



**PERENCANAAN BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN
PADA SUNGAI SAMPEAN**

SKRIPSI

Oleh,

Yudistiro Prambudi
NIM. 071910301062

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS JEMBER
2012**



**PERENCANAAN BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN
PADA SUNGAI SAMPEAN**

SKRIPSI

diajukan guna melengkapi tugas akhir dan memenuhi salah satu syarat
untuk menyelesaikan Program Studi Teknik Sipil (S1)
dan mencapai gelar Sarjana Teknik

Oleh,

Yudistiro Prambudi
NIM. 071910301062

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS JEMBER
2012**

PERSEMBAHAN

Skripsi ini saya persembahkan untuk :

1. Allah SWT pemilik segala sesuatu.
2. Kedua orang tua tercinta, ayah Achmad Satar dan ibu Sukarni yang telah mendoakan, memberiku kasih sayang, pengorbanan dan dukungan yang tiada tara.
3. Saudara-saudaraku yang menyayangiku, Arini Dwi dan M. Setyo Nugroho “Sinyo” yang selalu berhasil membuatku tetap bersemangat.
4. Almarhumah Mbah Uti yang telah memberikan dukungan dan doa yang selalu menyertaiku.
5. Grand hitam (1991), meskipun tanpa double starter aku tetap cinta kamu.
6. Mio Hijau (2009), ribuan kilo jalan yang engkau tempuh bersamaku. Aku juga cinta kamu.
7. Trio Djongosh bentukan kami bertiga (Adiet, Bahar & Yudis), we are more than family. видеть вас в России, детка!!
8. Keluarga besar Geng Semut, teman membolang sejati antara lain Alfian, Lila, Mike dan Ratih.
9. Keluarga besar LIVICHO '07 yang selalu ada dalam suka, duka, gembira loka dan bahagia.
10. Keluarga besar kontrakan Patrang (*Garage Camp*) yang tidak dapat disebutkan nama-namanya, antara lain Akbar, Anam, Septa dan Wahyu.
11. Keluarga besar kontrakan Bengawan Solo yang sekarang sudah hilang entah kemana.
12. Sahabat-sahabat yang telah berjasa antara lain Asep, Baim, Bili, Dyota dan Miftah.
13. Semua pihak yang telah berjasa agar skripsi ini lekas selesai.

MOTTO

“Allah membuat perumpamaan-perumpamaan dan tiada yang memahaminya
kecuali orang-orang yang berilmu.”

(Q.S. Al’An kabuut ayat 43)

Act first, then thing

(anonymous)

Aku raja kau pun raja

Aku hitam kau pun hitam

Arti teman lebih dari sekedar materi

(Sheila on 7)

inspirasi bisa datang dari tempat terburuk sekalipun

(anonymous)

PERNYATAAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Yudistiro Prambudi

NIM : 071910301062

menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi yang berjudul “Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen pada Sungai Sampean” adalah benar-benar hasil karya sendiri, kecuali kutipan yang sudah saya sebutkan sumbernya, dan belum pernah diajukan pada institusi mana pun, serta bukan karya jiplakan. Saya bertanggung jawab atas keabsahan dan kebenaran isinya dan sesuai dengan sikap ilmiah yang harus dijunjung tinggi.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya, tanpa ada tekanan dan paksaan dari pihak mana pun serta bersedia mendapat sanksi akademik jika ternyata di kemudian hari pernyataan ini tidak benar.

Jember, 31 Januari 2012

Yang menyatakan,

Yudistiro Prambudi

NIM 071910301062

SKRIPSI

**PERENCANAAN BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN
PADA SUNGAI SAMPEAN**

Oleh,

Yudistiro Prambudi

NIM 071910301062

Dosen Pembimbing Utama : Dr. Ir. Entin Hidayah, M.UM.

Dosen Pembimbing Anggota : M. Farid Ma'ruf, S.T., M.T., Ph.D.

PENGESAHAN

Skripsi berjudul “Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen pada Sungai Sampean”
telah diuji dan disahkan pada :

hari : Rabu

tanggal : 4 Januari 2012

tempat : Fakultas Teknik Universitas Jember

Tim Penguji

Ketua,

Sekretaris,

Sri Wahyuni, ST., MT., Ph.D.
NIP. 19711209 199803 2 001

Dr.Ir. Entin Hidayah, M UM.
NIP. 1966 1215 199503 2 001

Anggota I,

Anggota II,

M. Farid Ma'ruf, ST., MT., Ph.D.
NIP. 19721223 199803 1 002

A. Hasanudin, ST.,MT.
NIP. 1969 0709 199802 1 001

Mengesahkan
Dekan,

Ir. Widyono Hadi, MT.
NIP. 19610414 198902 1 001

RINGKASAN

Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Pada Sungai Sampean; Yudistiro Prambudi, 071910301062; 2011: 55 Halaman; Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Jember.

Sedimen adalah material atau pecahan dari batuan, mineral dan material organik yang hanyut dan bergerak mengikuti arah aliran air sungai. Sedimentasi pada DAM Sampean Baru yang terjadi sebesar $184,812 \text{ m}^3/\text{tahun}$ mengakibatkan pendangkalan sehingga mengurangi kapasitas tampungan air pada DAM Sampean Baru. Pembangunan Sabo Dam merupakan salah satu solusi yang dapat dilakukan guna mengendalikan sedimentasi pada sungai.

Tujuan dari penelitian ini adalah merencanakan desain bendung pengendali sedimen yang aman terhadap stabilitas dengan volume tampungan sedimen terbesar.

Metode yang dilakukan dalam penelitian ini adalah membandingkan desain hidrolis bangunan Sabo pada dua lokasi yang ditentukan (TP 80 dan TP 71), kemudian dilakukan analisis stabilitas berdasarkan gaya-gaya yang terjadi dan volume sedimen yang bisa ditampung.

Berdasarkan hasil analisis stabilitas pada dua lokasi, didapatkan hasil bahwa pada TP 80 bendung aman terhadap geser, guling, daya dukung dan piping. Volume sedimen yang dapat ditahan sebanyak $905074,74 \text{ m}^3$ dan Sabo akan penuh dengan sedimen setelah 5 tahun. Sedangkan pada lokasi TP 71 sedimen yang dapat ditahan sebanyak $575373,21 \text{ m}^3$ dan akan penuh setelah 3 tahun. Pembangunan Sabo Dam pada TP 80 diharapkan mampu mengurangi sedimentasi yang terjadi pada DAM Sampean Baru.

SUMMARY

Design of Sediment Control Building at River Sampean; Yudistiro Prambudi, 071910301062; 2011: 55 Pages: Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Jember.

Sediment is material or fragments of rocks, minerals and organic material which washed away and move following of river flow. Sedimentation at the DAM Sampean Baru amount $184,812 \text{ m}^3/\text{year}$, it cause reducing capacity of water storage in DAM Sampean Baru. Sabo Dam construction is one solution that can be done to control sedimentation in the river.

Purpose of this research is plan and design a sediment control dam which safe on stability and have largest sediment volume storage.

This research method is comparing the hydraulic design of the Sabo building at two specified locations (TP 80 and TP 71), then stability analyzed based on forces and volume of sediment that can hold.

Based on the results of stability analysis in both locations, known if dam in TP 80 safe against sliding, rolling, carrying capacity and piping. The volume of sediment that can hold amount at $905074,74 \text{ m}^3$ and Sabo will be full of sediment after 5 years. While the location of the TP 71 sediment that can hold amount at $575373,21 \text{ m}^3$ and will be full after 3 years. Sabo Dam construction on the TP 80 is expected to reduce sedimentation that occurred in DAM Sampean Baru.

PRAKATA

Puji syukur kehadirat Allah SWT. yang telah memberikan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul “Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Pada Sungai Sampean”. Skripsi ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat untuk menyelesaikan pendidikan strata satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Penyusunan skripsi ini tidak lepas dari bantuan berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Ir. Widyono Hadi, M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Jember;
2. Jojok Widodo, S.T., M.T., selaku ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember;
3. Dr. Ir. Entin Hidayah, M.UM., selaku Dosen Pembimbing Utama;
4. M. Farid Ma'ruf, S.T., M.T., Ph.D., selaku Dosen Pembimbing Anggota;
5. Sri Wahyuni, S.T., M.T., Ph.D., selaku Dosen Penguji I;
6. Akhmad Hasanuddin, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji II;
7. Semua pihak yang telah banyak membantu penyusunan skripsi ini yang juga tidak bisa disebutkan satu persatu.

Penulis juga menerima segala kritik dan saran dari semua pihak demi kesempurnaan skripsi ini. Akhirnya penulis berharap, semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi semua pihak

Jember, 31 Januari 2012

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN SAMPUL	I
HALAMAN JUDUL	II
PERSEMBAHAN	III
MOTTO	IV
PERNYATAAN	V
HALAMAN PEMBIMBINGAN	VI
PENGESAHAN	VI
RINGKASAN	VIII
SUMMARY	IX
PRAKATA	X
DAFTAR ISI	XI
DAFTAR TABEL	XIII
DAFTAR GAMBAR	XIV
DAFTAR LAMPIRAN	XV
BAB 1. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat	2
1.5 Batasan Masalah	2
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	3
2.1 Sedimentasi.....	3
2.2 Analisis Hidrologi.....	3
2.3 Transpor Sedimen	5
2.4 Proporsi Sedimen.....	6

2.5	Konstruksi Bangunan Sabo Dam.....	7
BAB 3.	METODE PENELITIAN.....	22
3.1	Lokasi Studi.....	22
3.2	Sistematika Penelitian.....	23
3.3	Prosedur.....	25
BAB 4.	HASIL DAN PEMBAHASAN.....	27
4.1	Kondisi Lokasi Penelitian.....	27
4.2	Analisis Hidrologi.....	29
4.3	Estimasi Sedimentasi.....	30
4.4	Desain Konstruksi.....	30
4.5	Perhitungan Berat Jenis Sedimen.....	36
4.6	Perhitungan Stabilitas Bendung.....	37
4.7	Kapasitas Tampungan.....	52
BAB 5.	PENUTUP.....	54
5.1	Kesimpulan.....	54
5.2	Saran.....	54
DAFTAR PUSTAKA.....		55

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Debit Banjir Berdasar Jenis Bangunan	3
Tabel 2.2	Proses Perubahan Dasar Sungai.....	6
Tabel 2.3	Bed Load Correction Table.....	7
Tabel 4.1	Data Debit Maksimum Tahunan Kali Sampean	29
Tabel 4.2	Data Debit Kala Ulang Kali Sampean	29
Tabel 4.3	Berat Jenis Sedimen.....	36
Tabel 4.4	Perhitungan Momen pada Muka Air Banjir	39
Tabel 4.5	Perhitungan Momen pada Kondisi Muka Air Normal.....	42
Tabel 4.6	Ringkasan Hasil Desain Bendung yang Aman dan Stabil Pada TP 80.....	44
Tabel 4.7	Gaya-gaya yang Bekerja pada Bendung	45
Tabel 4.8	Stabilitas pada Bendung.....	45
Tabel 4.9	Perhitungan Momen pada Tembok Tepi	48
Tabel 4.10	Ringkasan Hasil Desain Bendung yang Aman dan Stabil Pada TP 71.....	50
Tabel 4.11	Gaya-gaya yang Terjadi pada Bendung	51
Tabel 4.12	Stabilitas Pada Bendung	51
Tabel 4.13	Ringkasan Hasil Desain Tembok Tepi yang Aman dan Stabil Pada TP 71	52
Tabel 4.14	Gaya-gaya yang Bekerja.....	52
Tabel 4.15	Stabilitas.....	52
Tabel 4.16	Tabel Perbandingan Lokasi dan Dimensi Pada TP 71 dan TP 80 .	53

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Lokasi Penelitian	22
Gambar 3.2	Diagram Alir Penelitian.....	26
Gambar 4.1	Kondisi Flushing Upstream Dam Sampean Baru.....	27
Gambar 4.2	Kondisi Sedimen Di Outlet Dam Sampean Baru	27
Gambar 4.3	Kondisi Pada TP 71 Dan TP 80.....	28
Gambar 4.4	Sketsa Penampang Pelimpah.....	31
Gambar 4.5	Sketsa Pengendalian Sedimen	33
Gambar 4.6	Sketsa Penampang Melintang Sabo Dam.....	36
Gambar 4.7	Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Bendung.....	37
Gambar 4.8	Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir..	38
Gambar 4.9	Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Saat Muka Air Normal	42

DAFTAR LAMPIRAN

A.	Data Debit Maksimum Tahunan pada AWLR Kelopo Sawit	56
B.	Data Tanah pada Lokasi TP 71 dan TP 80	56
C.	Hasil Uji Berat Jenis Sedimen pada Dam Sampean Baru	57
D.	Tinggi jagaan pada pelimpah.....	57
E.	Penentuan lebar mercu.....	57
F.	Gaya-gaya yang bekerja	57
G.	Daya Dukung Tanah yang Dijinkan dan Koefisien Geser	58
H.	Angka Keamanan yang Disarankan	58
I.	Desain Konstruksi dan Stabilitas pada TP 71	59
J.	Perhitungan perencanaan tembok tepi pada lokasi TP 71	64
K.	Foto Dam Sampean Baru.....	67
K.1	Lokasi TP 71 dan TP 80	67
K.2	Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 71	68
K.3	Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 71 (Penampang Melintang) ...	69
K.4	Desain Tembok Tepi pada lokasi TP 71.....	70
K.5	Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 80 (Penampang Memanjang)	71
K.6	Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 80 (Penampang Melintang) ...	72
K.7	Desain Tembok Tepi pada lokasi TP 80.....	73
L.	Perhitungan Curah Hujan Kala Ulang	74
L.1.	Distribusi Gumbel	74
L.2.	Distribusi Log Pearson III	75
L.3.	Distribusi Log Normal.....	76
L.4.	Distribusi Normal	77
M.	Nilai G untuk distribusi Log Pearson III	78
N.	Uji Smirnof – Kolmogorof	79

BAB 1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sedimen adalah material atau pecahan dari batuan, mineral dan material organik yang terbawa hanyut dan bergerak mengikuti arah aliran air sungai. Sedimen dapat dibedakan menjadi muatan dasar (bed load) dan muatan melayang (suspended load). Muatan dasar bergerak secara bergulir, meluncur dan meloncat-loncat diatas permukaan dasar sungai. Sedangkan muatan layang yang mempunyai ukuran kurang dari 0,1 mm bergerak secara melayang mengikuti arah aliran sungai. Alterasi dasar sungai (naik turunnya permukaan air sungai) dapat terjadi karena bergeraknya muatan dasar, suspended load tidak berpengaruh pada alterasi dasar sungai tetapi dapat mengendap pada dasar waduk atau muara sungai (Suyono, 1994).

Sedimen tahunan (yield sediment) yang terjadi pada Dam Sampean Baru sebesar 184,812 m³/tahun (Linggarjati, 2011). Sehingga dari hasil tersebut dapat dijadikan sebagai data patokan pembuatan bangunan pengendali sedimen. Check Dam (Sabo Dam) merupakan salah satu solusi yang dapat dilakukan guna mengendalikan sedimentasi sungai (Takahashi, 2007).

Metode pengendalian sedimen menggunakan Sabo Dam telah menuai banyak kesuksesan dalam mengendalikan sedimen di dunia, seperti contohnya di eropa pengguna Sabo pertama kali adalah Perancis tahun 1860 kemudian Austria pada tahun 1882. Di Asia, negara pengguna Sabo pertama adalah Jepang yang mulai membuat peraturan mengenai pengendalian air, yaitu Sungai, Sabo dan Reboisasi. Peraturan tersebut diperkenalkan pada 1896 (Murod, 2009). Metode pembangunan Sabo sebagai pengendali sedimen ini diharapkan mampu mengurangi tingginya laju sedimentasi pada Dam Sampean Baru. Sedangkan contoh penggunaan Sabo Dam yang ada di Indonesia berada pada waduk Mrica yang ada pada Kabupaten Lumajang

kemudian di lereng Gunung Merapi, yang berfungsi menahan aliran massa dari lahar (Balitbang PU).

1.2 Rumusan Masalah

Bagaimanakah desain bangunan Sabo Dam guna pengendalian sedimen pada Dam Sampean Baru?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun maksud dan tujuan penelitian ini adalah :

Mendesain konstruksi bangunan pengendali sedimen (Sabo Dam) sehingga mampu mengurangi sedimentasi yang terjadi pada Dam Sampean Baru.

1.4 Manfaat

Sedimentasi bisa dikendalikan, sehingga tidak mengganggu kinerja Dam Sampean Baru.

1.5 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam penelitian ini adalah:

1. Perhitungan sedimentasi yang digunakan adalah sedimen jenis bed load dengan tidak memperhitungkan suspended load.
2. Data debit dan data tanah menggunakan hasil pengamatan lapangan yang didapatkan dari instansi terkait.
3. Lokasi perencanaan terletak pada TP 80 dan TP 71.

BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Sedimentasi

Sedimentasi merupakan suatu proses pengendapan material hasil erosi yang masuk ke aliran sungai sehingga membentuk dataran aluvial. Proses ini tergolong mengganggu aliran sungai, karena dengan adanya pengendapan pada aliran (badan) sungai dapat menyebabkan berkurangnya tampungan volume air yang melewati sungai tersebut. Sehingga bisa jadi air sungai meluber ke sekitar badan sungai.

Pengendapan sedimen di waduk-waduk akan mengurangi volume efektifnya (Sumarto, 1995) karena sedimen dengan ukuran butiran halus akan diendapkan pada Dam atau Bendungan yang sudah ada dan masuk pada area yang disebut Low Water Level, sedangkan butiran kasarnya akan di endapkan di bagian hulu.

2.2 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi yang dilakukan terhadap data debit untuk mendapatkan besarnya nilai debit maksimum yang kemungkinan terjadi selama kala ulang tertentu. Dengan adanya debit banjir rencana dapat digunakan sebagai dasar untuk merencanakan kemampuan dan ketahanan suatu bangunan yang terletak pada alur sungai. Debit rencana yang diambil dapat dilihat pada tabel 2.1 berikut:

Tabel 2.1 Debit banjir berdasar jenis bangunan

Jenis bangunan	Kala ulang (tahun)
Bendung urugan	> 1000
Bendung pasangan/beton	500 – 1000
Saluran pembagi banjir	20 – 50
Tanggul	10 – 20
Drainase	5 - 10

Sumber : Sifia. (1990).

Analisa debit banjir rencana

Dalam menganalisis debit dengan periode ulang tertentu, digunakan metode statistik seperti distribusi normal, metode log normal, metode gumbel dan log pearson III (Triatmodjo, 2009).

a. Distribusi Normal

Distribusi normal mempunyai 2 parameter, yaitu rerata (\bar{X}) dan deviasi standar (S). Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah :

$$X_T = \bar{X} + K_T \cdot S \dots\dots\dots(2.1)$$

Keterangan :

- X_T = nilai perkiraan pada kala ulang yang ditentukan
- \bar{X} = nilai rerata sampel hitung
- K_T = faktor frekuensi
- S = standart deviasi nilai sampel

b. Distribusi Gumbel

Metode Gumbel banyak digunakan untuk analisis data maksimum, seperti penggunaan pada analisis frekuensi banjir. Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah (Triatmodjo, 2009) :

$$X = \bar{X} + S \cdot K \dots\dots\dots(2.2)$$

Keterangan :

- \bar{X} = nilai rerata sampel
- S = standart deviasi nilai sampel
- K = faktor frekuensi

Faktor frekuensi pada distribusi gumbel dapat dicari dengan pendekatan :

$$K_T = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots(2.3)$$

Keterangan :

- Y_T = Reduced Variate, sebagai fungsi kala ulang
- Y_n = Reduced Mean

S_n = reduced standart deviation

c. Distribusi Log Pearson III

Data-data yang dibutuhkan dalam menggunakan metode ini adalah nilai rata-rata, standart deviasi dan koefisien kepengengan. Rumus yang digunakan dalam metode ini adalah (Triatmodjo, 2009) :

$$\text{Log } Q = \log \bar{X} + G \cdot s_i \dots\dots\dots(2.4)$$

Keterangan :

Q = debit banjir kala ulang

\bar{X} = nilai rata-rata dari curah hujan

G = faktor frekuensi, yang merupakan fungsi dari kala ulang & koefisien kepengengan

s_i = standart deviasi

d. Distribusi Log Normal

Pada distribusi Log Normal, data-data yang dibutuhkan antara lain nilai rata-rata sampel hitung, standart deviasi dan faktor frekuensi. Berikut adalah persamaannya :

$$Y_T = \bar{Y} + K_T \cdot S \dots\dots\dots(2.5)$$

Keterangan :

Y_T = perkiraan nilai kala ulang

\bar{Y} = nilai rata-rata sampel hitung

K_T = faktor frekuensi

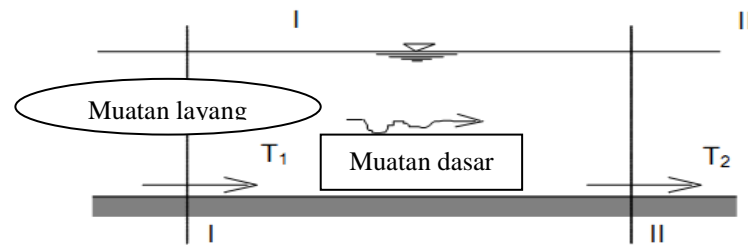
S = standart deviasi

2.3 Transpor Sedimen

Proses angkutan sedimen merupakan suatu masalah yang kompleks dimana berdampak langsung pada lingkungan. Jika tidak dikontrol prosesnya akan dapat menimbulkan masalah seperti perubahan alur sungai, banjir, penurunan kualitas air, kerusakan bangunan air dan lain sebagainya (Wicaksono, 2002). :

Mekanisme Pengangkutan Sedimen

Mekanisme Pengangkutan sedimen pada sungai terdiri dari dua macam, antara lain muatan layang (*suspended load*) dan muatan dasar (*bed load*).



Gambar 2.1 Jenis-jenis muatan sedimen pada sungai

- Muatan Layang (*suspended load*) adalah material sedimen yang melayang dan bergerak dalam air mengikuti aliran.
- Muatan Dasar (*bed load*) adalah material sedimen yang Bergeraknya pada dasar sungai dan gerakannya dengan cara menggelinding mengikuti dasar.

Proses perubahan dasar sungai diantara 2 (dua) penampang melintang akibat adanya angkutan sedimen adalah sebagai berikut :

Tabel 2.2 Proses Perubahan Dasar Sungai

Perbandingan T	Kondisi Perubahan Dasar Sungai
$T_1 < T_2$	Erosi atau Degradasi
$T_1 = T_2$	Equilibrium atau Stabil
$T_1 > T_2$	Sedimentasi atau Agradasi

Sumber : Fadlun. (2010).

2.4 Proporsi Sedimen

- Muatan Layang (Suspended Load)

Muatan layang adalah partikel yang diangkut oleh aliran yang cenderung terus-menerus melayang. Ukuran partikelnya kurang dari 0,1 mm. Keberadaan muatan layang juga mempengaruhi proses sedimentasi, karena dapat

mengendap dan menimbulkan pendangkalan pada area waduk. Namun muatan ini tidak mempengaruhi alterasi sungai.

b) Muatan Dasar (Bed Load)

Muatan dasar adalah material sedimen yang Bergeraknya pada dasar sungai dan gerakannya dengan cara menggelinding mengikuti dasar sungai. Keberadaan material ini sangat berpengaruh terhadap proses sedimentasi, karena ukuran butiran yang tergolong besar. Muatan ini berpengaruh terhadap alterasi sungai, karena muatan ini senantiasa bergerak naik dan turun. Debit sedimen dasar (*bed load*) dapat ditentukan berdasarkan pengukuran sedimen suspensi (*suspended load*) sebagai berikut :

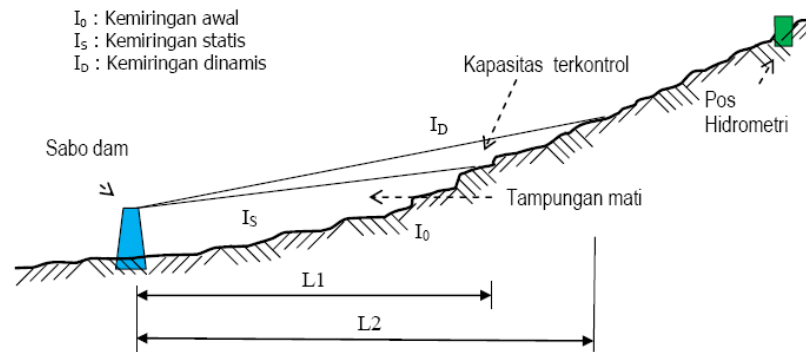
Tabel 2.3 Bed Load Correction Table

Konsentrasi sedimen suspense (ppm)	Jenis material dasar sungai	Texture sedimen suspensi	Persentasi bed load terhadap sedimen suspensi
< 1000 ppm	sand	Sama dengan material dasar	25-150
< 1000 ppm	Gravel, rock atau consolidated clay	Terdapat sedikit sand	5-12
1000-7500	sand	Sama dengan material dasar	10-22
1000-7500	Gravel, rock atau consolidated clay	25% sand atau kurang	5-12
> 7500	sand	Sama dengan material dasar	5-15
> 7500	Gravel, rock atau consolidated clay	25% sand atau kurang	2-8

Sumber : Design of Small Dam. (1974).

2.5 Konstruksi bangunan Sabo Dam

Bangunan *Sabo Dam* merupakan suatu konstruksi bangunan air yang fungsinya sebagai penahan, penampung dan pengendali sedimen yang larut pada aliran sungai sehingga sedimen tersebut tidak mengganggu kinerja Dam yang ada. Berikut adalah sketsa lokasi penempatan bangunan Sabo Dam pada potongan melintang sungai dan gambar bangunan Sabo Dam.



Gambar 2.2 Contoh pengendalian sedimen (potongan melintang)



Gambar 2.3 Contoh Sabo Dam pada waduk Mrica-Lumajang

Adapun menurut Khoirul Murod (2002:9) menyebutkan jenis bangunan pengendali sedimen menurut fungsinya dibedakan menjadi :

1. *Stepped Dam* yaitu dam bertingkat yang dibuat dibagian alur yang rusak, mudah longsor untuk mencegah produksi sedimen karena erosi galur.
2. *Check Dam* atau *Sabo Dam* yaitu dam penahan sedimen yang harus dibangun di lembah sungai yang cukup dalam untuk menahan, menampung dan mengendalikan sedimentasi, sehingga jumlah sedimen yang mengalir diperkecil.
3. *Sand Pocket* (Kantong Pasir) yaitu bangunan pengendali sedimen yang dibuat di daerah sungai yang berbentuk kipas alluvial untuk menampung sejumlah sedimen yang mengalir cukup besar sehingga sisa dari yang ditahan check

dam ditampung disini. *Pads* umumnya kantong pasir dilengkapi dengan tanggul keliling untuk mencegah limpasan.

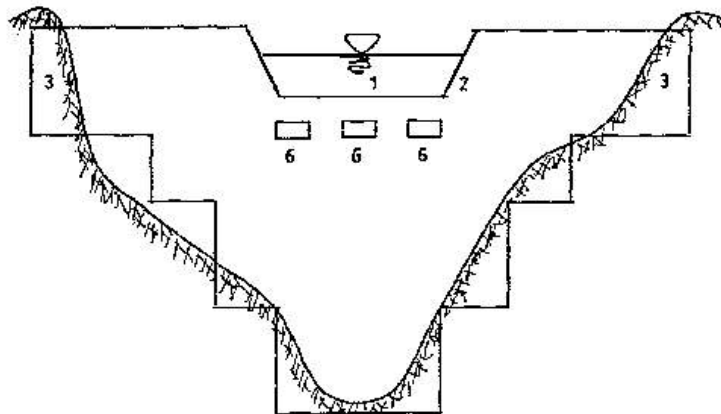
4. *Groundsill* atau ambang pengendali dasar adalah check dam yang rendah dibangun melintang sungai untuk menstabilkan dasar sungai dan mengarahkan aliran sedimen.
5. *Channel Works* yaitu bangunan berupa kanal di daerah kipas alluvial untuk menstabilkan arah alur dan mengalirkan banjir dengan aman, karena pada umumnya di daerah tersebut selalu berubah akibat fluktuasi debit.

Dalam perencanaanya, kapasitas tampungan bangunan pengendali sedimen perlu diperhitungkan secara matang, karena kapasitas ini bisa menentukan potensi dan jenis sedimen yang akan melewati Dam dalam kurun waktu yang direncanakan.

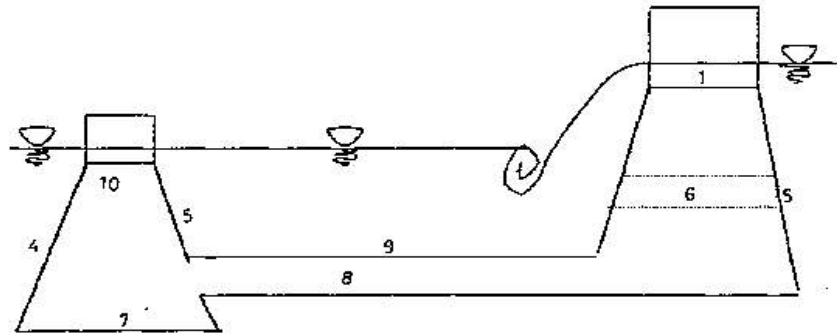
a) Bagian-bagian pada konstruksi Sabo Dam

Sabo Dam memiliki beberapa bagian, antara lain:

- | | |
|----------------------------|-------------------------------|
| 1. Mercu bendung | 6. Lubang drainase (driphole) |
| 2. Pelimpah | 7. Lebar bawah bendung |
| 3. Sayap | 8. Kolam olak |
| 4. Kemiringan bagian hilir | 9. Tembok tepi |
| 5. Kemiringan bagian hulu | 10. Sub Dam |



Gambar 2.4 Potongan melintang sungai dan Konstruksi Sabo



Gambar 2.5 Potongan memanjang sungai dan Konstruksi Sabo

b) Jenis-jenis Sabo Dam

Berdasarkan jumlahnya, Sabo Dam dapat dibedakan menjadi beberapa jenis, antara lain:

Jenis Sabo Dam	Sketsa
Bendungan tunggal (single dam)	
Bendungan menerus (continous dam)	
Bendungan berterap (step dam)	

c) Perencanaan Desain Sabo Dam

Perencanaan desain sabo dam mengacu pada peraturan “Perencanaan Teknis Bendung Pengendali Dasar Sungai (Pd T-12-2004-A)” yang dibuat oleh Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah antara lain :

1. Menentukan gaya-gaya yang bekerja

Dalam pedoman Pd T-12-2004-A dijelaskan bahwa gaya-gaya luar yang terjadi pada penampang Sabo Dam dengan $H < 15$ m dapat dilihat pada lampiran F, antara lain :

- a. Berat sendiri bangunan
- b. Tekanan air statik
- c. Tekanan sedimen
- d. Gaya angkat

2. Dimensi pelimpah

Mercu pelimpah pada konstruksi bangunan Sabo Dam berfungsi ganda, karena selain sebagai pelimpas air mercu pelimpah ini juga berfungsi sebagai penahan tekanan yang dihasilkan oleh aliran sedimen.

Perencanaan dimensi pelimpah

Untuk merencanakan bagian pelimpah pada bendung, digunakan rumus:

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_3^{3/2} \dots \dots \dots (2.6)$$

Keterangan :

- Q = debit rencana ($m^3/detik$)
 C = koefisien pelimpah (0,6 – 0,66)
 g = percepatan gravitasi ($9,81 m/detik^2$)
 B₁ = lebar pelimpah bagian bawah (m)
 B₂ = lebar muka air di atas pelimpah (m)
 h₃ = tinggi muka air diatas pelimpah (m)
 m₂ = kemiringan tepi pelimpah

(Sumber : Pedoman Perencanaan Teknis, Pd T-12-2004-A)

Dalam merencanakan dimensi pelimpah diperlukan pula ketinggian yang diukur dari permukaan air maksimum sampai permukaan tanggul saluran tinggi jagaan (*pustaka.pu.go.id*). Tinggi jagaan menurut Pedoman Perencanaan teknis, Pd T-12-2004-A dapat dilihat pada lampiran D.

3. Lebar mercu pelimpah (b_1)

Untuk merencanakan bagian pelimpah pada bendung, digunakan rumus:

$$b_1 = \frac{n}{f} \cdot \frac{\gamma_{\text{air}}}{\gamma_{\text{beton}}} \cdot \left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \cdot \left(1 + \frac{4v^2}{100}\right) \dots\dots\dots(2.7)$$

$$\text{dengan } V = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(2.8)$$

Keterangan :

- n = koefisien keamanan (2 – 3)
- Δt = dalamnya scouring didepan mercu (m)
- V = kecepatan aliran saat banjir (m/detik)
- f = koefisien gesekan dalam titik bendung (0,8)
- γ_w = berat volume aliran air (1 - 1,2 t/m³)
- γ_c = berat volume bendung (t/m³)
- t = tinggi muka di depan mercu (m)
- b_1 = lebar mercu pelimpah (m)
- Q = debit desain (m³/dt)
- A = luas penampang pelimpah (m²)

Selain menggunakan persamaan tersebut, penentuan lebar mercu pelimpah dapat juga dengan memperhatikan kondisi material dan hidrologis setempat dengan mengacu pada Pedoman Perencanaan teknis, Pd T-12-2004-A dan dapat dilihat pada lampiran E.

4. Tinggi Bendung (H)

Tinggi bendung utama yang disarankan maksimum 5 meter, ditentukan dengan pedoman pada keadaan sungai yang ada dan kecenderungannya di masa mendatang.

(Sumber : Pedoman Perencanaan Teknis, Pd T-12-2004-A)

5. Kemiringan tubuh bendung bagian hilir (n)

Kemiringan bagian hilir pada bendung ditentukan agar aliran tidak menyusur permukaan bagian hilirnya, perbandingan tegak dan datar 1 : n, nilai standart indeks n = 0,2 atau harga n dapat ditentukan menggunakan persamaan berikut :

$$n = V \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} \dots\dots\dots(2.9)$$

Keterangan :

n = kemiringan tubuh bendung utama bagian hilir

V = kecepatan aliran (m/detik)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/detik²)

H = tinggi total bendung utama (m)

(Sumber : Pedoman Perencanaan Teknis, Pd T-12-2004-A)

6. Kemiringan tubuh bendung bagian hulu (m)

Kemiringan bagian hulu dari bendung utama harus ditentukan berdasarkan syarat stabilitas bangunan menggunakan persamaan :

$$(1 + \alpha) \cdot m^2 + \{ 2(n + \beta) + n \cdot (4\alpha + \gamma) + 2 \cdot \alpha \cdot \beta \} \cdot m - (1 + 3 \cdot \alpha) + \alpha \cdot \beta \cdot (4n + \beta) + \gamma \cdot (3 \cdot n \cdot \beta + \beta^2 + n^2) = 0 \dots\dots\dots(2.10)$$

Keterangan :

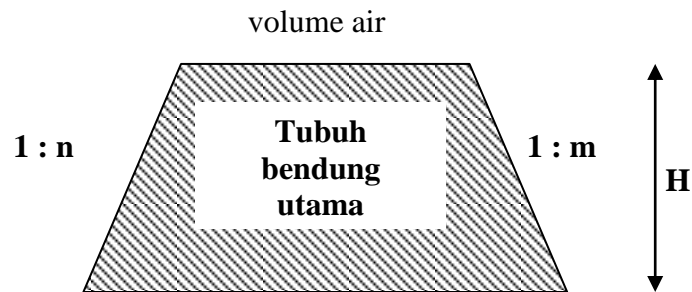
n = kemiringan tubuh bendung utama bagian hilir

$\alpha = \frac{h_3}{H}$ = perbandingan tinggi air diatas pelimpah dan tinggi bendung

m = kemiringan tubuh bendung utama bagian hulu

$\beta = \frac{b_1}{H}$ = perbandingan lebar mercu pelimpah dan tinggi bendung

$\gamma = \frac{\gamma_{beton}}{\gamma_{air}}$ = perbandingan berat volume beton dengan berat volume air



Gambar 2.6 Sketsa main dam

7. Tebal lantai kolam olak (t)

Tebal kolam olak harus cukup untuk menahan tekanan yang berasal dari benturan air terjun dan batu, ditentukan berdasarkan persamaan :

- Kolam olak tanpa subdam

$$t = 0,2 \cdot (0,6H_1 + 3h_3 - 1) \dots\dots\dots(2.11)$$

- kolam olak menggunakan subdam

$$t = 0,1 \cdot (0,6H_1 + 3h_3 - 1) \dots\dots\dots(2.12)$$

Keterangan :

t = tebal lantai kolam olak (m)

H₁ = tinggi bendung utama dari permukaan lantai kolam olak (m)

h₃ = tinggi muka air diatas pelimpah (m)

(Sumber : Pedoman Perencanaan Teknis, Pd T-12-2004-A)

8. Panjang kolam olak (L)

- a. Persamaan Hidraulik

$$L = lw + X + b_2 \dots\dots\dots(2.13)$$

$$l_w = V_0 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (H_1 + \frac{1}{2} h_3)}{g}} \dots\dots\dots(2.14)$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3} \dots\dots\dots(2.15)$$

$$X = \beta \cdot h_j \dots\dots\dots(2.16)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \dots\dots\dots(2.17)$$

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1} \dots\dots\dots(2.18)$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + h_3)} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \dots\dots\dots(2.20)$$

Keterangan :

- l_w = jarak terjunan (m)
- X = panjang loncatan air (m)
- b_2 = lebar mercu subdam (m)
- q_0 = debit per meter pada pelimpah ($m^3/detik/m$)
- h_3 = tinggi air di atas pelimpah bendung utama (m)
- H_1 = tinggi bendung utama dari lantai kolam olak (m)
- β = koefisien besarnya (4,5 – 5,0)
- h_j = tinggi dari permukaan lantai kolam olak (permukaan batuan dasar) sampai ke muka air di atas mercu subdam
- h_1 = tinggi air pada titik jatuh terjunan (m)
- q_1 = debit aliran tiap meter lebar pada titik jatuh terjunan ($m^3/detik/m$)
- V_1 = kecepatan jatuh pada terjunan (m/dt)
- Fr_1 = angka Froude aliran pada titik terjunan

b. Persamaan Empiris

$$L = (1,5 \text{ s/d } 2,0) \times (H_1 + h_3) \dots\dots\dots(2.21)$$

Keterangan :

L = jarak bendung utama dan subdam (m)

H₁ = tinggi bendung utama dari permukaan lantai kolam olak (m)h₃ = tinggi air di atas pelimpah bendung utama

9. Menghitung tinggi sub-dam (d)

Tinggi sub dam, yaitu tinggi lantai bagian bawah sampai pada mercu sub dam dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut:

a. Secara hidraulik

$$\frac{d}{h_1} = \left[\left\{ (1 + 2 Fr_1^2) \cdot (1 + 8 Fr_1^2)^{1/2} - 5 Fr_1^2 - 1 \right\} / \left\{ (1 + 4 Fr_1^2) - (1 + 8 Fr_1^2)^{1/2} \right\} - 3/2 \cdot Fr_1^{2/3} \right] \dots\dots\dots(2.22)$$

b. Secara empiris

$$d = (1/3 - 1/4) \cdot (H - t) \dots\dots\dots(2.23)$$

Keterangan :

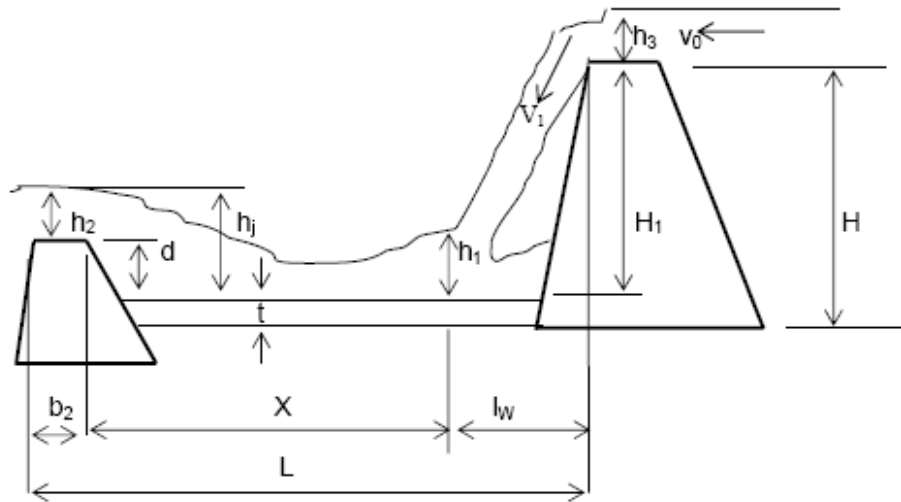
d = tinggi sub dam (m)

h₁ = tinggi air pada titik terjunan (m)Fr₁ = angka Froude pada titik terjunan

H = tinggi main dam (m)

t = tebal lantai kolam olak (m)

(Sumber : Pedoman Perencanaan Teknis, Pd T-12-2004-A)



Gambar 2.7 Sketsa Sabo Dam

10. Stabilitas Sabo Dam

Untuk menghitung Stabilitas Sabo Dam, digunakan petunjuk dari Pedoman Perencanaan teknis, Pd T-12-2004-A. Dengan beban rencana sebagai berikut :

Kebutuhan stabilitas

Dalam mendesain dam, dibutuhkan perhitungan untuk menguji kestabilan bangunan agar dapat meminimalisir kemungkinan kegagalan bangunan. Berikut adalah penyebab runtuhnya bangunan:

1. Geser (sliding)

$$Sf_{\text{geser}} = (f.PV + \tau_0 . l) / PH \dots \dots \dots (2.24)$$

Keterangan :

Sf_{geser} = faktor keamanan (dapat dilihat pada lampiran G)

PV = gaya vertikal total (t)

PH = gaya horizontal total (t)

f = koefisien geser antara dasar badan bendung dan tanah dasar (dapat dilihat pada lampiran H)

τ_0 = tegangan geser badan bendung

l = panjang bidang geser (m)

2. Guling (overturning)

Agar bangunan aman terhadap guling, maka resultan semua gaya yang bekerja pada bagian.

Keterangan :

$$X = M / P_v \dots\dots\dots(2.25)$$

$$e = X - D/2 \dots\dots\dots(2.26)$$

Pada umumnya besarnya X di syatkan

$$D/3 < X < 2D/3 \text{ atau } e < 1/6 \cdot D$$

$$SF = \Sigma M_v / \Sigma M_H \dots\dots\dots(2.27)$$

Keterangan :

X = jarak dari tumit bendung tepi (hulu) sampai ke titik tangkap resultan gaya (m)

e = jarak dari as sampai ke titik tangkap resultan gaya (m)

M_v = jumlah momen yang menahan (tm)

M_H = jumlah momen yang menggulingkan (tm)

M = momen total (M_v - M_H) (tm)

P_V = gaya vertikal total (t)

3. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (piping)

Untuk menghitung piping pada bendung digunakan persamaan

$$C_L(\text{hitung}) = \frac{\Sigma L_v + \frac{1}{3}L_H}{H} \dots\dots\dots(2.28)$$

Keterangan :

ΣL_v = tinggi bendungan

ΣL_h = panjang bendungan

H = tinggi muka air diatas mercu

4. Stabilitas terhadap daya dukung

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap daya dukung

digunakan persamaan : $\sigma_{1,2} = \left(\frac{P_v}{D}\right) \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right)$ (2.29)

Keterangan :

σ_1 = tegangan vertikal pada ujung hilir bendung (t/m^2)

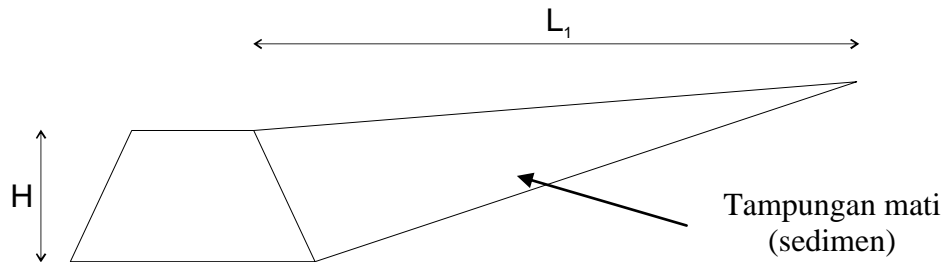
σ_2 = tegangan vertikal pada ujung hulu bendung (t/m^2)

PV = gaya vertikal total (t)

D = lebar dasar bendung utama (m)

e = eksentrisitas resultan gaya yang bekerja $\left(X - \frac{D}{2}\right)$ (m)

11. Menentukan Kapasitas Tampungan Sabo Dam



Gambar 2.8 Sketsa kapasitas tampungan sedimen

Keterangan gambar :

H = tinggi Sabo Dam

L_1 = panjang tampungan sedimen

Kapasitas tampungan pada Sabo Dam dapat dihitung melalui rumus :

$$V = L_1 \cdot b \cdot H$$
(2.30)

Keterangan :

V = kapasitas tampungan Sabo Dam

b = lebar sungai

12. Berat jenis tanah

Berat jenis tanah adalah perbandingan antara berat butir tanah dengan berat air pada suhu tertentu. Dalam menghitung berat jenis tanah digunakan persamaan berikut:

$$G_s = \frac{W_2 - W_1}{(W_{4'} - W_1) - (W_3 - W_2)} \dots\dots\dots(2.31)$$

Keterangan :

- W_1 = berat picnometer (gr)
- W_2 = berat picnometer + tanah (gr)
- W_3 = berat picnometer + tanah + air (gr)
- W_4 = berat picnometer + air (gr)
- $W_{4'}$ = berat picnometer + air terkoreksi (gr)

13. Penentuan Lokasi Sabo Dam

Tata letak

Tata letak bendung pengendali dasar sungai harus memenuhi ketentuan–ketentuan, sebagai berikut :

- a. Lokasi bendung harus direncanakan pada tempat yang dasar sungainya dikhawatirkan akan turun;
- b. Disekitar titik pertemuan kedua sungai dengan lokasi di sebelah hilirnya;
- c. Untuk melindungi fondasi dan bentuk konstruksi lainnya, lokasi bendung pengendali dasar sungai harus dibangun disebelah hilirnya;
- d. Direncanakan pada alur sungai yang tidak stabil dan diharapkan alur dapat diatur dan stabil oleh konstruksi bendung pengendali dasar sungai;
- e. Sumbu bendung pengendali dasar sungai didesain tegak lurus dengan alur sungai disebelah hilirnya.

(Sumber : Pedoman Perencanaan Teknis, Pd T-12-2004-A)

14. Daftar istilah asing

- a. *Flushing* adalah adalah proses pembuangan sedimen yang mengendap pada tubuh bendung
- b. *Bilangan Froude* adalah sebuah bilangan tak bersatuan (koefisien) yang digunakan untuk mengukur resistensi dari sebuah benda yang bergerak melalui air, dan membandingkan benda-benda dengan ukuran yang berbeda-beda
- c. Muatan Layang (*suspended load*) adalah material sedimen yang melayang dan bergerak dalam air mengikuti aliran.
- d. Muatan Dasar (*bed load*) adalah material sedimen yang Bergeraknya pada dasar sungai dan gerakannya dengan cara menggelinding mengikuti dasar.
- e. *Scouring* adalah penggerusan yang terjadi pada kaki bendung

BAB 3. METODE PENELITIAN

3.1 Lokasi Studi

Daerah Aliran Sungai (DAS) Sampean merupakan salah satu kawasan yang terletak di wilayah kabupaten Bondowoso. Secara geografis DAS Sampean Baru terletak pada $7^{\circ}48'$ - $7^{\circ}58'$ LS dan $114^{\circ}40'$ - $114^{\circ}48'$ BT, dengan batas DAS sebagai berikut :

- Utara : DAS Madjid dan DAS Sabrang
- Selatan : DAS Duen dan DAS Pangbang
- Timur : DAS Sampean Lama
- Barat : DAS Deluang



Gambar 3.1 Lokasi penelitian

Sungai Sampean merupakan sungai utama yang melalui DAS Sampean. Pada DAS Sampean sebenarnya juga dibangun dua bendungan yaitu DAM Sampean Lama

dan DAM Sampean Baru. Keduanya berfungsi sebagai sarana penunjang sistem irigasi dan PLTA di daerah sekitar aliran sungai. DAM ini meliputi beberapa kecamatan yang ada pada beberapa wilayah kecamatan pada Kabupaten Bondowoso, antara lain : Kecamatan Wringin, Pakem, Curahdami, Bondowoso, Tegalampel, Tenggarang, Grujugan, Maesan, Tamanan, Pujer, Tlogosari, Wonosari dan Sukosari.

3.2 Sistematika Penelitian

a) Pengumpulan Data

a. Data Primer

Data primer yang digunakan dalam penelitian ini adalah data berat jenis sedimen.

b. Data sekunder

1) Data Debit

Data debit maksimum tahunan yang diperoleh dari outlet terdekat sebelum DAM Sampean Baru, yaitu pada AWLR Kelopo Sawit. Data yang tersedia pada AWLR tersebut selama 9 tahun pengamatan.

2) Data tanah

Data tanah lokasi yang akan dibangun Sabo Dam diperoleh dari Balai PSDA Sungai Sampean Kabupaten Bondowoso.

b) Pemilihan Lokasi

Berdasarkan data boring yang sudah ada didapatkan dua lokasi kearah upstream bendung, yaitu pada jarak 1 km (TP 80) dan 200 meter (TP 71) masing-masing dari upstream bendung Sampean Baru.

c) Analisis Hidrologi

a. Menghitung nilai debit banjir kala ulang menggunakan metode distribusi normal, distribusi Log Normal, distribusi Gumbel dan distribusi Log Pearson III.

b. Kemudian dilakukan uji Smirnov-Kolmogorof untuk memilih distribusi data series terbaik.

d) Desain Konstruksi

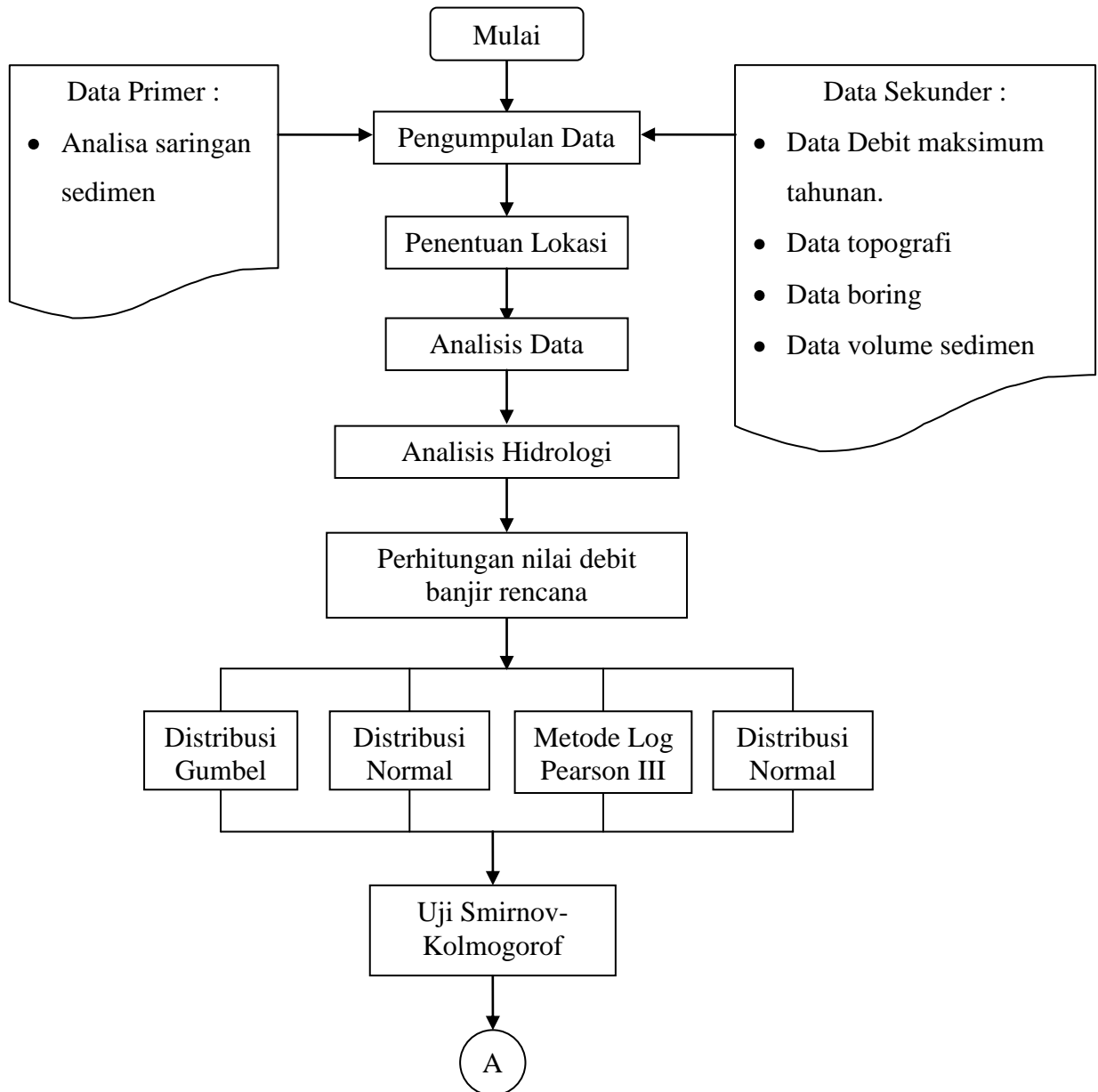
Untuk mendesain konstruksi bangunan Sabo, digunakan peraturan Pd T-12-2004-A sebagai dasar perencanaan. Berikut adalah tahapan-tahapan dalam perencanaan desain bangunan sabo.

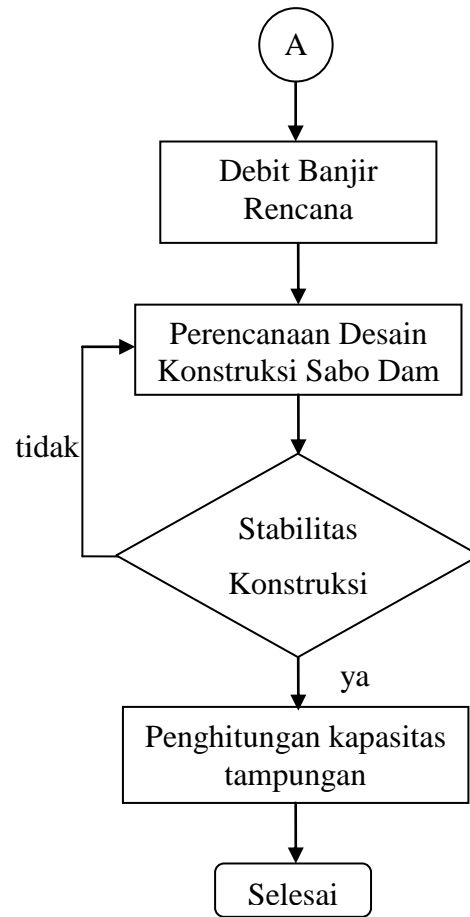
- a. Mendesain dimensi pelimpah
- b. Menghitung lebar mercu pelimpah
- c. Merencanakan tinggi bendung
- d. Menentukan kemiringan bagian hilir bendung (n)
- e. Menentukan kemiringan bagian hulu bendung (m)
- f. Menghitung tebal lantai pada kolam olak (t)
- g. Menghitung panjang kolam olak (L)
- h. Menghitung tinggi subdam (d)
- i. Perhitungan Stabilitas meliputi
 - Stabilitas terhadap guling
 - Stabilitas terhadap geser
 - Stabilitas terhadap daya dukung
 - Stabilitas terhadap piping

e) Menghitung kapasitas dan durasi tampungan

Apabila dari desain tersebut sudah terhadap ke-empat stabilitas tersebut, kemudian dihitung kapasitas tampungan dan durasi sampai bangunan Sabo penuh dengan sedimen dengan cara membandingkan volume tampungan yang disediakan bangunan sabo dengan jumlah sedimen yang terjadi.

3.3 Prosedur





Gambar 3.2 Diagram Alir Penelitian

BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Kondisi Lokasi Penelitian

Sedimentasi yang terjadi pada DAM Sampean Baru seperti pada gambar 4.1 dan 4.2 berikut merupakan salah satu masalah yang harus diselesaikan, agar tidak mengganggu kinerja DAM Sampean Baru. Solusi yang dapat dilakukan adalah dengan membangun Sabo Dam. Berdasarkan data boring yang sudah ada didapatkan dua titik kearah upstream bendung, yaitu pada jarak 1 km (TP 80) dan 200 meter (TP 71) masing-masing dari upstream bendung Sampean Baru. Lokasi TP 80 dan TP 71 dapat dilihat pada gambar 4.3



Gambar 4.1 Kondisi Flushing upstream DAM Sampean Baru



Gambar 4.2 Kondisi sedimen di outlet DAM Sampean Baru



Gambar 4.3 Kondisi pada TP 71 dan TP 80

Adapun pengukuran data tanah yang tersedia :

- Lokasi 1 km ke arah upstream (TP 80)

N-SPT	= 8
Kadar air normal (W)	= 32,54 – 34,41 %
Specific Gravity (Gs)	= 2,635 – 2,693
Wet Density (γ_t)	= 1,794 – 1,829 g/cm ³
Dry Density (γ_d)	= 1,414 – 1,492 g/cm ³
Void Ratio (e)	= 0,766 – 0,905
Permeability (k)	= 3,530 – 3,056 x 10 ⁻⁶ cm/detik
- Lokasi 200 m ke arah upstream (TP 71)

N-SPT	= 7
Kadar air normal (W)	= 38,67 – 39,51 %
Specific Gravity (Gs)	= 2,632 – 2,637
Wet Density (γ_t)	= 1,661 – 1,732 g/cm ³
Dry Density (γ_d)	= 1,288 – 1,297 g/cm ³
Void Ratio (e)	= 1,033 – 1,044
Permeability (k)	= 5,858 – 1,061 x 10 ⁻⁷ cm/detik

4.2 Analisis Hidrologi

a) Analisis Debit Banjir Rencana

Pada penelitian ini digunakan data hujan selama sembilan tahun yang tercatat mulai tahun 2000 sampai dengan 2008 pada stasiun AWLR Kelopo Sawit. Data debit maksimum secara lengkap ditunjukkan tabel di bawah ini :

Tabel 4.1 Data Debit Maksimum Tahunan Kali Sampean

Tahun	Debit (m ³ /detik)
2000	38,10
2001	97,03
2002	313,62
2003	242,78
2004	40,44
2005	21,85
2006	24,14
2007	22,78
2008	93,48

Sumber : Balai Pengelolaan Sumber Daya Air Sungai Sampean Bondowoso

b) Perhitungan debit rencana kala ulang 20 tahun

Perhitungan debit banjir rencana dalam penelitian ini berdasarkan uji smirnov-kolmogorof didapat distribusi terbaik menggunakan metode Log Pearson type III. Berikut adalah hasil analisa menggunakan metode distribusi normal, distribusi log normal, distribusi gumbel dan distribusi log pearson type III.

Tabel 4.2 Data Debit Kala ulang Kali Sampean

Probabilitas	Kala Ulang	Debit Maksimum			
		Distribusi Normal	Distribusi Log-Normal	Distribusi Gumbel	Distribusi Log-Pearson type III
0,5	2	99,358	61,608	81,811	55,667
0,2	5	189,253	144,887	176,205	138,537
0,1	10	236,244	226,550	238,702	237,226
0,05	20	275,049	327,705	298,651	382,443
0,02	50	318,724	496,503	376,248	679,602
0,01	100	347,841	654,961	434,396	1.019,928
0,001	1000	429,433	1.423,329	626,537	3.518,494

Dari tabel tersebut kemudian diambil nilai debit kala ulang rencana 20 tahun (Tabel 2.1). Sehingga dari perhitungan statistik pada lampiran L dan N, didapat bahwa distribusi data series terbaik menggunakan metode Log Pearson type III sebesar $382,443 \text{ m}^3/\text{detik}$.

4.3 Estimasi Sedimentasi

Volume sedimen yang dipakai dalam penelitian ini mengacu pada penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Ni Arum Linggarjati (2011) diketahui sedimentasi yang terjadi pada DAM Sampean Baru sebanyak $184,812 \text{ m}^3/\text{tahun}$.

4.4 Desain Konstruksi

Perencanaan bendung dilakukan pada dua lokasi, yaitu TP 80 dan TP 71. Dalam mendesain konstruksi bendung, digunakan data sebagai berikut :

Luas DAS	= $777,27 \text{ km}^2$
Kemiringan dasar sungai (I)	= 0,00134
Lebar sungai (B)	= 75,7 m (TP 80) = 77,1 m (TP 71)
Lebar pelimpah (B1)	= 70 meter
Debit banjir (Q)	= $382,443 \text{ m}^3/\text{detik}$
Kecepatan Aliran yg melalui pelimpah (V)	= 2,445 meter/detik
koefisien pelimpah (C)	= 0,6
koefisien gesekan titik bendung (f)	= 0,8
koefisien keamanan (n)	= 2,5
γ_{air}	= $1,0 \text{ t/m}^3$
γ_{beton}	= $2,4 \text{ t/m}^3$
scouring didepan mercu (Δt)	= 1,5 meter
nilai N-SPT	= 8 (TP 80) = 7 (TP 71)

4.4.1 Desain Bendung pada lokasi TP 80

a) Dimensi Pelimpah

Direncanakan bagian pelimpah bendung utama dengan menggunakan rumus (2.8) sebagai berikut :

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_3^{3/2}$$

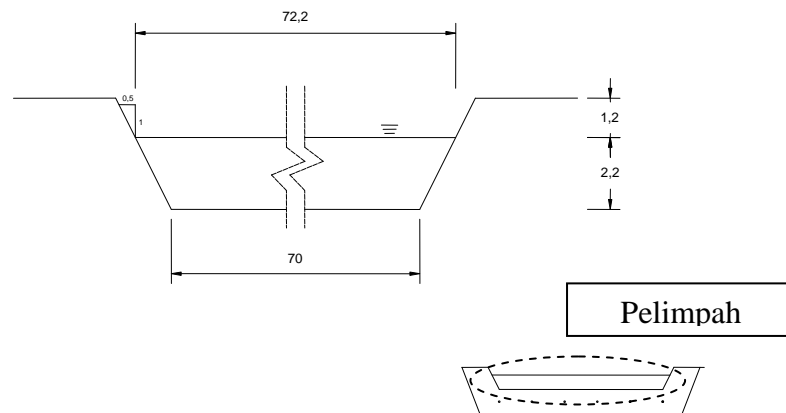
Jika $C = 0,6$ dan kemiringan tepi pelimpah direncanakan 1:0,5 maka didapat persamaan $Q_{\text{desain}} = (0,71 h_3 + 1,77 B_1)$.

Dengan cara coba-coba memasukkan nilai h_3 sehingga didapat debit sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jika } h_3 = 2,1 \text{ meter, maka } Q_{\text{desain}} &= (0,71 \cdot 2,1 + 1,77 \cdot 70) \\ &= 381,589 < 382,443 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jika } h_3 = 2,2 \text{ meter, maka } Q_{\text{desain}} &= (0,71 \cdot 2,2 + 1,77 \cdot 70) \\ &= 409,399 < 382,443 \end{aligned}$$

Maka diambil $h_3 = 2,2$ meter dan tinggi jagaan menurut tabel B.1 pedoman konstruksi & bangunan Pd T-12-2004-A, diambil nilai jagaan setinggi 1,2 meter. Gambar detail bisa dilihat pada gambar 4.4 berikut.



Gambar 4.4 Sketsa penampang pelimpah

b) Lebar Mercu Pelimpah (b_1)

Dalam merencanakan lebar mercu pada pelimpah digunakan rumus (2.9) sebagai berikut :

$$b_1 = \frac{2,2}{0,8} \cdot \frac{1}{2,4} \cdot \left(2,2 + \frac{1,5}{2}\right) \cdot \left(1 + \frac{4 \cdot 2,445^2}{100}\right)$$

$$b_1 = 0,957 \text{ meter}$$

Sedangkan menurut tabel B.2 pedoman konstruksi Pd T-12-2004-A karena sedimen yang terjadi termasuk dalam golongan pasir dan kerikil, maka diambil lebar mercu 2 meter.

c) Tinggi bendung (H)

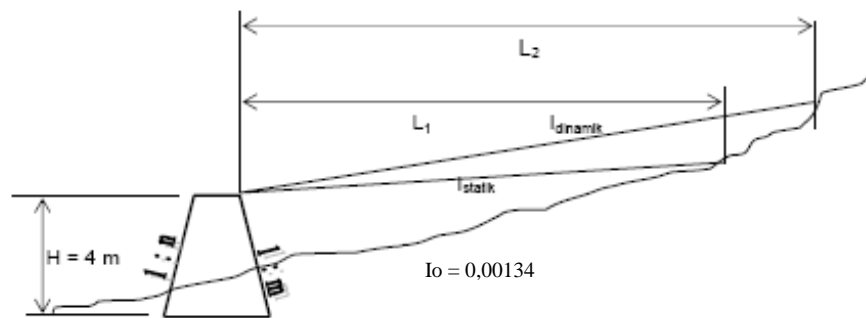
Menurut pedoman konstruksi Pd T-12-2004-A disarankan tinggi bendung < 5 meter. Sehingga diambil tinggi (H) = 4 meter, L_1 adalah panjang tampungan mati sedimen (*bedload*). Sedangkan L_2 adalah panjang tampungan dinamis sedimen (*suspended load*). Berikut ini adalah hasil perhitungan kemiringan stastik dan dinamik yang terjadi setelah dibangunnya Sabo Dam dan dapat dilihat sketsanya pada gambar 4.5.

$$I_0 = 0,00134$$

$$I_{\text{statik}} = \frac{1}{2} \cdot 0,00134 = 0,0007$$

$$I_{\text{dinamik}} = \frac{2}{3} \cdot 0,00134 = 0,0009$$

$$L_1 = \frac{H}{I_0} = \frac{4}{0,00134} = 2985,075 \text{ m}$$



Gambar 4.5 Sketsa pengendalian sedimen

d) Kemiringan Bendung Bagian Hilir (n)

Dalam menghitung nilai kemiringan bagian hilir pada bendung utama digunakan rumus (2.11) :

$$n_{\max} = 2,445 \cdot \sqrt{\frac{2}{9,81 \cdot 4}} = 0,552$$

Sehingga diambil nilai $n = 0,5$

e) Kemiringan Bendung Bagian Hulu (m)

Kemiringan bagian hulu bendung utama dihitung menggunakan persamaan (2.12) :

$$n = 0,5$$

$$\alpha = \frac{2,2}{4} = 0,55$$

$$\beta = \frac{2,0}{4} = 0,50$$

$$\gamma = \frac{2,4}{1} = 2,40$$

sehingga :

$$a = (1 + \alpha) = 1 + 0,55 = 1,55$$

$$\begin{aligned} b &= 2(n + \beta) + n \cdot (4 \cdot \alpha + \gamma) + 2 \cdot \alpha \cdot \beta \\ &= 2(0,5 + 0,5) + 0,5 \cdot (4 \cdot 0,55 + 2,4) + 2 \cdot 0,55 \cdot 0,5 \\ &= 4,850 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= -(1 + 3 \cdot \alpha) + \alpha \cdot \beta \cdot (4 \cdot n + \beta) + \gamma \cdot (3 \cdot n \cdot \beta + \beta^2 + n^2) \\
 &= -(1 + 3 \cdot 0,55) + 0,55 \cdot 0,5 \cdot (4 \cdot 0,5 + 0,5) + 2,4 \cdot (3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 0,5^2 \\
 &\quad + 0,5^2) \\
 &= 1,038
 \end{aligned}$$

Kemudian dihitung nilai kemiringan pada bagian hulu (m)

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{-4,850 \pm \sqrt{-4,850^2 - 4 \cdot (1,55) \cdot (1,038)}}{2 \cdot (1,038)} \\
 &= 0,231
 \end{aligned}$$

Sehingga didapat nilai $m = 0,231$

f) Tebal Lantai Kolam Olak (t)

Tebal lantai harus cukup untuk menahan benturan air terjun dan batu. Maka dapat dihitung menggunakan rumus (2.14):

$$t = 0,1 \cdot (0,6(4 - t) + 3 \cdot 2,2 - 1) = 0,755 \approx 0,76 \text{ meter}$$

g) Panjang Kolam Olak (L)

Untuk mencari panjang kolam olak dipergunakan rumus hidraulik (2.15), (2.16), (2.17), (2.18), (2.19), (2.20), (2.21) dan (2.22) sebagai berikut :

$$L = I_w + X + b_2$$

$$Q_{\text{desain}} = 382,443 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$B_m = (70 + 72,2) \cdot 0,5 = 71,1 \text{ meter}$$

$$h_3 = 2,2 \text{ meter}$$

$$H_1 = 4 - 0,76 = 3,24 \text{ meter}$$

$$\beta = 5$$

$$b_2 = 2 \text{ meter (disamakan dengan lebar mercu bendung utama)}$$

$$q_0 = q_1 = \frac{382,443}{71,1} = 5,379 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$V_0 = \frac{5,379}{2,2} = 2,445 \text{ m/detik}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot 9,81 (3,24 + 2,2)} = 10,331 \text{ m/detik}$$

$$h_1 = \frac{5,379}{10,331} = 0,521 \text{ meter}$$

$$Fr_1 = \frac{10,331}{\sqrt{9,81 \cdot 0,521}} = 4,571$$

$$h_j = \frac{0,521}{2\sqrt{1 + 8(4,571)^2 - 1}} = 3,116 \text{ meter}$$

$$I_w = 2,445 \cdot \sqrt{\frac{3,24 + \frac{1}{2} \cdot 2,2}{9,81}} = 2,299 \text{ meter}$$

$$X = 5 \cdot 3,116 = 15,578$$

$$\begin{aligned} L &= I_w + X + b_2 = 2,299 + 15,578 + 2 \\ &= 19,878 \approx 20 \text{ meter} \end{aligned}$$

Maka dari persamaan tersebut didapat nilai panjang kolam olak (L) = 20 m.

h) Tinggi sub-dam

Dalam menghitung tinggi sub-dam, digunakan rumus (2.24) dan (2.25) sebagai berikut :

a. Secara hidraulik

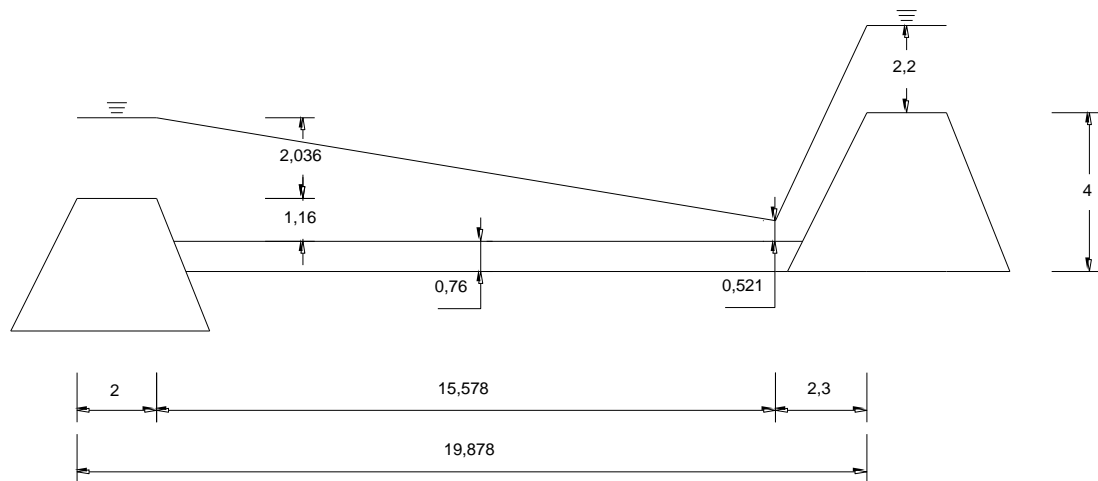
$$\begin{aligned} \frac{d}{h_1} &= [\{(1 + 2 \cdot 4,571^2) \cdot (1 + 8 \cdot 4,571^2)^{1/2} - 5 \cdot 4,571^2 - 1\} / \{(1 + 4 \cdot 4,571^2) - (1 + 8 \cdot 4,571^2)^{1/2}\} - 3/2 \cdot 4,571^{2/3}] \\ &= 1,116 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Secara empiris

$$\begin{aligned} d &= \left(\frac{1}{3}\right) \cdot (H - t) \\ &= \frac{1}{3} \cdot (4 - 0,76) \\ &= 1,080 \text{ meter} \end{aligned}$$

Sehingga didapat nilai $d = 1,116$ meter

Pada gambar 4.6 berikut, dapat dilihat letak dari hasil perhitungan desain rencana Sabo Dam



Gambar 4.6 Sketsa penampang melintang Sabo Dam

4.5 Perhitungan berat jenis sedimen

Dalam menghitung nilai berat jenis sedimen digunakan persamaan (2.30) dapat dilihat pada tabel 4.3 berikut :

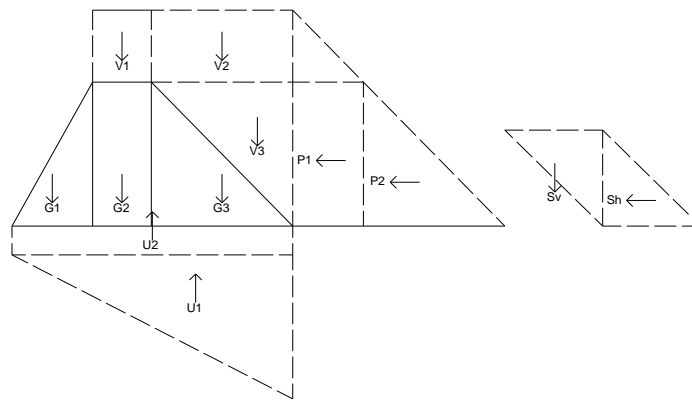
Tabel 4.3 Berat jenis sedimen

No. Contoh	1	2	3
No. Picnometer	IX	XII	VII
Berat Picnometer (W_1)	57	57	57
Berat Picnometer + Tanah (W_2)	106	109	108
Berat Tanah (W_t)	49	52	55
Berat Picnometer + Tanah + Air (W_3)	196	196	196
Berat Picnometer + Air (W_4)	165,9	166,7	165,7
Berat Picnometer + Air ($W_{4'}$)	167	168	167
Suhu ($^{\circ}C$)	31	31	31
Specific Gravity $\frac{W_2 - W_1}{(W_{4'} - W_1) - (W_3 - W_2)}$	2,450	2,167	2,318
Rata-rata GS	2,312		

Dari tabel tersebut didapatkan hasil bahwa berat jenis sedimen (γ_s) adalah $2,312 \text{ t/m}^3$.

4.6 Perhitungan Stabilitas Bendung

Skema penampang bendung utama dan gaya-gaya yang bekerja dapat dilihat pada gambar 4.7 berikut.



Gambar 4.7 Gaya-gaya yang bekerja pada bendung

Sedangkan gaya-gaya yang bekerja pada bendung dihitung berdasarkan data-data berikut:

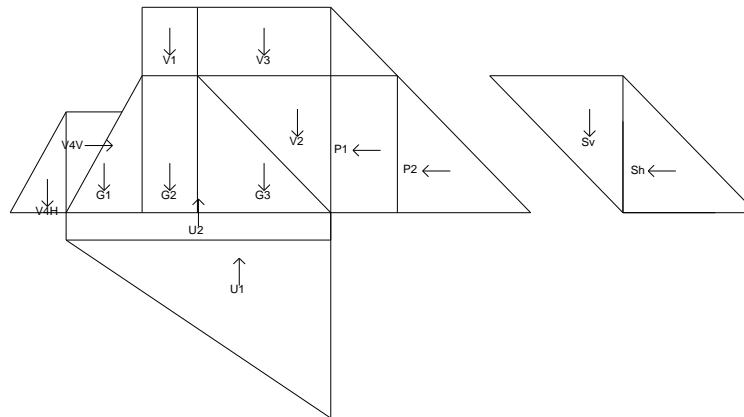
- Berat jenis sedimen (γ_s) = $2,312 \text{ t/m}^3$
- Berat jenis beton (γ_{beton}) = $2,4 \text{ t/m}^3$
- Berat jenis air (γ_{air}) = $1,0 \text{ t/m}^3$
- Berat jenis tanah TP 80 (γ_{tanah}) = $1,829 \text{ t/m}^3$
- lebar mercu (b_1) = 2 m
- tinggi air diatas mercu (h_3) = $2,2 \text{ m}$
- sudut geser dalam (ϕ) = 30°
- Panjang bangunan = $25,15 \text{ m}$
- Tinggi bendung (H) = 4 m
- Kemiringan hulu bendung (m) = $0,231$
- Kemiringan hilir bendung (n) = $0,5$

- Lebar bawah bendung (D) $= 2,0 + (0,231 \cdot 4) + (0,5 \cdot 4)$
 $= 4,924 \text{ m}$
- Nilai N-SPT tanah $= 8$
- Koefisien geser $= 0,6$ (Lihat lampiran H)
- σ_{ijin} $= 10 \text{ t/m}^2$ (Lihat lampiran H)

a) Perhitungan Stabilitas Kondisi Muka Air Banjir

Berikut adalah grafik gaya-gaya yang bekerja pada kondisi banjir seperti pada gambar 4.8.

- Perhitungan pembebanan



Gambar 4.8 Gaya-gaya yang bekerja pada saat kondisi Muka Air Banjir

- **Berat sendiri (G)**

$$G1 = 0,5 \cdot H \cdot (m.H) \cdot \gamma_{beton} = 9,600 \text{ ton}$$

$$G2 = H \cdot b1 \cdot \gamma_{beton} = 19,200 \text{ ton}$$

$$G3 = 0,5 \cdot H \cdot (n.H) \cdot \gamma_{beton} = 4,435 \text{ ton}$$

beban total = 33,235 ton
- **tekanan air statik vertikal (V)**

$$V1 = h3 \cdot b1 \cdot \gamma_{air} = 4,400 \text{ ton}$$

$$V2 = h3 \cdot (n.H) \cdot \gamma_{air} = 4,400 \text{ ton}$$

$$V3 = 0,5 \cdot H \cdot (n.H) \cdot \gamma_{air} = 4,000 \text{ ton}$$

beban total = 12,800 ton
- **tekanan sedimen vertikal (Sv)**

$$Sv = 0,5 \cdot a \cdot H \cdot \gamma_{sedimen} = 4,271 \text{ ton}$$

- **tekanan air statik sisi hilir (vertikal)**
 $V4V = 0,5 \cdot a \cdot t \cdot \gamma_{\text{air}} = \mathbf{0,410 \text{ ton}}$
- **tekanan air statik sisi hilir (horisontal)**
 $V4H = -0,5 \cdot t^2 \cdot \gamma_{\text{air}} = \mathbf{0,820 \text{ ton}}$
- **tekanan air statik horisontal (P)**
 $P1 = H \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot h_3 = 8,800 \text{ ton}$
 $P2 = 0,5 \cdot H_2 \cdot \gamma_{\text{air}} = 8,000 \text{ ton}$
beban total = 16,800 ton
- **tekanan sedimen horisontal (Sh)**

$$Sh = \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \left[\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right] = \mathbf{6,164 \text{ ton}}$$
- **Gaya angkat (U)**
 $U1 = 0,5 \cdot D \cdot H \cdot \gamma_{\text{tanah}} = 12,111 \text{ ton}$
 $U2 = D \cdot \Delta t \cdot \gamma_{\text{tanah}} = 6,300 \text{ ton}$
beban total = 18,411 ton

Tabel 4.4 Perhitungan Momen pada Muka Air Banjir

jenis beban	Simbol	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat Sendiri	G1	9,600	1,333	12,800
	G2	19,200	3,000	57,600
	G3	4,435	4,308	19,104
Tekanan Air Statik Vertikal	V1	4,400	3,000	13,200
	V2	4,400	4,462	19,633
	V3	4,000	4,616	18,464
Gaya Angkat (Uplift)	U1	-12,111	3,283	-39,756
	U2	-6,300	2,462	-15,510
tekanan air hilir vertikal	V4V	0,410	0,213	0,088
Tekanan Sedimen Vertikal	Sv	7,397	5,067	37,479
Total P_v dan M_v		32,305		105,337
Tekanan Air Statik Horizontal	P1	8,800	1,333	11,733
	P2	8,000	1,333	10,667
tekanan air hilir horisontal	V4H	-0,820	0,427	-0,350
Tekanan Sedimen Horisontal	Sh	6,164	1,333	8,219
Total P_h dan M_h		22,144		30,269

1. Perhitungan stabilitas terhadap guling

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap guling digunakan persamaan (2.28) dan (2.30)

$$X = M / P_v \text{ dengan persyaratan } \frac{1}{3} D < X < \frac{2}{3} D$$

$$X = \frac{M_v - M_H}{P_v} = \frac{105,337 - 30,269}{32,305} = 2,324 \text{ m}$$

$$\frac{1}{3} D = \frac{1}{3} (4,924) = 1,641 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} D = \frac{2}{3} (4,924) = 3,283 \text{ m}$$

Karena memenuhi persyaratan tersebut $1,641 < 2,324 < 3,283$ maka bendung dinyatakan aman.

Nilai Sf (faktor keamanan) bendung dengan tinggi < 15 meter adalah 1,2 (lihat pada lampiran G)

$$Sf = \frac{M_v}{M_H} = \frac{105,337}{30,269} = 3,480 > 1,2 = \text{aman}$$

2. Perhitungan stabilitas terhadap geser

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap geser digunakan persamaan (2.27)

$$Sf_{\text{geser}} = (f \cdot P_v + \tau_0 \cdot l) / P_H$$

Dengan ketentuan :

$$f = 0,45 \text{ (lihat pada lampiran H)}$$

Sehingga :

$$Sf_{\text{geser}} = \frac{0,45 \cdot 32,305 + 10 \cdot 1}{22,144} = 1,108 < 1,2 = \text{tidak aman}$$

3. Perhitungan stabilitas terhadap daya dukung

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap daya dukung digunakan persamaan (2.29) dan (2.32)

$$e = D/2 - X$$

$$= \frac{4,924}{2} - 2,324 = 0,138$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{P_v}{D}\right) \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D}\right)$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{32,305}{4,924}\right) \left(1 + \frac{6 \cdot (0,138)}{4,924}\right) = 7,665 < 10 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{32,305}{4,924}\right) \left(1 - \frac{6 \cdot (0,138)}{4,924}\right) = 5,456 < 10 \text{ t/m}^3$$

4. Perhitungan stabilitas terhadap piping

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap piping (erosi bawah tanah) digunakan persamaan (2.31) dengan ketentuan aman apabila C_L (hitung) $>$ C_L (tabel)

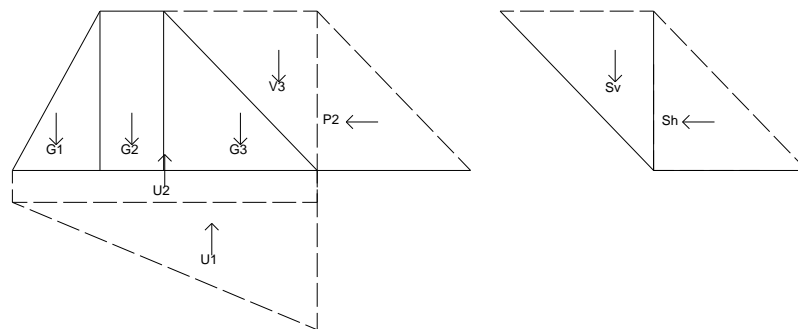
$$C_L \text{ (hitung)} = \frac{\sum L_v + \frac{1}{3}L_H}{H}$$

$$= \frac{4 + \frac{1}{3} \cdot 25,15}{4,9}$$

$$= 3,591 > 1,8 = \text{aman}$$

b) Perhitungan Stabilitas Kondisi Muka Air Normal

Pada kondisi muka air normal, gaya yang bekerja tidak sama dengan pada kondisi muka air banjir. Karena pada muka air normal diasumsikan gaya yang bekerja lebih sedikit, dikarenakan beberapa gaya dihilangkan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 4.9 berikut:



Gambar 4.9 Gaya-gaya yang bekerja pada saat Muka Air Normal

Tabel 4.5 Perhitungan momen pada kondisi Muka Air Normal

jenis beban	Simbol	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat Sendiri	G1	9,600	1,333	12,800
	G2	19,200	3,000	57,600
	G3	4,435	4,308	19,104
Tekanan Air Statis Vertikal	V3	4,000	4,616	18,464
Gaya Angkat (Uplift)	U1	-9,848	3,283	-32,326
Tekanan Sedimen Vertikal	Sv	4,271	4,616	19,716
Total P_v dan M_v		31,658		95,357
Tekanan Air Statis Horizontal	P2	8,000	1,333	10,667
Tekanan Sedimen Horizontal	Sh	6,164	1,333	8,219
Total P_h dan M_h		14,164		18,886

1. Perhitungan Stabilitas Terhadap Guling

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap guling digunakan persamaan (2.28) dan (2.30)

$$X = M / P_v \text{ dengan persyaratan } \frac{1}{3}D < X < \frac{2}{3}D$$

$$X = \frac{M_v - M_H}{P_v} = \frac{95,357 - 18,886}{31,658} = 2,416 \text{ m}$$

$$\frac{1}{3}D = \frac{1}{3}(4,924) = 1,641 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} D = \frac{2}{3} (4,924) = 3,283 \text{ m}$$

Karena memenuhi persyaratan tersebut $1,641 < 2,416 < 3,283$ maka bendung dinyatakan aman.

$$Sf = \frac{M_V}{M_H} = \frac{95,357}{18,886} = 5,049 > 1,2 = \text{aman}$$

2. Perhitungan Stabilitas Terhadap Geser

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap geser digunakan persamaan (2.27)

$$Sf_{\text{geser}} = \frac{0,45 \cdot 31,658 + 10 \cdot 1}{14,164} = 1,712 > 1,2 = \text{aman}$$

3. Perhitungan Stabilitas Terhadap Daya Dukung

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap daya dukung digunakan persamaan (2.29) dan (2.32)

$$\begin{aligned} e &= D/2 - X \\ &= \frac{4,924}{2} - 2,416 = 0,046 \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{P_V}{D} \right) \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D} \right)$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{31,658}{4,924} \right) \left(1 + \frac{6 \cdot (0,046)}{4,924} \right) = 6,793 < 10 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{31,658}{4,924} \right) \left(1 - \frac{6 \cdot (0,046)}{4,924} \right) = 6,066 < 10 \text{ t/m}^3$$

4. Perhitungan Stabilitas Terhadap Piping

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap piping (erosi bawah tanah) digunakan persamaan (2.31)

$$CL_{\text{hitung}} = \frac{4 + \frac{1}{3} \cdot 25,15}{4} = 4,416 > 1,8 = \text{aman}$$

Dari perhitungan diatas dapat dianalisis bahwa bendung TP 80 pada kondisi banjir tidak aman terhadap geser, karena nilai $Sf_{hitung} < Sf_{ijin}$. Sehingga diperlukan desain kembali pada dimensi bendung. Hasil ringkasan dimensi desain yang aman dapat dilihat pada tabel 4.5, dan hasil perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada bendung dan angka stabilitas dapat dilihat pada tabel 4.6 dan tabel 4.7

Tabel 4.6 Ringkasan hasil desain bendung yang aman dan stabil pada TP 80.

Main Dam	
• Lebar pelimpah (B_1)	70 m
• Tinggi muka air diatas pelimpah (h_3)	2,2 m
• Lebar mercu pelimpah	2 m
• Tinggi jagaan	1,2 m
• Kemiringan tubuh bagian hulu (1:m)	1:0,4
• Kemiringan tubuh bagian hilir (1:n)	1:0,5
• Tinggi total main dam	7,4 m
• Lebar dasar pondasi (D)	5,6 m
Kolam Olak	
• Tebal lantai kolam olak	0,76 m
• Panjang kolam olak	20 m
Sub Dam	
• Tinggi sub dam	1,116 m
• Lebar sub dam	70 m
• Lebar mercu sub dam	2 m
• Kemiringan tubuh bagian hulu (1:m)	1:0,4
• Kemiringan tubuh bagian hilir (1:n)	1:0,5

Tabel 4.7 Gaya-gaya yang bekerja pada bendung

Jenis Beban	Muka Air Banjir			Muka Air Normal			
	Simbol	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat Sendiri	G1	9,600	1,333	12,800	9,600	1,333	12,800
	G2	19,200	3,000	57,600	19,200	3,000	57,600
	G3	7,680	4,533	34,816	7,680	4,533	34,816
Tekanan Air Statik Vertikal	V1	4,400	3,000	13,200	-	-	-
	V2	4,400	4,800	21,120	-	-	-
	V3	4,000	5,067	20,267	4,000	5,067	20,267
Gaya Angkat (Uplift)	U1	-13,774	3,733	-51,424	-11,200	3,733	-41,813
	U2	-6,300	2,800	-17,640	-	-	-
tekanan air hilir vertikal	V4V	0,410	0,213	0,088	-	-	-
Tekanan Sedimen Vertikal	Sv	7,397	5,067	37,479	7,397	5,067	37,479
Total Pv dan Mv		37,013		128,306	36,677		121,148
Tekanan Air Statik Horizontal	P1	8,800	1,333	11,733	-	-	-
	P2	8,000	1,333	10,667	8,000	1,333	10,667
tekanan air hilir horisontal	V4H	-0,820	0,427	-0,350	-	-	-
Tekanan Sedimen Horisontal	Sh	6,164	1,333	8,219	6,164	1,333	8,219
Total Ph dan Mh		22,144		30,269	14,164		18,886

Tabel 4.8 Stabilitas pada bendung

Stabilitas	Muka Air Banjir	Muka Air Normal
Guling ($S_f > 1,2 = \text{aman}$)	4,239	6,415
geser ($S_f > 1,2 = \text{aman}$)	1,204	1,871
Daya dukung ($\sigma < 10 \text{ t/m}^2 = \text{aman}$)	σ_1	7,681
	σ_2	5,538
Piping ($CL > 1,8 = \text{aman}$)	3,591	4,417

c) Konstruksi Tembok Tepi

Dalam mendesain konstruksi tembok tepi pada bendung, digunakan data sebagai berikut :

$$\text{Tinggi tembok (H)} = 4,0 \text{ m}$$

$$\text{sudut geser tanah } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{sudut geser antara tanah dan tembok tepi } (\delta) = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} \cdot 30^\circ = 20^\circ$$

$$\text{lebar mercu tembok tepi (DC)} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{berat jenis sedimen } (\gamma_s) = 2,312 \text{ t/m}^3$$

$$\text{sudut kemiringan dalam tembok tepi } (\theta) = -11,310^\circ$$

$$\text{sudut antara mercu dan permukaan tanah } (\alpha) = 20^\circ$$

$$\text{kemiringan depan tembok (n)} = 0,5$$

$$\text{kemiringan belakang tembok (m)} = 0,2$$

$$\text{lebar dasar tembok tepi (DB)}$$

$$\begin{aligned} \text{DB} &= \text{DC} + n.H - m.H \\ &= 0,3 + (0,5 \cdot 4) - (0,2 \cdot 4) \\ &= 1,50 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri tembok tepi (G)}$$

$$\begin{aligned} G &= \frac{H}{2} \cdot (\text{DB} + \text{DC}) \cdot \gamma_{\text{beton}} \\ &= \frac{4}{2} \cdot (1,5 + 0,3) \cdot 2,4 \\ &= 8,64 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan momen } (I_w)$$

$$I_w = \frac{\text{DB}^2 + \text{DB} \cdot \text{DC} + \text{DC}^2}{3(\text{DB} + \text{DC})} + \frac{\frac{n \cdot H}{3} + \text{DB} + \text{DC}}{\text{DB} + \text{DC}}$$

$$= \frac{1,5^2 + (1,5 + 0,30) + 0,30^2}{3(1,5 + 0,30)} + \frac{0,5 \cdot 4}{1,5 + 0,30} + 1,5 + 0,30$$

$$= 1,294 \text{ m}$$

Jarak titik berat ke DC (h_w)

$$h_w = \frac{H}{3} \cdot \frac{DB + 2DC}{DB + DC}$$

$$= \frac{4}{3} \cdot \frac{1,5 + 2(0,30)}{1,5 + 0,30}$$

$$= 1,556 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah (K_a)

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}}\right)^2}$$

$$= \frac{0,564}{0,962 \cdot 0,989 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{0,766 \cdot 0,174}{0,989 \cdot 0,854}}\right)^2}$$

$$= 0,304$$

Tekanan tanah (P_a)

$$P_a = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{sedimen}} \cdot H^2$$

$$= 0,5 \cdot 0,304 \cdot 2,312 \cdot 4^2$$

$$= 5,626 \text{ ton}$$

$$\text{Jarak pusat momen ke bidang horisontal } (L_e) = DB + \frac{1}{3} H \cdot m$$

$$= 1,5 + \frac{1}{3} \cdot 4 \cdot 0,2$$

$$= 1,767 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pusat momen ke titik gaya tekan tanah } (h_e) = \frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1,333 \text{ m}$$

Tekanan tanah horisontal ($P_a.H$) = $P_a \sin (90 - \delta - 0) = 5,287$ ton

Tekanan tanah vertikal ($P_a.V$) = $P_a \cos (90 - \delta - 0) = 1,924$ ton

Tabel 4.9 Perhitungan Momen pada Tembok tepi

Beban	Simbol	Gaya (T)	Lengan (M)	Momen (T.M)
Berat Sendiri	G	8,640	1,294	11,184
Tekanan Tanah Vertikal	Pav	1,924	1,767	3,399
Jumlah		10,564		14,583
Tekanan Tanah Horizontal	Pah	5,287	1,333	7,049
Jumlah		5,287		7,049

Perhitungan Stabilitas

1. Perhitungan Stabilitas Terhadap Guling

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap guling digunakan persamaan (2.28) dan (2.30)

$$X = \frac{M_v - M_H}{P_v} = \frac{14,583 - 7,049}{10,564} = 0,713 \text{ m}$$

$$\frac{1}{3}D = \frac{1}{3}(1,5) = 0,5 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3}D = \frac{2}{3}(1,5) = 1,5 \text{ m}$$

Karena memenuhi persyaratan tersebut $0,5 < 0,713 < 1,5$ maka bendung dinyatakan aman. Dengan nilai Sf (faktor keamanan) bendung $< 1,2$ (lihat lampiran G)

$$Sf = \frac{M_v}{M_H} = \frac{14,583}{7,049} = 2,069 > 1,2 = \text{aman}$$

2. Perhitungan Stabilitas Terhadap Geser

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap geser digunakan persamaan (2.27)

$$Sf_{\text{geser}} = (f.P_v + \tau_0 \cdot l) / P_H$$

Dengan ketentuan :

$$f = 0,45 \text{ (sesuai dengan lampiran H)}$$

Sehingga :

$$Sf_{\text{geser}} = \frac{0,45 \cdot 10,564 + 10 \cdot 1}{5,287} = 2,791 > 1,2 = \text{aman}$$

3. Perhitungan Stabilitas Terhadap Daya Dukung

Untuk menghitung stabilitas bendung terhadap daya dukung digunakan persamaan (2.29) dan (2.32)

$$\begin{aligned} e &= D/2 - X \\ &= \frac{1,5}{2} - 0,713 = 0,037 \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{P_v}{D} \right) \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{D} \right)$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{10,564}{1,5} \right) \left(1 + \frac{6 \cdot (0,037)}{1,5} \right) = 8,079 < 10 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{10,564}{1,5} \right) \left(1 - \frac{6 \cdot (0,037)}{1,5} \right) = 6,006 < 10 \text{ t/m}^3$$

4.4.2 Desain Bendung pada lokasi TP 71

Hasil dari perhitungan desain konstruksi Sabo Dam yang berada pada TP 71 dapat dilihat pada tabel 4.9 kemudian gaya-gaya yang terjadi dan stabilitas dituangkan dalam tabel 4.10 dan 4.11. Proses perhitungan desain, pembebanan dan stabilitas bendung dapat dilihat pada lampiran I. Sedangkan proses perhitungan desain, pembebanan dan stabilitas pada tembok tepi dapat dilihat pada lampiran J.

Tabel 4.10 Ringkasan hasil desain bendung yang aman dan stabil pada TP 71.

Main Dam	
• Lebar pelimpah (B_1)	70 m
• Tinggi muka air diatas pelimpah (h_3)	2,2 m
• Lebar mercu pelimpah	1,5 m
• Tinggi jagaan	1,2 m
• Kemiringan tubuh bagian hulu (1:m)	1:0,45
• Kemiringan tubuh bagian hilir (1:n)	1:0,5
• Tinggi total main dam	5,9 m
• Lebar dasar pondasi (D)	3,875 m
Kolam Olak	
• Tebal lantai kolam olak	0,7 m
• Panjang kolam olak	18 m
Sub Dam	
• Tinggi sub dam	0,861 m
• Lebar sub dam	70 m
• Lebar mercu sub dam	2 m
• Kemiringan tubuh bagian hulu (1:m)	1:0,45
• Kemiringan tubuh bagian hilir (1:n)	1:0,5

Tabel 4.11 Dari dimensi tersebut kemudian dihitung gaya-gaya yang terjadi pada bendung sebagai berikut :

Jenis Beban	Simbol	Muka Air Banjir			Muka Air Normal		
		Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat Sendiri	G1	3,750	0,833	3,125	3,750	0,833	3,125
	G2	9,000	2,000	18,000	9,000	2,000	18,000
	G3	3,375	3,125	10,547	3,375	3,125	10,547
Tekanan Air Statik Vertikal	V1	3,300	2,000	6,600	-	-	-
	V2	2,750	3,313	9,109	-	-	-
	V3	1,563	3,500	5,469	1,563	3,500	5,469
Gaya Angkat (Uplift)	U1	-6,574	2,583	-16,982	-4,844	2,583	-12,513
	U2	-4,435	1,938	-8,593	-	-	-
tekanan air hilir vertikal	V4V	0,427	0,218	0,093	-	-	-
Tekanan Sedimen Vertikal	Sv	3,251	3,500	11,377	3,251	3,500	11,377
Total Pv dan Mv		16,407		38,746	16,094		36,005
Tekanan Air Statik Horizontal	P1	5,500	0,833	4,583	-	-	-
	P2	3,125	0,833	2,604	3,125	0,833	2,604
tekanan air hilir horisontal	V4H	-0,854	0,436	-0,372	-	-	-
Tekanan Sedimen Horisontal	Sh	2,408	0,833	2,007	2,408	0,833	2,007
Total Ph dan Mh		10,179		8,822	5,533		4,611

Tabel 4.12 Stabilitas pada bendung

Stabilitas		Muka Air Banjir	Muka Air Normal
guling ($S_f > 1,2 = \text{aman}$)		4,392	7,809
geser ($S_f > 1,2 = \text{aman}$)		1,708	3,116
daya dukung ($\sigma < 5 \text{ t/m}^2 = \text{aman}$)	σ_1	4,979	4,069
	σ_2	3,489	4,238
pipung ($CL > 1,8 = \text{aman}$)		2,854	4,402

Tabel 4.13 Ringkasan hasil desain tembok tepi yang aman dan stabil pada TP 71

Tinggi tembok tepi (H)	2 m
Lebar mercu tembok tepi (DC)	0,3 m
Lebar dasar tembok tepi (DB)	0,9 m
Kemiringan bagian hilir (1:n)	1 : 0,5
Kemiringan bagian hulu (1:m)	1 : 0,2

Tabel 4.14 Gaya-gaya yang bekerja

Beban	Simbol	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat Sendiri	G	2,880	0,742	2,136
Tekanan Tanah Vertikal	Pav	0,701	1,033	0,724
Jumlah		3,581		2,860
Tekanan Tanah Horizontal	Pah	1,925	0,667	1,283
Jumlah		1,925		1,283

Tabel 4.15 Stabilitas

Stabilitas	Nilai	
guling ($S_f > 1,2 = \text{aman}$)	2,229	
geser ($S_f > 1,2 = \text{aman}$)	6,032	
daya dukung ($\sigma < 5 \text{ t/m}^2 = \text{aman}$)	σ_1	4,234
	σ_2	3,723

4.7 Kapasitas Tampungan

Perhitungan kapasitas tampungan sedimen pada sabo dam sebagai berikut :

$$L_1 = 2985,075 \text{ m}$$

Sehingga kapasitas tampungan (V) menjadi

4.7.1 Pada TP 80

$$\begin{aligned} V_{\text{tampung}} &= L_1 \cdot b \cdot H \\ &= 2985,075 \cdot 75,7 \cdot 4 \\ &= 905074,74 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Waktu yang dibutuhkan agar sabo mencapai daya tampung maksimal (t)

$$t = \frac{V_{\text{tampung}}}{V_{\text{sedimen}}} = \frac{905074,74}{184812} = 4,89 \text{ tahun} \approx 5 \text{ tahun}$$

4.7.2 Pada TP 71

$$\begin{aligned}
 V_{\text{tampung}} &= L_1 \cdot b \cdot H \\
 &= 2985,075 \cdot 77,1 \cdot 2,5 \\
 &= 575373,21 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Waktu yang dibutuhkan agar sabo mencapai daya tampung maksimal (t)

$$t = \frac{V_{\text{tampung}}}{V_{\text{sedimen}}} = \frac{575373,21}{184812} = 3,113 \text{ tahun} \approx 3 \text{ tahun}$$

Tabel 4.16 Tabel perbandingan lokasi dan dimensi pada TP 71 dan TP 80

Lokasi/Dimensi	TP 71	TP 80
Lebar sungai	71 m	75,7 m
Lebar pelimpah	70 m	70 m
Tinggi main dam	2,5 m	4 m
Lebar dasar main dam	3,875 m	5,6 m
Panjang kolam olak	18 m	20 m
Tinggi sub dam	0,861 m \approx 0,9 m	1,116 m \approx 1,2 m
Stabilitas terhadap guling	4,392 > 1,2 = aman	4,239 > 1,2 = aman
Stabilitas terhadap geser	1,708 > 1,2 = aman	1,204 > 1,2 = aman
Daya dukung	4,979 < 5 t/m ² = aman	7,681 < 10 t/m ² = aman
	3,489 < 5 t/m ² = aman	5,538 < 10 t/m ² = aman
Piping	2,854 > 1,8 = aman	3,591 > 1,8 = aman
Kapasitas tampungan	575373,21 m ³	905074,74 m ³
Sedimen yang terjadi	184812 m ³	
Waktu penuh tampungan	3,113 tahun \approx 3 tahun	4,89 tahun \approx 5 tahun

Dari hasil perbandingan pada tabel 4.12 diatas dapat disimpulkan bahwa Sabo Dam sebaiknya dibangun pada lokasi TP 80 karena bisa menampung lebih banyak sedimen.

BAB 5. PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisis yang dilakukan pada kedua Sabo Dam yang direncanakan, didapatkan kesimpulan Sabo Dam pada TP 80 dapat menampung sedimen sebanyak 905074,74 m³ dan tampungan akan penuh setelah kurun waktu 5 tahun. Sedangkan pada lokasi TP 71 dapat menampung sebanyak 575373,21 m³ dengan estimasi waktu sampai tampungan penuh selama 3 tahun. Sehingga Sabo Dam sebaiknya dibangun pada lokasi TP 80, karena mampu menampung sedimentasi yang terjadi selama 5 tahun.

5.2 Saran

Perencanaan Desain Sabo Dam pada tugas akhir ini hanya sampai pada desain hidrolis bendungnya saja, untuk penelitian selanjutnya perlu dilakukan perhitungan manajemen dan estimasi biaya operasional dan maintenance.

DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah (2004). *Pedoman Teknis Bendung Pengendali Dasar Sungai (Pd T-12-2004-A)*. Pedoman. Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- Fadlun, Mochammad (2002). *Analisis Pengendalian Sedimen Di Sungai Deli Dengan Model HEC-RAS*, Skripsi. Universitas Sumatra Utara.
- Linggarjati, Ni Arum (2011). *Perbandingan Metode Area Increment, Empirical Area Reduction dan Moody's Modification untuk Analisa Volume Sedimentasi (Studi Kasus Waduk Sampean Baru)*, Skripsi. Universitas Jember.
- Murod, Khoirul (2002). *Analisis Keandalan Bangunan Sabo dalam Pengendalian Sedimen di Kali Boyong Yogyakarta*, Tesis. Universitas Gadjah Mada.
- Priatwanto, Heri Nur (2010). *Perencanaan Bendung Tetap Tipe Vlughter-Sitompul*, Tugas Akhir. Universitas Sebelas Maret.
- Sifia, Fifi (1990). *Sungai (TS 1579)*, Diktat. Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Soemarto, C. D. (1999). *Hidrologi Teknik*, Erlangga. Jakarta.
- Suyono Sosrodarsono & Masateru Tominaga. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*, P.T. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Takahashi, Tamotsu (2007). *Debris Flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures*, Routledge. Indonesia.
- Triatmodjo, Bambang (2009). *Hidrologi Terapan*, Beta Offset. Yogyakarta.
- United States Departement of the Interior (1974). *Design of Small Dams*, Oxford & IBH Publishing Co. New Delhi.

A. Data Debit Maksimum Tahunan pada AWLR Kelopo Sawit

Tahun	Debit (m ³ /detik)
2000	38,10
2001	97,03
2002	313,62
2003	242,78
2004	40,44
2005	21,85
2006	24,14
2007	22,78
2008	93,48

Sumber : Balai Pengelolaan Sumber Daya Air Sungai Sampean, Bondowoso

B. Data Tanah pada Lokasi TP 71 dan TP 80

Data tanah	TP 71	TP 80
N-SPT	8	7
Kadar air normal (W)	32,54 – 34,41 %	38,67 – 39,51 %
Specific Gravity (Gs)	2,635 – 2,693	2,632 – 2,637
Wet Density (γ_t)	1,794 – 1,829 g/cm ³	1,661 – 1,732 g/cm ³
Dry Density (γ_d)	1,414 – 1,492 g/cm ³	1,288 – 1,297 g/cm ³
Void Ratio (e)	0,766 – 0,905	1,033 – 1,044
Permeability (k)	3,530 – 3,056 x 10 ⁻⁶ cm/detik	5,858 – 1,061 x 10 ⁻⁷ cm/detik

Sumber : hasil analisis boring oleh PT. Indra Karya

C. Hasil Uji Berat Jenis Sedimen pada Dam Sampean Baru

No. Contoh	1	2	3
No. Picnometer	IX	XII	VII
Berat Picnometer (W1)	57	57	57
Berat Picnometer + Tanah (W2)	106	109	108
Berat Tanah (Wt)	49	52	55
Berat Picnometer + Tanah + Air (W3)	196	196	196
Berat Picnometer + Air (W4)	165,9	166,7	165,7
Berat Picnometer + Air (W4')	167	168	167
Suhu (°C)	31	31	31
Specific Gravity $\frac{W2 - W1}{(W4' - W1) - (W3 - W2)}$	2,450	2,167	2,318
Rata-rata GS	2,312		

Sumber : hasil analisis

D. Tinggi jagaan pada pelimpah

Debit desain (m ³ /detik)	50	50 - 100	100 - 200	200 - 500	500 - 2000
Tinggi jagaan (meter)	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50

Sumber : Pd T-12-2004-A

E. Penentuan lebar mercu

Lebar mercu (b)	1,50 m – 2,00 m	3,00 m – 4,00 m
Sedimen yang terjadi	Pasir dan kerikil atau kerikil kecil dan batu-batu kecil	Batu-batu besar
Sifat hidraulik aliran	Gerakan mandiri (lepas)	Gerakan massa (debris flow)

Sumber : Pd T-12-2004-A

F. Gaya-gaya yang bekerja

Tinggi bendung	Keadaan biasa (debit normal)	Keadaan debit banjir
< 15 meter	-	1. Berat sendiri 2. Tekanan air statik

Sumber : Pd T-12-2004-A

G. Daya Dukung Tanah yang Diijinkan dan Koefisien Geser

Jenis tanah dasar	Angka keamanan (Sf)	Tinggi bendung
Batuan cukup kompak	4	-
Pondasi apung	1,2	< 15 meter
Pondasi apung	1,5	> 15 meter

Sumber : Pd T-12-2004-A

H. Angka Keamanan yang Disarankan

Klasifikasi pondasi		Daya dukung tanah (t/m^2)	Koefisien geser	Kekuatan tekan bebas (t/m^2)	Nilai N-SPT
Batuan dasar	Batuan keras dengan sedikit retak	100	0,70	> 1000	-
	Batuan keras dengan banyak retak	60	0,70	> 1000	-
	Batuan lunak atau <i>mudstone</i>	30	0,70	> 100	-
Lapisan kerikil	Kompak	60	0,60	-	-
	Tidak kompak	30	0,60	-	-
Lapisan pasir	Kompak	30	0,60	-	30 – 50
	Kurang kompak	20	0,50	-	15 – 30
Lapisan tanah liat	Keras	10	0,45	10 - 20	8 - 15
	Kurang keras	5	-	5 – 10	4 – 8
	Sangat keras	20	0,50	20 - 40	15 - 30

Sumber : Pd T-12-2004-A

I. Desain Konstruksi dan Stabilitas pada TP 71

a) Dimensi Pelimpah

Direncanakan bagian pelimpah bendung utama dengan menggunakan rumus (2.8) sebagai berikut :

$$\text{persamaan } Q_{\text{desain}} = (0,71 h_3 + 1,77 B_1) .$$

Dengan cara coba-coba memasukkan nilai h_3 sehingga didapat debit sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jika } h_3 = 2,1 \text{ meter, maka } Q_{\text{desain}} &= (0,71 \cdot 2,1 + 1,77 \cdot 70) \\ &= 381,589 < 382,443 \text{ m}^3/\text{dtk} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jika } h_3 = 2,2 \text{ meter, maka } Q_{\text{desain}} &= (0,71 \cdot 2,2 + 1,77 \cdot 70) \\ &= 409,399 < 382,443 \text{ m}^3/\text{dtk} \end{aligned}$$

Maka diambil $h_3 = 2,2$ meter dan tinggi jagaan menurut tabel B.1 pedoman konstruksi & bangunan Pd T-12-2004-A, diambil nilai jagaan setinggi 1,2 meter. Gambar detail bisa dilihat pada gambar 4.4 berikut.

b) Lebar Mercu Pelimpah (b_1)

Dalam merencanakan lebar mercu pada pelimpah digunakan rumus (2.9) sebagai berikut :

$$b_1 = \frac{2,2}{0,8} \cdot \frac{1}{2,4} \cdot \left(2,2 + \frac{1,5}{2}\right) \cdot \left(1 + \frac{4 \cdot 2,445^2}{100}\right)$$

$$b_1 = 0,957 \text{ meter}$$

Sedangkan menurut tabel B.2 pedoman konstruksi Pd T-12-2004-A karena sedimen yang terjadi termasuk dalam golongan pasir dan kerikil, maka diambil lebar mercu 1,5 meter.

c) Tinggi bendung (H)

Menurut pedoman konstruksi Pd T-12-2004-A disarankan tinggi bendung < 5 meter. Sehingga diambil tinggi (H) = 2,5 meter. Berikut ini adalah hasil

perhitungan kemiringan stastik dan dinamik yang terjadi setelah dibangunnya Sabo Dam dan dapat dilihat sketsanya pada gambar 4.5.

$$I_{\text{statik}} = \frac{1}{2} \cdot 0,00134 = 0,0007$$

$$I_{\text{dinamik}} = \frac{2}{3} \cdot 0,00134 = 0,0009$$

d) Kemiringan Bendung Bagian Hilir (n)

Dalam menghitung nilai kemiringan bagian hilir pada bendung utama digunakan rumus (2.11) :

$$n_{\text{max}} = 2,445 \cdot \sqrt{\frac{2}{9,81 \cdot 2,5}} = 0,689$$

Sehingga diambil nilai $n = 0,5$

e) Kemiringan Bendung Bagian Hulu (m)

Kemiringan bagian hulu bendung utama dihitung menggunakan persamaan (2.12) :

$$n = 0,5$$

$$\alpha = \frac{2,2}{2,5} = 0,88$$

$$\beta = \frac{2,0}{2,5} = 0,60$$

$$\gamma = \frac{2,4}{1} = 2,40$$

sehingga :

$$a = 1 + 0,88 = 1,88$$

$$b = 2 (0,5 + 0,6) + 0,5 \cdot (4 \cdot 0,88 + 2,4) + 2 \cdot 0,88 \cdot 0,6 \\ = 6,216$$

$$c = -(1 + 3 \cdot 0,88) + 0,88 \cdot 0,6 \cdot (4 \cdot 0,5 + 0,6) + 2,4 \cdot (3 \cdot 0,5 \cdot 0,6 + 0,6^2 \\ + 0,5^2) = 1,357$$

Kemudian dihitung nilai kemiringan pada bagian hulu (m)

$$m = \frac{-6,216 \pm \sqrt{-6,216^2 - 4 \cdot (1,880) \cdot (1,357)}}{2 \cdot (1,357)}$$

$$= 0,235$$

Setelah dicoba hitung stabilitas menggunakan nilai $m = 0,235$ ternyata hasilnya tidak stabil, sehingga direncanakan ulang menggunakan nilai $m = 0,450$.

f) Tebal Lantai Kolam Olak (t)

Tebal lantai harus cukup untuk menahan benturan air terjun dan batu. Maka dapat dihitung menggunakan rumus (2.14):

$$t = 0,1 \cdot (0,6 (2,5 - t) + 3 \cdot 2,2 - 1) = 0,670 \approx 0,7 \text{ meter}$$

g) Panjang Kolam Olak (L)

Untuk mencari panjang kolam olak dipergunakan rumus hidraulik (2.15), (2.16), (2.17), (2.18), (2.19), (2.20), (2.21) dan (2.22) sebagai berikut :

$$L = I_w + X + b_2$$

$$Q_{\text{desain}} = 382,443 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$B_m = (70 + 72,2) \cdot 0,5 = 71,1 \text{ meter}$$

$$h_3 = 2,2 \text{ meter}$$

$$H_1 = 2,5 - 0,7 = 1,8 \text{ meter}$$

$$\beta = 5$$

$$b_2 = 2 \text{ meter (disamakan dengan lebar mercu bendung utama)}$$

$$q_0 = q_1 = \frac{382,443}{71,1} = 5,379 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$V_0 = \frac{5,379}{2,2} = 2,445 \text{ m/detik}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot 9,81 (1,8 + 2,2)} = 8,859 \text{ m/detik}$$

$$h_1 = \frac{5,379}{8,859} = 0,607 \text{ meter}$$

$$Fr_1 = \frac{8,859}{\sqrt{9,81 \cdot 0,607}} = 3,629$$

$$h_j = \frac{0,607}{2\sqrt{1 + 8(3,629)^2} - 1} = 2,828 \text{ meter}$$

$$I_w = 2,445 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \left(1,8 + \frac{1}{2} \cdot 2,2\right)}{9,81}} = 1,88 \text{ meter}$$

$$X = 5 \cdot 2,828 = 14,14$$

$$\begin{aligned} L &= I_w + X + b_2 = 1,88 + 14,14 + 2 \\ &= 17,520 \approx 18 \text{ meter} \end{aligned}$$

Maka dari persamaan tersebut didapat nilai panjang kolam olak (L) = 18 m.

h) Tinggi sub-dam

Dalam menghitung tinggi sub-dam, digunakan rumus (2.24) dan (2.25) sebagai berikut :

c. Secara hidraulik

$$\begin{aligned} \frac{d}{h_1} &= \left[\frac{\{(1 + 2 \cdot 3,629^2) \cdot (1 + 8 \cdot 3,629^2)^{1/2} - 5 \cdot 3,629^2 - 1\}}{\{(1 + 4 \cdot 3,629^2) - (1 + 8 \cdot 3,629^2)^{1/2}\} - 3/2 \cdot 3,629^{2/3}} \right] = 0,861 \text{ m} \end{aligned}$$

d. Secara empiris

$$\begin{aligned} d &= \frac{1}{3} \cdot (2,5 - 0,7) \\ &= 0,6 \text{ meter} \end{aligned}$$

Sehingga didapat nilai d = 0,861 meter

i) Perhitungan Pembebanan dan Stabilitas pada main dam

Perhitungan pembebanan dan momen

Jenis Beban	Muka Air Banjir			Muka Air Normal			
	Simbol	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat Sendiri	G1	3,750	0,833	3,125	3,750	0,833	3,125
	G2	9,000	2,000	18,000	9,000	2,000	18,000
	G3	3,375	3,125	10,547	3,375	3,125	10,547
Tekanan Air Statik Vertikal	V1	3,300	2,000	6,600	-	-	-
	V2	2,750	3,313	9,109	-	-	-
	V3	1,563	3,500	5,469	1,563	3,500	5,469
Gaya Angkat (Uplift)	U1	-6,574	2,583	-16,982	-4,844	2,583	-12,513
	U2	-4,435	1,938	-8,593	-	-	-
tekanan air hilir vertikal	V4V	0,427	0,218	0,093	-	-	-
Tekanan Sedimen Vertikal	Sv	3,251	3,500	11,377	3,251	3,500	11,377
Total Pv dan Mv		16,407		38,746	16,094		36,005
Tekanan Air Statik Horizontal	P1	5,500	0,833	4,583	-	-	-
	P2	3,125	0,833	2,604	3,125	0,833	2,604
tekanan air hilir horisontal	V4H	-0,854	0,436	-0,372	-	-	-
Tekanan Sedimen Horisontal	Sh	2,408	0,833	2,007	2,408	0,833	2,007
Total Ph dan Mh		10,179		8,822	5,533		4,611

Perhitungan stabilitas

Lokasi	TP 71	
D (Lebar Dasar)	5,6 m	
Kondisi Muka Air	Banjir	Normal
$X = \frac{M_v - M_h}{P_v}$	1,824 m	1,951
$e = \frac{D}{2} - X$	0,114	-0,013
Faktor Keamanan (Sf)		
Guling > 1,2...aman	4,392 > 1,2	7,809 > 1,2
Geser > 1,2...aman	1,708 > 1,2	3,116 > 1,2
Daya dukung		
σ_1	4,979 < 5 tm ²	4,069 < 5 tm ²
σ_2	3,489 < 5 tm ²	4,238 < 5 tm ²

nilai Sf dan daya dukung ijin tanah dapat dilihat pada lampiran D.

J. Perhitungan perencanaan tembok tepi pada lokasi TP 71

Dalam mendesain konstruksi tembok tepi pada bendung, digunakan data sebagai berikut :

Tinggi tembok (H)	= 2,0 m
sudut geser tanah (φ)	= 30°
sudut geser antara tanah dan tembok tepi (δ)	= $\frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} \cdot 30^\circ = 20^\circ$
lebar mercu tembok tepi (DC)	= 0,3 m
berat jenis sedimen (γ_s)	= 2,312 t/m ³
sudut kemiringan dalam tembok tepi (θ)	= -11,310°
sudut antara mercu dan permukaan tanah (α)	= 20°
kemiringan depan tembok (n)	= 0,5
kemiringan belakang tembok (m)	= 0,2

lebar dasar tembok tepi (DB)

$$\begin{aligned} \text{DB} &= 0,3 + (0,5 \cdot 2) - (0,2 \cdot 2) \\ &= 0,90 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat sendiri tembok tepi (G)

$$\begin{aligned} \text{G} &= \frac{2}{2} \cdot (0,9 + 0,3) \cdot 2,4 \\ &= 2,88 \text{ ton} \end{aligned}$$

Lengan momen (l_w)

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{0,90^2 + (0,90 + 0,30) + 0,30^2}{3(0,90 + 0,30)} + \frac{0,5 \cdot 2}{3} + 0,90 + 0,30 \\ &= 0,742 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak titik berat ke DC (h_w)

$$\begin{aligned} h_w &= \frac{2}{3} \cdot \frac{0,90 + 2(0,30)}{0,90 + 0,30} \\ &= 0,833 \text{ m} \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah (K_a)

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}}\right)^2} \\ &= \frac{0,564}{0,962 \cdot 0,989 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{0,766 \cdot 0,174}{0,989 \cdot 0,854}}\right)^2} \\ &= 0,443 \end{aligned}$$

Tekanan tanah (P_a)

$$\begin{aligned} P_a &= 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{sedimen}} \cdot H^2 \\ &= 0,5 \cdot 0,443 \cdot 2,312 \cdot 2^2 \\ &= 2,048 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak pusat momen ke bidang horisontal (L}_e\text{)} = 0,9 + \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 0,2 = 1,033 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pusat momen ke titik gaya tekan tanah (h}_e\text{)} = \frac{H}{3} = \frac{2}{3} = 0,667 \text{ m}$$

$$\text{Tekanan tanah horisontal (Pa.H)} = P_a \sin (90 - \delta - 0) = 1,925 \text{ ton}$$

$$\text{Tekanan tanah vertikal (Pa.V)} = P_a \cos (90 - \delta - 0) = 0,701 \text{ ton}$$

Tabel 4.17 Perhitungan Momen pada Tembok tepi

Beban	Simbol	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen (t.m)
Berat sendiri	G	2,880	0,742	2,136
Tekanan tanah vertikal	PaV	0,701	1,033	0,724
Jumlah		3,581		2,860
Tekanan tanah horisontal	PaH	1,925	0,667	1,283
Jumlah		1,925		1,283

Perhitungan Stabilitas

Stabilitas	Nilai	
$X = \frac{M_v - M_h}{P_v}$	0,440	
$e = \frac{D}{2} - X$	0,010	
guling (Sf > 1,2 = aman)	2,229	
geser (Sf > 1,2 = aman)	6,032	
daya dukung ($\sigma < 5 \text{ t/m}^2 = \text{aman}$)	σ_1	4,234
	σ_2	3,723

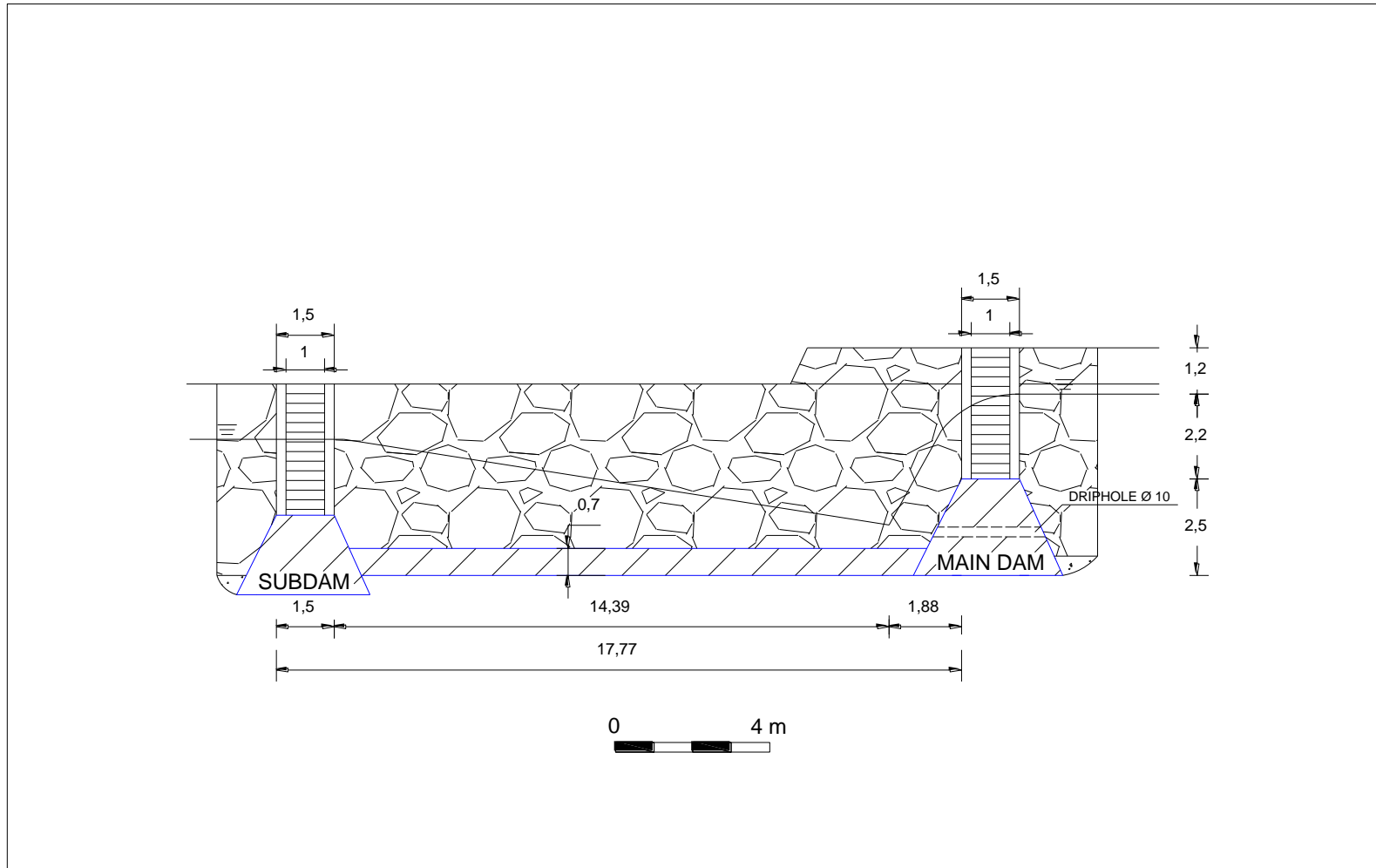
K. Foto Dam Sampean Baru

K.1 Lokasi TP 71 dan TP 80

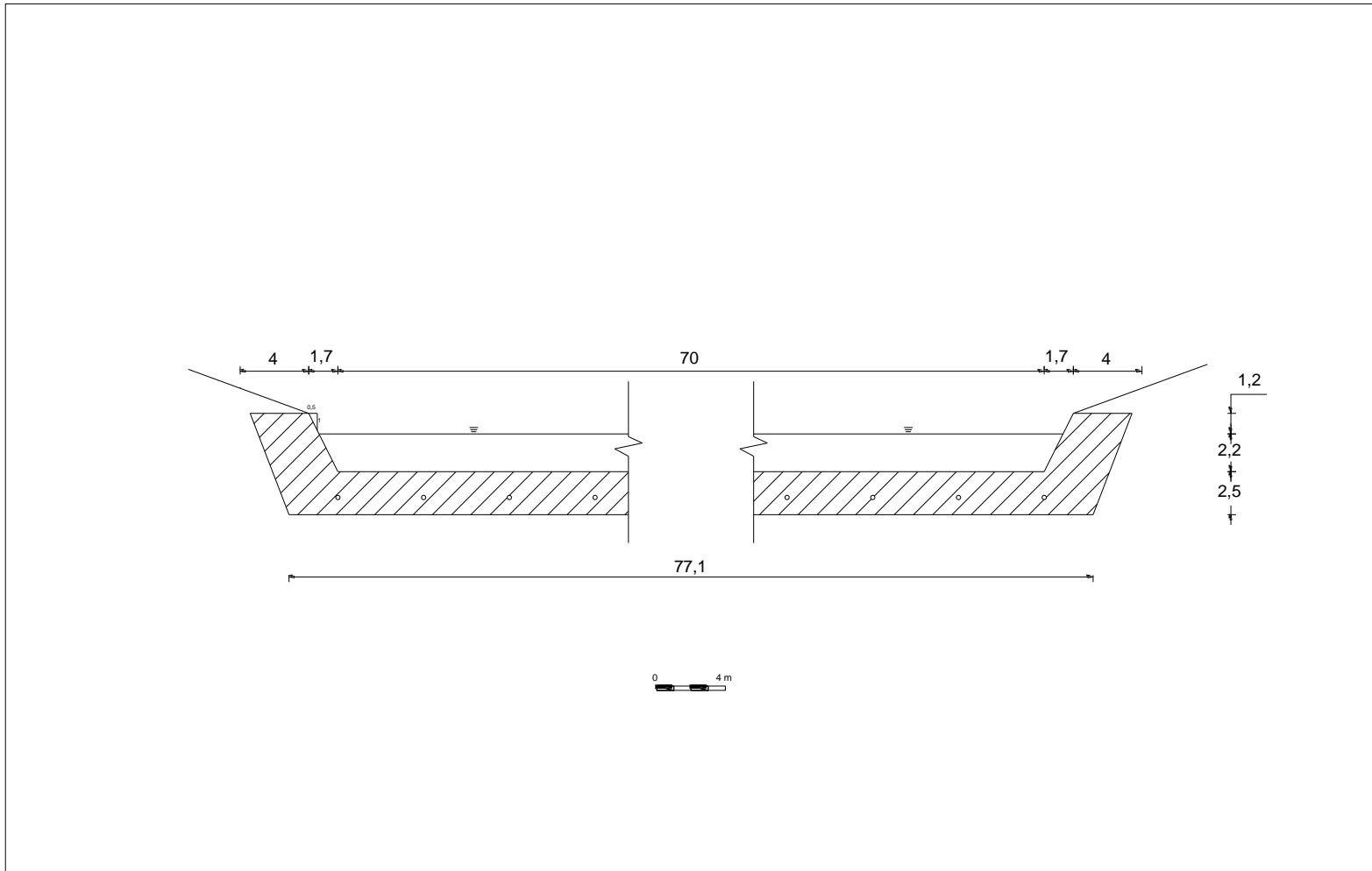


Sumber : Google earth

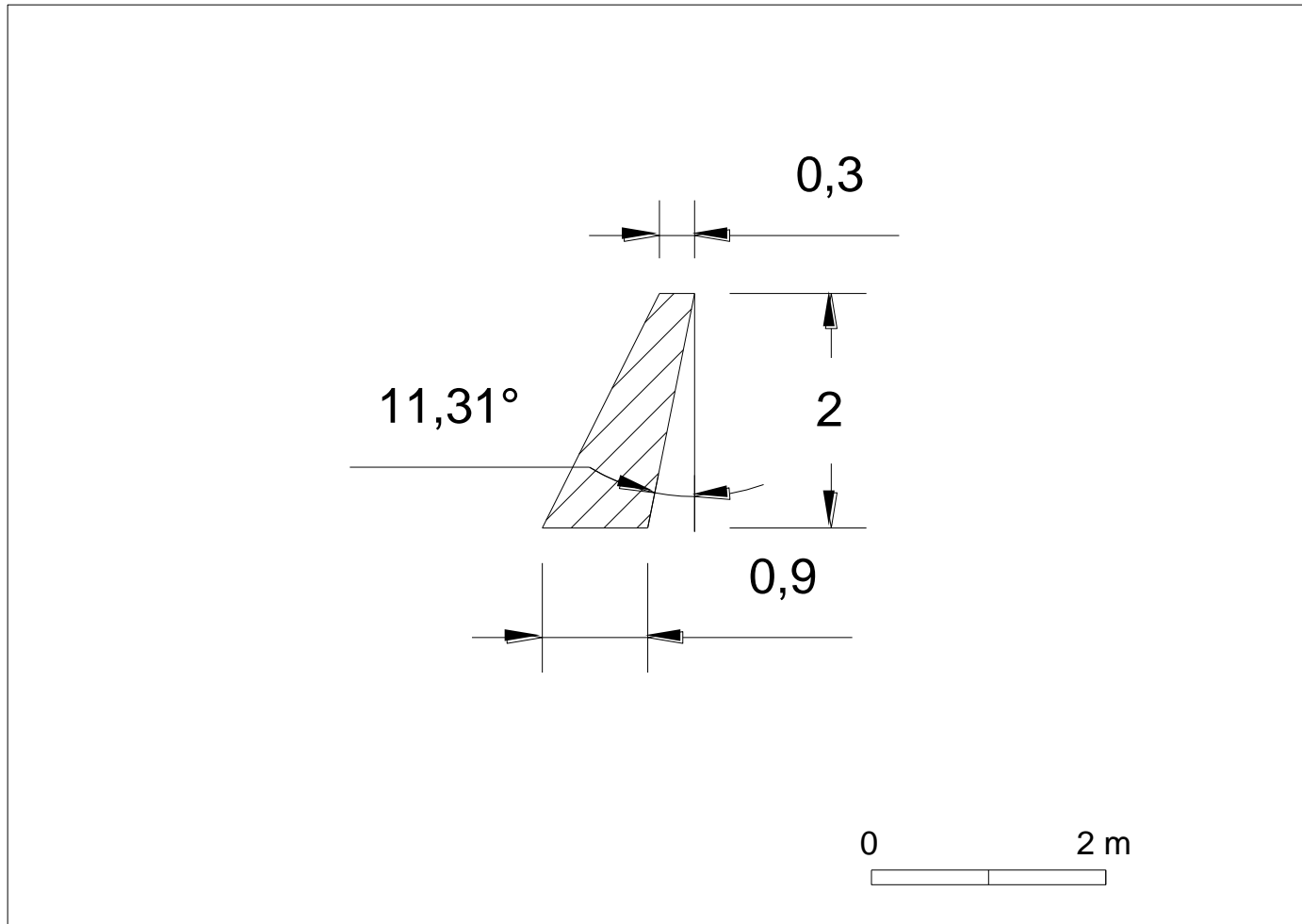
K.2 Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 71



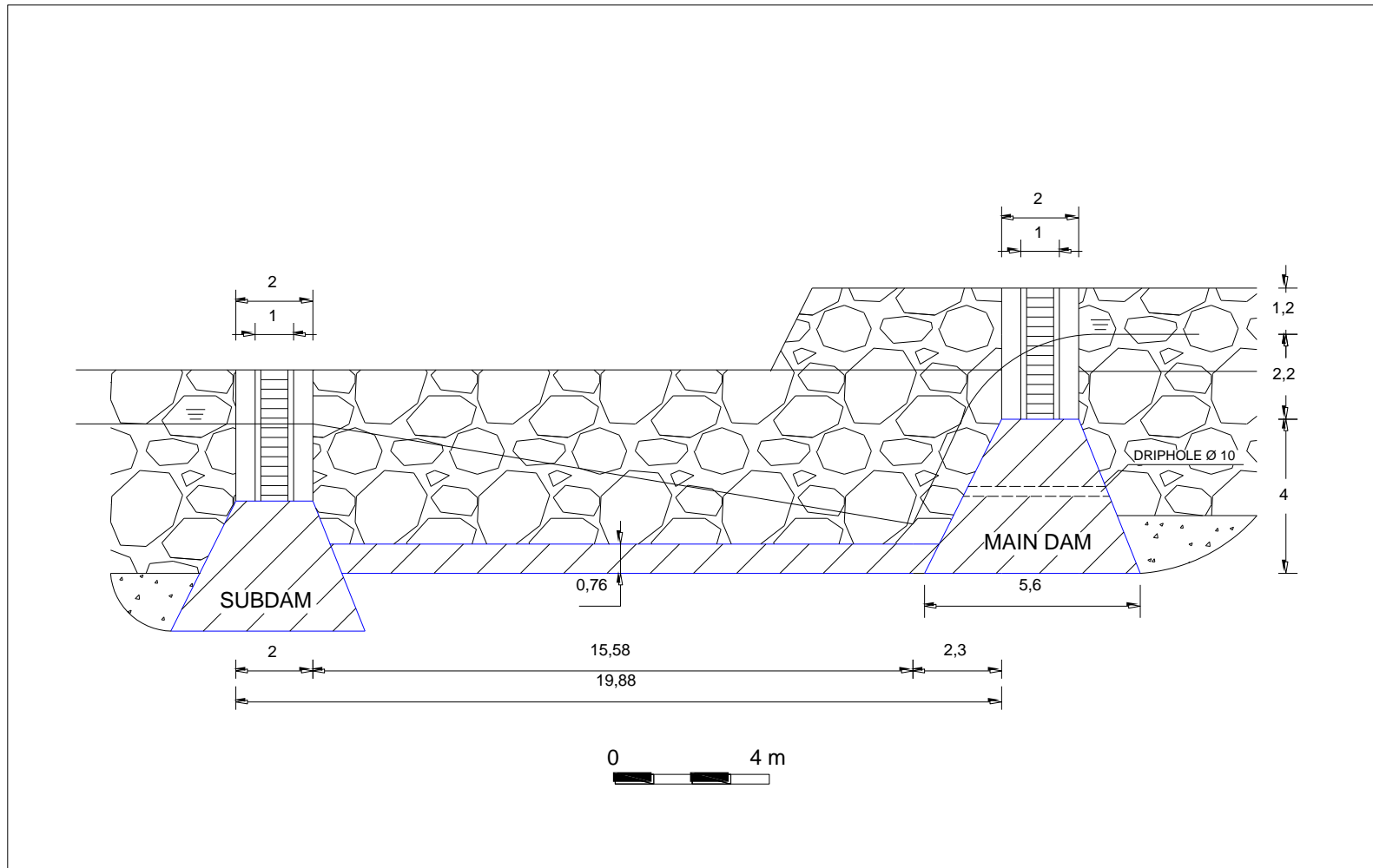
K.3 Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 71 (Penampang Melintang)



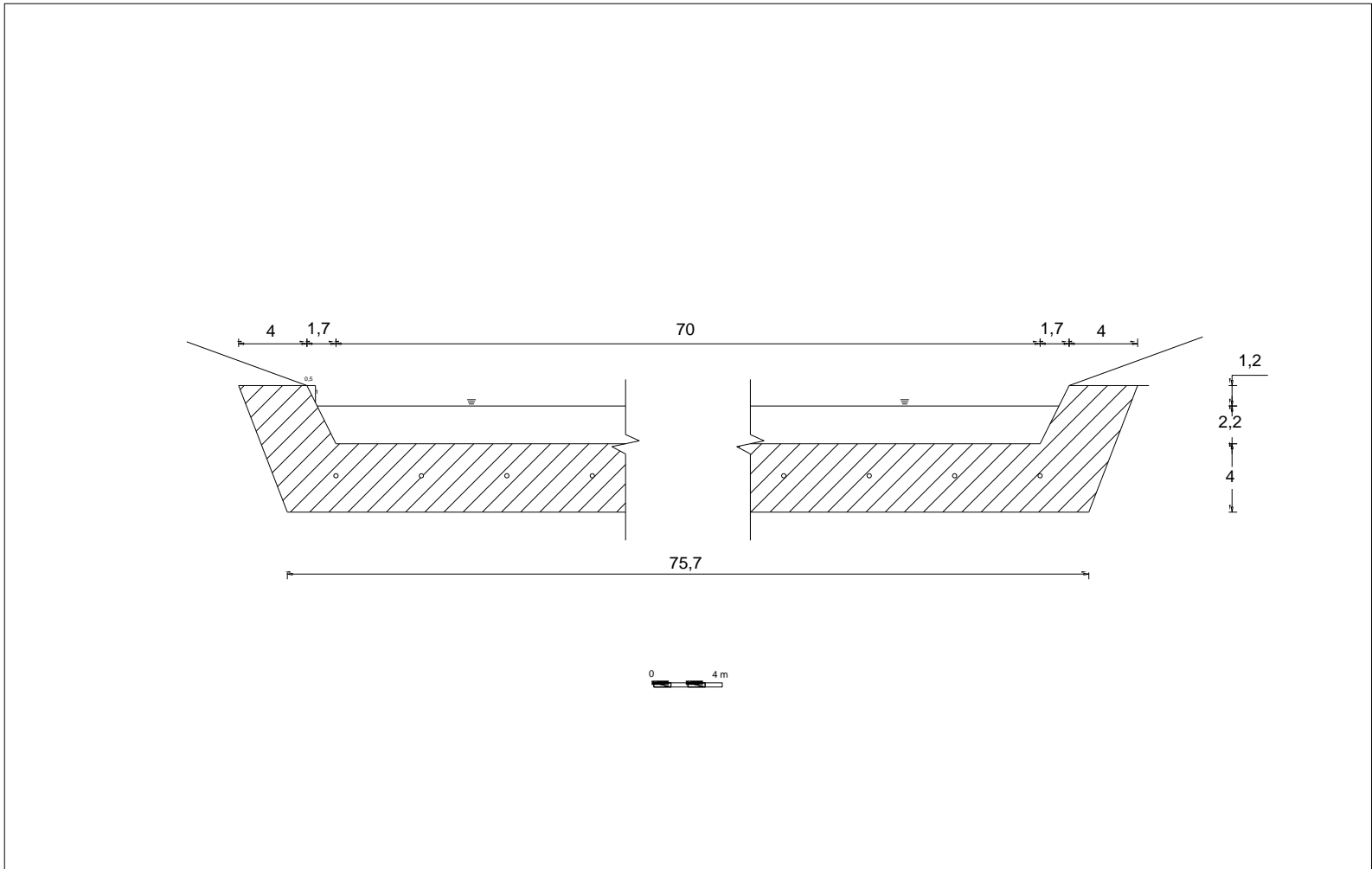
K.4 Desain Tembok Tepi pada lokasi TP 71



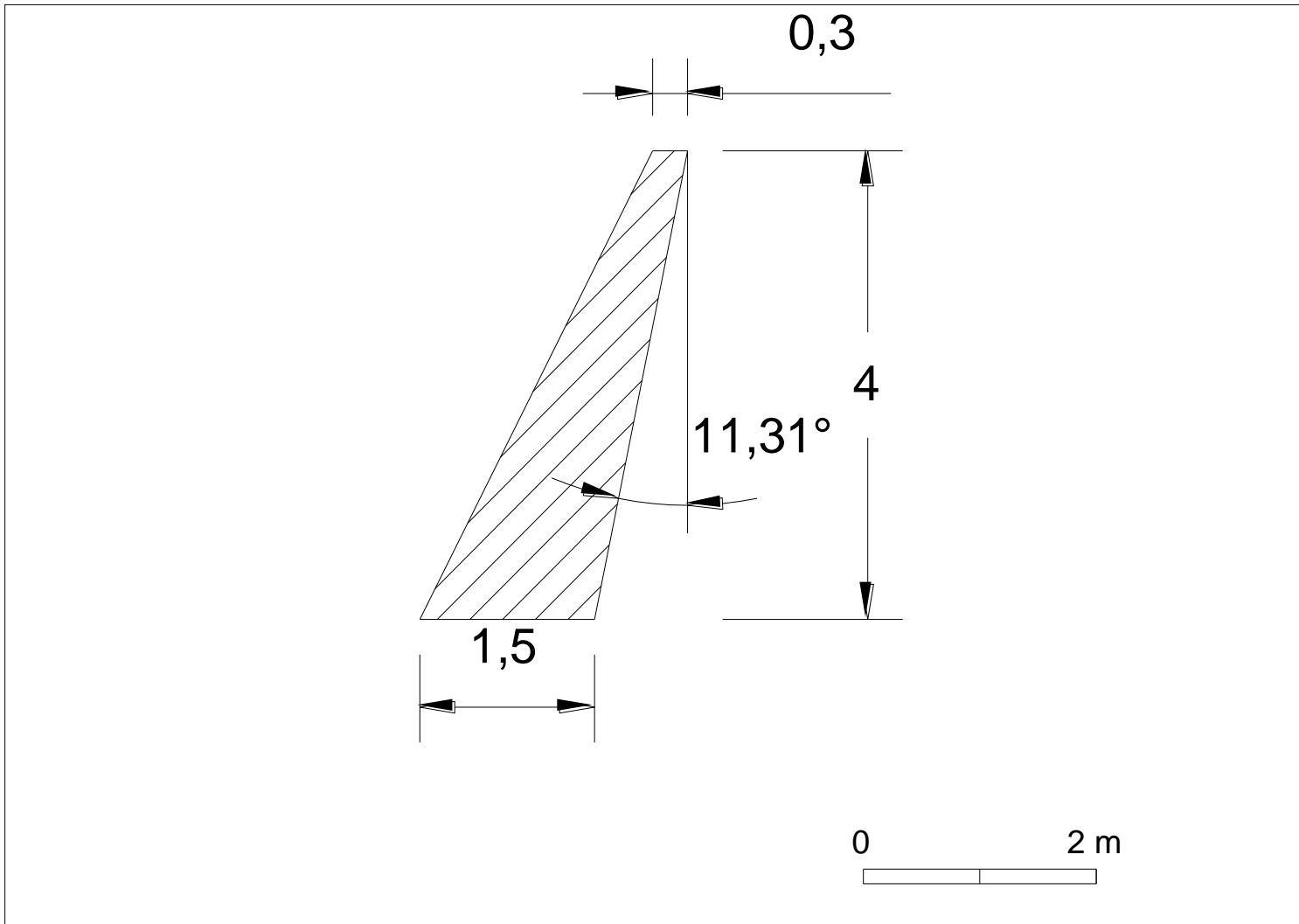
K.5 Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 80 (Penampang Memanjang)



K.6 Desain Rencana Sabo Dam pada lokasi TP 80 (Penampang Melintang)



K.7 Desain Tembok Tepi pada lokasi TP 80



L. Perhitungan Curah Hujan Kala Ulang

Tahun	Debit (m ³ /detik)
2000	38,10
2001	97,03
2002	313,62
2003	242,78
2004	40,44
2005	21,85
2006	24,14
2007	22,78
2008	93,48
Rerata	99,36
Standart Deviasi	106,8125

L.1. Distribusi Gumbel

Didapat jumlah data (n) = 9

Sehingga didapat nilai

$$Y_n = 0,4902$$

$$S_n = 0,9288$$

Kemudian dilakukan perhitungan fungsi kala ulang (Y_T) dengan rumus

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

(sumber : Limantara, 2010)

Kala Ulang (T_r)	Y_T	Debit Banjir (m ³ /detik)
2	0,3665	81,811
5	1,4999	176,205
10	2,2504	238,702
20	2,9702	298,651
50	3,9019	376,248
100	4,6001	434,396
1000	6,9073	626,537

L.2. Distribusi Log Pearson III

No	x	log x	peluang (%)	$\log x - \log \bar{X}$	$(\log x - \log \bar{X})^2$	$(\log x - \log \bar{X})^3$
1	21,85	1,339	4,500	-0,450	0,203	-0,091
2	22,78	1,358	3,000	-0,432	0,187	-0,081
3	24,14	1,383	2,250	-0,407	0,166	-0,067
4	38,10	1,581	1,800	-0,209	0,044	-0,009
5	40,44	1,607	1,500	-0,183	0,033	-0,006
6	93,48	1,971	1,286	0,181	0,033	0,006
7	97,03	1,987	1,125	0,197	0,039	0,008
8	242,78	2,385	1,000	0,596	0,355	0,211
9	313,62	2,496	0,900	0,707	0,500	0,353
Jumlah		16,11			1,558	0,323
Rerata (\bar{X})		1,790				
Standart Deviasi		0,441				
Cs		1,575				

Berdasarkan perhitungan nilai Cs tersebut, kemudian didapat nilai G yang merupakan fungsi dari Cs dan kala ulang (lihat lampiran N)

Cs	1,11	2	5	10	20	25	50	100	200
1,6	-0,994	-0,254	0,675	1,329	1,885	2,163	2,780	3,388	3,990
1,575	-1,022	-0,251	0,679	1,330	1,883	2,159	2,771	3,374	3,970
1,5	-1,108	-0,240	0,690	1,333	1,875	2,146	2,745	3,330	3,910

(sumber : Limantara, 2010)

Kemudian dilakukan perhitungan debit banjir kala ulang

kala ulang	Probabilitas	Gs	Debit
2	0,5	-0,251	55,667
5	0,2	0,679	138,537
10	0,1	1,330	237,226
20	0,05	1,883	382,443
50	0,02	2,771	679,602
100	0,01	3,374	1.019,928

L.3. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hal khusus dari Log Pearson III, yaitu dengan koefisien $C_s = 0$. Sehingga :

No	x	log x	peluang (%)	$\log x - \log \bar{X}$	$(\log x - \log \bar{X})^2$	$(\log x - \log \bar{X})^3$
1	21,85	1,339	4,500	-0,450	0,203	-0,091
2	22,78	1,358	3,000	-0,432	0,187	-0,081
3	24,14	1,383	2,250	-0,407	0,166	-0,067
4	38,10	1,581	1,800	-0,209	0,044	-0,009
5	40,44	1,607	1,500	-0,183	0,033	-0,006
6	93,48	1,971	1,286	0,181	0,033	0,006
7	97,03	1,987	1,125	0,197	0,039	0,008
8	242,78	2,385	1,000	0,596	0,355	0,211
9	313,62	2,496	0,900	0,707	0,500	0,353
Jumlah		16,11			1,558	0,323
Rerata (\bar{X})		1,790				
Standart Deviasi		0,441				
Cs		1,575				

Dengan ketentuan $C_s = 0$, maka

Cs	1,11	2	5	10	20	25	50	100	200
0	-1,282	0	0,842	1,282	1,594	1,75	2,054	2,326	2,576

Kemudian dilakukan perhitungan debit banjir kala ulang sebagai berikut:

kala ulang	Probabilitas	Gs	Debit
2	0,5	0,000	61,608
5	0,2	0,842	144,887
10	0,1	1,282	226,550
20	0,05	1,594	327,705
50	0,02	2,054	496,503
100	0,01	2,326	654,961

L.4. Distribusi Normal

Perhitungan menggunakan distribusi normal menggunakan nilai K_T sebagai berikut:

No	Periode Ulang	Peluang	K_T
1	1,11	0,900	-1,28
2	2	0,5	0
3	5	2	0,84
4	10	0,1	1,28
5	20	0,050	1,64
6	50	0,020	2,05
7	100	0,010	2,33

(sumber : Priatwanto, 2010)

Kemudian dihitung nilai debit rencana kala ulang sebagai berikut:

kala ulang	K_T	debit
2	0,0000	99,358
5	0,8400	189,253
10	1,2800	236,244
20	1,6400	275,049
50	2,0500	318,724
100	2,3300	347,841
1000	3,0900	429,433

M. Nilai G untuk distribusi Log Pearson III

Koef. G	Interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>) tahun (periodeulang)							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	2.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.192	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.051	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99
-2.2	-3.705	-0.574	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905
-2.4	-3.8	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832
-2.6	-3.889	-0.49	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-7.051	-0.42	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667

N. Uji probabilitas

Uji Smirnof – Kolmogorof

Debit (m ³ /detik)	m	P = m/(N+1)	NORMAL		LOG-NORMAL		GUMBEL		LOG-PEARSON III	
			P(x <= Xm)	Do	P(x <= Xm)	Do	P(x <= Xm)	Do	P(x <= Xm)	Do
313.620	1	0.100	0.022	0.078	0.055	0.045	0.042	0.058	0.067	0.033
242.780	2	0.200	0.090	0.110	0.089	0.111	0.095	0.105	0.097	0.103
97.030	3	0.300	0.509	0.209	0.327	0.027	0.439	0.139	0.298	0.002
93.480	4	0.400	0.522	0.122	0.341	0.059	0.453	0.053	0.310	0.090
40.440	5	0.500	0.709	0.209	0.661	0.161	0.680	0.180	0.630	0.130
38.100	6	0.600	0.717	0.117	0.682	0.082	0.690	0.090	0.654	0.054
24.140	7	0.700	0.759	0.059	0.822	0.122	0.750	0.050	0.822	0.122
22.780	8	0.800	0.763	0.037	0.836	0.036	0.755	0.045	0.840	0.040
21.850	9	0.900	0.766	0.134	0.846	0.054	0.759	0.141	0.852	0.048
			0.156		0.166		0.215		0.127	
DKritik =		0.430	Diterima		Diterima		Diterima		Diterima	

Ket. : m = Peringkat

P = Peluang di lapangan

Do= Selisih peluang lapangan dengan peluang teoritis

- Kesimpulan :
1. Uji Smirnov-Kolmogorov menggunakan nilai Delta Kritis 0.430
 2. Menurut Uji Smirnov-Kolmogorov, Distribusi yang terbaik adalah LOG-PEARSON III
 3. Dengan nilai Delta Maksimum adalah 0.127