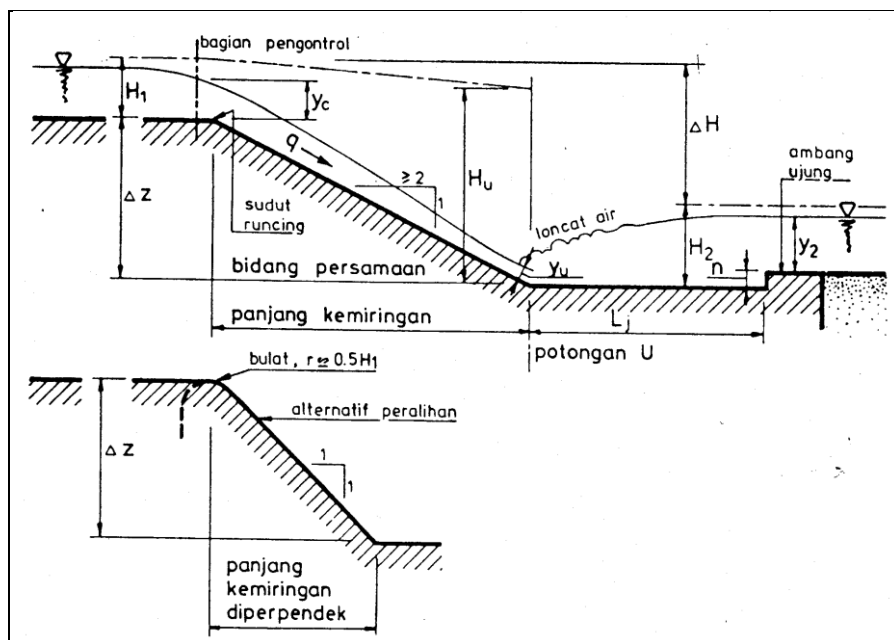
Jika aliran yang terjadi merupakan aliran tenggelam yaitu muka air hilir lebih tinggi dari 2/3 tinggi energi di atas mercu, maka hanya akan menimbulkan sedikit riak gelombang di permukaan. Bila yang terjadi merupakan aliran tidak tenggelam dan keadaan air di bagian hilir kurang dari kedalaman konjugasinya, maka akan menimbulkan loncatan air ke arah hilir yang akan menghempaskan bagian sungai yang tidak terlindungi, yang dapat menyebabkan terjadinya erosi. Maka kondisi seperti ini diperlukan adanya bangunan peredam energi atau kolam olak.

Peredam energi merupakan konstruksi pada bendung yang berfungsi untuk mematahkan energi dan mengurangi kecepatan aliran dihilir bendung serta sekaligus sebagai dasar sungai dihilir bendung sehingga tidak terjadi gerusan pada hilir bendung.

Terlepas dari kondisi hidrolis, kondisi dasar sungai dan tipe sedimen yang diangkut memberi peranan penting dalam pemilihan tipe kolam olak.

Beberapa tipe peredam energi yang umum digunakan pada bendung:

2.5.3.1 Kolam Loncat Air



Gambar 2.17 Parameter Kolam Loncat Air

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Berdasarkan gambar diatas, kecepatan awal loncatan air yang terjadi pada kolam loncat air dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$V_u = \sqrt{2g(1 + 2/H + z)}$$

Dimana:

v = Kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt)

H = Tinggi energi di atas ambang (m)

z = Tinggi jatuh (m)

Dengan $q = v_1 \times y_u$, maka kedalaman konjugasi dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\frac{Y_2}{Y_u} = 1/2\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1$$

Dengan:

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_u}}$$

Dimana:

y = Kedalaman air di atas ambang ujung (m)

y_u = Kedalaman air di awal loncat air (m)

Fr = Bilangan Froude

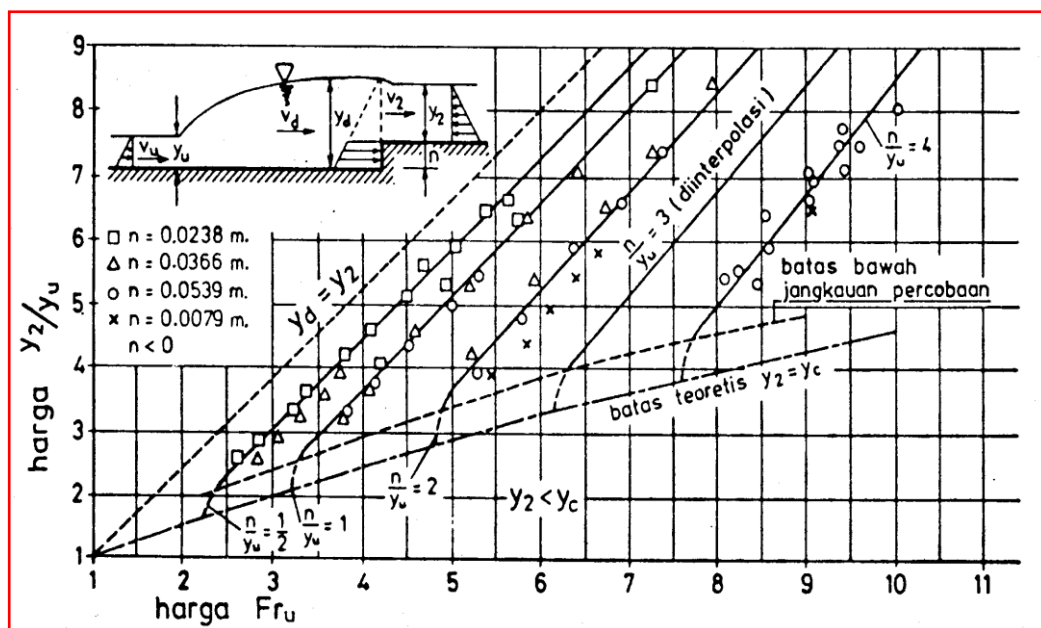
V_1 = Kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = Percepatan gravitasi (9,8m/dt)

Untuk panjang kolam loncat air ditentukan dengan persamaan:

$$L_j = 5 (n + Y_2)$$

Dimana n merupakan tinggi ambang ujung kolam loncat air yang merupakan fungsi dari bilangan froud dan harga Y_2/Y_u , yang dapat ditentukan dengan menggunakan gambar 2.18.



Gambar 2.18 Hubungan Percobaan Fr dan harga Y_2/Y_u

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

2.5.3.2 Tipe USBR (U.S. Bureau of Reclamation)

Untuk memperpendek kolam loncat air dibuat blok-blok penghalang yang dikenal dengan kolam olak tipe USBR yang didasari dengan besarnya bilangan

Frouddan aliran masuk.. Berdasarkan hasil penelitian kolam olak tipe USBR melakukan pematahan energi dengan membentuk loncatan hidrolis (*hydraulic jump*). Kolam olak tipe USBR tepat digunakan pada bendung sungai yang hanya mengangkut sedimen halus.

Jenis-jenis kolam olak tipe USBR adalah :

1) Kolam olak USBR tipe I

Kolam olak USBR tipe I memiliki dasar yang datar, energi yang ada pada aliran teredam efektif cukup dengan ambang bebas ujung. Kolam olak USBR tipe I digunakan jika didapat bilangan froud (Fr) $< 2,5$.

2) Kolam olak USBR tipe II

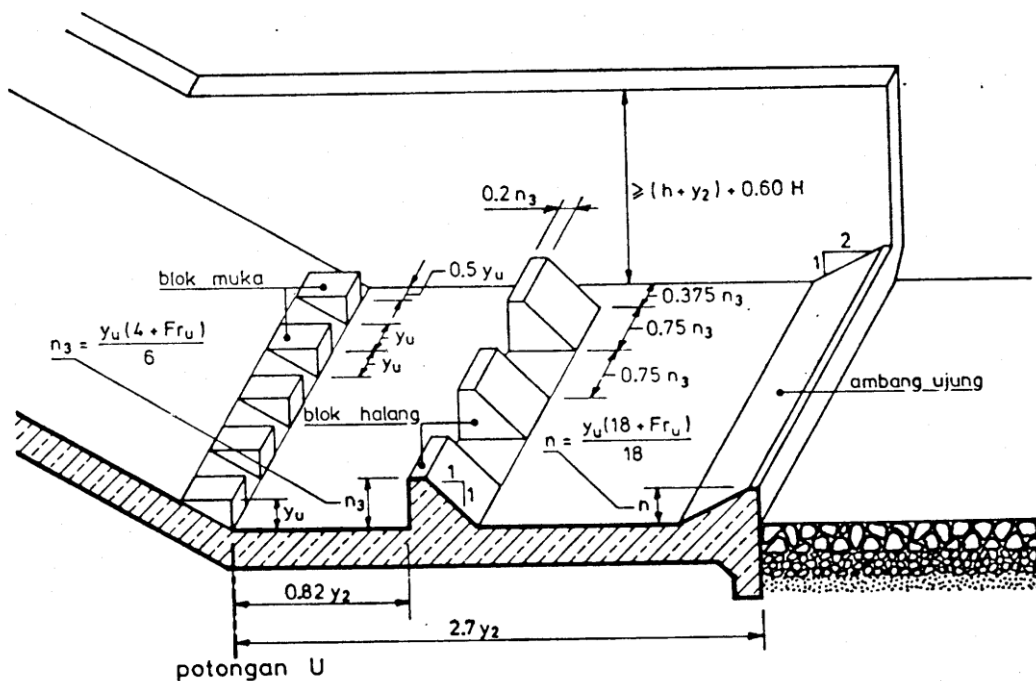
Pada kolam olak tipe USBR II peredaman energi pada aliran terjadi karena adanya blok penghalang yang dibuat pada lantai kolam olak yang mengakibatkan terjadinya gesekan molekul-molekul air yang bergerak dalam kolam olak.

Jika didapat nilai $2,5 < Fr < 4,5$ maka pada lantai kolam olak cukup digunakan blok penghalang muka atau blok penghalang belakang saja. Kolam olak USBR tipe II cocok digunakan untuk aliran dengan $Q \geq 45$ $m^3/dt/m^I$ dan $V_1 \geq 18$ m/dt .

3) Kolam olak USBR tipe III

Prinsip kerja dari kolam olak tipe III pada dasarnya sama dengan cara

kerja kolam olak tipe II. Kolam olak tipe III lebih sesuai digunakan pada aliran dengan $Q \leq 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}^1$, $V_1 \leq 18 \text{ m}/\text{dt}$ dan nilai $Fr > 4,5$. Kolam olak tipe ini efektif mempendek olakan air karena adanya dibangun blok penghalang muka dan blok penghalang belakang. Dari hasil percobaan USBR, ukuran hidrolis kolam ruang olak atau *stilling Bazin* di pengaruhi oleh bilangan froude dari aliran masuk.



Gambar 2.19 Karakteristik Kolam Olak USBR

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02

Berdasarkan gambar 2.19 untuk menentukan tinggi ambang ujung (n) dapat digunakan persamaan:

$$n = \frac{Yu(18 + Fr)}{18}$$

Untuk tinggi blok penghalang belakang digunakan persamaan:

$$n_3 = \frac{Yu(4 + Fr)}{6}$$

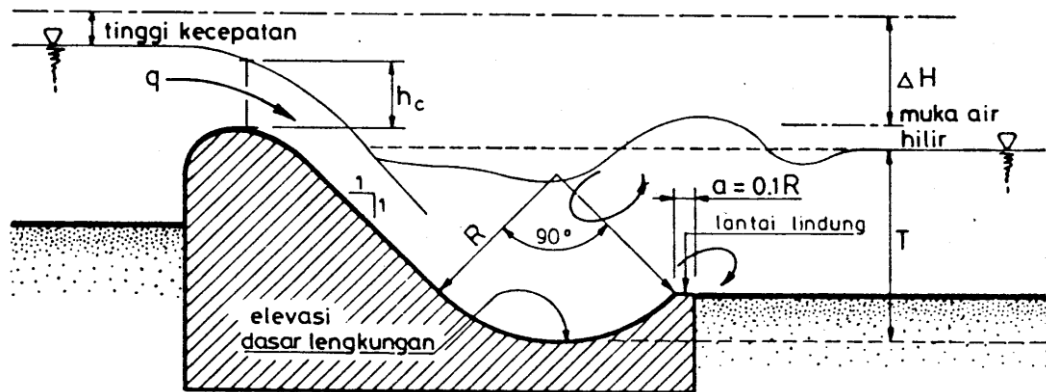
Dengan lebar dan jarak antara blok penghalang belakang adalah $0,75 n_3$, tebalpuncak blok $0,2 n_3$ serta jarak blok penghalang dengan dinding tanggul $0,375 n_3$.

Jarak antara blok penghalang muka dan belakang $0,82 Y_2$ dan panjang lantai $2,7 Y_2$.

2.5.3.3 Tipe Bak Tenggelam (*Sub Merged Bucket/Roller Bucket*).

Jika didapat kedalaman konjugasi hilir terlalu tinggi dibandingkan dengan kedalam air normal dihilir dan diperkirakan akan terjadinya kerusakan pada lantai kolam olak panjang akibat batu-batu besar yang jatuh dari mercu bendung maka dapat dipilih peredam energi yang relatif pendek seperti kolam olak tipe bak tenggelam.

Kolam olak tipe bak tenggelam memiliki sifat aliran pusaran balik atas dan pusaran balik bawah serta aliran loncat. Penggunaan kolam olak tipe bak tenggelam sangat tepat digunakan selain berfungsi menjauhkan gerusan setempat sehingga tidak membahayakan pondasi bendung juga menghindarkan benturan batu langsung pada permukaan bangunan.



Gambar 2.20 Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Perhitungan hidrolis kolam olak tipe bak tenggelam dapat dilakukan dengan persamaan berikut:

$$h_c = \sqrt{\frac{q^2}{g}}$$

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

Dimana :

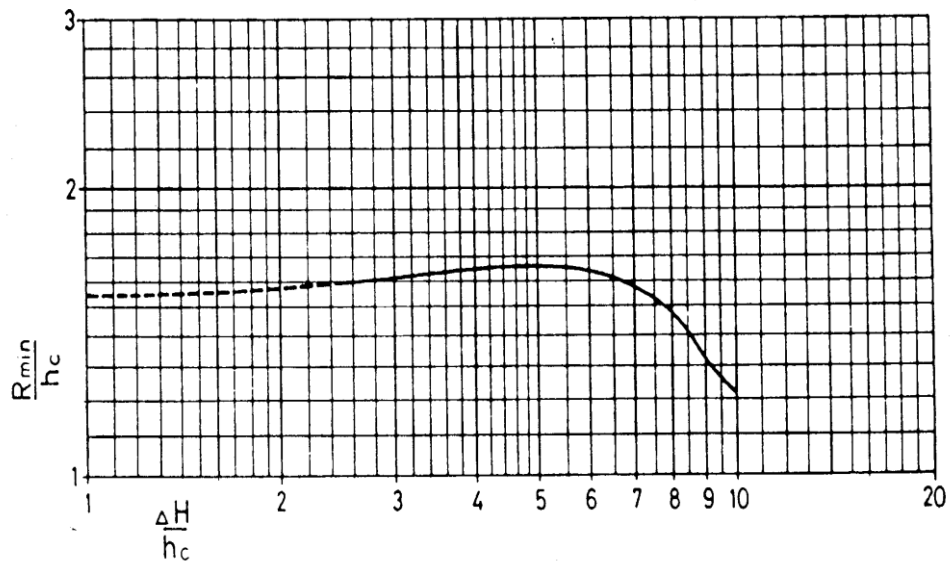
h_c = Tinggi kritis (m)

q = Debit aliran per meter lebar ($m^3/dt.m$)

g = Percepatan gravitasi ($9,81 m/dt^2$)

Be = Lebar efisien bendung (m)

Berdasarkan gambar 2.21 didapat nilai R_{min}/h_c yang merupakan fungsi $\Delta H/h_c$, dimana ΔH merupakan beda tinggi muka air hilir dengan tinggi muka air hulu.

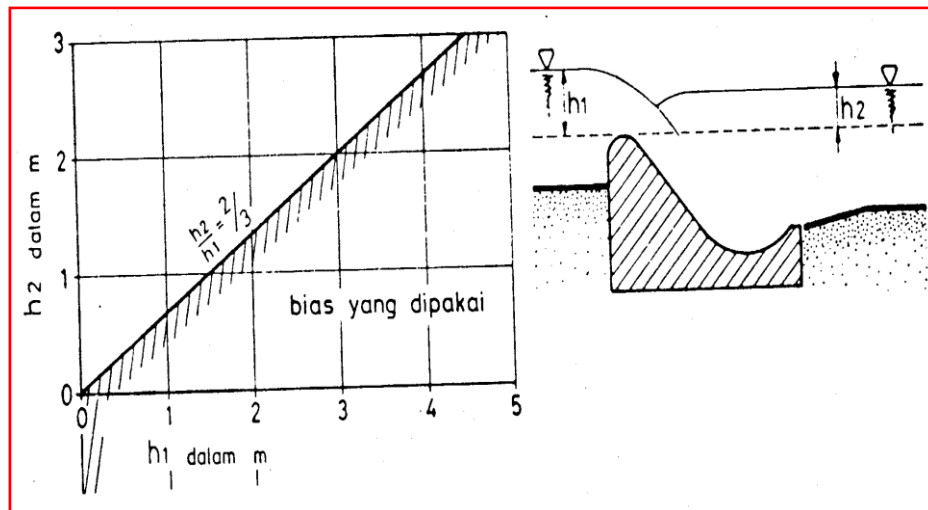


Gambar 2.21Jari-jari minimum Bak

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Tinggi minimum air dihilir bendungbila $\Delta H/h_c < 2,4$ adalah $T_{min}/h_c = 1,88 (\Delta H/h_c)^{0,215}$ dan bila $\Delta H/h_c > 2,4$, $T_{min}/h_c = 1,7 (\Delta H/h_c)^{0,33}$.

Batas maximum tinggi air dihilir bendung berlaku rumusan $h_2/h_1=2/3$ atau dapat digunakan gambar 2.22 dibawah ini.

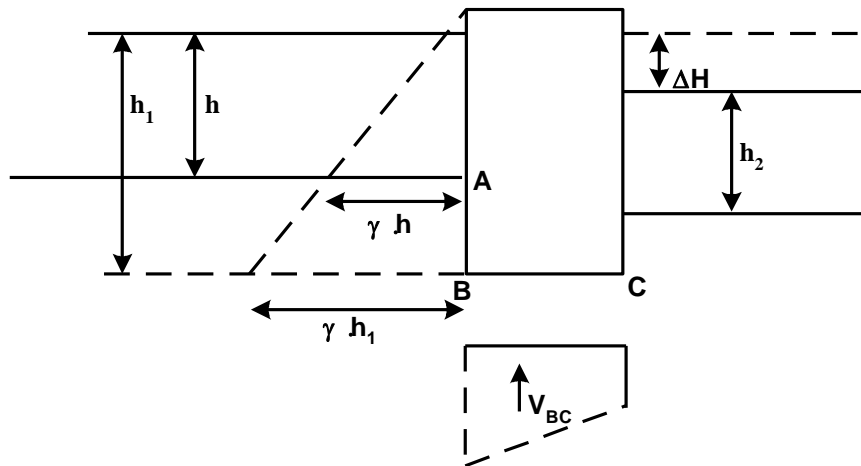


Gambar 2.22Tinggi Maksimum Air di Hilir

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

2.5.4 Lantai Muka

Perbedaan tekanan yang ditimbulkan oleh perbedaan tinggi air di depan dan dibelakang bendung akan mengakibatkan adanya aliran dibawah bendung, terlebih bila tanah dasar bendung bersifat poros. Bila tekanan yang dihasilkan cukup besar mendesak butir-butir tanah, maka lama-kelamaan akan timbul penggerusan diujung belakang bendung.

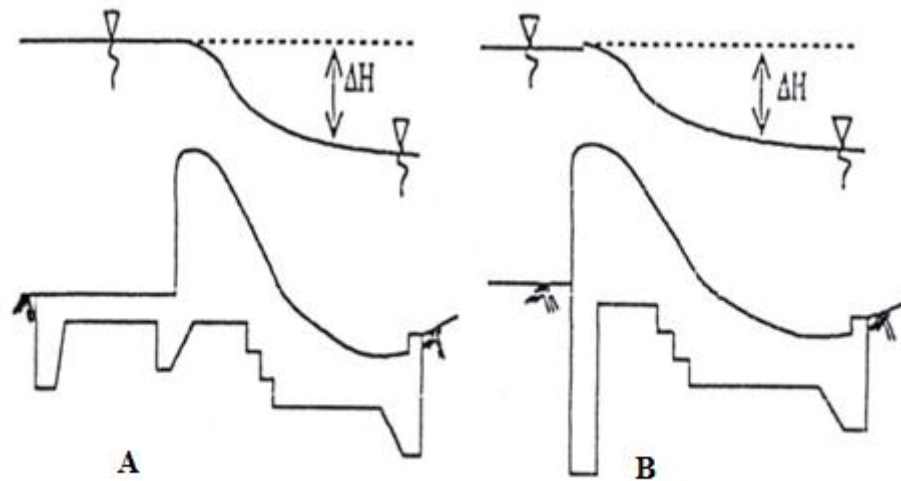


Gambar 2.23 Tekanan Yang Terjadi Pada Tubuh Bendung

Tekanan pada titik A = $\gamma \cdot h$ merupakan tekanan hidrostatik. Tekanan pada titik B = $\gamma \cdot h_1$ jika tidak ada tanah, tetapi karena adanya tanah sebagai dasar bendung, maka air yang melewati titik A-B akan mengurangi energinya (untuk diubah menjadi kecepatan), sehingga tekanan di B < $\gamma \cdot h_1$ dan tekanan yang terjadi sebesar ΔH akan terbagi pada seluruh *creep line*-nya (ABCD).

Untuk memperkecil kemungkinan terjadinya erosi bawah tanah dan memperkecil gaya angkat ke atas, salah satu cara yang relatif mudah pelaksanaannya dan murah biayanya adalah dengan membuat lantai muka dengan panjang tertentu. Gaya tekan ke atas yang terjadi dari bawah lantai akan diimbangi berat konstruksi. Persyaratan terpenting adalah bahwa lantai ini kedap air, demikian pula sambungannya dengan tubuh bendung. Sifat kedap air ini dapat dicapai dengan *foil plastic* atau lempung kedap air (*Puddle Clay*) di bawah lantai

dan sekat karet (*Rubber Water Stop*) yang menghubungkan lantai dan tubuh bendung.



Gambar 2.24 Lantai Muka dan *Cut Off Wall*

Menurut *Blight* besarnya kehilangan tinggi tekanan pada jalur pengaliran sepanjang batas pondasi bangunan dan tanah pondasi (*creep line* = jalur rayapan air) adalah sebanding dengan panjangnya *creep line* yang dinyatakan :

$$\Delta H = L/C$$

Dimana :

Δh =Beda tekanan atau kehilangan tekanan.

L =Panjang *creep line*.

C = *Weighted creep line ratio* (nilai rayapan air) tergantung jenis tanah dibawah bangunan.

Supaya bangunan aman terhadap bahaya piping sebagai akibat *up lift force* maka berlaku:

$$\Delta H = L/C \text{ atau } L \geq C \times \Delta H$$

Teori *Blight* mengenai konsep tersebut dikoreksi oleh *Lane* dengan menyatakan bahwa energi yang dibutuhkan oleh aliran air untuk melewati lintasan vertikal dalam tanah lebih besar tiga kali dari pada yang dibutuhkan melalui lintasan horizontal. Jadi dianggap *creep distance* (panjang lintasan *creep*) $L_v = 1/3 L_h$ untuk suatu panjang lintasan yang sama. Maka *Lane* menurunkan rumus *Blight*:

$$\Delta H = \frac{LV + 1/3LH}{C}$$

Dimana nilai C dari *Lane* tidak sama dengan *Blight*. Nilai C untuk bermacam-macam jenis tanah untuk *Lane* dan *Blight* dapat dilihat pada tabel 2.4

Tabel 2.4***Weight Creep Ratio***

Material	C Blight	C Lane
Pasir amat halus/lunak	18	8,5
Pasir halus	15	7,0
Pasir sedang	-	6,0
Pasir kasar	12	5,0
Kerikil halus	-	4,0
Kerikil sedang	-	3,5
Kerikil campur pasir	9	-
Kerikil kasar termasuk batubatu kecil dan kerikil kasar	-	3,0
Boulder dengan batu-batu kecil dan kerikil kasar	-	2,5
Boulder, batu-batu kecil dan kerikil	4 a/6	-
Lempung lunak	-	2,0
Lempung sedang	-	1,8
Lempung keras	-	1,8
Lempung sangat keras atau padat	-	1,8

Sumber: Kriteria Perencanaan Bangunan Utama, KP.02.

2.6 Bangunan Pengambilan (*Intake*) dan Bangunan Pembilas

Bangunan *intake* adalah suatu bangunan pada bendung yang berfungsi sebagai penyalur air aliran sungai, mengatur pemasukan air sesuai dengan yang direncanakan. Bangunan *intake* merupakan satu kesatuan dengan bangunan pembilas. Fungsi dari bangunan pembilas adalah mengurangi sebanyak mungkin benda-benda terapung dan fraksi-fraksi sedimen kasar yang masuk ke jaringan saluran irigasi.

Pertimbangan utama perencanaan tata letak bangunan *intake* dan bangunan pembilas adalah berdasarkan kebutuhan penyaluran debit dan mengelakkan sedimen agar tidak masuk ke *intake*, selain itu harus dipikirkan pula kemungkinan pengembangan, kehilangan tinggi tekan, dan sebagainya.

2.6.1 Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Bangunan pengambilan sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pembilas dan as bendung, lebih optimal jika *intake* ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar guna memperkecil masuknya sedimen.

Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimension requirement*) guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek.

Dalam perencanaan pintu *intake* untuk mencegah kehilangan air akibat gelombang pada bendung elevasi mercu bendung sedapatnya berada 10 cm diatas

elevasi pengambilan, elevasi ambang pengambilan (p) direncanakan sesuai dengan angkutan sedimen sungai, untuk angkutan sedimen berupa lanau $p = 0,50$ m, untuk pasir dan kerikil $p = 1,00$ m, dan untuk angkutan sedimen berupa batu-batu bongkah $p = 1,0$ m. Jika pitu *intake* bergabung dengan penguras bawah maka ambang pengambilan $0 < p < 20$ cm. Bila pintu *intake* lebih dari satu, sebaiknya pemasangan pilar agak kebelakang agar aliran masuk lebih mulus sejauh $R = 0,5$ m

Bangunan pengambil dilengkapi dengan pintu, dimana tinggi bukaan pintu tergantung pada kecepatan aliran masuk yang dipengaruhi oleh diameter butiran sedimen yang diizinkan terbawa masuk.

Rumus dibawah ini memberikan perkiraan kecepatan yang dimaksud:

$$v^2 \geq 32 (h/d)^{1/3} \cdot d \quad (\text{Sumber: KP - 02, hal 84})$$

dapat disederhanakan menjadi:

$$v \approx 10 d^{0.5} \quad (\text{Sumber: KP - 02, hal 84})$$

di mana:

v = Kecepatan rata-rata (m/dt)

h = Kedalaman air (m)

d = Diameter butir (m)

Dengan kecepatan masuk sebesar 1,0 – 2,0 m/dt yang merupakan besaran perencanaan normal, dapat diharapkan bahwa butir-butir berdiameter 0,01 sampai 0,04 m dapat masuk.

Debit pengambilan dapat dinyatakan dengan rumus :

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (\text{Sumber: KP - 02, hal 84})$$

di mana:

$$Q = \text{Debit (m}^3/\text{dt)}$$

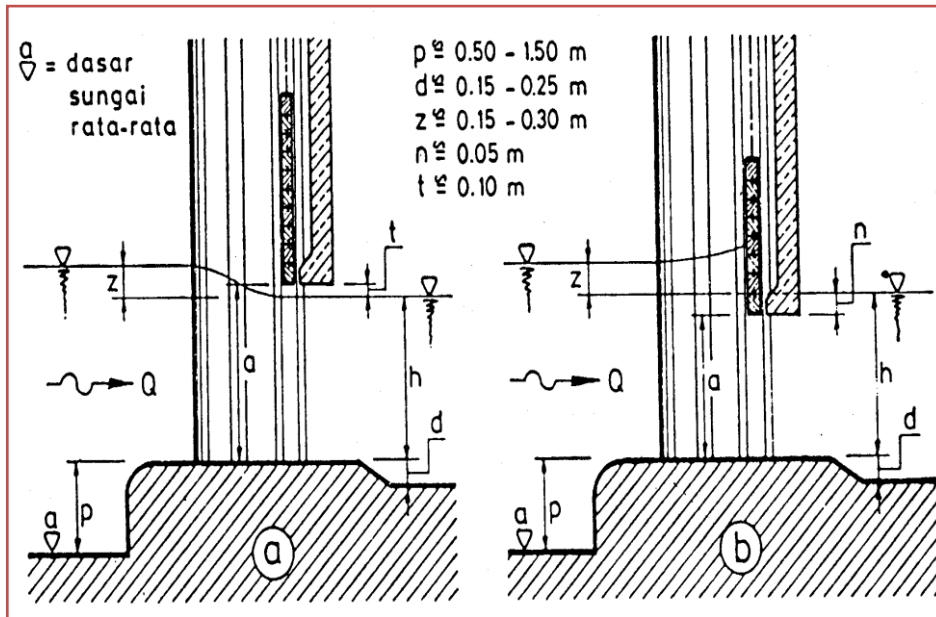
μ = Koefisiensi debit untuk bukaan di bawah permukaan air dengan kehilangan tinggi energi, $\mu = 0,80$

b = Lebar bukaan (m)

a = Tinggi bukaan (m)

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

z = Kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)



Gambar 2.25 Tipe Pintu Intake

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02

Guna mencegah masuknya benda-benda hanyut, puncak bukaan direncanakan di bawah muka air hulu. Jika bukaan berada di atas muka air, maka harus dipakai kisi-kisi penyaring dan perlu dihitung kehilangan energi akibat kisi-kisi dengan persamaan berikut :

$$H_f = C V^2 / 2g$$

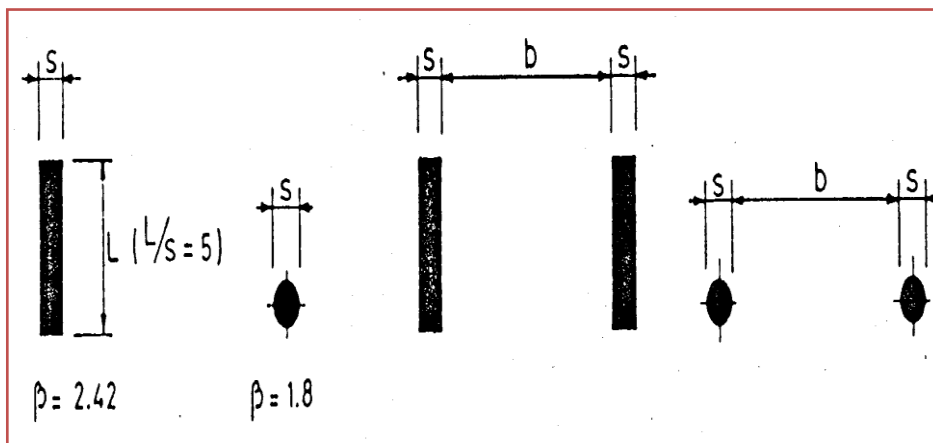
$$C = \beta (s/b)^{4/3} \sin \delta \quad (\text{Sumber: KP - 02, hal 87})$$

di mana:

h_f = Kehilangan tinggi energi

v = Kecepatan datang (approach velocity)

- g = Percepatan gravitasi m/dt^2 ($\approx 9,8$)
 c = Koefisien yang bergantung kepada:
 β = Faktor bentuk (lihat gambar 2.26)
 β = 1,8 untuk Jeruji bulat
 β = 2,42 untuk Jeruji besi strip
 s = Tebal jeruji (m)
 L = Panjang jeruji = $5 \times s$ (m)(lihat gambar 2.26)
 b = Jarak bersih antar jeruji b ($b > 50$ mm) (m)
 δ = Sudut kemiringan dari horisontal, dalam derajat.



Gambar 2.26Bentuk Jeruji Penyaring dan Harga β

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

2.6.2 Bangunan Pembilas

Lantai pembilas merupakan kantong tempat mengendapnya sedimen yang hanyut di depan pintu *intake*. Sedimen yang terkumpul dibilas dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala guna menciptakan aliran terkonsentrasi tepat di depan *intake*.

Lebar pintu pembilas ditambah tebal pilar sebaiknya sama dengan $1/6 - 1/10$ dari lebar bersih bendung (jarak antara pangkal-pangkalnya), untuk sungai-sungai yang lebarnya kurang dari 100 m atau diambil 60% dari lebar total pengambilan termasuk pilar-pilarnya.

Agar selama pembilasan tidak ada air yang mengalir di atas dinding pemisah sebaiknya elevasi puncak dinding pemisah dibuat 0,50 s/d 1.00 m lebih tinggi dari puncak mercu bendung. panjang dinding pemisah dibuat secara empiris dengan sudut 60° s/d 70° . (Sumber: KP – 02, hal 88)

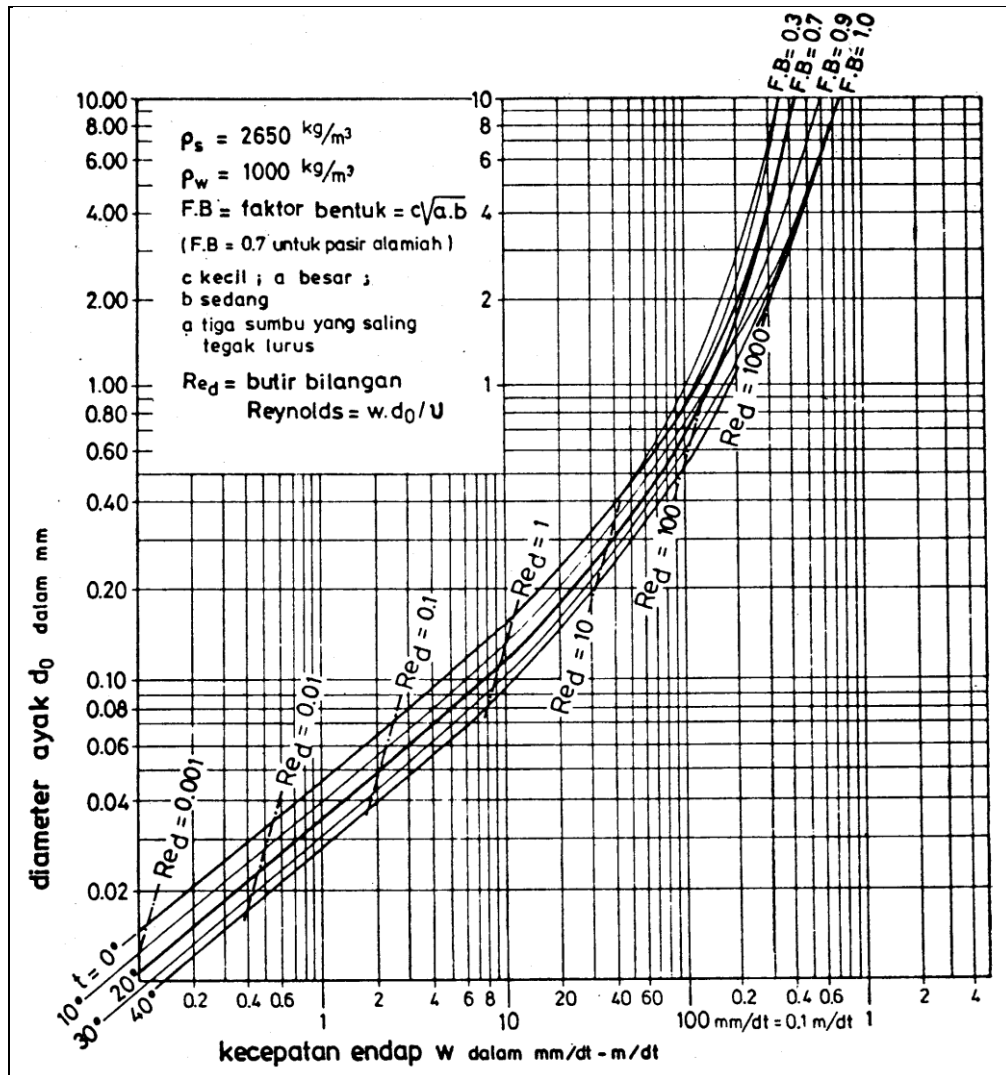
2.7 Kantong Lumpur

2.7.1 Kecepatan Endap Sedimen

Kantong lumpur merupakan bangunan yang dibuat persis sebelum pintu saluran irigasi, dasar bangunan dibuat lebar atau dalam agar dapat menampung sedimen yang mengendap dan dalam periode waktu tertentu dilakukan pengurasan melalui pintu penguras.

Ukuran butir yang harus diendapkan bergantung kepada kapasitas angkutan sedimen di jaringan saluran selebihnya. Dianjurkan bahwa sebagian besar (60 – 70%) dari pasir halus dengandiameter di atas 0,06 – 0,07 mm dapat terendapkan.

Penentuan kecepatan endap sangat penting untukmenentukan dimensi kantong lumpur, kecepatan endap sediment dapat ditentukan dengan dua metoda yaitu Pengukuran di tempat dan dengan rumus/grafik *shield* seperti yang ditunjukkan gambar 2.27 untuk kecepatan endap bagi partikel-partikel individual (*discrete particles*) dalam air yang tenang.



Gambar 2.27 Hubungan Kecepatan Endap Dengan Diameter Saringan

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

2.7.2 Volume Tampungan

Volume tampungan bergantung kepada banyaknya sedimen (sedimen dasar maupun sedimen layang) yang akan terendapkan hingga tiba saat pembilasan.

$$V = 0,0005 \times Q_n \times T \quad (\text{Sumber: Bahan Ajar Irigasi dan Bangunan Air II})$$

Dimana:

$$V = \text{Volume kantong lumpur (m}^3\text{)}$$

$$0,0005 = \text{Anggapan sedimen yang terendap sebesar } 0,0005 \times Q_n$$

$$Q = \text{Debit normal (m}^3\text{/dt)}$$

$$T = \text{Jarak waktu pembilasan (dtk)}$$

Kedalaman tampungan (ds) diujung kantong lumpur biasanya sekitar 1,0 m untuk jaringan kecil yang memiliki debit 10 m³/dt dan 2,50 m untuk jaringan besar dengan debit 100 m³/dt.

2.7.3 Dimensi Kantong Lumpur

Untuk menentukan panjang (L) dan lebar (B) kantong lumpur dapat dilihat pada gambar dengan persamaan:

$$\frac{H}{W} = \frac{L}{v}, v = \frac{Q}{HB} \quad (\text{Sumber: KP - 02, hal 140})$$

Dimana:

$$H = \text{Kedalaman aliran saluran (m)}$$

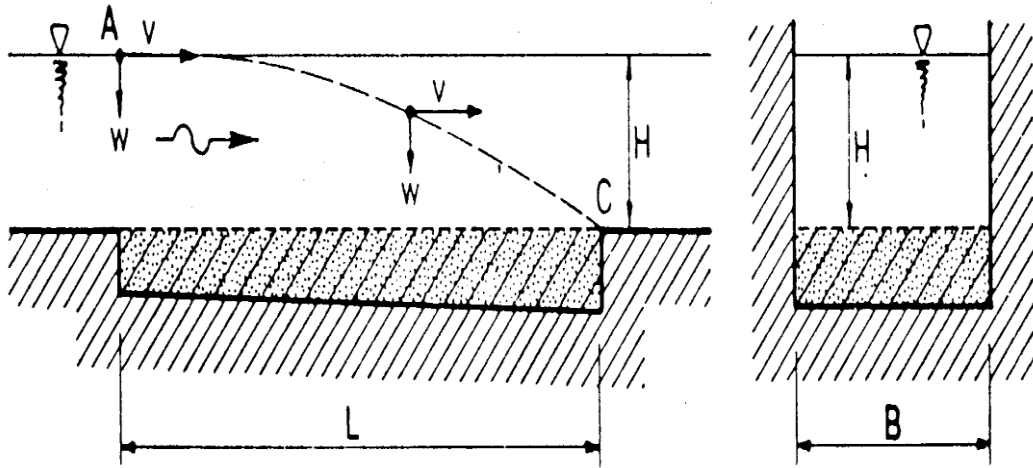
$$w = \text{Kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)}$$

$$L = \text{Panjang kantong lumpur (m)}$$

v = Kecepatan aliran air (m/dt)

Q = Debit saluran (m³/dt)

B = Lebar kantong lumpur (m)



Gambar 2.28Skema Kantong Lumpur

Sumber : Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02.

Karena sangat sederhana, rumus ini dapat dipakai untuk membuat perkiraan awal dimensi-dimensi tersebut. Untuk perencanaan yang lebih detail, harus dipakai faktor koreksi guna menyelaraskan faktor-faktor yang mengganggu, seperti:

- turbulensi air
- pengendapan yang terhalang
- bahan layang sangat banyak.

Dimensi kantong sebaiknya juga sesuai dengan kaidah bahwa $L/B > 8$, untuk mencegah agar aliran tidak “meander” di dalam kantong. Apabila topografi tidak memungkinkan diturutinya kaidah ini, maka kantong harus dibagi-bagi ke arah memanjang dengan dinding-dinding pemisah (divider wall) untuk mencapai perbandingan antara L dan B ini.

2.7.4 Pembersihan Kantong Lumpur

Pembuangan endapan sedimen dari kantong lumpur, dapat dilakukan dengan pembilasan secara hidrolis (*hydraulic flushing*), pembilasan secara manual atau mekanis. Jarak waktu pembilasan kantong lumpur, tergantung pada eksploitasi jaringan irigasi, banyaknya sedimen di sungai, luas tampungan serta tersedianya debit air sungai yang dibutuhkan untuk pembilasan. Untuk tujuan-tujuan perencanaan, biasanya diambil jarak waktu satu atau dua minggu.

2.7.4.1 Pembersihan Secara Hidrolis

Pembilasan dengan cara hidrolis membutuhkan beda tinggi muka air dan debit yang memadai pada kantong lumpur guna menggerus dan menggelontor bahan yang telah terendap agar dapat kembali ke sungai. Dianjurkan untuk mengambil debit pembilasan sebesar yang dapat diberikan oleh pintu dan beda tinggi muka air. Untuk keperluan-keperluan perencanaan, debit pembilasan di ambil 20% lebih besar dari debit normal pengambilan

Tegangan geser yang diperlukan untuk pembilasan tergantung pada tipe sedimen yang akan dibilas. Jika sedimen yang akan dibilas berupa pasir lepas untuk menentukan tegangan geser yang diperlukan selama pembilasan dapat digunakan gambar 7.6. tegangan geser untuk pasir yang berdiameter besar sebaiknya dipilih diatas harga kritis. Kecepatan pembilasan sebaiknya dibawah harga kritis, sebab jika digunakan kecepatan superkritis akan mengurangi efektivitas pembilasan.

2.7.4.2 Pembersihan Secara Manual atau Mekanis

Pembersihan secara manual bermanfaat untuk dilakukan di samping pembilasan secara hidrolis terhadap bahan-bahan kohesif atau bahan-bahan yang sangat kasar. Dengan menggunakan tongkat, bahan endapan ini dapat diaduk dan dibuat lepas sehingga mudah terkuras dan hanyut. Pembersihan secara mekanis membutuhkan biaya yang mahal karena biasanya menggunakan alat-alat seperti mesin penggerak, pompa (pasir), singkup tarik/backhoe.

(Sumber: Kriteria Perencanaan Bangunan Utama KP. 02)

2.8 Stabilitas Bendung

Salah satu persyaratan keamanan bendung yaitu stabil terhadap geser, guling dan piping. Untuk itu perlu diperhitungkan gaya-gaya yang bekerja pada bendung seperti berikut:

- a. Berat sendiri bendung.

- b. Tekanan air normal setinggi bendung dan setinggi muka air banjir rencana serta tekanan air dibawah bendung.
- c. Tekanan lumpur.
- d. Gaya gempa.

2.8.1 Berat Sendiri Bendung

Berat bendung tergantung pada bahan yang digunakan untuk konstruksi bendung. Untuk tujuan-tujuan perencanaan pendahuluan, boleh dipakai harga-harga berat volume di bawah ini.

- a. Pasangan batu $22 \text{ kn/m}^3 (\approx 2.200 \text{ kgf/m}^3)$
- b. Beton tumbuk $23 \text{ kn/m}^3 (\approx 2.300 \text{ kgf/m}^3)$
- c. Beton bertulang $24 \text{ kn/m}^3 (\approx 2.400 \text{ kgf/m}^3)$

Perhitungan berat sendiri bendung ditinjau pada tiap lebar 1 meter, maka gaya yang diperhitungkan adalah luas bidang dikali berat jenis konstruksi. Secara matematis dapat ditulis dengan persamaan berikut:

$$G = A \times \gamma$$

Dimana:

$$G = \text{Berat konstruksi dalam 1m panjang(t)}$$

$$A = \text{Luas bidang konstruksi (m}^2\text{)}$$

$$\gamma = \text{Berat jenis konstruksi (t/m}^3\text{)}$$

2.8.2 Gaya Gempa

Berdasarkan geografis Indonesia yang memiliki banyak gunung berapi yang masih aktif, untuk menjaga agar konstruksi bendung tetap stabil jika terkena dampak dari gerakan gempa, maka perlu diperhitungkan gaya gempa yang akan bekerja pada tubuh bendung. Gaya gempa pada bendung ditinjau pada 1 meter lebar, dengan persamaan berikut:

$$K = E \times G$$

Dimana :

E = Koefisien gempa

G = berat sendiri konstruksi bendung

Harga k tergantung keadaan tanah dari lokasi tempat konstruksi sesuai dengan peta zona gempa daerahnya. Jika tidak diketahui, harga k dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$K = \frac{n.(Ac.z)^m}{g}$$

Dimana :

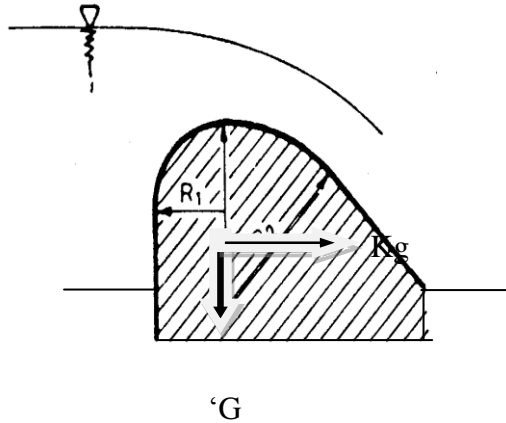
n,m = Koefisien untuk jenis tanah

Ac = Percepatan akibat periode ulang (cm/d²)

z = Koefisien zona gempa

g = Percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

Gaya gempa pada bendung dihitung ke arah horizontal dititik berat bendung. Sudah tentu juga ada komponen vertikal, tetapi ini relatif tidak berbahaya dibandingkan dengan komponen horizontal.



Gambar 2.29 Gaya Gempa

2.8.3 Gaya Tekanan Lumpur

Apabila bendung sudah beroperasi, maka akan terdapat endapan di depan bendung. Maka endapan lumpur ini diperhitungkan sebesar tinggi mercu yang dihitung pada 1 meter lebar, dengan Rumus yang berikut :

$$W_1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \left\{ \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right\}$$

(Sumber: Kriteria Perencanaan Bendung, KP 02)

Dimana :

γ =BJ lumpur

H = kedalam lumpur

ϕ = sudut geser dalam dari silt

2.8.4 Gaya Tekanan Tanah

- a. Tekanan tanah aktif.

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta/2)$$

- b. Tekanan tanah pasif

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \theta/2)$$

Dimana:

θ = Sudut geser dalam

2.8.5 Tekanan Air

Berdasarkan syarat kestabilan bendung tekanan air pada bendung harus ditinjau pada waktu banjir dan pada waktu normal (tekanan air terhadap bendung setinggi mercu dan dihilir bangunan dianggap kosong, tanpa ada air). Disamping itu terdapat pula pengaliran dimana mercu tenggelam dan tidak tenggelam.

Untuk mercu tidak tenggelam pada saat banjir sebenarnya ada lapisan air yang mengalir diatas mercu. Tetapi karena lapisan ini biasanya tidak tebal dan kecepatannya besar, maka keamanan lapisan ini tidak diperhitungkan. Pada saat air normal sama halnya pada peristiwa mercu tidak tenggelam.

2.8.5.1 Tekanan Angkat Air (*Uplift Pressure*)

Gaya tekan ke atas, yakni istilah umum untuk tekanan air dalam, menyebabkan berkurangnya berat efektif bangunan di atasnya.

Rumus gaya tekan ke atas untuk bangunan yang didirikan pada pondasi batuan adalah (lihat Gambar 6.4):

$$W_u = c\gamma_w [h_2 + \frac{1}{2} \xi (h_1 - h_2)] B$$

(Sumber: Kriteria Perencanaan Bendung, KP 02)

dimana:

W_u = Gaya tekan ke atas resultan (kN)

c = Proporsi luas di mana tekanan hidrostatik bekerja ($c = 1$, untuk semua tipe pondasi)

γ_w = Berat jenis air (kN/m^3)

h_2 = Kedalaman air hilir (m)

h_1 = Kedalaman air hulu (m)

B = Lebar dasar bendung (m^2)

ξ = Proporsi tekanan (proportion of net head)

berlapis horizontal $\xi = 1,00$

sedang dan masif $\xi = 0,67$

baik dan masif $\xi = 0,50$

Gaya tekan keatasdapat juga dihitung dengan teori rembesan lane

Berdasarkan prinsip teori Lane, dengan rumus:

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H$$

(Sumber: Kriteria Perencanaan Bendung, KP 02)

Dimana:

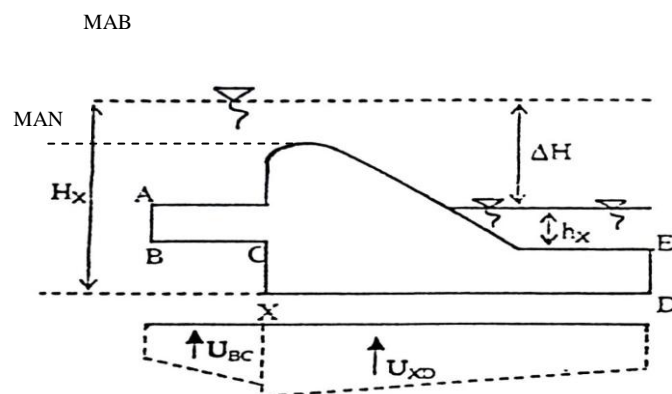
U_x = Uplift pressure di titik X

H_x = Kedalaman titik X terhadap muka air upstream bangunan.

L_x = Panjang creep line sampai ke titik X (ABCDX).

$\sum L$ = Jumlah total panjang creep line (ABCDXEF).

ΔH = Perbedaan muka air dan di belakang bangunan.



Gambar 2.30 Tekanan *Uplift Pressure*

2.8.5.2 Tekanan Hidrostatik

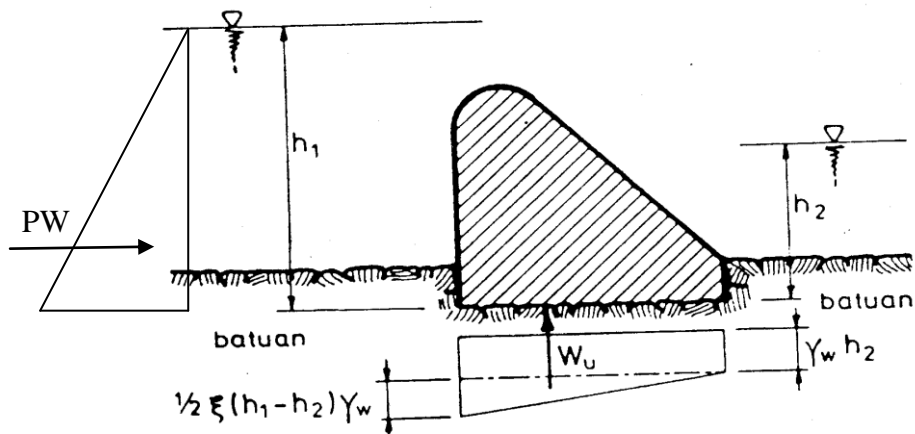
Tekanan hidrostatik adalah tekanan air yang terjadi akibat pengaruh kedalaman di bawah permukaan air. Tekanan air akan selalu bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan, oleh sebab itu agar perhitungannya lebih mudah, gaya horisontal dan vertikal dikerjakan secara terpisah.

Perhitungan tekanan hidrostatik dapat diselesaikan dengan rumus berikut :

$$P_w = 0,5 \gamma_w \times h_1^2$$

Dimana:

P_w = Tekanan hidrostatik.



Gambar 2.31 Tekanan Hidrostatik

2.8.6 Kontrol Stabilitas Bendung

2.8.6.1 Stabilitas Terhadap Guling

Pemeriksaan stabilitas bendung pada saat keadaan air normal dan keadaan air banjir dilakukan untuk mengetahui stabilitas bendung terhadap bahaya guling (*overtuning*). Momen tahan (M_t) harus lebih besar dari momen guling (M_g), faktor keamanan (sf) untuk guling dapat diambil 1,5.

$$\frac{M_t}{M_g} \geq 1,5$$

2.8.6.2 Stabilitas Terhadap Geser.

Konstruksi bendung tidak boleh bergeser (*sliding*). Faktor keamanan (Sf) untuk ini diambil 1,5.

$$\frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,5$$

Dimana:

f = Koefisien geser (lihat tabel).

ΣV = Jumlah gaya vertikal

ΣH = Jumlah gaya horizontal

2.8.6.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Tegangan tanah yang terjadi tidak boleh melebihi tegangan tanah yang diizinkan ($\sigma_g \leq \sigma'_g$), sehingga setiap titik pada seluruh konstruksi harus tidak boleh terangkat dengan gaya ke atas.

Tegangan tanah yang terjadi (σ_g) :

$$\sigma_g = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) < \sigma'$$

Dimana:

ΣV = Jumlah gaya vertikal yang terjadi.

B = Panjang penampang tubuh bendung.

e = Eksentrisitas

eksentrisitas tidak boleh terjadi apabila:

$$e = \frac{B}{2} - d < \frac{B}{6}$$

Dimana:

$$D = \frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma M_v}$$

Dimana:

D = Jarak titik kerja resultan

ΣMV = Jumlah momen vertikal

ΣMH = Jumlah momen horizontal

Sedangkan untuk daya dukung izin tanah dihitung berdasarkan rumus daya dukung tanah menurut Terzaghi:

$$q = C.N_c + \gamma .D.N_q + 0,5. \gamma .B.N_\gamma$$

dimana:

q = Daya dukung ultimate (ton/m^2).

B = Lebar pondasi (m).

D = Dalam pondasi (m).

C = Kohesi tanah

γ = Berat jenis tanah (ton/m^3)

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung tanah Terzaghi.

Maka tegangan tanah yang diizinkan:

$$\sigma'_g = q / sf$$

BAB III

ANALISA HIDROLOGI

3.1 Data-Data Perencanaan

a. peta topografi

Peta Topografi adalah peta meliputi seluruh daerah aliran sungai dengan skala 1:50.000 (terlampir), dari peta ini dapat ditentukan letak daerah punggung dan daerah rendah dari aliran sungai. Peta Topografi meliputi peta situasi letak untuk bangunan utama, gambar potongan memanjang dan potongan melintang sungai baik sebelah hulu dan hilir letak bangunan utama.

Lokasi bangunan Bendung Batang Sinamar terletak di Jorong Teratai Nagari Lubuk Jantan Kecamatan Lintau Buo Utara. Posisi Lokasi berjarak ± 165 km dari Kota Padang dan berjarak ± 62 km dari Ibu Kota Kabupaten Tanah Datar.

Secara hidrologis, lokasi perencanaan bendung berada dalam cakupan Daerah pengairan sungai Batang Sinamar yang mempunyai luas catchment area sebesar $2175,70 \text{ km}^2$ dan panjang Sungai (L) = $61,4 \text{ km}$.

Luas Catchmen Area (F) = $2175,70 \text{ km}^2$

Luas daerah yang mewakili stasiun tanjung pati = $369,8 \text{ km}^2$

Luas daerah yang mewakili stasiun buo = $500,4 \text{ km}^2$

Luas daerah yang mewakili stasiun suliki = $1305,4 \text{ km}^2$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 61,4 \text{ Km}$$

$$L_{\text{eff}} (0,9 \times L) = (0,9 \times 61,4) = 55,26 \text{ Km}$$

$$\text{Kemiringan Sungai (I)} = 0,0045$$

A. Data Curah Hujan

Data ini mencakup data – data mengenai curah hujan yang jatuh di daerah yang akan diairi. Dalam perhitungan curah hujan ini dipergunakan data curah hujan dari 3 Stasiun yaitu Stasiun Koto Tinggi, Stasiun Tanjung Pati, dan Stasiun Suliki dengan memakai data selama 10 tahun dari 2005 sampai dengan 2014 sehingga didapat data curah hujan maksimum tahunan seperti dalam tabel berikut ini

Table 3.1. Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Tanjung Pati

NO	Tahun	Curah Hujan Maksimum
1	2005	60
2	2006	86
3	2007	63
4	2008	75
5	2009	100
6	2010	145
7	2011	70
8	2012	125
9	2013	92
10	2014	70

(Sumber :Dinas PSDA Sumatera Barat)

Table 3.2. Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Buo

NO	Tahun	Curah Hujan Maksimum
1	2005	26,6
2	2006	32
3	2007	62
4	2008	34,4
5	2009	201
6	2010	41
7	2011	42
8	2012	42
9	2013	37
10	2014	37

(Sumber :Dinas PSDA Sumatera Barat)

Table 3.3. Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Suliki

NO	Tahun	Curah Hujan Maksimum
1	2005	62
2	2006	74
3	2007	61
4	2008	107
5	2009	72
6	2010	65
7	2011	140
8	2012	68
9	2013	140
10	2014	73

(Sumber :Dinas PSDA Sumatera Barat

Dalam menghitung curah hujan rencana dihiung dengan menggunakan Metode Thiessen.

$$P = \frac{p_1 A_1 + p_2 A_2 + \dots + p_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n p_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dimana :

P = curah hujan daerah (mm)

P_1, P_2, \dots, P_n = curah hujan yang tercatat pada tiap-tiap Stasiun

A_1, A_2, \dots, A_n = luasan yang dipengaruhi oleh setiap stasiun penakar hujan (Km)

n = banyaknya pos penakar hujan

Tabel 3.4 Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun

stasiun	luas (km ²)	koefisien
tanjung pati	369,8	0,17
suliki	1305,4	0,60
buo	500,4	0,23
jumlah	2175,6	1

Perhitungan Curah Hujan Rencana Tahun 2005

Data :

Curah hujan maksimum stasiun Tanjung Pati = 60 mm

Curah hujan maksimum stasiun Buo = 26,6 mm

Curah hujan maksimum stasiun Suliki = 62 mm

Luas total DAS Sinamar adalah 2175,6 km²

Koefisien daerah DAS Sinamar untuk daerah stasiun Tanjung Pati adalah :

$$\frac{369,8}{2175,6} = 0,16$$

Jadi curah hujan rencana tahun 2005 =

$$P = \frac{P1 A1 + P2 A2 + P3 A3}{A1 + A2 + A3}$$

$$P = \frac{60 \cdot 18,6 + 26,6 \cdot 27,6 + 62 \cdot 57,75}{18,6 + 27,6 + 57,75}$$

$$P = \frac{5,430,66}{103,95}$$

$$P = 52,24 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 3.5 sebagai berikut :

Tahun	Curah Hujan Harian (mm)			Luas Area (Km ²)			Curah Hujan Rencana (mm)
	Tanjung Pati	buo	Suliki	Tanjung Pati	buo	Suliki	
2005	60	26,6	62	369,8	500,4	1305,4	53,518
2006	86	32	74	369,8	500,4	1305,4	66,379
2007	63	62	61	369,8	500,4	1305,4	61,570
2008	75	34,4	107	369,8	500,4	1305,4	84,862
2009	100	201	72	369,8	500,4	1305,4	106,430
2010	145	41	65	369,8	500,4	1305,4	73,078
2011	70	42	140	369,8	500,4	1305,4	105,561
2012	125	42	68	369,8	500,4	1305,4	71,708
2013	92	37	140	369,8	500,4	1305,4	108,151
2014	70	37	73	369,8	500,4	1305,4	64,210

Perhitungan Curah Hujan

Untuk perhitungan curah hujan rencana dilakukan dengan dua metode yaitu :

1. Metode Hasper
2. Metode Gumbel

Dari pengamatan curah hujan yang dilakukan selama periode pengamatan 10 tahun, maka dibuatlah perhitungan curah hujan sebagai berikut

Metode Hasper

Rangking curah hujan rata-rata dari urutan besar ke kecil

Tahun	Ri	M
2013	108,151	1
2009	106,430	2
2011	105,561	3
2008	84,862	4
2010	73,078	5
2012	71,708	6
2006	66,379	7
2014	64,210	8
2007	61,570	9
2005	53,518	10
	795,468	

(Sumber Data : Hasil Perhitungan)

Rumus :

$$R_t = R_a + S \mu_t$$

Dimana :

R_t = Curah hujan rencana dengan periode ulang t tahun (mm)

R_a = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S = Standar deviasi

U_t = Faktor frekuensi untuk periode ulang t tahun

Data-data :

a. Curah hujan maksimum pertama (R_1) = 108,151 mm

b. Curah hujan maksimum kedua (R_2) = 106,430 mm

c. Tahun pengamatan (n) = 10 tahun

d. Curah hujan rata-rata (R_a)

$$R_a = \frac{\sum R_i}{n} = \frac{795,468}{10} = 79,54 \text{ mm}$$

Nilai standar variabel untuk periode ulang t (μ_t) adalah (Lampiran III):

T = 2 tahun ; μ_2 = - 0,22

T = 5 tahun ; μ_5 = + 0,64

T = 10 tahun ; μ_{10} = + 1,26

T = 20 tahun ; μ_{20} = + 1,89

T = 25 tahun ; μ_{25} = + 2,10

$$T = 50 \text{ tahun} ; \mu_{50} = + 2,75$$

$$T = 100 \text{ tahun} ; \mu_{100} = + 3,43$$

Tabel 3.3 didapat dari tabel standar variable

No	curah hujan	M	T=(n+1)/M	Standar Variabel
1	108,151	1	11	1,35
2	106,43	2	5,5	0,73

Standar deviasi didapat dari:

$$S = 0,5 \times \left[\frac{R_1 - R_a}{U_1} + \frac{R_2 - R_a}{U_2} \right]$$

$$S = 0,5 \times \left[\frac{108,151 - 79,54}{1,35} + \frac{106,430 - 79,54}{0,73} \right]$$

$$= 29,01$$

Curah hujan periode ulang Metode Hasper :

$$R_t = R_a + S \cdot \mu_t$$

$$R_2 = 79,54 + 29,01 (-0,22) = 73,15 \text{ mm}$$

$$R_5 = 79,54 + 29,01 (+ 0,64) = 98,10 \text{ mm}$$

$$R_{10} = 79,54 + 29,01 (+ 1,26) = 116,09 \text{ mm}$$

$$R_{20} = 79,54 + 29,01 (+ 1,89) = 134,36 \text{ mm}$$

$$R_{25} = 79,54 + 29,01 (+ 2,10) = 140,46 \text{ mm}$$

$$R_{50} = 79,54 + 29,01 (+ 2,75) = 159,31 \text{ mm}$$

$$R_{100} = 79,54 + 29,01 (+ 3,43) = 179,04 \text{ mm}$$

3.2.1 Metode Gumbel

Curah hujan pada periode ulang (R_t)

$$R_t = \bar{R} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \times S$$

Dimana :

Y_n = *Reduced Mean*

Y_t = *Reduced Variate*

S_n = *Reduced standard deviation*

\bar{R} = Curah hujan rata-rata

S = Standar deviasi

Tabel 3.4 Curah Hujan Metode Gumbel

NO	Rangking	M	$\bar{R} = \frac{\sum R_i}{n}$	$R_i - \bar{R}$	$(R_i - \bar{R})^2$
1	108,151	1	79,54	28,611	818,589
2	106,430	2		26,890	723,072
3	105,561	3		26,021	677,092
4	84,862	4		5,322	28,324
5	73,078	5		-6,462	41,757
6	71,708	6		-7,832	61,332
7	66,379	7		-13,161	173,199
8	64,210	8		-15,330	235,013
9	61,570	9		-17,970	322,922
10	53,518	10		-26,022	677,152
	$\sum R_i$ 795,468				3758,454

Berdasarkan tabel *reduced standard deviation* (S_n), *tabel reduced mean* (Y_n) dan *tabel return periode* (Y_t) didapat :

$$\text{Untuk } n = 10 \text{ tahun ; } Y_n = 0,4952 ; S_n = 0,9496$$

$$\text{Untuk } t = 2 \text{ tahun ; } Y_t = 0,3665$$

$$t = 5 \text{ tahun ; } Y_t = 1,4999$$

$$t = 10 \text{ tahun ; } Y_t = 2,2502$$

$$t = 20 \text{ tahun ; } Y_t = 2,9702$$

$$t = 25 \text{ tahun ; } Y_t = 3,1985$$

$$t = 50 \text{ tahun ; } Y_t = 3,9019$$

$$t = 100 \text{ tahun ; } Y_t = 4,6001$$

$$\begin{aligned} S &= \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{3748,01}{10-1}} \\ &= 20,40 \end{aligned}$$

Sehingga curah hujan periode ulang metode Gumbel adalah:

$$R_2 = 79,54 + \frac{0,3665 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 75,47 \text{ mm}$$

$$R_5 = 79,54 + \frac{1,4999 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 100,05 \text{ mm}$$

$$R_{10} = 79,54 + \frac{2,2502 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 116,17 \text{ mm}$$

$$R_{20} = 79,54 + \frac{2,9702 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 131,63 \text{ mm}$$

$$R_{25} = 79,54 + \frac{3,1985 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 136,54 \text{ mm}$$

$$R_{50} = 79,54 + \frac{3,9019 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 151,65 \text{ mm}$$

$$R_{100} = 79,54 + \frac{4,6001 - 0,4952}{0,9496} \times 20,40 = 166,65 \text{ mm}$$

3.2.2 Metode Weduwen

Curah hujan maksimum pertama (R_1) = 108,151 mm

Curah hujan maksimum kedua (R_2) = 106,430 mm

Tahun pengamatan (n) = 10 tahun

Dengan $n = 10$ didapat $m_p = 0,705$ (Lampiran IV)

$n = 2$ tahun ; $m_n = 0,498$

$n = 5$ tahun ; $m_n = 0,602$

$n = 10$ tahun ; $m_n = 0,705$

$n = 20$ tahun ; $m_n = 0,811$

$$n = 25 \text{ tahun} ; m_n = 0,845$$

$$n = 50 \text{ tahun} ; m_n = 0,948$$

$$n = 100 \text{ tahun} ; m_n = 1,050$$

$$R_1 = 111,261 \text{ mm} \rightarrow 5/6 R_1 = 92,71 \text{ mm}$$

$$R_2 = 104,063 \text{ mm}$$

$$R_2 > 5/6 R_1, \text{ dipakai } R = 104,063 \text{ mm}$$

$$R_{70} = R/m_p$$

$$= 104,063/0,705$$

$$= 147,60 \text{ mm}$$

Curah hujan periode ulang metode Weduwen :

$$R_t = m_n \times R_{70}$$

$$R_2 = 0,498 \times 147,60 = 73,504 \text{ mm}$$

$$R_5 = 0,602 \times 147,60 = 88,855 \text{ mm}$$

$$R_{10} = 0,705 \times 147,60 = 104,058 \text{ mm}$$

$$R_{20} = 0,811 \times 147,60 = 119,70 \text{ mm}$$

$$R_{25} = 0,845 \times 147,60 = 124,722 \text{ mm}$$

$$R_{50} = 0,948 \times 147,60 = 139,924 \text{ mm}$$

$$R_{100} = 1,050 \times 147,60 = 154,98 \text{ mm}$$

Tabel 3.5

Analisa Curah Hujan Metode Gumbel, Hasper dan Weduwen

No	Metode	Curah hujan Maksimum (mm)						
		R ₂ (mm)	R ₅ (mm)	R ₁₀ (mm)	R ₂₀ (mm)	R ₂₅ (mm)	R ₅₀ (mm)	R ₁₀₀ (mm)
1	Gumbel	75,47	100,05	116,17	131,63	136,54	151,65	166,65
2	Hasper	71,94	97,45	115,84	134,52	140,75	160,03	180,2
3	Weduwen	73,504	88,855	104,058	119,7	124,722	139,924	154,98
	Rata-rata	73,638	95,451	112,022	128,616	134,004	451,604	501,83

Sumber Data : Hasil perhitungan

3.3 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Berdasarkan hasil perhitungan curah hujan periode ulang, selanjutnya dapat ditentukan debit rencana periode ulang dengan menggunakan metode – metode sebagai berikut:

a. Metode Hasper

$$\text{Rumus: } Q = \alpha \times \beta \times qn \times A$$

Dimana:

α = Koefisien pengaliran

β = Koefisien reduksi

qn = Debit persatuan luas daerah

A = Luas catchment area

Data – data hidrologi :

$$\text{Luas catchment area (F)} = 2175,70 \text{ Km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 61,4 \text{ Km}$$

$$\text{Panjang efektif sungai (0,9 L)} = 55,26 \text{ Km}$$

$$\text{Kemiringan sungai} = 0,0045$$

Perhitungan:

Koefisien Pengaliran (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0,012xF^{0,7}}{1 + 0,075xF^{0,7}}$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012x(2175,70)^{0,7}}{1 + 0,075x(2175,70)^{0,7}} = 0,445$$

Waktu kosentrasi (Tc)

$$\begin{aligned} t_c &= 0,1 L^{0,8} I^{-0,3} \\ &= 0,1 (61,4)^{0,8} (0,045)^{-0,3} \\ &= 3,29 \text{ jam} \end{aligned}$$

Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \left[\frac{t_c + 3,7x10^{-0,4,t_c}}{t_c^2 + 15} \right] x \left[\frac{F^{0,75}}{12} \right]$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \left[\frac{3,29 + 3,7 \times 10^{(-0,4 \times 3,29)}}{3,29^2 + 15} \right] \times \left[\frac{2175,70^{0,75}}{12} \right]$$

$$\frac{1}{\beta} = 1,36$$

$$= 0,73$$

Resume :

$$F = 2175,70 \text{ Km}^2 \quad t_c = 3,29 \text{ jam} < 2 \text{ jam}$$

$$L_{\text{eff}} = 55,26 \text{ Km}^2 \quad \alpha = 0,488$$

$$I = 0,0045 \beta = 0,73$$

Untuk $2 < t < 19$ jam :

$$r_n = \frac{t \cdot R_n}{t + 1}$$

Dengan memasukan R_n metode Hasper didapat :

$$r_2 = \frac{3,29 \cdot 73,638}{3,29 + 1}$$

$$= 56,47 \text{ mm}$$

Perhitungan dilakukan secara tabel :

T (th)	R _n (mm)	t _c (jam)	r _n (mm)
2	73,638	3,29	56,473
5	94,451	3,29	72,434
10	112,022	3,29	85,910
20	128,616	3,29	98,636
25	134,004	3,29	102,768
50	451,604	3,29	346,335
100	501,83	3,29	384,853

(Sumber data : hasil perhitungan)

Maka debit persatuan luas daerah adalah:

$$q_n = \frac{rn}{3,6t}$$

$$q_2 = \frac{56,473}{3,6 \times 3,29} = 4,768 \text{ mm/dt}$$

perhitungan selanjutnya di tabelkan :

T (th)	rn (mm)	tc (jam)	qn (mm/dtk)
2	56,473	3,29	4,768
5	72,434	3,29	6,116
10	85,91	3,29	7,253
20	98,636	3,29	8,328
25	102,768	3,29	8,677
50	346,335	3,29	29,241
100	384,853	3,29	32,494

(Sumber Data: Hasil Perhitungan)

Jadi, besar debit banjir rencana periode ulang adalah :

$$Q = \alpha \times \beta \times q_n \times A$$

$$Q_2 = 0,488 \times 0,73 \times 4,768 \times 104 = 176,65 \text{ m}^3/\text{dt}$$

HasperTabel 3.6

Debit Banjir Periode Ulang Metode

T (th)	A	B	qn (mm/dt)	F	Q (m ³ /dt)
2	0,488	0,73	4,768	104	176,6519
5	0,488	0,73	6,116	104	226,5806
10	0,488	0,73	7,253	104	268,7321
20	0,488	0,73	8,328	104	308,5398
25	0,488	0,73	8,677	104	321,4652
50	0,488	0,73	29,241	104	1083,363
100	0,488	0,73	32,494	104	1203,851

(Sumber Data: Hasil Perhitungan)

b. Metode Rasional

Rumus :

$$Q_t = f \cdot C \cdot I_n \cdot A$$

Dimana :

Q_t = Debit banjir rencana (m^3/dt)

α = Koefisien Pengaliran / Limpasan

I_n = Intensitas curah hujan rata – rata selama waktu konsentrasi (mm/jam)

A = Luas *cathment area* / tangkapan hujan (Km^2)

F = 0,278

Data – data yang dibutuhkan untuk menghitung debit banjir rencana dengan metode rasional ini adalah :

a. Luas *cathment area* = 2175,70 Km^2

b. Panjang efektif sungai (L_{eff}) = 55,26 Km

c. Beda tinggi lokasi bendung dengan aliran tertinggi (ΔH) = 0,315 Km

d. Koefisien Pengaliran (α) = 0,45

Guna menghitung intensitas curah hujan rencana (I_n) selama waktu kontraksi (t)

Yang biasanya 24 jam digunakan Dr. Monobe.

Rumus :

$$I_n = \left(\frac{Rt}{24}\right) \times \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3}$$

Dimana :

Rt = Curah hujan harian (mm), yaitu curah hujan 24 jam

T = Waktu konsentrasi (jam)

I_n = Intensitas curah hujan rata – rata selama waktu konsentrasi
(mm/jam)

Waktu kontraksi ini dapat dihitung dengan memakai rumus dibawah ini,

$$t = \frac{L}{V}$$

dimana :

L = Panjang sungai

V = Kecepatan perambatan banjir (m²/dtk)

Kecepatan perambatan banjir tersebut (V) dapat dihitung dengan rumus
berikut :

$$V = 72 \times \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$$

Dimana :

V = Kecepatan perambatan banjir (Km/jam)

L = Panjang sungai (km)

ΔH = Beda tinggi

Jadi :

$$V = 72 \times \left(\frac{0,315}{24,75}\right)^{0,6}$$

$$= 5,25 \text{ Km/jam}$$

$$t = \frac{24,75}{5,25}$$

$$= 4,71 \text{ jam}$$

Untuk perhitungan dapat dilihat pada table dibawah ini :

No	Return Periode (Tahun)	Rt	α	I_n	A (Km ²)	Qt (m ³ /dtk)
1	2	73,64	0,45	13,17	104	171,388
2	5	94,45	0,45	16,9	104	219,829
3	10	112,02	0,45	20,04	104	260,725
4	20	128,62	0,45	23,01	104	299,346
5	25	134	0,45	23,97	104	311,887
6	50	451,6	0,45	80,79	104	1051,08
7	100	501,83	0,45	89,77	104	1167,98

Sumberdata : HasilPerhitungan

Tabel 3.7

Resume Debit Banjir Rencana

No	Metode	Debit Banjir Rencana (m ³ /dt)						
		Q ₂ (m ³ /dt)	Q ₅ (m ³ /dt)	Q ₁₀ (m ³ /dt)	Q ₂₀ (m ³ /dt)	Q ₂₅ (m ³ /dt)	Q ₅₀ (m ³ /dt)	Q ₁₀₀ (m ³ /dt)
1	Hasper	176,651	226,58	268,732	308,539	321,465	1083,36	1203,85
2	Rasional	171,388	219,829	260,752	299,346	311,887	1051,08	1167,98

(HasilPerhitungan)

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil Q₁₀₀ yang terbesar dari perhitungan tersebut. Jadi besarnya debit banjir rencana (Design flood) diambil harga hasil perhitungan **Q₁₀₀ = 1203,851 m³/dt**

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR BENDUNG

4.1 Menentukan Jenis Bendung

Untuk perencanaan bendung Batang Sinamar dipilih bendung tetap. Pemilihan bendung tetap ini didasarkan atas pertimbangan-pertimbangan antara lain :

1. Kemiringan dasar sungai relative curam.
2. Sungai membawa sediment kasar berupa pasir dan kerikil.

4.2 Perhitungan Bendung

4.2.1 Data - Data

Untuk perhitungan bendung batang Sinamar diambil data – data sebagai berikut :

- Elevasi dasar sungai	= + 260,30
- Kemiringan dasar sungai	= 0,0045
- Q_{100} (Debit Banjir Rencana)	= 1203,851 m ³ /dt
- Bentuk mercu	= Bulat
- Bentuk kolam olak	= Tipe Bak Tenggelam

Perencanaan puncak mercu

- Elevasi sawah tertinggi	= + 262,00
- Tinggi Air sawah	= 0,10

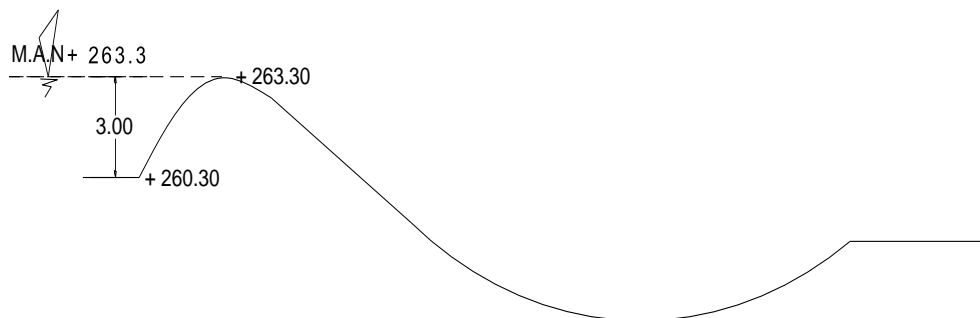
- Kehilangan tekanan dari tersier ke sawah	=	0,10
- Kehilangan tekanan dari sekunder ke tersier	=	0,10
- Kehilangan tekanan dari primer ke sekunder	=	0,10
- Kehilangan tekanan karena miring saluran	=	0,20
- kehilangan tekanan di alat-alat ukur	=	0,40
- Kehilangan tekanan dari sungai ke primer	=	0,20
- Persediaan tekanan karena exploitas	=	0,10
		————— +
		263,3

Elevasi Puncak Mercu Bendung = + 263,3

Elevasi Dasar Sungai dilokasi bendung = + 260,3

Maka

Tinggi Mercu (P) = 3,00



Gambar 4.1 Sketsa tinggi mercu bendung

4.2.2 Lebar Efektif Mercu Bendung

Lebar efektif mercu bendung dihitung dengan persamaan berikut :

$$B_{\text{eff}} = B' - 2 (n.K_p - K_a).H_1 \quad (\text{Sumber : KP - 02, hal 38})$$

Dimana :

B_{eff} = Lebar efektif mercu bendung (m)

B' = Lebar bendung (lebar total – lebar pilar)

N = Jumlah pilar

K_p = Koefisien kontraksi pilar

K_a = Koefisien kontraksi pangkal bendung

H_1 = Tinggi energi diatas mercu (m)

Untuk menentukan lebar efektif bendung adalah :

$$B_{\text{ef}} = B' - 2 (N \cdot K_p + K_a) H_1$$

K_p = 0,01 berdasarkan bentuk pilar yaitu berujung bulat(Tabel 2.2)

K_a = 0,10 berdasarkan bentuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 \cdot H_1$ (Tabel 2.2)

Lebar total bendung (B_{tot}) = $1,2 \cdot B_s$; dimana B_s adalah lebar sungai = 63

m. Sehingga:

$$\begin{aligned} B_{\text{tot}} &= 1,2 \times 63 \\ &= 75 \text{ m} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan bending ini, lebar pintu pembilas diambil $1/10$ lebar bending (Sumber : KP-02 hal 88)

Maka untuk lebar pintu pembilas adalah;

$$\begin{aligned}
B_b &= 1/10 \times B \\
&= 1/10 \times 75 \\
&= 7,5 \text{ m (direncanakan 8 m)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Diambil: Jumlah pintu pembilas} &= 2 \text{pintu} \\
\text{Lebar masing-masing pintu} &= 2 \text{ meter} \\
\text{Sehingga lebar pintu penguras (Bp)} &= 2 \times 2 &= 4 \text{ m} \\
\text{Lebar pilar penguras (t)} &= (2 \times 1) + (1 \times 2) &= 4 \text{ m}
\end{aligned}$$

Untuk menentukan lebar efektif bendung adalah :

$$B_{ef} = B' - 2 (N \cdot K_p + K_a) H_1$$

$K_p = 0,01$ berdasarkan bentuk pilar yaitu berujung bulat (Sumber : KP – 02, hal 38).

$K_a = 0,02$ berdasarkan bentuk pangkal tembok yaitu segi empat dengan tembok hulu pada 90 keara haliran (Sumber : KP – 02, hal 38).

Dimana:

$$\begin{aligned}
B' &= B_{tot} - B_b - t \\
&= 75 - 4 - 4 \\
&= 67 \text{ meter}
\end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned}
B_{ef} &= 67 - 2 (2 \cdot 0,01 + 0,02) H_1 \\
&= 67 - 0,08 H_1 \dots\dots\dots (1)
\end{aligned}$$

Untuk menyelesaikan persamaan (1) dapat digunakan rumus debit pengaliran untuk mercu bulat sebgai berikut:.,

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \sqrt{\left\{ \frac{2}{3} \times g \right\}} \times B_{\text{eff}} \times H_1^{1.5} \dots\dots\dots (2)$$

jika $g = 9,81 \text{ m/dt}^2$, maka

$$Q = 1,70 \times C_d \times B_{\text{eff}} \times H_1^{1.5} \dots\dots\dots (3)$$

Untuk perhitungan awal H_1 , harga C_d diasumsikan terlebih dahulu. Selanjutnya masukkan nilai H_1 (*trial and error*) kedalam rumus hingga didapat debit limpasan hitungan sama dengan debit rencana (Q_{100}). Cari nilai C_d perhitungan, dimana:

$$C_d = C_o \cdot C_1 \cdot C_2$$

Atau

$$C_d = C_1 \cdot C_2 \cdot f$$

Harga-harga koefisien C_o , C_1 dan C_2 dapat ditentukan dari gambar, selanjutnya bandingkan nilai C_d asumsi dengan nilai C_d dari grafik, jika didapat C_d asumsi \neq C_d grafik maka ulangi perhitungan menggunakan nilai C_d grafik hingga didapat kembali nilai H_1 hitungan.

Perhitungan:

$$Q_{100} = 1203,851 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$\text{Asumsi } C_d = 1,1$$

Maka:

$$Q = 1,70 \cdot C_d \cdot B_{\text{eff}} \cdot H_1^{1.5}$$

$$1203,851 = 1,70 \cdot 1,1 (75 - 0,08 H_1) \cdot H_1^{1.5}$$

$$1203,851 = 140 H_1^{1.5} - 0,15 H_1^{2.5}$$

Dengan *trial and error* didapat $H_1 = 3,88 \text{ m}$

Jari-jari mercu (untuk pasangan batu 0.3 s/d 0.7 kali H_1 , (sumber KP-02, hal 42), diambil 0.3 H_1 , maka didapat :

$$r = (0.7 \times H_1)$$

$$r = (0.7 \times 3,88)$$

$$r = 2,71 \text{ m}$$

Dengan memakai grafik selanjutnya dicari C_0 , C_1 , C_2 dan diperoleh nilai berikut ini :

a. ($H_1/r = 3,88/2,71 = 1,43$) ; dari gambar 2.10 didapat $C_0 = 1,22$

b. ($P/H_1 = 3/3,88 = 0,77$) ; dari gambar 2.11 didapat $C_1 = 0,97$

c. ($P/H_1 = 3/3,88 = 0,77$) ; dari gambar 2.12 didapat $C_2 = 1$

Cek harga C_d :

$$C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$$

$$= 1,22 \times 0,97 \times 1 = 1,1 \sim 1,1 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Dari hasil yang telah diperoleh di atas dapat dilihat bahwa tinggi energi diatas mercu adalah $H_1 = 3,88 \text{ m}$.

$$\text{Elevasi tinggi energi diatas mercu} = + 263,30 + 3,88$$

$$= + 267,18 \text{ m}$$

Sehingga diperoleh lebar efektif bendung yaitu :

$$B_{ef} = 75 - 0,15H_1$$

$$= 75 - 0,15(3,88)$$

$$= 74,41 \text{ m}$$

4.2.3 Tinggi Muka Air di Atas Mercu

Tinggi muka air di atas mercu adalah tinggi muka air diudik mercu, sebelum aliran air berubah bentuk menjadi melengkung ke bawah.

Tinggi maksimum air di atas mercu sampai sekarang belum bisa dipastikan, namun dilihat dari segi keamanan stabilitas bendung, ukuran pintu dan lain sebagainya, maka dianjurkan tinggi muka air di atas mercu tidak melebihi 4,5 m. (Sumber : perencanaan bendung tetap, Soenarno).

Untuk mencari tinggi muka air di atas mercu bendung, digunakan persamaan sebagai berikut :

Data-data:

$$Q_{100} = 1203,851 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{\text{eff}} = 74,41 \text{ m}$$

$$H_1 = 3,88 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\begin{aligned} Q &= A \cdot V \\ &= (B_{\text{ef}} \cdot H_1) \cdot V \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{B_{\text{ef}} \cdot H_1} \\ &= \frac{1203,851}{74,41 \times 3,88} \\ &= 4,16 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

Untuk memperoleh tinggi muka air di atas mercu (h_1) :

$$h_1 = H_1 - K$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana : } K &= \frac{V^2}{2 \cdot g} \\ &= \frac{(4,16)^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,88 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } h_1 &= 3,88 - 0,88 \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh tinggi muka air diatas mercu (h_1) = 3 m

$$\begin{aligned} \text{Elevasi muka air di atas mercu bendung} &= + 263,30 + 3 \\ &= +266,3 \text{ m} \end{aligned}$$

4.2.4 Tinggi Muka Air di Hilir Bendung

Perhitungan tinggi muka air di hilir bendung dilakukan dengan cara coba - coba, menggunakan rumus pengaliran sebagai berikut:

$$Q = V \cdot A$$

Dimana :

$$Q = \text{Debit (m}^3/\text{dt)}$$

$$A = \text{Luas penampang (m}^2\text{)}$$

$$V = \text{Kecepatan aliran air (m/dt)}$$

Untuk perhitungan kecepatan aliran digunakan rumus *strickler* yaitu:

$$V = K \cdot R^{1/2} \cdot I^{2/3}$$

Dimana:

- K = Koefisien kekasaran
- R = Jari-jari hidrolis (A/P) (m)
- I = Kemiringan dasar sungai
- V = Kecepatan aliran (m/dt)

Data-data perhitungan:

Profil melintang sungai:

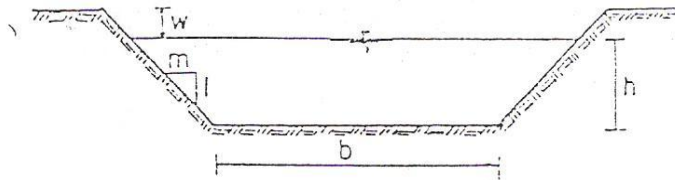
$$Q_{100} = 1203,851 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 63 \text{ m}$$

$$I = 0,045$$

$$m = 1$$

$$K = 45 \text{ (koefisien kekasaran strikcler), diambil 45 karena } Q > 10 \text{ m}^3/\text{dt}$$



Gambar 4.2 : Penampang Melintang Sungai

Perhitungan:

Dicoba $h = 1$ meter

a. Luas penampang basah (A)

$$\begin{aligned}
 A &= (b + m \cdot h) h \\
 &= (63 + 1 \cdot 1) 1 \\
 &= 64 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

b. Keliling penampang basah (P)

$$\begin{aligned}
 P &= b + 2 h \sqrt{(m^2 + 1)} \\
 &= 63 + 2 \cdot 1 \sqrt{(1^2 + 1)} \\
 &= 65,828 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Jari-jari hidrolis (R)

$$R = \frac{A}{P} = \frac{64}{65,828} = 0,972$$

d. Kecepatan aliran (V)

$$\begin{aligned}
 V &= K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= 45 \times 0,972^{2/3} \times 0,045^{1/2} = 9,366 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

e. Debit Aliran

$$\begin{aligned}
 Q &= A \times V \\
 &= 64 \times 9,366 \\
 &= 599,424 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

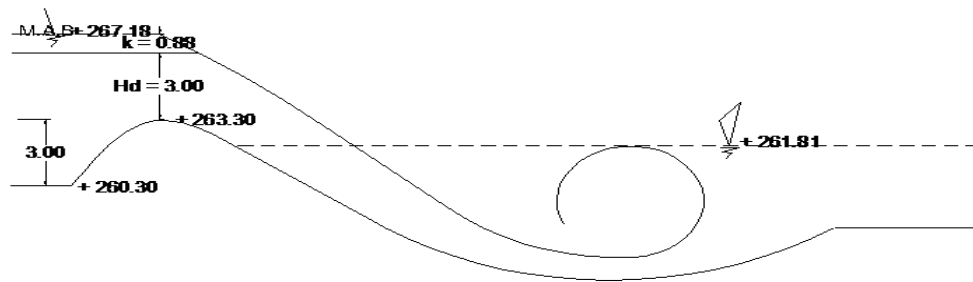
Tabel 4.1 Perhitungan Tinggi Muka Air Dihilir Bendung

No	h	B	A	P	R	K	I	V	Q
	m	M	M	M	m			m/dtk	m ³ /dtk
1	1	63	64	65,8284	0,97222	45	0,045	9,36747	599,518
2	1,3	63	83,59	66,677	1,25366	45	0,045	11,107	928,438
3	1,4	63	90,16	66,9598	1,34648	45	0,045	11,6515	1050,5
4	1,519	63	98,00436	67,2964	1,45631	45	0,045	12,28	1203,49

Berdasarkan tabel di atas, untuk $Q_{rencana} = 1203,851 \text{ m}^3/\text{dtk}$, didapat tinggi muka air dihilir bendung (h_2) adalah 1,519 m.

Dengan didapatkannya harga (h_2), maka elevasi muka air dihilir bendung adalah :

$$\begin{aligned} \text{Elevasi muka air di hilir bendung} &= +260,3 + 1,519 \\ &= +261,81 \end{aligned}$$



Gambar 4.3 : Tinggi muka air diatas mercu

4.2.5 Perhitungan Back Water

Perhitungan Back Water ini diperlukan untuk mengetahui sejauh mana pengaruh pengempunan yang terjadi akibat adanya bendung dan juga untuk merencanakan panjang tanggul yang diperlukan untuk mengatasi banjir dan genangan.

Rumus :

$$Z = h \left(1 - \frac{x}{L} \right)^2$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{a} \geq 1 \rightarrow L = \frac{2h}{I}$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{a} < 1 \rightarrow L = \frac{a+h}{I}$$

Dimana :

a = Kedalaman air sungai sebelum adanya bendung (m)

h = Tinggi air berhubung adanya bendung (m)

L = Panjang total dimana kurva pengempangan terlihat (m)

Z = Kedalaman air pada jarak x dari bendung (m)

X = Jarak dari bendung (m)

I = Kemiringan sungai

Perhitungan :

$$a = 3 \text{ m}$$

$$h = 3,88 \text{ m}$$

$$\frac{h}{a} = \frac{3,88}{3} = 1,21 \geq 1$$

$$\text{Maka } L = \frac{2h}{I} = \frac{2 \cdot (1,519)}{0,045} = 172,44 \text{ m} \approx 0,17244 \text{ km}$$

4.2.6 Perhitungan Hidrolis Kolam Olak

Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$V_1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H_1 + Z \right)} \rightarrow (\text{Sumber Kp 02 hal 56})$$

Dimana :

V_1 = Kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = Percepatan gravitasi ($g = 9,81 \text{ m/dt}^2$)

H_1 = Tinggi energi diatas Mercuri ($H_1 = 3,88 \text{ m}$)

$$Z = \text{Tinggi jatuh}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data-data sebagai berikut :

- a. Debit banjir rencana (Q_{100}) = 1203,851 m³/dtk
- b. Elevasi puncak mercu = +263,3 m
- c. Elevasi dasar sungai dilokasi bendung = +260,3 m
- d. Elevasi muka air diatas mercu = +266,3 m
- e. Elevasi air dihilir bendung = +261,819 m
- f. Lebar efektif bendung (B_{ef}) = 74,75 m

Pertama kali kolam olakan dicoba pada elevasi + 261,00

Sehingga :

$$Z = (+263,30) - (+261,00) = 2,3$$

Maka:

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{2 \cdot g (Z + 0,5 H_1)} \\ &= \sqrt{2 \cdot 9,81 (2,3 + 0,5 \cdot 3,88)} \\ &= 9,12 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

- a. Tinggimuka air tepat di kaki mercu (y_1)

$$y_1 = \frac{Q}{V_1 \cdot B_{ef}}$$

Dimana :

$$y_1 = \text{Tinggi muka air di kaki mercu (m)}$$

$$Q = \text{Debit banjir rencana} = 1203,851 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$B_{ef} = \text{Lebar efektif bendung} = 74,75 \text{ m}$$

Maka:

$$y_1 = \frac{1203,851}{9,12 \cdot 74,75}$$
$$= 1,76 \text{ m}$$

b. Bilangan Froude

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}}$$
$$= \frac{9,12}{\sqrt{9,81 \cdot 1,76}}$$
$$= 2,19 \text{ m}$$

c. Kedalaman air diatas ambang ujung

$$y_2 = 1/2 \cdot y_1 \left[\sqrt{1 + 8 (Fr_1)^2} - 1 \right]$$
$$= 1/2 \cdot 1,76 \left[\sqrt{1 + 8 (2,19)^2} - 1 \right]$$
$$= 4,59 \text{ m}$$

Maka elevasi air loncat pada elevasi : $(+261,00) + 4,59 = +265,59 \text{ m}$

Jadi air loncatan (+265,59) lebih besar dari elevasi di hilir (+261,819) masih belum memenuhi syarat, maka elevasi harus diturunkan lagi. Untuk selanjutnya perhitungan ditabelkan.

Tabel 4.2 Perhitungan Kolam Olak

elevasi dasar kolam Olak (m)	Z (m)	V1 (m/dtk)	Y1 (m)	Fr (m)	Y2 (m)	elevasi air loncat (m)
261	2,3	9,12	1,77	2,19	4,59	265,59
250	13,3	13,027	1,24	3,74	5,95	255,95
255,5	7,8	12,25	1,31	3,4	5,72	261,22

(Sumber :Hasil Perhitungan)

Maka diambil elevasi kolam olak + 261,22 m ≤ + 261,819 m

Elevasi air loncat lebih rendah dari elevasi muka air hilir bendung, sehingga memenuhi syarat.

Untuk perencanaan bendung batang Sinamar dipakai tipe bak tenggelam karena pertimbangan :

1. Karena kedalaman konjugasi hilir loncat air terlalu tinggi dibanding kedalaman normal hilir dan diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam olakan akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas bendung, dan dipakai peredam energi yang relatif pendek tetapi dalam.
2. Kondisi sungai batang Sinamar banyak mengangkut bongkah-bongkahan atau batu-batu.
3. tipe bak tenggelam tahan terhadap gerusan.

Maka untuk perencanaan dipakai rumus sebagai berikut :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ (sumber, KP 02 hal : 63)}$$

Dimana :

$$h_c = \text{Kedalaman air kritis (m)}$$

$$q = \text{Debit perlebar satuan} = Q_{\text{rencana}}/B_{\text{eff}} \text{ (m}^3/\text{dt/m)}$$

Perhitungan :

$$\begin{aligned} q &= \frac{Q}{B_{\text{eff}}} \\ &= \frac{1203,851}{74,75} = 16,105 \text{ m}^3/\text{dt/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hc &= \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{16,105^2}{9,81}} = 2,98 \text{ m} \end{aligned}$$

Elevasi tinggi energi dihulu

$$\begin{aligned} &= \text{Elevasi mercu} + H_1 \\ &= (+263,3 + 3,88) = 267,18 \text{ m} \end{aligned}$$

Tinggi energi dihilir

$$\Delta H = (+267,18) - (+261,819) = 5,36 \text{ m}$$

Menentukan jari-jari bak minimum yang diizinkan (R_{min})

$$\frac{\Delta h}{hc} = \frac{5,36}{2,98} = 1,79$$

Berdasarkan gambar 2.21 didapat nilai perbandingan $\frac{R_{\text{min}}}{hc}$, yang

merupakan fungsi dari perbandingan $\frac{\Delta h}{hc}$ yaitu:

$$\frac{R_{\text{min}}}{hc} = 1,54$$

$$\frac{R_{\min}}{2,98} = 1,54$$

$$R_{\min} = 1,54 \times 2,98 = 4,5 \text{ m}$$

Menurut KP - 02, batas minimum tinggi air dihilir bendung bila $\Delta H/hc < 2,4$ adalah $T_{\min}/hc = 1,88 (\Delta H/hc)^{0,215}$ dan bila $\Delta H/hc > 2,4$, $T_{\min}/hc = 1,7 (\Delta H/hc)^{0,33}$. Berdasarkan hasil perhitungan didapat:

$$\frac{\Delta h}{hc} = 1,79 < 2,4 \text{ maka:}$$

$$\frac{T_{\min}}{hc} = 1,88 (\Delta h/hc)^{0,215}$$

$$\frac{T_{\min}}{2,98} = 1,88 (1,79)^{0,215}$$

$$\frac{T_{\min}}{2,98} = 1,96$$

$$T_{\min} = 5,84 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka didapat elevasi dasar lengkung bak} &= +261,819 - 5,84 \text{ m} \\ &= +256,05 \end{aligned}$$

4.2.7 Debit Intake

Dapat dihitung dengan rumus :

$$Q = \frac{C.NFR.A}{e}$$

Dimana :

- Koefisien tanaman (C) = 1,24
- Efisiensi saluran primer (ep) = 0,80

- Efisiensi saluran sekunder (e_s) = 0,90
- Kebutuhan air disawah (NFR) = 1,3 l/dt/ha
- Luas areal irigasi (A) = 3200 ha

Debit kebutuhan irigasi (Q_n) :

$$\begin{aligned} Q_n &= \frac{1,24 \cdot 1,3 \cdot 3200}{0,80 \cdot 0,9 \cdot 0,9} \\ &= 7960,49 \text{ l/dt} \\ &= 7,960 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Kapasitas pengambilan minimum 120% . Q, maka

$$\begin{aligned} Q_{\text{rencana}} &= 1,2 \cdot 7,960 \\ &= 9,552 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

4.2.8 Pintu Intake

Untuk lebih aman kecepatan (v) diabaikan.

Bangunan pengambilan dilengkapi dengan pintu, dimana bukaan pintu bergantung pada kecepatan aliran serta tergantung pada diameter butiran sediment yang diizinkan masuk.

Untuk menentukan lebar pintu pengambilan dapat dipakai persamaan berikut:

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

Dimana:

$$Q = \text{Debit intake (9,552 m}^3/\text{dt)}$$

$$\mu = \text{Koefisien debit untuk aliran dibawah pintu (0,8) (KP 02. Hal 138)}$$

b = Lebar bukaan pintu

a = Tinggi bukaan pintu

g = Percepatan gravitasi (9,81m/dt²)

z = Kehilangan energi pada bukaan pintu (antara 0,10 – 0,30)

Diambil z = 0,30 m

Direncanakan lebar pintu intake (b) = 2 * a

Maka :

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

$$9,552 = 0,8 \cdot 2 \cdot a \cdot a \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,30}$$

$$9,552 = 0,8 \cdot 2a^2 \cdot 2,426$$

$$9,552 = 1,94 \cdot 2a^2$$

$$2a^2 = \frac{9,552}{1,94} = 4,92$$

$$a^2 = \frac{4,92}{2} = 2,46$$

$$a = 1,568 \text{ m}$$

jadi didapat nilai b = 2 * a

$$= 2 * 1,568 = 3,136 \text{ m} \approx 3,10 \text{ m}$$

Kontrol :

$$Q = 0,8 \cdot 3,136 \cdot 1,568 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,30} > 9,552 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$= 9,543 \text{ m}^3/\text{dt} > 9,552 \text{ m}^3/\text{dt} \dots \dots \dots \text{ok!!!}$$

4.2.9 Kedalaman gerusan lokal (local scouring)

Untuk mengecek pengaruh dihilir lantai bendung, data – data yang diperlukan adalah :

- Debit banjir rencana Q_{100} = 1203,851 m³/dtk
- Diameter butiran tanah rata – rata = 0,40 m

Kedalaman gerusan dapat dihitung secara teoritis dengan memakai rumus :

$$D = 0,47 \left(\frac{Q_{100}}{f} \right)^{1/3}$$

$$F = 1,76 * \sqrt{d} \quad (\text{sumber data KP 02 hal 104})$$

Dimana :

R = Kedalaman gerusan di bawah permukaan air banjir (m)

f = Faktor lumpur lacey $f = 1,75$

d = Diameter butiran tanah dasar rata – rata (mm) $d_m : 3,2\text{mm}$

dari perhitungan didapat :

$$f = 1,76 * \sqrt{0,40} = 11,13$$

$$D = 0,47 \left(\frac{1203,851}{11,13} \right)^{1/3}$$

$$= 1,409 \text{ m}$$

Karena kedalaman menurut lacey adalah empiris, maka dalam pengerusan bisa digunakan suatu faktor sebagai angka keamanan yaitu 1,50 jadi panjang lindung dari batu kosong = 4 kali kadalaman gerusan.

$$L = 4 \cdot 1,409 \text{ m} = 5,636 \text{ m} = 6 \text{ m}$$

$$D = 1,409 \cdot 1,50 = 2,11 \text{ m}$$

$$h \text{ dihilir bendung} = 1,519 \text{ m}$$

$D > h$, maka di ujung lantai kolam olakan perlu diberi batu kosong untuk pelindung.

Untuk mencari butiran yang melindungi ujung lantai dipakai rumus :

$$d = 0,04 \cdot \left(\frac{q}{h}\right)^2$$

Perhitungan :

$$\begin{aligned} d &= 0,04 \cdot \left(\frac{4,15}{1,519}\right)^2 \\ &= 0,04 \cdot 7,46 \\ &= 0,3 \text{ m} \end{aligned}$$

4.2.10 Perhitungan Lantai Muka

Perbedaan tekanan yang terjadi dihilir dan dihilir bendung akibat adanya perbedaan elevasi setelah bendung dibangun, akan mengakibatkan terjadinya aliran dibawah bendung. Untuk memperkecil kemungkinan terjadinya erosi dibawah pondasi (piping), maka perlu dibangun lantai muka di ujung hilir bendung, dengan panjang lantai tergantung pada jenis tanah pondasi.

Dari penyelidikan tanah dilokasi bendung berupa pasir kasar, maka untuk weighted creep ratio, $C = 5$

Syarat :

$$L_v + 1/3 L_h \geq \Delta h_{\max} \cdot C$$

Dimana :

L_v = Panjang bidang kontak pondasi yang vertical

L_h = Panjang creep line horisontal

$$\Delta h_{\max} = (+263,30) - (+256,05) = 6,46 \text{ m}$$

a. Sebelum ada lantai muka

$$LV = 0,5 + 1,50 + 5,0 + 2,50 + 5,0 = 14,5 \text{ m}$$

$$LH = 1,0 + 0,58 + 2,42 + 3,0 + 3,0 + 5,0 + 0,5 + 10 + 0,5 + 5 = 31 \text{ m}$$

$$LV + 1/3 LH \geq \Delta H_{\max} \cdot C$$

$$14,5 + 1/3 \cdot 31 \geq 6,46 \times 5$$

$$24,833 < 32,3$$

Dari hasil diatas maka diperlukan lantai muka dengan creep line minimal :

$$L = 32,3 - 24,833$$

$$= 7,41 \text{ m}$$

b. Desain lantai muka

$$LV = 2 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 = 12,5 \text{ m}$$

$$LH = 0,7 + 0,3 + 3,0 + 0,5 + 3,0 + 0,5 + 3,0 + 0,5 + 2,0 = 13,5 \text{ m}$$

4.2.11 Kontrol Terhadap Rembesan

Rembesan yang terjadi dibawah tubuh bendung terjadi akibat perbedaan elevasi air dihilir dan dihilir bendung yang bisa menyebabkan terjadinya erosi bawah tanah. Butir tanah yang tererosi ini akan teruras ke hilir, sehingga dapat mengganggu stabilitas bendung.

Untuk menghindari kondisi ini maka bidang kontrol antara bangunan dengan tanah dibuat cukup panjang. Kemudian diperiksa dengan menggunakan rumus menurut cara lane adalah :

$$C_w = \frac{\sum L_v + 1/3 \sum L_H}{H} \geq 5, \text{ angka 5 adalah keamanan Lane (pasir kasar}$$

padalokasi bendung), (KP 02)

Tabel 4.3 Jalur Rembesan

Titik	Panjang Rembesan				Δh		p
	V	H	1/3 H	$L_w = L_v + 1/3 L_H$	lw/cw	hx	hx - Δh
A0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	3	3,000
A0-A1	2,00			2,00	0,399	5,00	4,601
A1-A2		1,20	0,40	2,40	0,479	5,00	4,521
A2-A3	1,50			3,90	0,779	3,50	2,721
A3-A4		3,00	1,00	4,90	0,978	3,50	2,522
A4-A5	1,50			6,40	1,278	5,00	3,722
A5-A6		1,20	0,40	6,80	1,357	5,00	3,643
A6-A7	1,50			8,30	1,657	3,50	1,843
A7-A8		3,00	1,00	9,30	1,856	3,50	1,644
A8-A9	2,00			11,30	2,256	5,00	2,744
A9-A10		1,20	0,40	11,70	2,336	5,00	2,664
A10-A11	1,50			13,20	2,635	3,50	0,865
A11-A12		3,00	1,00	14,20	2,835	3,5	0,665
A12-A13	1,50			15,70	3,134	5	1,866
A13-A14		1,20	0,40	16,10	3,214	5	1,786
A14-A15	1,50			17,60	3,513	3,5	-0,013
A14-A		4,00	1,33	18,93	3,779	5	1,221
A-B	5,00			23,93	4,778	10	5,222
B-C		1,50	0,50	24,43	4,877	10	5,123
C-D	2,00			26,43	5,277	8	2,723
D-E		3,00	1,00	27,43	5,476	8	2,524
E-F	2,50			29,93	5,975	10,5	4,525
F-G		3,00	1,00	30,93	6,175	10,5	4,325
G-H	2,00			32,93	6,574	12,5	5,926
H-I		3,00	1,00	33,93	6,774	12,5	5,726
I-J	5,00			38,93	7,772	15,5	7,728
J-K		5,00	1,67	40,60	8,105	15,5	7,395
K-L	1,00			41,60	8,304	15	6,696
L-M		10,00	3,33	44,93	8,970	15	6,030
M-N	1,00			45,93	9,169	15,5	6,331
N-O		5,00	1,67	47,60	9,502	15,5	5,998
O-P	5,00			52,60	10,500	10,5	0,000
	36,5		16,10	472,23			116,288

Perhitungan :

1. Panjang penyaringan (L_w) = 34,30 m
2. Koefisien Lane = 5
3. ΔH (Keadaan air normal) = $(+263,3) - (+259,154) = 4,146$

Angka rembesan air normal :

$$C_w = \frac{\sum L_v + 1/3 \sum L_H}{H} \geq 5$$

$$C_w = \frac{26 + 8,30}{4,146} = 8,27 \geq 5 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Panjang rembesan kondisi air normal :

$$L_w = C \cdot \Delta h = 5 \times 4,146 = 33,19 \text{ m}$$

$L_{\text{perlu}} = 33,19 < L_{\text{ada}} = 34,30 \text{ m}$, maka untuk rembesan cukup aman.

Angka rembesan kondisi air banjir :

$$\Delta H = (+265,70) - (+262,674) = 3,02 \text{ m}$$

$$C_w = \frac{\sum L_v + 1/3 \sum L_H}{H} \geq 5$$

$$C_w = \frac{26 + 8,30}{3,02} = 11,35 \geq 5 \dots \dots \dots \text{aman}$$

Panjang rembesan kondisi air banjir :

$$L_w = C \cdot \Delta h = 5 \times 3,02 = 15,1 \text{ m}$$

$L_{\text{perlu}} = 15,1 < L_{\text{ada}} = 46,67 \text{ m}$, maka untuk rembesan cukup aman.

4.3 Stabilitas Bendung

4.3.1 Pada Saat Air Normal

Perhitungan stabilitas bendung pada saat debit normal dimana tinggi muka air hanya mencapai elevasi puncak mercu bendung dan pada waktu itu di asumsikan kolam olakan dalam keadaan kering.

A. Gaya – Gaya Yang Bekerja Pada Bendung

1. Akibat berat sendiri bendung

Berat sendiri bendung ditinjau pada tiap lebar 1 meter, maka gaya yang diperhitungkan adalah luas bidang dikali berat jenis konstruksi.

Bendung direncanakan terbuat dari bahan pasangan batu kali dengan berat jenis $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^2$ dihitung dengan persamaan :

$$G = A \times \gamma$$

Dimana :

G = Berat sendiri bendung (ton)

A = Luas bidang konstruksi (m^2)

γ = Berat jenis bahan pasangan ($\gamma = 2,2 \text{ t/m}^2$)

Perhitungan dilakukan secara tabel.

Tabel 4.4 Berat Sendiri Konstruksi Bendung

No	Berat Bagian	Gaya	Lengan		Statis Momen	
			H	V	Mh	Mv
1	(1/2 * 3 * 1) 2.2	3,30	29,33	15,86	96,79	52,34
2	(3 * 3) 2.2	19,80	27,50	16,36	544,50	323,93
3	(3 * 6,03) 2.2	39,80	24,04	15,06	956,74	599,36
4	(5.25 * 3) 2.2	110,33	25,00	12,36	2758,25	1363,68
5	(1.95* 1) 2.2	4,29	29,21	8,88	125,31	38,11
6	(1/2 * 0.58 * 1.95) 2.2	1,24	28,85	9,32	35,89	11,60
7	(2,5 * 6) 2.2	33,00	18,00	8,61	594,00	284,13
8	(3 * 2) 2.2	13,20	21,50	8,86	283,80	116,95
9	(1/2*3,96*7,97) 2.2	34,72	14,66	11,84	508,96	411,05
10	(10,53 * 5) 2.2	115,83	17,50	4,93	2027,03	571,04
11	(10* 9,53) 2.2	209,66	10,00	5,77	2096,60	1208,69
12	(1/2*1 * 0,5) 2.2	0,55	11,65	0,67	6,41	0,37
13	(1/2 * 3*2,06) 2.2	8,58	6,00	11,21	51,48	96,18
14	(1/2*0,5 * 1) 2.2	0,55	5,66	0,67	3,11	0,37
15	(5*12,59)2,2	138,49	2,50	6,30	346,23	871,79
		733,34			10435,09	5077,80

Jarak titik tangkap gaya berat bendung

$$\text{Potongan X} = \frac{\sum Mx}{\sum G} = \frac{1215,71}{155,595} = 7,81$$

$$\text{Potongan Y} = \frac{\sum My}{\sum G} = \frac{758,68}{155,595} = 4,88$$

2. Akibat gaya gempa

Rumus yang digunakan :

$$Ad = n \cdot (ac \cdot z)^m$$

$$E = \frac{Ad}{g}$$

Dimana :

Ad = Percepatan akibat gempa (cm/dt²)

n,m = Koefisien jenis tanah

ac = percepatan gempa dasar akibat periode ulang (cm/dt²)

z = Zona gempa 1,56 untuk zona gempa sumatera

E = Koefisien gempa

G = Gaya gravitasi (9,81 m/dt²)

Tabel 4.5 Koefisien Jenis Tanah

Jenis Tanah	N	M
Batu	2,76	0,71
Diluvium	0,87	1,05
Aluvium	1,56	0,89
Aluvium lunak	0,29	1,32

Tabel 4.6 Periode Ulang dari Percepatan Gempa

Peride Ulang (Tahun)	Ac
20	85
100	160
500	225
1000	275

$$Ad = 2,76 \cdot (160 \cdot 1,56)^{0,71} = 138,98 \text{ cm/dt}^2$$

$$E = \frac{138,98}{981} = 0,142$$

Gaya gempa yang bekerja secara horizontal pada titik tangkap gaya berat sendiri bendung.

$$K = E \cdot G$$

Dimana :

K = Gaya gempa (dipakai periode ulang 100 tahun)

E = Koefisien Gempa (0,142)

G = Berat Sendiri Konstruksi (ton)

Untuk perhitungan dilakukan dengan ditabelkan.

Tabel 4.7 Gaya Horizontal Akibat Gaya Gempa

No	Statis Momen		E	Momen
				(Tm)
1	Mx	1215,71	0,142	172,631
2	My	758,68	0,142	107,733
	Σ			280,363

3. Akibat Tekanan Lumpur

Endapan lumpur didepan bendung diperkirakan setinggi mercu dan dapat dihitung dengan rumus :

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

Dimana :

H_s = Gaya akibat tekanan lumpur

γ' = Berat jenis efektif lumpur ($\gamma_s - \gamma_w = 1,60 - 1 = 0,60 \text{ t/m}^3$)

h = tinggi endapan lumpur (tinggi mercu = 3 m)

ϕ = Sudut geser dalam, diambil 30° (KP 02 hal 180)

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot 3^2 \cdot \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0,495 \text{ t/m}$$

$$V_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot a \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 3 = 2,25 \text{ t/m}$$

Untuk perhitungan momen dilakukan dengan ditabelkan :

Tabel 4.8. Momen Akibat Tekanan Lumpur

Gaya	v	H	Jarak (m)	Momen V (Tm)	Momen H (Tm)
H_s		0,495	12,5		6,1875
V_s	2,3		15,12	34,02	
	2,3	0,495		34,02	6,1875

4. Akibat tekanan tanah

Untuk tanah gaya yang bekerja dibawah tubuh bendung dapat dihitung berdasarkan data sebagai berikut :

$$1. \text{ Sudut geser tanah } (\phi) = 20^{\circ}33'$$

$$2. \gamma_{\text{tanah}} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$3. \gamma' \text{ (berat jenis efektif tanah)} = \gamma_{\text{tanah}} - \gamma_w = 1,8 - 1 = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan tanah aktif, } K_a &= \text{Tan}^2 (45 - \phi/2) \\ &= \text{Tan}^2 (45 - 20^{\circ}33'/2) = 0,48 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan tanah pasif, } K_p &= \text{Tan}^2 (45 + \phi/2) \\ &= \text{Tan}^2 (45 + 20^{\circ}33'/2) = 2,08 \end{aligned}$$

$$Pa_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 3^2 \cdot 0,48 = 1,728 \text{ t/m}$$

$$Pa_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 2^2 \cdot 0,48 = 0,768 \text{ t/m}$$

$$Pa_3 = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 2,5^2 \cdot 0,48 = 1,2 \text{ t/m}$$

$$Pa_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 3^2 \cdot 0,48 = 1,728 \text{ t/m}$$

$$Pp_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot K_p = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 1,5^2 \cdot 2,08 = -1,872 \text{ t/m}$$

$$Pp_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h^2 \cdot K_p = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 2^2 \cdot 2,08 = -3,328 \text{ t/m}$$

Untuk perhitungan momen dilakukan dengan ditabelkan.

Tabel 4.9. Gaya dan Momen Tekanan Tanah

Gaya	Jumlah Gaya	Jarak (m)	Momen (Tm)
Pa1	1,73	6,6	11,4
Pa2	0,77	5,6	4,3
Pa3	1,2	3,6	4,32
Pa4	1,73	0,9	1,56
Pp1	-1,87	5,95	-11,14
Pp2	-3,33	0,6	-2
Σ	0,224		8,45

5. Akibat tekanan hidrostatik

Perhitungan tekanan hidrostatik dapat diselesaikan dengan :

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

Dimana :

P_w = Gaya akibat tekanan air (ton)

γ_w = Berat jenis air = 1 t/m³

h = Tinggi muka air = tinggi mercu = 3,00 m

perhitungan :

$$P_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 3^2 = 4,5t$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot a \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 3^2 = 5,175 t$$

Tabel 4.10. Gaya dan Momen Tekanan Hidrostatik Kondisi Air

Normal

Gaya	Vertikal	Horizontal	Jarak	Mv(tm)	Mh(tm)
Pw1		4,5	12,6		56,7
Pw2	5,175		12,6	65,205	
Jumlah	5,175	4,5		65,205	56,7

6. Gaya Uplift pressure

Gaya tekan keatas, yakni istilah umum untuk tekanan air dalam, menyebabkan berkurangnya berat efektif bangunan di atasnya. Untuk menghitung *Uplift pressure* baik pada saat keadaan air normal maupun pada saat keadaan muka air banjir dapat digunakan persamaan:

$$U_x = (H_x -$$

Dimana :

U_x = Uplift pressure yang terjadi pada titik x (Ton/m²)

H_x = Tinggi tekanan pada titik x, dihitung terhadap tinggi air di atas mercu bendung

L_x = Panjang garis rembesan pada titik x (m)

$\sum L$ = Panjang total garis rembesan (m)

Δh = Beda tinggi muka air di hulu dan di hilir Bendung (m)

γ_w = Berat Jenis Air = 1,00 T/m³

Untuk perhitungan dilakukan dengan ditabelkan
Tabel 4.11 Gaya Uplift Pressure kondisi air normal

Gaya	Bidang	Luas Tekanan	V (Ton)	H (Ton)	Jarak (m)	Mv (Tm)	Mh (Tm)
U1	A-B	$1/2 \times 5,222 \times 5$		13,055	9,150		119,453
U2	C-D	$2,723 \times 2$		5,446	8,500		46,291
		$1/2 \times (5,123 - 2,723) \times 2$		2,400	8,166		19,598
U3	E-F	$4,525 \times 2,5$		11,312	8,250		93,324
		$1/2 \times (2,524 - 4,525) \times 2,5$		-2,501	8,600		-21,509
U4	G-H	$5,926 \times 2$		11,852	6,000		71,112
		$1/2 \times (4,325 - 5,926) \times 2$		-1,601	6,300		-10,086
U5	I-J	$7,728 \times 5$		38,640	2,500		96,600
		$1/2 \times (5,726 - 7,728) \times 5$		-5,005	3,333		-16,682
U6	k-l	$6,696 \times 2,5$		16,737	1,250		20,921
		$1/2 \times (7,395 - 6,695) \times 2,5$		0,875	1,666		1,458
U7	M-N	$6,331 \times 2,5$		15,827	1,250		19,784
		$1/2 \times (6,030 - 6,331) \times 2,5$		-0,376	1,666		-0,626
U8	O-P	$1/2 \times 5,998 \times 5$		14,995	3,333		49,978
U-9	B-C	$5,123 \times 1$	5,123		30,500	156,252	
		$1/2 \times (5,222 - 5,123) \times 1$	0,049		30,586	1,499	
U-10	C-D	$2,723 \times 0,58$	1,579		29,710	46,912	
		$1/2 \times (5,123 - 2,723) \times 0,58$	0,696		29,806	20,745	
U-11	D-E	$2,524 \times 2,42$	6,108		28,210	172,307	
		$1/2 \times (2,723 - 2,524) \times 2,42$	0,240		27,666	6,640	
U-12	F-G	$4,325 \times 3$	12,975		25,500	330,863	
		$1/2 \times (4,525 - 4,325) \times 3$	0,300		25,999	7,800	
U-13	H-I	$5,726 \times 3$	17,178		23,500	403,683	
		$1/2 \times (5,926 - 5,726) \times 3$	0,300		22,999	6,900	
U-14	J-K	$7,395 \times 5$	36,975		18,500	684,038	
		$1/2 \times (7,728 - 7,395) \times 5$	0,832		19,333	16,085	
U-15	K-L	$6,696 \times 0,5$	3,348		15,750	52,731	
		$1/2 \times (7,395 - 6,696) \times 0,5$	0,174		15,666	2,726	
U-16	L-M	$6,030 \times 10$	60,3		10,500	633,150	
		$1/2 \times (6,696 - 6,030) \times 10$	3,33		12,166	40,513	
U-17	M-N	$6,331 \times 0,50$	3,165		5,250	16,616	
		$1/2 \times (6,030 - 6,331) \times 0,50$	-0,075		5,160	-0,387	
U-18	N-O	$5,998 \times 5$	29,99		2,500	74,975	
		$1/2 \times (6,331 - 5,998) \times 5$	0,832		3,300	2,7456	
		JUMLAH	183,419	121,656	452,565	2676,79	489,617
		EFEKTIF 70 %	128,393	85,159	316,796	1873,75	342,732

Tabel 4.12 Resume Gaya Yang Bekerja Pada Bendung (Kondisi Air Normal)

N0	Gaya-gaya yang bekerja	gaya (ton)		Momen (Tm)	
		V	H	Mv	Mh
1	berat sendiri bendung	155,595		1215,71	758,68
2	gaya gempa		23,571	172,631	107,733
3	tekanan lumpur	2,25	0,495	34,02	6,1875
4	tekanan tanah		0,224		8,446
5	tekanan hidrostatis	14,37	12,5	186,24	152
6	tekanan uplift pressure	105,72	81,37	612,78	347,41
	Jumlah	277,94	118,157	2221,38	621,775

B. Kontrol Stabilitas Pada Saat Air Normal

1. Terhadap guling

$$\begin{aligned}
 Sf &= \frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 1,5 \\
 &= \frac{2221,38}{621,775} \geq 1,5 \\
 &= 3,57 > 1,5 \dots\dots\dots (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

2. Terhadap geser

$$\begin{aligned}
 Sf &= \frac{\sum V}{\sum H} \cdot f \geq 1,5 \\
 f &= 0,75 \text{ (koefisien gesekan) (sumber KP - 02 hal : 121)} \\
 &= \frac{277,93}{118,15} \cdot 0,75 \\
 &= 1,76 > 1,5 \dots\dots\dots (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

3. Terhadap Eksentrisitas

$$e = B/2 - d \leq B/6$$

$$d = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V}$$

Perhitungan :

$$d = \frac{2221,38 - 621,775}{277,93} = 5,75$$

$$e = \frac{12,5}{2} - 5,75 \leq 2,08$$

$$e = 1,63 < 2,08 \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

4. Terhadap daya dukung tanah

$$q_{ult} = C \cdot N_c + \gamma \cdot D N_q + 0,5 \gamma B \cdot N_\gamma$$

Dimana :

q = Daya dukung Keseimbangan (Ultimate bearing Capacity T/m^2)

N_c, N_q, N_γ = Faktordayadukungtanah yang tergantung pada besarnya sudut geser dalam tanah.

BerdasaakansudutgesertanahdiatasDengannilai $\phi = 20^0 33'$ di

dapatdaritabelTerzaqhi : $N_c = 17,02$ $N_q = 6,95$ $N_\gamma = 3,6$.

Data Daya Dukung Tanah Pondasi :

A. Beratjenistanah $\gamma = 1,8 T/m^3$

B. Nilai kohesi Tanah $C = 0,40 T/m^2$

C. Sudutgeser Tanah $\Phi = 20^0 33'$

D. Kedalaman Pondasi $D = 1,5 m$

E. LebardasarBendung $B = 13,5 m$

$$\begin{aligned}
q_{ult} &= C N_c + \gamma D N_q + 0,5 \gamma B N_{\gamma} \\
q_{ult} &= 0,40 \cdot 17,02 + 1,8 \cdot 1,5 \cdot 6,95 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 12,5 \cdot 3,6 \\
&= 6,808 + 18,76 + 40,5 \\
&= 66,06 \text{ t/m}
\end{aligned}$$

Tegangan Tanah Yang di izinkan

$$\begin{aligned}
\tau &= \frac{\text{Dayadukung Tanah}}{\text{Faktor Keamanan}} \\
&= \frac{66,06}{2} = 33,03 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

5. Terhadap Tekanan Dibawah Bendung

$$\tau = \frac{\sum V}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\tau = \frac{277,93}{12,5} \left[1 \pm \frac{6 \cdot (1,13)}{12,5} \right]$$

$$\tau_{\max} = 30,92 \text{ t/m}^2 < 33,03 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\min} = 10,08 \text{ t/m}^2 < 33,03 \text{ t/m}^2$$

4.3.2 Pada Saat Air Banjir

A. Tekanan Hidrostatik

Tekanan air pada bak bertambah akibat gaya sentrifugal :

$$P = \frac{d}{g} \times \frac{V^2}{r}$$

Tanpa menghitung gesekan, kecepatan air pada elevasi + 256,00 adalah :

$$V = \sqrt{2q(H + Z)} = \sqrt{2 \cdot 9,81(3,88 + 1,0)} = 6,862 \text{ m/dt}$$

$$\text{Tebal pancaran air : } d = \frac{q}{V} = \frac{4,15}{6,862} = 0,604 \text{ m}$$

Tekanan sentrifugal pada bak :

$$P = \frac{d}{g} \times \frac{V^2}{r} = \frac{0,604}{4,15} \times \frac{(6,862)^2}{1,32} = 5,17 \text{ ton/m}^2$$

Gaya sentrifugal resultan (F_c) hanya bekerja ke arah vertikal saja

$$F_c = P \times \frac{\pi}{4} \times R = 5,17 \times \frac{3,14}{4} \times 1,32 = 5,35 \text{ ton}$$

Berat air dalam bak berkurang sampai 75%, karena udara yang terhisap kedalam air tersebut.

Perhitungan :

$$Pw_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h \cdot (2 \cdot h_1 - h) = \frac{1}{2} \cdot 1,00 \cdot 3 \cdot (2 \cdot 3,88 - 3) = 7,14 \text{ ton}$$

$$Pw_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot a \cdot (2 \cdot h_1 - h) = \frac{1}{2} \cdot 1,00 \cdot 1,15 \cdot (2 \cdot 3,88 - 3) = 2,737 \text{ ton}$$

$$Pw_3 = 7,83 \cdot 1,3 \cdot 1,00 = 10,179 \text{ ton}$$

$$Pw_4 = 0,75 \cdot (3 \cdot 4 \cdot 1,00) = 9 \text{ ton}$$

$$Pw_5 = 0,75 \cdot (2 \cdot 4 \cdot 1,00) = 6 \text{ ton}$$

$$Pw_6 = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 1,00 = 8 \text{ ton}$$

$$F_c = 5,35 \text{ ton}$$

Tabel 4.13 Gaya dan Momen Hidrostatik Kondisi Air Banjir

Gaya	V (t)	H (t)	Jarak (m)	Mv(tm)	Mh(tm)
Pw1		14,7	12,166		178,8402
Pw2	-5,635		12,75	-71,8463	
Pw3	-10,175		8,5	-86,4875	
Pw4	-9		3,2	-28,8	
Pw5	-6		1	-6	
Pw6		-8	1,33		-10,64
fc	-5,35				
jumlah	-36,16	6,7		-193,134	168,2002

B. Gaya Uplift Pressure

Perhitungan dilakukan dengan tabel :

Tabel 4.14 Gaya Uplift Pressure kondisi air banjir

Gaya	Bidang	Luas Tekanan	V (Ton)	H (Ton)	Jarak (m)	Mv (Tm)	Mh (Tm)
U1	A-B	$1/2 \times 13,359 \times 5$		33,397	9,150		305,583
U2	C-D	$11,704 \times 2$		23,408	8,500		198,968
		$1/2 \times (13,756 - 11,704) \times 2$		2,052	8,166		16,757
U3	E-F	$14,160 \times 2,5$		35,400	8,250		292,050
		$1/2 \times (11,792 - 14,160) \times 2,5$		-2,960	8,600		-25,456
U4	G-H	$16,204 \times 2$		32,408	6,000		194,448
		$1/2 \times (14,292 - 16,204) \times 2$		-1,912	6,300		-12,046
U5	I-J	$20,939 \times 5$		104,695	2,500		261,738
		$1/2 \times (16,292 - 20,939) \times 5$		-11,617	3,333		-38,719
U6	k-l	$18,792 \times 2,5$		469,800	1,250		587,250
		$1/2 \times (21,233 - 18,792) \times 2,5$		3,051	1,666		5,083
U7	M-N	$21,292 \times 2,5$		53,230	1,250		66,538
		$1/2 \times (18,586 - 21,292) \times 2,5$		-3,382	1,666		-5,63441
U8	O-P	$1/2 \times 21,233 \times 5$		53,082	3,333		176,9223
U-9	B-C	$13,756 \times 1$	13,756		30,500	419,558	
		$1/2 \times (13,359 - 13,756) \times 1$	-0,083		30,586	-2,539	
U-10	C-D	$11,704 \times 0,58$	9,948		29,710	295,555	
		$1/2 \times (13,756 - 11,704) \times 0,58$	68,425		29,806	2039,476	
U-11	D-E	$11,792 \times 2,42$	28,536		28,210	805,001	
		$1/2 \times (11,704 - 11,792) \times 2,42$	154,575		27,666	4276,472	
U-12	F-G	$14,292 \times 3$	42,876		25,500	1093,338	
		$1/2 \times (14,160 - 14,292) \times 3$	-0,198		25,999	-5,148	
U-13	H-I	$16,292 \times 3$	48,876		23,500	1148,586	
		$1/2 \times (16,204 - 16,292) \times 3$	-0,132		22,999	-3,036	
U-14	J-K	$21,233 \times 5$	106,165		18,500	1964,053	
		$1/2 \times (20,939 - 21,233) \times 5$	-0,735		19,333	-14,210	
U-15	K-L	$18,792 \times 0,5$	9,396		15,750	147,987	
		$1/2 \times (21,233 - 18,792) \times 0,5$	0,610		15,666	9,556	
U-16	L-M	$18,586 \times 10$	185,860		10,500	1951,530	
		$1/2 \times (18,792 - 18,586) \times 10$	1,030		12,166	12,531	
U-17	M-N	$21,292 \times 0,50$	10,646		5,250	55,892	
		$1/2 \times (18,586 - 21,292) \times 0,50$	-0,676		5,160	-3,488	
U-18	N-O	$21,233 \times 5$	106,165		2,500	265,413	
		$1/2 \times (21,292 - 21,233) \times 5$	0,147		3,300	0,485	
Jumlah			785,040	790,65		14457,01	2023,48
Efektif 70 %			549,528	553,46		10119,91	1416,44

Tabel 4.15 Resume Gaya Yang Bekerja Pada Bendung (Kondisi Air Banjir)

N0	Gaya-gaya yang bekerja	gaya (ton)		Momen (Tm)	
		V	H	Mv	Mh
1	berat sendiri bendung	155,595		1215,71	758,68
2	gaya gempa		23,571	172,6308	107,733
3	tekanan lumpur	2,25	0,495	34,02	6,1875
4	tekanan tanah		0,461		18,577
5	tekanan hidrostatis	-36,16	6,7	186,24	152
6	tekanan uplift pressure	118,25	93,62	692,84	405,56
	Jumlah	239,934	124,844	2301,44	690,055

Kontrol stabilitas pada kondisi air banjir :

1. Terhadap guling

$$\begin{aligned}
 Sf &= \frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 1,5 \\
 &= \frac{2301,44}{690,055} \geq 1,5 \\
 &= 3,33 > 1,5 \dots\dots\dots (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

2. Terhadap geser

$$\begin{aligned}
 Sf &= \frac{\sum V}{\sum H} \cdot f \geq 1,5 \\
 f &= 0,75 \text{ (koefisien gesekan) (sumber KP 02 hal 155)} \\
 &= \frac{239,93}{124,84} \cdot 0,75 \\
 &= 1,6 > 1,5 \dots\dots\dots (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

3. Terhadap Eksentrisitas

$$e = B/2 - d \leq B/6$$

$$d = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V}$$

Perhitungan :

$$d = \frac{3201,44 - 690,055}{239,93} = 6,715$$

$$e = \frac{12,5}{2} - 6,715 \leq 2,08$$

$$e = 0,93 < 2,08 \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

4. Terhadap Tekanan Dibawah Bendung

$$\tau = \frac{\sum V}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\tau = \frac{239,93}{12,5} \left[1 \pm \frac{6 \times (0,465)}{12,5} \right]$$

$$\tau \text{ max} = 23,47 \text{ t/m}^2 < 33,03 \text{ t/m}^2$$

$$\tau \text{ min} = 4,280 \text{ t/m}^2 < 33,03 \text{ t/m}^2$$

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Sebagai hasil perencanaan Bendung Batang Sinamar Kabupaten Tanah Datar, ada beberapa hal yang dapat penulis simpulkan yaitu :

1. Luas cathment area yang mempengaruhi debit sungai Batang Sinamar 2175,70 Km².
2. Dalam perencanaan bendung Batang Sinamar debit banjir rencana
 $Q_{100} = 1203,851 \text{ m}^3/\text{dt}$.
3. Pembangunan bendung Batang Sinamar bertujuan untuk menaikkan elevasi muka air sungai, sehingga air dapat mengairi daerah irigasi seluas ± 3200 ha.
4. Tipe kolamolak yang digunakan dalam perencanaan bendung ini harus sesuai dengan jenis kandungan sedimen dan dapat meredam energy sehingga menimbulkan gerusan pada dasar sungai.
5. Pada bendung Batang Sinamar ini, digunakan kolam olakan type bak tenggelam mengingat kondisi sungai Batang Sinamar banyak mengangkut bongkah-bongkahan atau batu-batu.
6. Tabel kesimpulan hasil perhitungan

Uraian	Analisa Perencanaan
Kedalaman air dihilir bendung (h)	1,519 m
Elevasi muka air dihilir bendung	+ 261,81
Elevasi muka air diatas bendung	+ 263,30
Elevasi energi diatas bendung	+ 267,18

7. Dari hasil perhitungan Stabilitas bending dalam keadaan air normal didapa tangka keamanan terhadap guling 3,75 Terhadap geser 1,75 dan dalam keadaan banjir didapat

angka keamanan terhadap guling 3,33 Terhadap geser 1,6. Berdasarkan hasil perhitungan yang didapat konstruksi bendung stabil.

5.2 Saran

1. Perlunya ketelitian pada saat perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada tubuh bendung yang dapat mengganggu stabilitas bendung.
2. Untuk menghasilkan bendung dengan biaya pembangunan yang lebih ekonomis perlu dilakukan perencanaan bendung yang matang dengan memperhatikan kondisi topografi daerah dimana bendung dibangun.
3. Perlunya ketelitian dalam analisa hidrologi agar dihasilkan desain hidrolis bendung yang tidak terlalu besar sehingga dapat menghasilkan bendung yang ekonomis.

DAFTAR PUSTAKA

- Direktorat Jenderal Pengairan Departemen Pekerjaan Umum,(1986)*Standar Perencanaan Irigasi Bangunan KP-02*, Cetakan Pertama, Bandung.
- Direktorat Jenderal Pengairan Departemen Pekerjaan Umum,(1986)*Standar Perencanaan Irigasi Bangunan KP-04*, Cetakan Pertama, Bandung.
- Direktorat Jenderal Pengairan Departemen Pekerjaan Umum,(1986)*Standar Perencanaan Irigasi Bangunan KP-06*, Cetakan Pertama, Bandung.
- Mawardi, E. Memed, M.2002. *Desain Hidraulik Bendung Tetap Untuk Irigasi Teknis*. Bandung: Alfabet.
- Triamodjo, Bambang. 2008. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.
- Wilson.E.M.(1993). *Hidrologi Teknik Edisi Keempat*. Bandung: ITB.
- Soenarno, perencanaan Bendung Tetap, Dirjen Irigasi Dep, PU