

SKRIPSI

**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH EMBUNG ANOM
DI KABUPATEN PASURUAN**



Disusun Oleh :

JOKO RIZKIANTO SUNGSANG ROHADI

06.21.029

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2011

3871

МАШИНА БИРЛІГІНІН АРАСЫНДА
БҮКІЛГҮС ЛЕЖИК БИЛГ ДҮН БИРЛІГІНІН
АНОСЫН АЛДЫНДА

1977

МАШИНА БИРЛІГІНІН АРАСЫНДА

1977



МАШИНА БИРЛІГІНІН АРАСЫНДА

МАШИНА БИРЛІГІНІН АРАСЫНДА

1977

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH EMBUNG ANOM

DIKABUPATEN PASURUAN

Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1,

Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun Oleh :

JOKO RIZKIANTO SUNGSANG ROHADI

(06.21.029)

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I



(Ir. Ibnu Hidayat Pj, MT)

Dosen Pembimbing II



(Ir. H. Hirijanto, MT)

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



(Ir. H. Hirijanto, MT)

LEMBAR PENGESAHAN
PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH EMBUNG ANOM
DIKABUPATEN PASURUAN

SKRIPSI

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi
Jenjang Stara Satu (S-1)

Pada Hari : Kamis

Tanggal : 24 Februari 2011

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Disusun oleh :

JOKO RIZKianto SUNGSANG ROHADI

06.21.029

Disahkan oleh :

Ketua



(Ir. H. Hirijanto, MT)

Sekretaris



(Lila Ayu Ratna Winanda, ST., MT)

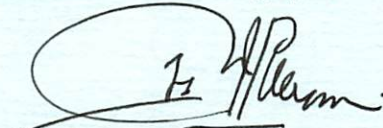
Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



(Dr. Ir. Kustamar, MT)

Dosen Penguji II



(Ir. Endro Yuwono, MT)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2011

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Joko Rizkianto Sungsang Rohadi

NIM : 06.21.029

Program Studi : Teknik Sipil

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

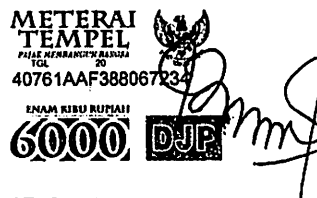
Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH EMBUNG ANOM DIKABUPATEN PASURUAN

adalah hasil karya sendiri, bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur dari hasil karya orang lain kecuali disebutkan sumbernya.

Malang, 8 Maret 2011

Yang Membuat Pernyataan



(Joko Rizkianto Sungsang Rohadi)

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah S.W.T atas segala berkah dan rahmat Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul

“Perencanaan Bangunan Pelimpah Embung Anom Di Kabupaten Pasuruan”

Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus di penuhi untuk menyelesaikan pendidikan sarjana strata satu (S1) pada jurusan teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Penyelesaian tugas akhir ini tidak lepas dari bimbingan beberapa pihak. Oleh karena itu pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada yang terhormat:

1. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
2. Ir. H. Hirijanto, MT. selaku ketua program studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
3. Ir. Ibnu Hidayat Pj, MT, selaku dosen pembimbing I yang selalu sabar menghadapi saya dan telah bersedia memberikan ilmunya kepada saya serta telah menjadi teman diskusi yang sangat baik dan banyak membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini .
4. Ir. H. Hirijanto, MT, selaku dosen pembimbing II yang selalu setia memberikan bimbingan dan ilmu kepada saya.
5. Kedua Orang Tua saya yang selalu memberi doa dan dukungan.
6. Dessy Artyanti, SE Kekasihku yang selalu memberi motivasi untuk tetap semangat dan tidak putus asa.
7. Teman – teman sipil 2006 yang selalu membantu penyelesaian skripsi ini.

Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, karenanya kritik dan saran akan kami terima dengan senang hati sebagai pedoman dalam penulisan laporan

Malang , Maret 2011

Penyusun

ABSTRAKSI

JOKO RIZKianto SUNGSANG ROHADI, 2011, "**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH EMBUNG ANOM DI KABUPATEN PASURUAN**". Dosen Pembimbing I : Ir. Ibnu hiadyat Pj, MT, Dosen Pembimbing II : Ir. Hirijanto, MT.

Perencanaan embung anom yang membendung Kali Welang di dukuh Tanjunganom, Desa Sanganom, Kecamatan Nguling, Kabupaten Pasuruan di pilih tipe bendungan urugan. Tipe ini sangat peka terhadap limpasan yang dapat menyebabkan jebolnya embung untuk itu maka di rencanakan bangunan pelimpah yang merupakan kelengkapan suatu bendungan berfungsi untuk menghindari agar tidak terjadi overtoping melalui tubuh bendungan / embung khususnya untuk bendungan tipe urugan. Mengingat pentingnya fungsi bangunan tersebut maka dalam perencanaan diperlukan analisa yang cermat dari berbagai aspek yaitu hidrologi, hidrolika, dan stabilitas kontruksi.

Alternatif perencanaan ini terdiri dari beberapa analisis yang meliputi analisa hidrologi untuk mengetahui besarnya debit banjir rencana, analisa hidrolika untuk mengetahui karakteristik aliran sepanjang bangunan pelimpah dan saluran pelengkapanya. Untuk mengetahui keamanan bangunan pelimpah terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah maka di gunakan analisa pembebanan dan stabilitas kontruksi

Dari hasil perhitungan perencanaan diperoleh besarnya debit rencana $Q_{50} = 41,6789 \text{ m}^3/\text{dt}$. Tinggi muka air di mercu sebesar 1,210 m. Panjang saluran transisi = 5 m, panjang saluran peluncur = 31,60 m. Peredam energi merupakan kolam olakan tipe III dengan panjang = 8 m. Dari perhitungan kontrol stabilitas dapat di ketahui bahwa bangunan pelimpah aman terhadap gaya guling, geser, dan daya dukung tanah.

Kata Kunci : Bangunan Pelimpah

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Persetujuan	ii
Kata Pengantar	iii
Abstrak	iv
Daftar Isi.....	v
Daftar Tabel.....	ix
Daftar Gambar	xi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi masalah	3
1.3. Batasan masalah	3
1.4. Rumusan Masalah	4
1.5. Maksud dan Tujuan	4
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1. Analisa Hidrologi	5
2.1.1. Curah Hujan Rerata Harian Maksimum.....	5
2.1.2 Analisa Curah Hujan Rencana	6
2.2. Uji Kesesuaian Distribusi	8
2.2.1 Uji Smirnov Kolmogorov	9
2.2.2 Uji Chi Kuadrat.....	11
2.3. Distribusi Hujan Jam-jaman	12
2.4. Analisa Curah Hujan Netto	13
2.5. Hidrogaf Satuan	14
2.6. Perencanaan Bangunan Pelimpah	19
2.6.1 Umum	19
2.6.2 Perencanaan Ambang Pelimpah.....	23
2.6.3 Perencanaan Saluran Transisi	26
2.6.4 Perencanaan Saluran Peluncur	27
2.6.5 Perencanaan Peredam Energi.....	28
2.7. Kontrol Stabilitas Pelimpah	33
2.7.1 Stabilitas Terhadap Guling.....	33

2.7.2 Stabilitas Terhadap Geser	33
2.7.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah	34
BAB III METODOLOGI	
3.1. Gambaran Daerah Studi	36
3.2. Pengumpulan Data	36
3.2.1 Peta Topografi Daerah Studi.....	36
3.2.2 Data Teknis Embung.....	37
3.3. Prosedur Perencanaan	38
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN	
4.1. Curah Hujan Rerata Maksimum.....	41
4.1.1 Curah Hujan Daerah Metode Poligon Thisen	41
4.2. Curah Hujan Rencana Metode Log Pearson III	44
4.3. Uji Kesesuaian Distribusi.....	46
4.3.1 Uji Distribusi Chi Kuadrat	46
4.3.2 Uji Distribusi Smirnov Kolmogorov	50
4.4. Distribusi Hujan Jam-Jaman	51
4.5. Perhitungan Hujan Netto.....	51
4.6. Perhitungan Hidrograf Satuan.....	53
4.7. Tata Letak Bangunan Pelimpah	57
4.8. Perencanaan.....	57
4.8.1 Perencanaan Ambang Pelimpah.....	58
4.8.2 Perencanaan Saluran Transisi	66
4.8.3 Perencanaan Saluran Peluncur	68
4.8.4 Perencanaan Peredam Energi.....	73
4.8.4.1 Pemilihan Tipe Olakan.....	73
4.8.4.2 Perhitungan Dimensi Kolam Olakan.....	74
4.9. Analisa Stabilitas.....	76
4.9.1 Kondisi Normal Muka Air Kosong.....	76
4.9.2 Kondisi Gempa Muka Air Kosong	79
4.9.3 Kondisi Normal Muka Air Normal	83
4.9.4 Kondisi Gempa Muka Air Normal.....	86
4.9.5 Perhitungan Uplift Kondisi Muka Air Normal	90

4.9.6 Kondisi Normal Muka Air Banjir	91
4.9.7 Kondisi Gempa Muka Air Banjir	93
4.9.8 Kondisi Uplift Kondisi Muka Air Banjir	97
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	
6.1. Kesimpulan	98
6.2. Saran	99
Daftar Pustaka	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Syarat Pemilihan Metode Frekuensi.....	8
Tabel 2.2	Nilai Delta Kritis Untuk Uji Smirnov Kolmogorov	10
Tabel 2.3	Nilai Kritis Untuk Uji Chi Kuadrat	12
Tabel 2.4	Angka Koefisien Pengaliran.....	14
Tabel 2.5	Harga –Harga Koefisien Kontraksi	25
Tabel 4.1	Curah Hujan Harian Maksimum.....	41
Tabel 4.2	Curah Hujan Rerata Daerah Metode Poligon Thiesen	43
Tabel 4.3	Curah Hujan Rencana Metode Log Pearson III.....	44
Tabel 4.4	Hasil Curah Hujan Rencana Metode Log Pearson III	46
Tabel 4.5	Uji Distribusi Chi Kuadrat.....	48
Tabel 4.6	Uji Distribusi Smirnov Kolmogorov	50
Tabel 4.7	Distribusi Hujan Jam -jaman	51
Tabel 4.8	Intensitas Curah hujan Dan Hasil Perhitungan Hujan Netto	52
Tabel 4.9	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	55
Tabel 4.10	Hidrograf Banjir Metode Nakayasu Q_{50}	56
Tabel 4.11	Coba –Coba Nilao C Dan Hd	59
Tabel 4.12	Hubungan X dan Y lengkung Harold	61
Tabel 4.13	Perhitungan Muka Air di atas Pelimpah Q_{50}	65
Tabel 4.14	Perhitungan Hidrolis Saluran Peluncur	72
Tabel 4.15	Perhitungan Momen kondisi Normal Muka Air Kosong	76
Tabel 4.16	Perhitungan Momen kondisi Normal Muka Air Kosong ...	79
Tabel 4.17	Perhitungan momen Kondisi Normal Muka Air Kosong.... (lanjutan).....	80
Tabel 4.18	Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Normal....	84
Tabel 4.19	Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Normal	86
Tabel 4.20	Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Norma (lanjutan).....	87
Tabel 4.21	Perhitungan Rayapan Metode Lane Kondisi Muka Air Normal	90
Tabel 4.22	Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Banjir.....	91
Tabel 4.23	Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air banjir	93

Tabel 4.24	Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Banjir (Lanjutan)	94
Tabel 4.25	Perhitungan Rayapan Metode Lane Kondisi Muka Air Banjir	97

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Model Hidrograf Nakayasu	15
Gambar 2.2.	Koefisien Kontraksi Pilar	25
Gambar 2.3.	Koefisien Kontraksi Pilar Sesuai Dengan Bentuknya	25
Gambar 2.4.	Skema Bagian Saluran Transisi Pada Bangunan Pelimpah.	26
Gambar 2.5.	Sketsa Penampang Memanjang Pada Saluran Peluncur	28
Gambar 2.6.	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I.....	29
Gambar 2.7.	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II	30
Gambar 2.8.	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III	31
Gambar 2.9.	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV	32
Gambar 4.1.	Grafik Hidrograf Sintetik Nakayasu.....	56
Gambar 4.2.	Bentuk Ambang Pelimpah.....	61
Gambar 4.3.	Skema Pelimpah	62
Gambar 4.4.	Kolam Olakan Tipe III.....	73
Gambar 4.5.	Skema Gaya Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Pada Kondisi Normal Muka Air Kosong.....	82
Gambar 4.6.	Skema Gaya Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Pada Kondisi Normal Muka Air Normal	89
Gambar 4.7.	Skema Gaya Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Pada Kondisi Normal Muka Air Banjir	96

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Air merupakan kebutuhan pokok yang sangat penting bagi manusia dalam kehidupan sehari-hari, dengan bertambahnya waktu maka jumlah penduduk yang ada di bumi ini akan semakin meningkat. Dengan begitu secara langsung maupun tidak langsung kebutuhan air akan semakin bertambah pula. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut dapat diperoleh dari sumber-sumber air yang ada seperti sungai, danau, air tanah, air hujan, dan laut. lokasi kegiatan terletak di dukuh tanjunganom, Desa Sanganom Kecamatan Nguling Kabupaten Pasuruan, Propinsi Jawa Timur. Secara geografis terletak pada 112°33'55" – 113°03'37" Bujur Timur dan antara 7°32'34" – 7°57'20" Lintang Selatan. Adapun batas-batas administrasi Kabupaten Pasuruan adalah sebagai berikut :

Sebelah Utara	:Kota Pasuruan, Selat Madura dan Kabupaten Sidoarjo
Sebelah Selatan	: Kabupaten Malang
Sebelah Timur	: Kabupaten Probolinggo
Sebelah Barat	: Kabupaten Mojokerto dan Kota Batu

Hal ini mengakibatkan diperlukanya usaha-usaha untuk mengembangkan sumber daya air yang telah ada. Salah satu usaha untuk mengembangkan potensi sumber daya air tersebut adalah dengan di bangunya Embung Anom yang

membendung kali Welang di dukuh Tanjunganom, desa Sanganom kecamatan Nguling , Kabupaten Pasuruan

Pada perencanaan Embung. Desain perencanaan pelimpah merupakan hal yang sangat vital. Agar tidak terjadi jebolnya embung untuk itu maka direncanakan bangunan pelimpah yang berfungsi sebagai pencegah kenaikan elevasi permukaan air waduk yang mungkin dapat mengakibatkan limpaasan-limpasan di atas mercu embung.

Pada suatu embung keberadaan bangunan pelimpah sangat penting mengingat fungsi dari bangunan pelimpah adalah mengalirkan kelebihan air yang tidak mampu di tampung lagi oleh embung pada waktu musim hujan atau pada saat embung sudah penuh. Dengan kata lain bangunan pelimpah merupakan katup pengaman di suatu embung yang berfungsi untuk mengalirkan air banjir dan mencegah kerusakan pada tubuh embung.

Bangunan pelimpah haruslah mempunyai kapasitas yang memadai untuk mengalirkan limpasan akibat banjir besar tanpa merupakan bendungan atau bangunan pelengkap lainnya. Disamping itu bangunan pelimpah juga berfungsi untuk menjaga muka air waduk agar tetap berada di bawah tinggi muka air yang di tetapkan

Berdasarkan permasalahan diatas perlu direncanakan bangunan pelimpah, debit air yang melewati ambang pelimpah di ambil dari debit rencana dan dalam perencanaan perlu di pertimbangkan faktor-faktor hidrologi, topografi dan hidrolis.

Berdasarkan *map study* di dapatkan parameter Daerah Aliran Sungai (DAS) Embung Anom adalah sebagai berikut:

Nama Sungai : K. Welang

Luas DAS : 4.995 km²

Panjang Sungai Utama : 5.403 km

1.2. Identifikasi Masalah

Dalam perencanaan Embung Anom perlu diperhatikan dimensi bangunan pelimpah yang akan digunakan. Karena disamping untuk mencegah terjadinya limpasan pada tubuh embung, bangunan pelimpah juga direncanakan untuk mengalirkan debit banjir rencana serta debit banjir abnormal dan menjaga muka air waduk agar tetap berada dibawah tinggi muka air yang ditetapkan

Selain perencanaan dimensi bangunan pelimpah yang tepat, juga perlu diperhatikan tentang Kontrol stabilitas dari bangunan pelimpah itu sendiri. Kontrol stabilitas pada bangunan pelimpah akan memperkecil kemungkinan terjadinya kerusakan pada bangunan pelimpah dan tubuh embung.

1.3. Batasan Masalah

Adapun batasan masalah yang di gunakan adalah sebagai berikut:

- a. Studi dilakukan pada perencanaan bangunan pelimpah embung anom.
- b. Tidak memperhitungkan sedimen.
- c. Tidak membahas konstruksi beton.

- d. Tidak membahas masalah ekonomi.
- e. Data debit banjir yang dipakai adalah Q_{50}

1.4. Rumusan Masalah

Dengan mengacu pada batasan masalah di atas maka dapat dibuat suatu rumusan masalah sebagai berikut :

- a. Bagaimana perencanaan dimensi ambang pelimpah?
- b. Bagaimana perencanaan saluran transisi?
- c. Bagaimana perencanaan saluran peluncur?
- d. Bagaimana perencanaan perendam energi?
- e. Bagaimana kontrol stabilitas bangunan pelimpah?

1.5. Maksud dan Tujuan

Maksud yang di harapkan dari perencanaan ini bangunan pelimpah ini adalah untuk mendapatkan dimensi bangunan pelimpah yang tepat serta memenuhi syarat stabilitas sehingga dapat berfungsi sebagaimana yang telah di rencanakan.

Tujuan dari Studi adalah untuk membuat bangunan pelimpah untuk pengendalian banjir pada musim penghujan. Di samping itu pemanfaatan lahan guna budidaya pertanian dapat di pergunakan sebagai pedoman bagi penyelenggara tata laksana pembangunan prasarana pengairan dalam upaya peningkatan potensi dan pemanfaatan lahan irigasi

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Hidrologi

2.1.1. Curah Hujan Rerata Harian Maksimum

Curah hujan yang di perlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan di suatu titik tertentu. Curah hujan ini di sebut curah hujan wilayah atau daerah dan di nyatakan dalam millimeter (*sosrodarsono, 1999:27*)

Terdapat 3 macam metode untuk menentukan besarnya curah hujan rata-rata di atas area tertentu dari angka-angka curah hujan di beberapa titik pos penakar hujan (*Soemarto, 1986:31*)

1. Metode tinggi rata-tata (rereta aljabar)
2. Metode Polygon Thissen
3. Metode Ishoyet

Dalam Studi ini besarnya curah hujan di dapatkan dengan mengambil harga rata-rata hitung (arithmetic mean) dari penakaran pada penakar hujan dalam areal tersebut. Persamaan yang di gunakan adalah (*soemarto, 1987:31*)

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + dn}{n_n}$$

$$d = \sum_{1}^n \frac{d_i}{n} \dots\dots\dots(2-1)$$

Dengan :

d = tinggi curah hujan rata-rata areal

$d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ = tinggi curah hujan di pos 1, 2, 3...n

n = banyaknya pos

2.1.2 Analisa Curah Hujan Rencana

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan terjadi yang tertentu, atau hujan dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu. Ada beberapa metode untuk menghitung besarnya curah hujan rancangan, antara lain metode gumbel, log person type III dan Normal.

Dalam study ini di pakai metode log person III dan di lakukan pengujian distribusi terhadap metode yang di pakai.

Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Metode Log Pearson III dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. Mengurutkan data curah hujan harian maksimum dari data terkecil ke data yang terbesar dan dihitung probabilitasnya dengan rumus sebagai berikut :

$$P = \frac{m}{n+1} 100 \dots\dots\dots(2-2)$$

dengan :

m = nomor urut data

n = jumlah data

2 Rata-rata logaritma

$$\overline{\log x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i \dots\dots\dots(2-3).$$

3 Standart deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2-4)$$

4 Koefisien Asimetri

$$C_s = \frac{n \times \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1) \times (n-2) \times (S)^3} \dots\dots\dots(2-5)$$

5 Persamaan peramalan menurut dirtriusi ini adalah:

$$\log x = \overline{\log x} + K.S \dots\dots\dots(2-6)$$

Dengan :

Log x = Curah hujan kala ulang T tahun

$\overline{\log x}$ = Rerata logaritma

S = Standar deviasi

K = Factor frekwensi yang merupakan fungsi dari periode ulang (return periode) dan tipe distribusi frekwensi

Tabel 2.1 Syarat Pemilihan Metode Frekuensi

Jenis Metode	Ck	Cs
Gumbel	5.4002	1.1396
Normal	3.0	0
Log Pearson Tipe III	bebas	bebas

Sumber : Harto, 1993 ; 245

2.2 Uji Kesesuaian Distribusi

uji kesesuaian frekuensi bertujuan untuk mengetahui kebenaran dari suatu hipotesa. Hasil dari pengujian ini menunjukkan apakah hasil hipotesa itu bisa diterima atau tidak. Pengujian ini dilakukan dengan cara

- a. Smirnov Kolmogorov
- b. Uji Chi Kuadrat

Langkah-langkah pengerjaan :

1. Data disusun berurutan dari besar ke kecil

Menghitung peluang dengan persamaan weibull (Subarkah, 1980)

$$P = \frac{m}{n+1} 100(\%) \dots\dots\dots(2-7)$$

dengan:

P = Probabilitas

m = Nomor urut data

n = banyaknya data

2. Plot hubungan data hujan dengan peluangnya pada kertas probabilitas.

2.2.1 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov digunakan untuk membandingkan peluang yang paling maksimum antara distribusi empiris dan teoritisnya. Prosedur perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov adalah sebagai berikut (Soetopo, 1998 : 12) :

1. Data diurutkan dari kecil ke besar
2. Menghitung peluang empiris (S_n) dengan rumus Weibull

$$S_n(X) = \frac{m}{n+1} \dots\dots\dots(2-8)$$

Dimana : $S_n(X)$ = posisi data X menurut data pengamatan

m = nomor urut data

n = banyaknya data

3. Menghitung peluang teoritis (P_t) dengan rumus

$$P_t = 1 - P_r \dots\dots\dots(2-9)$$

Dimana : P_r = probabilitas terjadi

4. Menghitung simpangan maksimum (Δ) dengan rumus

$$\Delta = \text{maks} | P_x(X) - S_n(X) |$$

5. Menyimpulkan hasil perhitungan yaitu apabila $\Delta < \Delta_{cr}$ maka distribusi terpenuhi dan apabila $\Delta > \Delta_{cr}$ maka distribusi tidak terpenuhi.

Nilai Δ kritis untuk uji Smirnov-Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel 2.2

Tabel 2.2
Nilai Delta Kritis (Δ_{Cr}) Untuk Uji Smirnov Kolmogorov

n	Δ_{Cr}			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,67
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Sumber : MMA shahin Statistical Analysis in Hidrologi Editi Defiti Netherlands Hal 188

2.2.2 uji kai kuadrat(chi square)

Dari distribusi (sebaran) Kai-Kuadrat, dengan penjabaran seperlunya, dapat diturunkan :

$$\chi^2 = \sum \frac{(E_f - O_j)^2}{E_f} \dots\dots\dots(2-10)$$

Dengan :

χ^2 = Harga Kai-Kuadrat

E_f = Frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya

O_j = Frekuensi terbaca pada kelas yang sama.

Nilai χ^2 yang terdapat ini harus lebih kecil dari harga χ^2_{cr} (Kai-Kuadrat kritis) pada Tabel 2.3., untuk satu derajat nyata tertentu (*level of significance*), yang sering diambil sebesar 5%.

Derajat kebebasan dapat dihitung dengan :

$$DK = K - (P+1) \dots\dots\dots(2-11)$$

Dengan :

DK = Derajat kebebasan

K = banyaknya kelas

P = Banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter, yang untuk sebaran Kai-Kuadrat adalah sama dengan dua

Tabel 2.3. Nilai Kritis untuk Uji Kai-Kuadrat

Degrees Of Freedom	Probability of a deviation greater than X ²				
	0,200	0,100	0,050	0,010	0,001
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,210	13,815
3	4,622	6,251	7,815	11,345	16,465
4	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5	7,289	9,236	10,070	15,086	20,517
6	8,558	10,645	12,592	16,812	22,457
7	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8	11,030	13,362	15,507	20,090	26,125
9	12,242	14,684	16,919	21,666	27,877
10	13,442	15,987	18,307	23,209	29,588
11	14,631	17,175	19,675	24,725	31,264
12	15,812	18,549	21,026	26,217	32,909
13	16,985	19,812	22,362	27,688	34,528
14	18,151	21,064	23,685	29,141	36,123
15	19,311	22,307	24,996	30,578	37,697
16	20,465	23,524	26,296	32,000	39,252
17	21,615	24,769	27,587	33,409	40,790
18	22,760	25,989	28,869	34,805	42,312
19	23,900	27,204	30,144	36,191	43,820
20	25,038	28,412	31,410	37,566	45,315

Sumber : M.M.A.Shahin,statistical Analysis in Hidrologi,Volume 2,Editi Delfy Nedherlan,hal 283

2.3 Distribusi Hujan Jam-jaman

Sebelum mengetahui hidrograf banjir rancangan menggunakan cara hidograf satuan, perlu diketahui dahulu sebaran hujan jam-jaman dengan satuan interval tertentu. Sebaran hujan yang terjadi dihitung dengan rumus Mononobe (Soemarto, 1986:40) :

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} (t / T)^{2.3} \dots\dots\dots(2-12)$$

$$R_t = T.R_{1-(T-1)}.R_{(T-1)}\dots\dots\dots(2-13)$$

Dengan :

R_t = curah hujan pada jam ke t (mm/jam)

T = waktu mulai hujan sampai jam ke t (jam)

R_T = intensitas hujan rata-rata dalam t jam (mm/jam)

R_{24} = curah hujan efektif dalam 24 jam (mm/jam)

t = waktu konsentrasi hujan (jam)

2.4 Analisa Curah Hujan Netto

Hujan netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*). Limpasan langsung ini terjadi atas permukaan dari inflow (air yang masuk kedalam limpasan tipis dibawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah, yang keluar lagi di tempat yang lebih rendah dan berubah lagi menjadi limpasan permukaan).

Dengan asumsi bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu (*linear and time invariant process*), maka hujan netto R_n , dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$R_n = C \cdot R \dots\dots\dots(2-14)$$

Dalam hal ini :

R_n = Curah hujan netto

R = Curah hujan Rancangan

C = Koefisien Limpasa

Tabel 2.4 Angka Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Pegunungan	0.75 – 0.90
Pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 – 0.75
Dataran pertanian	0.45 – 0.60
Dataran sawah irigasi	0.70 – 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 – 0.85
Sungai di dataran rendah	0.45 – 0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 – 0.75

Sumber : Suyono Sosrodarsono, (1980)

2.5 Hidrograf Satuan

Untuk mengetahui hidrograf satuan daerah pengaliran sungai dapat dipergunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu dan metode hidrograf satuan sintetik snyder. Analisa debit banjir rancangan dalam studi ini menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Adapun persamaan hidrograf satuan sintetik Nakayasu adalah: (Soemarto1986 : 168)

$$Q_p = \frac{A.R_o}{3,6.(0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots(2-15)$$

Dengan :

Q_p = debit banjir puncak (m^3/dt)

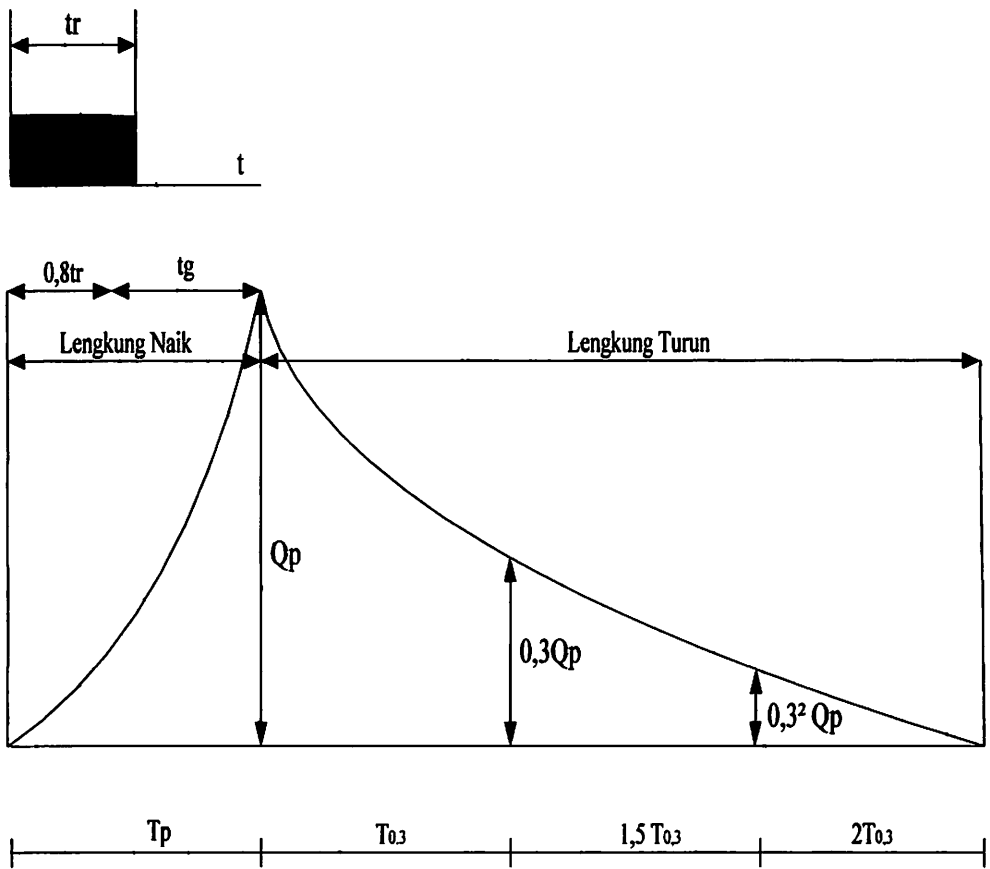
A = luas daerah pengaliran (km^2)

R_o = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

c = koefisien pengaliran

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan pada penurunan debit puncak sampai ke debit sebesar 30% dari debit puncak (jam)



Gambar 2.1 Model hidrogaf Nakayasu

Untuk :

$$\underline{L} < 15 \text{ km} \quad t_g = 0,21 \underline{L}^{0,7} \dots\dots\dots(2-16)$$

$$\underline{L} > 15 \text{ km} \quad t_g = 0,40 + 0,058 \underline{L} \dots\dots\dots(2-17)$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r \dots\dots\dots(2-18)$$

$$T_{0,3} = \acute{\alpha} \cdot T_g \dots\dots\dots(2-19)$$

$$\acute{\alpha} = \frac{0,47 \cdot (AL)^{0,25}}{t_g} \dots\dots\dots(2-20)$$

Dengan :

\underline{L} = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = 0,5 sampai T_g (jam), diambil 1 jam

Rumus ordinat hidrograf :

1. Lengkung naaik :

Jika $0 \leq t < T_p$

$$Q_{d1} = Q_p \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4} \dots\dots\dots(2-21)$$

2. Lengkung turun :

Jika $T_p \leq t < (T_p + T_{0,3})$

$$Q_{d2} = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat} \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2-22)$$

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

$$Q_{d2} = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5.T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2-23)$$

Jika $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q_{d3} = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 1,5T_{0,3}}{2.T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2-24)$$

Untuk menentukan hidrograf banjir rancangan daerah pengaliran sungai digunakan rumus sebagai berikut (*C.D.soemarto, 1989*) :

$$Q_k = U_k \cdot R_1 + U_{k-1} R_2 + U_{k-2} R_3 + \dots + U_{(k-(n-1))} R_n + Bf \dots\dots\dots(2-25)$$

Dimana :

Q_k = ordinat hidrograf banjir pada jam ke k (m^3 / dt)

U_k = ordinat hidrograf satuan (m^3 / dt)

R_n = hujan neto pada jam ke n (mm/jam)

Bf = base flow (m^3 / dt)

2.6 Perencanaan Bangunan pelimpah

2.6.1 Umum

Embung merupakan bangunan yang berfungsi menampung air di musim penghujan sebagai persediaan suatu daerah di musim kemarau atau kering prioritas pemanfaatan air embung utamanya untuk kebutuhan air sehari-hari penduduk baru kemudian untuk lainnya termasuk irigasi. Embung biasanya di bangun di cekungan ataupun di alur sungai kecil yang hanya mengalir di musim hujan dan kering di musim kemarau sehingga dalam perencanaan tampungan sepenuhnya bergantung pada inflow yang berasal dari limpasan air hujan.

Beberapa aspek yang paling penting dalam perencanaan embung adalah :

a. Topografi

Aspek topografi merupakan salah satu faktor penting yang berpengaruh terhadap pemilihan tipe embung yang direncanakan. Embung beton akan lebih menguntungkan jika sekiranya dibangun pada alur sungai yang dalam tetapi sempit. Sebaliknya pada alur sungai yang dangkal tetapi lebar, embung urugan akan lebih murah. Selain itu sering juga dijumpai embung dengan konstruksi kombinasi (tipe urugan dikombinasikan dengan embung beton). Kemampuan adaptasi embung urugan jauh lebih tinggi daripada embung beton, sehingga kemungkinan terpilihnya embung urugan lebih besar daripada embung beton.

b. Geologi

Pada hakekatnya penelitian geologi teknik yang perlu dilakukan tidak hanya pada daerah sekitar tempat kedudukan calon embung yang akan dibangun, tetapi harus pula diadakan pada daerah calon tempat waduk dan sekitarnya untuk

mengidentifikasi adanya celah-celah yang mengakibatkan kebocoran ataupun kemungkinan adanya daerah-daerah yang mudah longsor (*Sliding Zones*).

Pekerjaan sementasi yang dilaksanakan pada celah-celah patahan tersebut serta pencegahan longsoran-longsorannya dalam keadaan waduk telah terisi akan membutuhkan biaya yang lebih besar. Apabila keadaan ini dibiarkan, mungkin akan terjadi kehilangan-kehilangan air yang sangat berlebihan, yang mengalir keluar dari celah-celah patahan tersebut. Selain itu dengan adanya retakan yang luas penyebarannya, dapat menyebabkan terjadinya longsoran-longsorannya berkapasitas besar, yang mungkin dapat meluncur ke dalam waduk.

Penting pula dilakukan usaha-usaha pencegahan kebocoran yang timbul di sekitar waduk, yang sering terjadi karena kurangnya perhatian terhadap patahan-patahan, retakan-retakan.

c. Pondasi

Embung urugan dapat dibangun di atas hampir semua keadaan topografi dan geologi yang dijumpai sedangkan embung beton hanya mungkin dibangun di atas pondasi yang kokoh.

Di atas batuan yang lemah (batuan sedimen seperti batuan lumpur, tufaan, dan beberapa batuan metamorf dan batuan lepas), pembangunan embung urugan akan lebih aman dibandingkan dengan embung beton. Apabila pondasi terdiri dari tanah yang lulus air atau daya dukungnya rendah, diperlukan perbaikan dengan sementasi (*grouting*). Apabila hasil perhitungan dan analisis mendapatkan angka pembiayaan sangat tinggi untuk pekerjaan perbaikan pondasinya, maka dianjurkan agar rencana tempat kedudukan (*proposed dam site*) maupun dimensinya perlu

ditelaah kembali atau meninjau kemungkinan-kemungkinan pada alternatif yang lain.

d. Bahan embung

Didasarkan atas pemikiran bahwa tipe embung yang paling ekonomis yang harus dipilih maka seyogyanya dilakukan sebagai berikut :

- Kualitas dan kuantitas bahan yang mungkin terdapat di sekitar tempat kedudukan calon embung
- Jarak pengangkutan dari daerah penggalian (*borrow* dan *quarry area*) ke tempat penimbunan calon tubuh embung.

e. Lokasi Saluran Pelimpah (*Spillway*)

Pada embung tipe urugan, kekurangan yang paling menonjol adalah lemahnya daya tahan embung tersebut terhadap limpasan (*over topping*). Dengan demikian perencanaan embung urugan harus pula diimbangi dengan perencanaan saluran pelimpah (*spillway*) yang disesuaikan dengan kala ulang perencanaan embung. Apabila harga dari bangunan pelimpah tersebut telah mendekati dari harga embung beton, maka hendaknya dipilih alternatif embung beton.

f. Tipe Embung

Dibandingkan dengan jenis-jenis lainnya, maka embung urugan memiliki keistimewaan sebagai berikut:

1. pembangunannya dapat dilakukan pada hampir semua kondisi geologi dan geografi yang dijumpai.
2. bahan untuk tubuh embung dapat digunakan batuan dan tanah yang terdapat di sekitar calon embung.

3. embung ini memiliki alas yang luas sehingga beban yang harus didukung oleh pondasi embung per satuan unit luas biasanya kecil.

Bendungan tipe urugan yang di pilih pada perencanaan embung Anom sangat peka terhadap limpasan,karena limpasan yang terjadi dapat menyebabkan jebolnya tubuh embung.Untuk mengatasi hal tersebut maka di bangun bangunan pelimpah yang berfungsi untuk menjaga muka air waduk agar tetap di bawah tinggi muka air yang di tetapkan serta mengalirkan kelebihan air yang tidak dapat di tampung lagi oleh embung.

Bangunan pelimpah merupakan katup pengaman di suatu bangunan yang berfungsi untuk mengalirkan air banjir dan mencegah kerusakan bendungan.Bangunan pelimpah haruslah mempunyai kapasitas yang memadai untuk mengalirkan banjir besar tanpa merusak bendungan atau pelengkap lainnya.

Dalam Suatu Perencanaan bangunan air,curah hujan memegang peranan penting dalam kaitanya dengan pengaruhnya terhadap besarnya limpasan dan rencana penggunaan air yang ada di sistem DAS

2.6.2 Perencanaan Ambang Pelimpah

Dalam perencanaan ini tipe ambang yang akan dipakai adalah tipe bendung pelimpah (*over flow weir*) ogee tanpa pintu. Secara hidrolis bentuk ambang ini dapat melimpahkan air dengan aman dan lancar serta dapat meningkatkan debit sesuai yang di rencanakan.

Perencanaan ambang pelimpah secara garis besar dapat di bagi dalam beberapa tahap.rumus yang di gunakan antara lain (*suyono sosrodarsono 1989:181*)

1. Debit limpahan

$$Q = C.B.H^{3/2}$$

Dimana :

C = koefisien debit bangunan pelimpah ($m^{1/2}/dt$)

B = lebar ambang bangunan pelimpah (m)

H = tinggi energi diatas ambang bangunan (m)

2. Koefisien limpahan

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a(h/Hd)}{1 + a(h/Hd)} \dots\dots\dots(2-26)$$

$$a = \frac{0.6 - 0.0416(Hd/H)^{0.99}}{1 + 0.0416(Hd/H)^{0.99}}$$

dengan:

C = koefisien limpahan

H = tinggi air di atas mercu pelimpah

Hd = tinggi tekanan rencana di atas mercu pelimpah

a = konstanta (di peroleh pada saat h = Hd)

H = tinggi pelimpah

Biasanya penggunaan koefisiien C =2,0 s/d 2,1 sudah cukup memadai

(Suyono Sosrodarsono, 1989:181).

3. Penentuan Panjang efektif pelimpah

Panjang efektif pelimpah (L_e) dapat ditentukan dengan persamaan:

$$L_{eff} = L - 2(nK_p + K_a)H_1 \dots\dots\dots (2-27)$$

Dimana:

L_{eff} = panjang efektif pelimpah

L = panjang pelimpah sesungguhnya

\underline{n} = jumlah pilar di atas mercu

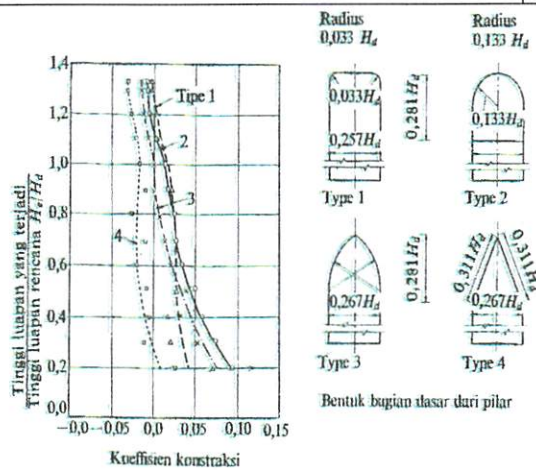
K_p = koefisien kontraksi pilar

K_a = koefisien kontraksi pada dinding samping

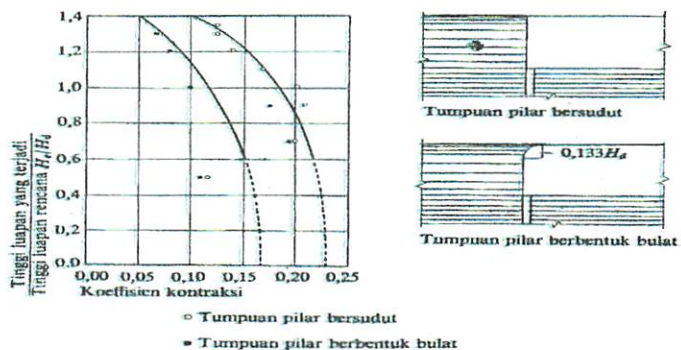
H_1 = tinggi tekanan total di atas mercu pelimpah

Tabel 2.5 Harga-harga Koefisien Kontraksi

<i>Type Pilar</i>	<i>Kp</i>
Pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0.1	0.02
Pilar berujung bulat	0.01
Pilar berujung runcing	0
<i>Type Abutment</i>	<i>Ka</i>
Abutment segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke	0.20
Abutment bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0.5 H_1 > r > 0.15 H_1$	0.10
Abutment bulat dimana $r > 0.15 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah	0



Gambar 2.2: Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan dengan bentuk depan masing masing pilar)



Gambar 2.3 : Koefisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpunya

2.6.3. Perencanaan Saluran Transisi

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*) di bagian hilir saluran dan memberikkan kondisi yang paling menguntungkan (*Suyono Sosrodarsono, 1989:203*).

Untuk menjaga agar dari saluran transisi yang akan mengalir ke saluran peluncur dalam kondisi hidrolis yang baik, maka pada hilir saluran transisi direncanakan terjadi aliran kritis. Dalam perhitungan saluran transisi direncanakan terjadi aliran kritis. Dalam perhitungan saluran transisi digunakan rumus: (*Ven Te Chow, 1992:36*)

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_c + \frac{v_c^2}{2g} + k \frac{v_1^2 - v_c^2}{2g} + hm \dots\dots\dots(2-28)$$

dimana :

d_1 = kedalaman aliran di awal saluran

v_1 = kecepatan aliran diawal saluran

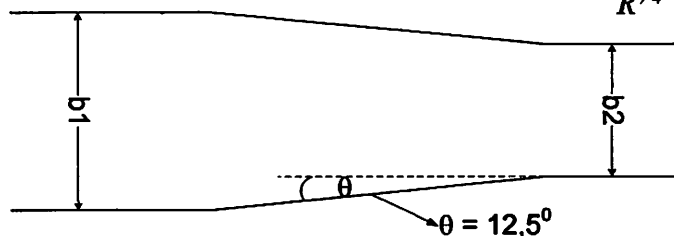
d_c = kedalaman aliran kritis di akhir saluran

v_c = kecepatan kritis di akhir saluran

k = koefisien kehilangan akibat perubahan penampang

g = percepatan gravitasi

hm = kehilangan tinggi tekan akibat gesekan = $\Delta L * \frac{n^2 * v^2}{R^{3/4}}$



Gambar 2.4:Skema Bagian Saluran Transisi Pada Bangunan Pelimpah

2.6.4 Perencanaan Saluran Peluncur

Saluran peluncur diusahakan memiliki trase yang lurus. Perhitungan muka air pada trase saluran ini pada dasarnya sama dengan perhitungan pada saluran transisi, hanya saja dalam hal ini tinggi tekan akibat turbulensi diabaikan mengingat bentuk salurannya yang prismatis.

Setelah mengetahui tinggi muka air pada bagian hulu peluncur, maka tahapan selanjutnya ialah menentukan kemiringan dan panjang saluran peluncur. Penentuan kemiringan dan panjang peluncur ditentukan dari keadaan topografinya. Kemiringan saluran peluncur diusahakan sama dengan kemiringan lahan, dengan maksud agar galian yang dibutuhkan tidak terlalu besar.

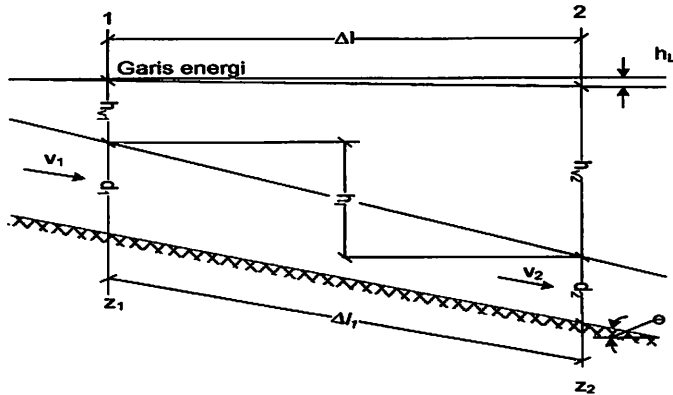
Dengan menggunakan persamaan Bernouli, diperoleh keadaan aliran pada hilir saluran peluncur sebagai berikut:

Persamaan Bernouli:

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_e + h_f \dots\dots\dots(2-29)$$

Dimana:

- Y_1 : kedalaman air di hulu saluran
- Y_2 : kedalaman air di hilir saluran
- V_1 : kecepatan air di hulu saluran
- V_2 : kecepatan air di hilir saluran
- h_e : kehilangan energi akibat perubahan penampang
- h_f : kehilangan energi akibat friksi salura = $S_f \cdot \Delta x$



Gambar 2.5: Sketsa Penampang Memanjang pada saluran peluncur

2.6.5 Perencanaan Peredam Energi

Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi kedalam sungai, maka aliran yang berada dalam kondisi superkritis harus diperlambat dan diubah dalam kondisi sub-kritis. Hal ini untuk mengurangi besarnya energi gerusan yang tinggi dalam aliran tersebut hingga mencapai tingkat yang normal, sehingga aliran tersebut tidak membahayakan kestabilan alur sungai. Untuk mengurangi energi tersebut, dibuat suatu bangunan peredam energi pencegah gerusan.

Berdasarkan dengan tipe bendungan urugan dan kondisi topografi serta sistim kerjanya maka peredam energi mempunyai berbagai tipe, antara lain :

- Tipe Loncatan
- Tipe Kolam Olakan
- Tipe Bak Pusaran

Pertimbangan dalam menentukan tipe peredam energi adalah :

- Gambaran karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
- Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendungan.

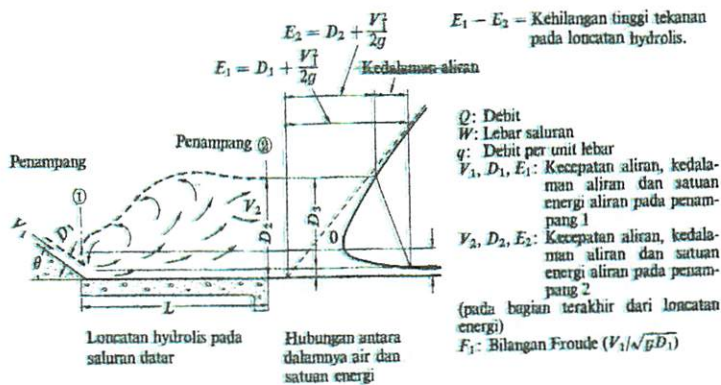
- Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruktif dari bangunan pelimpah.
- Kondisi-kondisi topografi, geologi dan hidrolika di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.
- Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai di sebelah hilir.

Pada perencanaan ini di gunakan peredam energi jenis kolam olakan. Adapun peredam energi jenis olakan datar itu sendiri mempunyai empat macam tipe yang di bedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya (Suyono sosrodarsono, 1989:216)

yaitu:

1. Kolam olakan datar tipe I

Tipe ini digunakan untuk debit yang kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olakannya berdimensi kecil. Tipe ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut.

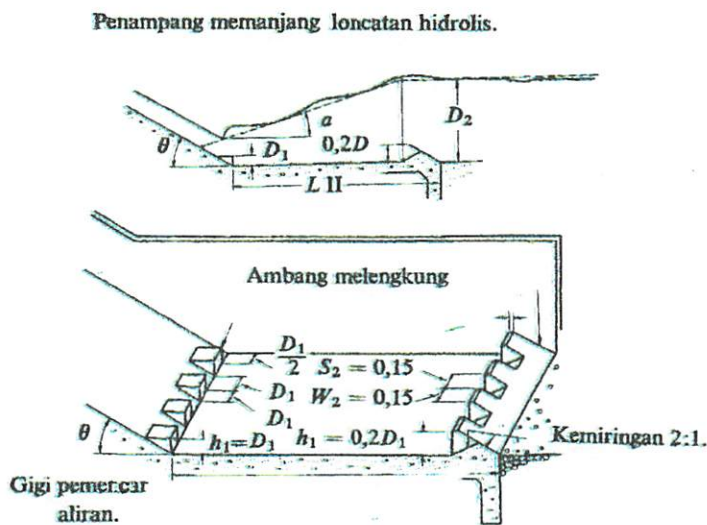


Gambar 2.6: Bentuk Kolam Olakan Datar tipe 1

2. Kolam olakan datar tipe II

Kolam olakan ini dilengkapi dengan gigi-gigi pemencar aliran di pinggir hulu dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya. Kolam olakan tipe ini digunakan untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan dengan debit yang besar ($q = 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, tekanan hidrostatis $> 60 \text{ m}$ dan bilangan froude > 4.5)

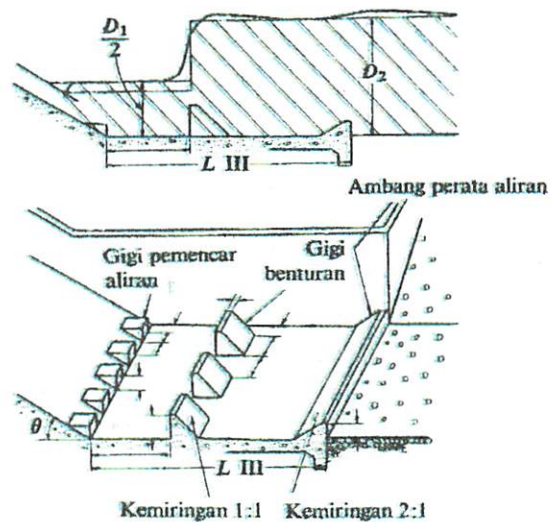
Gigi-gigi pemencar aliran berfungsi untuk untuk lebih meningkatkan efektifitas peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut. Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan tipe urugan dan penggunaanya cukup luas.



Gambar 2.7: Bentuk kolam Olakan datar tipe II

3. Kolam olakan datar tipe III

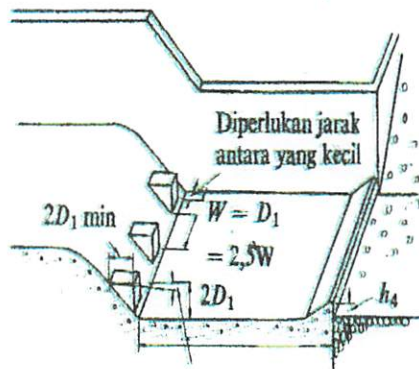
Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan ini sangat mirip dengan sistim kerja kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18.5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan froude > 4.5). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi-gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi-gigi penghadang aliran pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah



Gambar 2.8 : Bentuk Kolam Olakan Datar tipe III

4. Kolam olakan datar tipe IV

Sistim kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistim kerja kolam olakan tipe III, tetapi penggunaannya yang cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan froude antar 2.5 s/d 4.5. Biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah.



Puncak gigi pemencar aliran hendaknya dibuat 5° condong ke hilir. Jarak antara dua gigi pemencar = $2,5 W$

Gambar 2.9 : Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV

2.7 Analisa Stabilitas

Pada perencanaan ambang pelimpah perlu dilakukan kontrol-kontrol stabilitas yang meliputi :

2.7.1 Stabilitas terhadap guling

Kontrol stabilitas terhadap momen guling menggunakan rumus :

a. Keadaan Normal : $SF = \frac{Mt}{Mg} > 1,5$ (2-30)

b. Keadaan gempa : $SF = \frac{Mt}{Mg} > 1,1$ (2-31)

Dalam hal ini :

SF = angka keamanan

Mt = momen tahan (kN.m)

Mg = momen guling (kN.m)

2.7.2 Stabilitas terhadap geser

Untuk mengetahui stabilitas terhadap geser digunakan persamaan :

$$SF = \frac{C.A + \sum V.\tan\phi}{H} > 1,1 \text{(2-32)}$$

dimana :

SF = angka keamanan

ΔV = jumlah gaya-gaya vertikal

ΔH = jumlah gaya-gaya horisontal

θ = sudut geser antara pondasi dengan tanah pondasi

C = kohesi antara pondasi dengan tanah pondasi

A = luas pembebanan efektif

2.7.3 Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Untuk menentukan stabilitas terhadap daya dukung tanah biasanya berdasarkan anggapan bahwa tanah pondasi merupakan bahan elastis (Sosrodarsono, 1981 : 89).

$$e = \left| \frac{\sum Mv - \sum Mh}{V} - \frac{L}{2} \right| \dots\dots\dots(2-33)$$

jika $e < \frac{L}{6}$, maka : $\sigma_{\max}/\min = \frac{\sum V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) > \bar{\sigma}$

jika $e > \frac{L}{6}$, maka : $\sigma_{\max} = \frac{2\sum V}{L.X} < \bar{\sigma}$

$$X = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

dimana :

σ = besar reaksi daya dukung tanah (t/m^3)

e = eksentrisitas pembebanan (m)

ΣV = jumlah gaya vertikal (ton)

B = lebar pondasi (m)

A = luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

X = lebar efektif dari kerja reaksi pondasi (m)

$\bar{\sigma}$ = daya dukung tanah yang diijinkan (ton/m^2)

Analisis pembebanan ditinjau pada 2 kondisi yaitu pada kondisi normal dan kondisi gempa pada saat muka air kosong, muka air normal dan muka air banjir.

BAB III

METODOLOGI

3.1 Gambaran Daerah Studi

Lokasi perencanaan Embung Anom terletak pada sungai Welang, Desa Sanganom yang mempunyai Luas DAS seluas 4.995 km² dengan panjang sungai utama 5.403 km. Embung Anom terletak di Dk Tanjunganom Desa Sanganom Kecamatan Nguling Kabupaten Pasuruan, secara geografis lokasi rencana Embung Anom terletak pada posisi antara 112°33'55" – 113°03'37" Bujur Timur dan antara 7°32'34" – 7°57'20" Lintang Selatan.

3.2 Pengumpulan Data

3.2.1 Peta Topografi daerah study

Peta topografi dan geologi daerah study di peroleh dari dinas pengairan Pasuruan. Peta topografi berguna sebagai sumber informasi keadaan topografi pada proyek Embung Anom. Lokasi embung Anom secara morfologi merupakan daerah Perbukitan yang bergelombang, dengan ketinggian berkisar elevasi +115.00 m di atas permukaan laut. Sedangkan rencana as Embung Anom terletak pada sungai welang dengan elevasi sungai terendah +110.00 m di atas permukaan air laut.

3.2.2 Data teknis embung

Adapun data-data teknis yang di perlukan pada perencanaan adalah sebagai berikut:

- ◆ Elevasi mercu pelimpah sama dengan elevasi dasar saluran pelimpah. Elevasi pelimpah ditentukan berdasarkan kapasitas/volume embung yang direncanakan berdasarkan ketersediaan air, kebutuhan air dan juga kondisi topografi yang ada.

Untuk Embung Anom volume tampungan yang dibutuhkan telah dianalisa pada perhitungan keseimbangan air (water balance) di tetapkan yaitu sebesar 41297.578 m³ yang diperoleh pada elevasi + 112.0 m.

- ◆ Adapun untuk dimensi Tubuh Embung Anom itu sendiri Adalah Sebagai berikut:

a. Tinggi Embung

- Elevasi Puncak Embung : + 114.00
- Tinggi Embung : 10.00 m

b. Panjang Embung

- Panjang Tubuh Embung : 65.52 m

c. Lebar Mercu Tubuh Embung

- Lebar mercu tubuh embung : 3.00 m

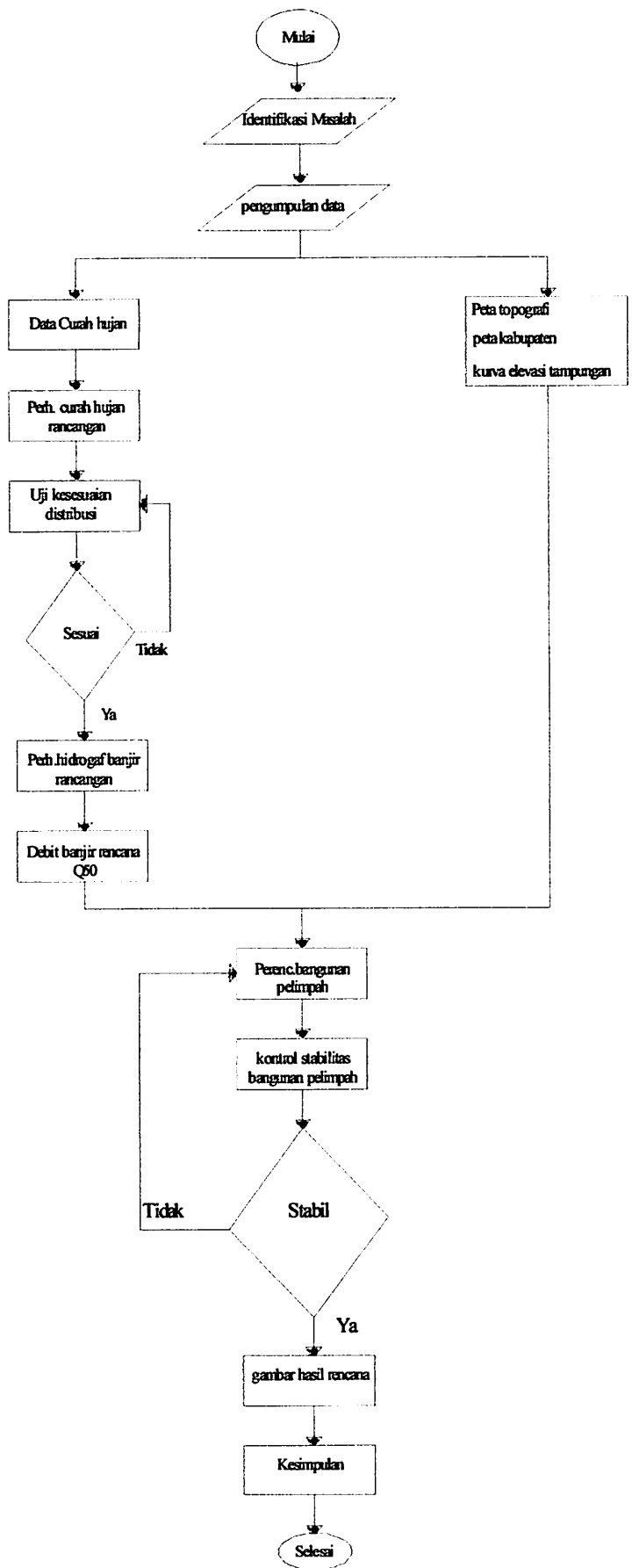
3.3 Prosedur Perencanaan

Langkah-langkah yang diambil dalam studi ini adalah sebagai berikut :

1. Melakukan Studi pustaka untuk mencari teori-teori yang di gunakan sebagai penunjang dalam penulisan skripsi ini.
2. Pengumpulan data-data untuk keperluan analisis, seperti data topografi, data geologi, data kebutuhan air irigasi
3. Pengolahan data yang di lakukan untuk menentukan dimensi bangunan pelimpah di mulai dari proses analisis hidrolika banguna pelimpah dengan menghitung analisa hidrologi terlebih dahulu.
4. Analisa Hidrolika
 - a) Elevasi mercu Bendung
 - b) Menghitung lebar efektif bending
 - c) Menghitung koefisien debit (C) dan tinggi tekan rencana (Hd) dengan cara coba
 - d) Menghitung debit yang melewati pelimpah
 - e) Merencanakan ambang pelimpah
 - f) Merencanakan saluaran transisi
 - g) Merencanakan saluran peluncur dan analisa hidrolika pada saluran peluncur

- h) Merencanakan peredam energi dan analisa hidrolika pada bangunan peredam energy
- i) Analisa Stabilitas kontruksi bangunan pelimpah berupa kontrol stabilitas terhadap geser,guling,dan daya dukung tanah.

**DIAGRAM ALIR PENYELSAIAN TUGAS AKHIR
PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH EMBUNGAN MDI KABUPATEN
PASURUAN**



BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Curah Hujan Rerata Maksimum

Lokasi studi ini termasuk pada daerah aliran kali welang sehingga data curah hujan yang dipergunakan adalah dari stasiun hujan kawedanan grati, stasiun hujan Ranugrati dan stasiun Hujan nguling.dengan periode pengamatan 1999-2009. Adapun data dan Hasil perhitungan curah hujan harian maksimum dapat di lihat pada tabel 4.1

Tabel 4.1 Curah Hujan Harian Maksimum

No.	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum			CH Rerata Harian Maks	probability p (%)
		St. Kwdn Grati	St. Ranugrati	St.Nguling		
1	2002	73	40	80	64	8.33
2	2000	85	69	61	72	16.67
3	2001	66	61	97	75	25.00
4	2004	71	69	96	79	33.33
5	2003	91	69	93	84	41.67
6	1999	91	74	95	87	50.00
7	2006	107	118	107	111	58.33
8	2009	111	99	125	112	66.67
9	2005	77	131	151	120	75.00
10	2007	132	149	145	142	83.33
11	2008	71	93	264	143	91.67

sumber :Hasil Perhitungan

4.1.1 Curah Hujan Rerata Daerah

4.1.1.1 Perhitungan Curah Rujan Rerata Daerah Metode Poligon Thiessen

Setelah diketahui curah hujan maksimum dari setiap stasiun, kemudian dikalikan dengan faktor prosentase luas daerah pengaruh tiap stasiun. Dari hasil perkalian faktor presentase luas dengan curah hujan yang terjadi, hasilnya di jumlahkan. Kemudian dipilih nilai yang terbesar.

$$\text{Luas total daerah (A)} = 4,9946 \text{ km}^2$$

Luas daerah yang diwakili dari masing-masing stasiun :

$$\text{- Stasiun Nguling (A}_1\text{)} = 17468750000\text{cm}^2 = 1,746875\text{km}^2$$

$$\text{- Stasiun Ranugrati (A}_2\text{)} = 634375000\text{cm}^2 = 0,6234375 \text{ km}^2$$

$$\text{- Stasiun Kawedanan grati (A}_3\text{)} = 26243750000\text{cm}^2 = 2,624375 \text{ km}^2$$

$$W_1 = \frac{A_1}{A} = \frac{1,746875}{4,9946} = 0,3498$$

$$W_2 = \frac{A_2}{A} = \frac{0,62343}{4,9946} = 0,1248$$

$$W_3 = \frac{A_3}{A} = \frac{2,62437}{4,9946} = 0,5254$$

Contoh perhitungan

$$\frac{(91 \cdot 0,3498) + (74 \cdot 0,1248) + (95 \cdot 0,5254)}{0,3498 + 0,1248 + 0,5254} = 90,98 \text{ mm}$$

Tabel 4.2 Curah Hujan Rerata Daerah Metode polygon Thiessen

Tahun	Curah Hujan (mm)			W1.R1	W2.R2	W3.R3	Curah Hujan Rerata Daerah
	R1	R2	R3	0.3498	0.1248	0.5254	$X1=(W1.R1)+(W2.R2)+(W3.R3)$
1999	91	74	95	31.83	9.24	49.91	90.98
2000	85	69	61	29.73	8.61	32.05	70.39
2001	66	61	97	23.09	7.63	50.96	81.68
2002	73	40	80	25.54	4.99	42.03	72.56
2003	91	69	93	31.83	8.61	48.61	89.05
2004	71	69	96	24.69	8.61	50.45	83.75
2005	77	131	151	26.93	16.35	79.28	122.56
2006	107	118	107	37.43	14.73	56.22	108.37
2007	132	149	145	46.17	18.60	76.18	140.95
2008	71	93	264	24.84	11.61	138.71	175.15
2009	111	99	125	38.83	12.36	65.68	116.86

Sumber Hasil perhitungan

4.2 Curah Hujan Rencana Dengan Metode Log Pearson Tipe III

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan terjadi yang tertentu. Metode perhitungan pendekatan yang di pergunakan dalam peencanaan ini adalah metode Log pearson III.

Tabel 4.3 Curah Hujan rencana dengan Metode Log pearson tipe III

No	Tahun	X (mm)	P (%)	Log X	Log X - Log X	(Log X - Log X) ²	(Log X - Log X) ³
1	2002	64.33	8.333	1.808	-0.171	0.0292	-0.0050
2	2000	71.67	16.667	1.855	-0.124	0.0153	-0.0019
3	2001	74.70	25.000	1.873	-0.106	0.0112	-0.0012
4	2004	78.52	33.333	1.895	-0.084	0.0071	-0.0006
5	2003	84.17	41.667	1.925	-0.054	0.0029	-0.0002
6	1999	86.67	50.000	1.938	-0.041	0.0017	-0.0001
7	2006	110.67	58.333	2.044	0.065	0.0042	0.0003
8	2009	111.50	66.667	2.047	0.068	0.0046	0.0003
9	2005	119.65	75.000	2.078	0.099	0.0098	0.0010
10	2007	142.00	83.333	2.152	0.173	0.0300	0.0052
11	2008	142.67	91.667	2.154	0.175	0.0307	0.0054
Jumlah				21.771		0.1466	0.0032
Rerata				1.979		0.0133	0.0003

Sumber : hasil perhitungan

1. Rata- rata logaritma

$$\begin{aligned} \overline{\log x} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i \\ &= \frac{21.771}{11} = 1.979 \end{aligned}$$

2 Nilai Simpangan baku (S)

$$\begin{aligned} S &= \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0.1466}{10}} = 0.1211 \end{aligned}$$

3 koefisien kepengcengan

$$C_s = \frac{n \times \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1) \times (n-2) \times (S)^3}$$
$$= \frac{11 \times 0.0032}{(11-1) \times (11-2) \times (0.1211)^3}$$
$$= 0.2219$$

4 Curah hujan rencana kala ulang 10 tahun

$$\text{Log } X_t = \text{Log } X + G \cdot S_d$$
$$= 1.979 + G \cdot 0.1211$$

Harga G dapat di peroleh dengan cara interpolasi pada tabel faktor frekuensi G untuk distribusi Log pearson tipe III koefisien asimetris C_s positif, yaitu:

$$C_s 0 = 0.2 \quad G 0 = 1.301$$

$$C_s 1 = 0.3 \quad G 1 = 1.309$$

$$G = 1.301 + \frac{(0.2219) - 0}{(0.3) - 0} \times (1.309 - 1.301)$$
$$= 1.3028$$

$$\text{Log } X_t = 1.979 + (1.3028 \times 0.1211)$$

$$= 2.13693$$

$$X_t = 137.066 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan di sajikan pada tabel 4.4 sebagai berikut:

Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Curah hujan Rencana Metode Log pearson III

Tr	Pr	G	G.Sd	Log Rr	Rr
2	50	-0.0367	-0.00445	1.97473	94.3466
5	20	0.8287	0.10035	2.07953	120.0952
10	10	1.3028	0.15776	2.13693	137.0675
20	5	1.6508	0.19991	2.17908	151.0358
50	2	2.1704	0.26283	2.24200	174.5841
100	1	2.4878	0.30127	2.28044	190.7389

Sumber: Hasil Perhitungan

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang di perkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut di perlukan uji kesesuaian distribusi parameter.pengujian parameter yang di sajikan dalam sub bab ini adalah:

4.3 Uji Kesesuaian distribusi

4.3.1 Uji Distribusi Chi-kuadrat

Dari distribusi (sebaran) Kai-Kuadrat, dengan penjabaran seperlunya, dapat diturunkan :

$$x^2 = \sum \frac{(E_f - O_j)^2}{E_f} \dots\dots\dots(2-10)$$

Dengan :

X^2 = Harga Kai-Kuadrat

E_f = Frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya

O_j = Frekuensi terbaca pada kelas yang sama.

Nilai X^2 yang terdapat ini harus lebih kecil dari harga X^2_{cr} (Kai-Kuadrat kritis) pada Tabel 2.3., untuk satu derajat nyata tertentu (*level of significance*), yang sering diambil sebesar 5%.

Derajat kebebasan dapat dihitung dengan :

$$DK = K - (P+1) \dots\dots\dots(2-11)$$

Dengan :

DK = Derajat kebebasan

K = banyaknya kelas

P = Banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter, yang untuk sebaran Kai-Kuadrat adalah sama dengan dua

✓ Pengujian Chi kuadrat

1. Penentuan jumlah kelas :

$$\begin{aligned} K &= 1 + 3,322 \log n \\ &= 1 + 3,322 \log (11) \\ &= 4,459 \approx 4 \end{aligned}$$

2. Penentuan range atau jumlah kelas

$$\begin{aligned} R &= \text{nilai data terbesar} - \text{nilai data terkecil} \\ &= 142.67 - 64.33 \\ &= 78.34\text{mm} \end{aligned}$$

3. Penentuan interval kelas

$$\begin{aligned} I &= \frac{R}{k} \\ &= \frac{78.34}{4} \\ &= 19.59 \end{aligned}$$

4. Pembagian Interval

$$P1 = \text{nilai data terkecil} + \text{Interval kelas}$$

$$= 64.33 + 19.59$$

$$= 83,92 \text{ mm}$$

$$P2 = 83,92 + 19.59$$

$$= 103.51 \text{ mm}$$

$$P3 = 103.51 + 19.59$$

$$= 123.1 \text{ mm}$$

$$P4 = 123.1 + 19.59$$

$$= 142.69 \text{ mm}$$

Tabel 4.5 Uji Chi - Kuadrat

Interval (p)	O _i	E _i	(O _i - E _i)	(O _i - E _i) ²
P < 83.92	4	2,75	1,25	1.56
83.92 < P < 103.51	2	2,75	-0.75	0.56
103.51 < P < 123.1	3	2,75	0.25	0,063
123.1 < P < 142.69	2	2,75	-0.75	0,56
Jumlah	11	11		2.274

1. Menentukan E_i (sebaran)

$$E_i = \frac{n}{k}$$

$$= \frac{11}{4}$$

$$= 2,75$$

2. Mencari derajat kebebasan

$$Dk = k - (p + 1)$$

$$= 4 - (2 + 1)$$

$$= 1$$

Dengan menggunakan derajat kepercayaan (α) = 5 % dan nilai Dk = 1 sehingga berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi chi - kuadrat diperoleh nilai derajat kepercayaan sebesar 3,841.

3. Uji kecocokan

Untuk derajat kebebasan (α) = 5 %

$$= X^2 \text{ hitungan} < X^2 \text{ tabel}$$

$$= \frac{\sum (O_i - E_i)^2}{E_i} < 3,841$$

$$= \frac{2.274}{11} < 3,841$$

$$= 0,207 < 3,841$$

Jadi, dari hasil pengujian chi - kuadrat, maka persamaan log pearson tipe III yang digunakan untuk cara analitis.

4.3.2 Uji Distribusi Smirnov Kolmogorov

Tabel 4.6 Uji Distribusi Smirnov Kolmogorov

No.	X	Log X	K	Pr (%)	Px	Sn	Sn -Px
1	64.33	1.8084	-1.4099	92.388	0.0761	0.0833	0.0072
2	71.67	1.8553	-1.0228	84.255	0.1574	0.1667	0.0092
3	74.70	1.8733	-0.8741	80.580	0.1942	0.2500	0.0558
4	78.52	1.8950	-0.6951	74.267	0.2573	0.3333	0.0760
5	84.17	1.9252	-0.4460	65.085	0.3492	0.4167	0.0675
6	86.67	1.9379	-0.3412	61.223	0.3878	0.5000	0.1122
7	110.67	2.0440	0.5355	30.165	0.6984	0.5833	0.1150
8	111.50	2.0473	0.5624	29.232	0.7077	0.6667	0.0410
9	119.65	2.0779	0.8155	20.459	0.7954	0.7500	0.0454
10	142.00	2.1523	1.4295	8.543	0.9146	0.8333	0.0812
11	142.67	2.1543	1.4463	8.350	0.9165	0.9167	0.0002

D P maks	=	0.115	
Derajat Signifikan Tingkat kepercayaan	=	5	%
Banyak data	=	95	%
D kritis	=	11	
D P maks < D kritis	=	0.396	
		<u>HIPOTESIS DITERIMA</u>	

4.4 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Perhitungan distribusi hujan jam-jaman menggunakan rumus Mononobe menggunakan persamaan :

$$T = 1 \text{ jam} \quad \rightarrow \quad R_{t1} \quad = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{1} \right)^{2/3} = 0,3840 R_{24}$$

$$T = 2 \text{ jam} \quad \rightarrow \quad R_{t1} \quad = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,3212 R_{24}$$

$$\begin{aligned} R_{T1} &= R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)} \\ &= 1 \cdot 0,384 R_{24} - (1-1) \cdot R_{0(1-1)} = 0,384 \cdot R_{24} \end{aligned}$$

$R_{24} = 100\%$ maka $R_1 = 38.40\%$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.10

Tabel. 4.7 Distribusi Hujan Jam-Jaman

jam ke	1	2	3	4	5	6
Rasio (%)	38.40	32.12	13.70	8.74	5.32	1.71

Sumber: Hasil Perhitungan

4.5 Perhitungan Hujan Netto

Berdasarkan hasil perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III pada tabel 3.3 dan perhitungan distribusi hujan jam-jaman pada tabel 3.6 maka hujan netto dapat dihitung sebagai berikut :

Untuk kala ulang 10 tahun :

Dengan :

$$\text{Curah hujan rancangan 10 tahun} \quad = 137.0675 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien pengaliran } (\alpha) \quad = 0.7$$

Maka :

$$R_n = C \times R$$

$$R_n = 0,7 \times 137.0675$$

$$= 95.9472 \text{ mm}$$

Perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel 4.6

Tabel 4.8 Intensitas Curah Hujan Dan hasil Perhitungan Hujan Netto

Waktu Jam	Ratio (%)	Curah Hujan Tiap Jam(mm/hari)					
		2 th	5 th	10 th	20 th	50 th	100 th
1	38.40	25.36	32.28	36.84	40.59	46.92	51.26
2	32.12	21.21	27.00	30.82	33.96	39.26	42.89
3	13.70	9.05	11.52	13.15	14.49	16.75	18.30
4	8.74	5.77	7.35	8.39	9.24	10.69	11.67
5	5.32	3.51	4.47	5.11	5.63	6.50	7.11
6	1.71	1.13	1.44	1.64	1.81	2.09	2.28
Hujan Rencana (mm)		94.3466	120.095	137.067	151.036	174.584	190.739
Koefisien pengaliran		0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Hujan Netto (mm)		66.0426	84.0666	95.9472	105.725	122.209	133.517

Sumber : Hasil Perhitungan

4.6 Perhitungan Hidrogaf Satuan

Pada studi ini dalam menentukan hidrogaf banjir rencana di gunakan metode hidrogaf satuan sintetis nakayasu, Berdasarkan peta daerah aliran sungai embung Anom yang di peroleh dari data Proyek luas DAS = 4.955 km² dan panjang sungai = 5.403 km

❖ Menentukan T_g (Time Log)

Berdasarkan data pada peta yang ada diketahui panjang sungai welang adalah 5.403 km. sehingga T_g dapat dihitung. Untuk L < 15 km

$$\begin{aligned} T_g &= 0,21 \cdot L^{0,7} \\ &= 0.684 \text{ jam} \end{aligned}$$

❖ Menhitung Tr

$$\begin{aligned} T_r &= (0,5 \sim 1,0) \times T_g \\ &= 1 \times 0.684 = 0.684 \text{ jam} \end{aligned}$$

❖ Menghitung T_p (*time to peak*)

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8 T_r \\ T_p &= 0,684 + 0,8 \cdot 0.684 \\ &= 1,231 \text{ jam} \end{aligned}$$

❖ Menghitung parameter α

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{0,47 \cdot (AL)^{0,25}}{t_g} \\ &= \frac{0,47 \cdot (4,955 \cdot 5,403)^{0,25}}{0,684} = 2 \text{ jam} \end{aligned}$$

❖ Menghitung T_{0,3}

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot T_g \\ &= 2 \cdot 0,684 = 1.368 \text{ jam} \end{aligned}$$

❖ Menghitung debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3,6 \cdot (0,3T_p + T_{0,3})} \quad \text{dimana } R_0 \text{ diambil } 1\text{mm maka}$$

$$= 0,799 \text{ m}^3/\text{dt}$$

❖ Menghitung persamaan hidrograf satuan sebagai berikut :

Pada kurva naik dengan interval $0 \leq t < T_p$

$$\circ \quad 0 \leq t < T_p \quad \rightarrow 0 \leq t < 1,231$$

$$Q_t = Q_p \cdot \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4}$$

$$= 0,799 \cdot \left[\frac{t}{1,231} \right]^{2,4} = 0$$

Untuk kurva turun

$$\circ \quad T_p \leq t < (T_p + T_{0,3}) \quad \rightarrow 1,231 \leq t < 2,599$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3 \wedge \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right)$$

$$= 0,799 \cdot 0,3 \wedge \left(\frac{t - 1,231}{1,368} \right) = 0,6543$$

$$\circ \quad (T_p + T_{0,3}) \leq t < (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) \quad \rightarrow 2,599 \leq t < 4,651$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3 \wedge \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right)$$

$$= 0,799 \cdot 0,3 \wedge \left(\frac{t - 1,231 + 0,5 \cdot 1,368}{1,5 \cdot 1,368} \right) = 0,3045$$

$$\circ \quad t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) \quad \rightarrow t \geq 4,651$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3 \wedge \left(\frac{t - T_p + 1,5T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right)$$

$$= 0,799 \cdot 0,3 \wedge \left(\frac{t - 1,231 + 1,5 \cdot 1,368}{2 \cdot 1,368} \right) = 0,2714$$

Tabel 4.9 perhitungan Hidrograf satuan sintetik Nakayasu

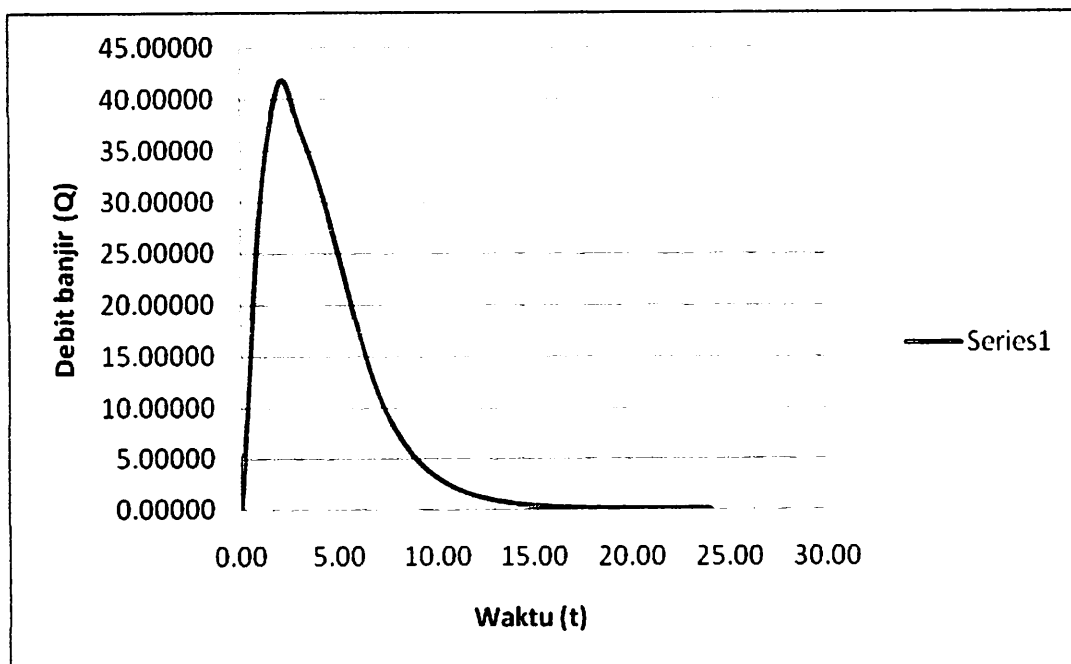
t (jam)	Q (m ³ /dt)	Keterangan
0	0.00000	$Q_t = Q_p (t/T_p)^{2.4}$
1	0.65429	$Q_{t1} = Q_p * 0.3^{(t-T_p/T_0.3)}$
2	0.34050	$Q_{t2} = Q_p * 0.3^{((t-T_p+0.5*T_0.3)/1.5*T_0.3)}$
3	0.27137	$Q_{t3} = Q_p * 0.3^{((t-T_p+1.5*T_0.3)/2*T_0.3)}$
4	0.17476	
5	0.11255	
6	0.07248	
7	0.04668	
8	0.03006	
9	0.01936	
10	0.01247	
11	0.00803	
12	0.00517	
13	0.00333	
14	0.00214	
15	0.00138	
16	0.00089	
17	0.00057	
18	0.00037	
19	0.00024	
20	0.00015	
21	0.00010	
22	0.00006	
23	0.00004	
24	0.00003	

Sumber Hasil Perhitungan

Selanjutnya dilakukan perhitungan banjir rencana kala ulang 50 tahun yang disajikan dalam tabel 4.8

Tabel 4.10 Hidrograf banjir metode nakayasu kala ulang 50 tahun

t (jam)	U (t,1) (m ³ /dt)	Q akibat hujan netto (m ³ /dt)						Base Flow (m ³ /dt)	Q banjir (m ³ /dt)
		R1	R2	R3	R4	R5	R6		
0.00	0.00000	46.92	39.26	16.75	10.69	6.50	2.09	0.01600	0.01600
1.00	0.65429	30.70117	0.00000					0.01600	30.71717
2.00	0.34050	15.97723	25.68563	0.00000				0.01600	41.67886
3.00	0.27137	12.73328	13.36709	10.95819	0.00000			0.01600	37.07456
4.00	0.17476	8.20036	10.65309	5.70276	6.99136	0.00000		0.01600	31.56358
5.00	0.11255	5.28112	6.86070	4.54490	3.63838	4.25561	0.00000	0.01600	24.59670
6.00	0.07248	3.40109	4.41836	2.92696	2.89966	2.21467	1.36787	0.01600	17.24461
7.00	0.04668	2.19034	2.84547	1.88499	1.86741	1.76501	0.71186	0.01600	11.28108
8.00	0.03006	1.41060	1.83251	1.21395	1.20263	1.13668	0.56732	0.01600	7.37971
9.00	0.01936	0.90844	1.18016	0.78180	0.77451	0.73204	0.36536	0.01600	4.75830
10.00	0.01247	0.58505	0.76003	0.50349	0.49879	0.47144	0.23530	0.01600	3.07009
11.00	0.00803	0.37678	0.48947	0.32425	0.32123	0.30361	0.15153	0.01600	1.98287
12.00	0.00517	0.24265	0.31522	0.20882	0.20687	0.19553	0.09759	0.01600	1.28268
13.00	0.00333	0.15627	0.20301	0.13448	0.13323	0.12592	0.06285	0.01600	0.83176
14.00	0.00214	0.10064	0.13074	0.08661	0.08580	0.08110	0.04048	0.01600	0.54135
15.00	0.00138	0.06481	0.08420	0.05578	0.05526	0.05223	0.02607	0.01600	0.35433
16.00	0.00089	0.04174	0.05422	0.03592	0.03559	0.03363	0.01679	0.01600	0.23389
17.00	0.00057	0.02688	0.03492	0.02313	0.02292	0.02166	0.01081	0.01600	0.15632
18.00	0.00037	0.01731	0.02249	0.01490	0.01476	0.01395	0.00696	0.01600	0.10637
19.00	0.00024	0.01115	0.01448	0.00959	0.00951	0.00898	0.00448	0.01600	0.07420
20.00	0.00015	0.00718	0.00933	0.00618	0.00612	0.00579	0.00289	0.01600	0.05348
21.00	0.00010	0.00462	0.00601	0.00398	0.00394	0.00373	0.00186	0.01600	0.04014
22.00	0.00006	0.00298	0.00387	0.00256	0.00254	0.00240	0.00120	0.01600	0.03155
23.00	0.00004	0.00192	0.00249	0.00165	0.00164	0.00155	0.00077	0.01600	0.02601
24.00	0.00003	0.00124	0.00160	0.00106	0.00105	0.00100	0.00050	0.01600	0.02245



Gambar 4.1: Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

4.7 Tata Letak Bangunan Pelimpah

Bangunan Pelimpah yang di gunakan dalam perncanaan ini di pakai type bendung pelimpah (*over flow weir*) ogee tanpa pintu. Secara hidrolis bentuk ambang ini dapat melimpaskan air dengan aman dan lancar serta dapat meningkatkan debit sesuai yang telah di rencanakan.

Posisi pelimpah embung bisa di letakan di disisi kanan ataupun kiri embung, Berdasarkan geologi pada embung anom, perletakan bangunan pelimpah yang di rencanakan terletak sebelah kiri mengingat aliran sungai melengkung ke kiri pada hilir embung, maka untuk memperoleh jarak pelimpah yang lebih pendek di sarankan untuk meletakkan pelimpah pad bagian kiri embung.

4.8 Perencanaan

Elevasi ambang pelimpah di tentukan berdasarakan pada besarnya tampungan yang di butuhkan untuk memenuhi air baku penduduk, dapat di lihat pada grafik lengkung kapasitas Embung Anom, luas area atau daerah tampungan dan tinggi elevasi muka air embung pada gambar maka elevasi ambang pelimpah atau elevasi muka air normal di tetapkan +112 m dan volume tampungan komulatif 41297,578. Debit banjir rencana untuk kala ulang 50 tahun Q_{50} adalah $41,6789 \text{ m}^3/\text{dt}$

Didasarkan pada elevasi dasar tampungan dan elevasi ambang pelimpah serta mampu mengalirkan debit banjir dengan aman maka diperoleh tinggi ambang pelimpah (H)=2 m dan lebar ambang pelimpah (L) = 10 m

4.8.1 Perencanaan Ambang Pelimpah

1. Debit limpahan

$$\begin{aligned} Q &= C.B.H^{3/2} \\ &= 2,168.10. 1.632^{3/2} \\ &= 47,118 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

2. Koefisien Limpasan

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a(h/Hd)}{1 + a(h/Hd)}$$

$$a = \frac{0.6 - 0.0416(Hd/H)^{0.99}}{1 + 0.0416(Hd/H)^{0.99}}$$

Harga C mula – mula di asumsikan 2,0 (koefisien limpahan berkisar 2,0-2,2)

(Suyono sosrodarsono 1998:181)

$$Hd = \left[\frac{Q}{C.L} \right]^{2/3} = \left[\frac{41,679}{2.10} \right]^{2/3} = 1,632m$$

Pada saat $h = Hd$ dan $C = Cd$, maka :

$$a = \frac{0.6 - 0.0416(1.632/2)^{0.99}}{1 + 0.0416(1.632/2)^{0.99}} = 0.5474$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a(h/Hd)}{1 + a(h/Hd)} = 2.1660$$

Denngan cara coba – coba di peroleh harga C Asumsi dan C hitung

Tabel 4.11 :Coba –coba nilai C dan Hd

C asumsi	Hd	a	C Hitung
2	1.6315	0.5474	2.166
2.1	1.5793	0.5490	2.167
2.168	1.5461	0.5500	2.168

Sumber : Hasil perhitungan

3. Penentuan panjang efektif pelimpah

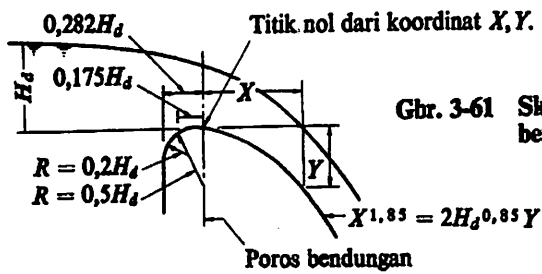
Panjang efektif pelimpah dapat di hitung dengan persamaan 2 -28. Karena pada perencanaan pelimpah untuk keadaan $h = Hd$ nilai Kp dan Ka adalah nol dan tanpa pilar maka panjang efektif pelimpah adalah sama dengan panjang total dari pelimpah itu sendiri.

$$Leff = L total = 10 \text{ meter}$$

4 Ambang pelimpah

Ambang ini berfungsi sebagai pengtur debit yang melintasi bangunan pelimpah.secara hidrolis bentuk ambang ini dapat melimpahkan air dengan lancar dan aman serta dapat meningkatkan debit sesuai dengan telah di rencanakan ogee tanpa pintu

Metode yang di gunakan untuk menentukan tipe profil hilir puncak ambang adalah dengan lengkung harrold.Dengan merencanakan bangunan mercu 1:1 dan $Hd = 1.55 \text{ m}$ maka bentuk mercu pelimpah adalah sebagai berikut:



Gbr. 3-61 Skema aliran air melintasi sebuah bendung.

Sumber: Ir Suyono Sosrodarsono, 192

a) Bentuk hulu ambang, tipe ogee hulu vertikal

$$R_1 = 0,2 \text{ hd} = 0,2 \times 1,55 = 0,31 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,5 \text{ hd} = 0,5 \times 1,55 = 0,775 \text{ m}$$

$$0,175 \text{ hd} = 0,175 \times 1,55 = 0,271 \text{ m}$$

$$0,282 \text{ hd} = 0,282 \times 1,55 = 0,437 \text{ m}$$

b) Bentuk lengkung bagian hilir di hitung dengan persamaan :

Untuk $H_d = 1,55 \text{ m}$

$$X^{1,85} = -2 \cdot H_d^{0,85} \cdot Y$$

$$X^{1,85} = -2 \cdot 1,55^{0,85} \cdot Y$$

$$Y = -0,3445 X^{1,85}$$

Perencanaan Ambang hilir menggunakan 1: 1 batas akhir lengkung di hitung sebagai berikut:

$$\frac{dy}{dx} = 0,6373 X^{0,85}$$

Titik pertemuan y dan x = 1

$$X = \left(\frac{1}{0,6373} \right)^{(1/0,85)}$$

$$X = 1.6989 \text{ m}$$

$$Y = -0.3445 X^{1.85}$$

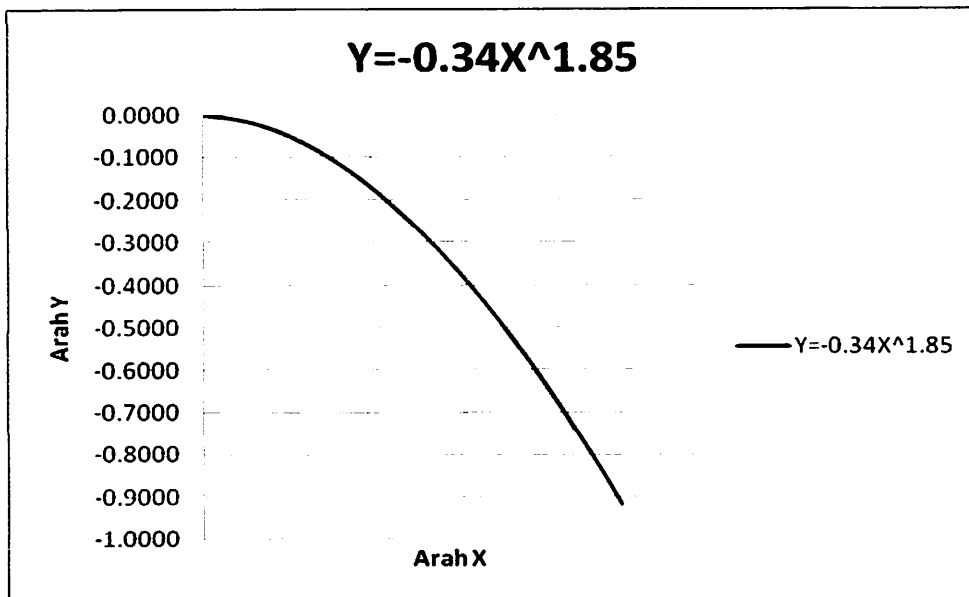
$$= -0.36045(1.6989)^{1.85}$$

$$= -0.9183 \text{ m}$$

Tabel 4.12 Hubungan X dan Y dalam lengkung Harold (1 : 1)

X	Y=-0.34X ^{1.85}	Elevasi
0.000	0.0000	112.0000
0.200	-0.0175	111.9825
0.400	-0.0632	111.9368
0.600	-0.1339	111.8661
0.800	-0.2280	111.7720
1.000	-0.3445	111.6555
1.200	-0.4827	111.5173
1.400	-0.6420	111.3580
1.600	-0.8219	111.1781
1.699	-0.9183	111.0817

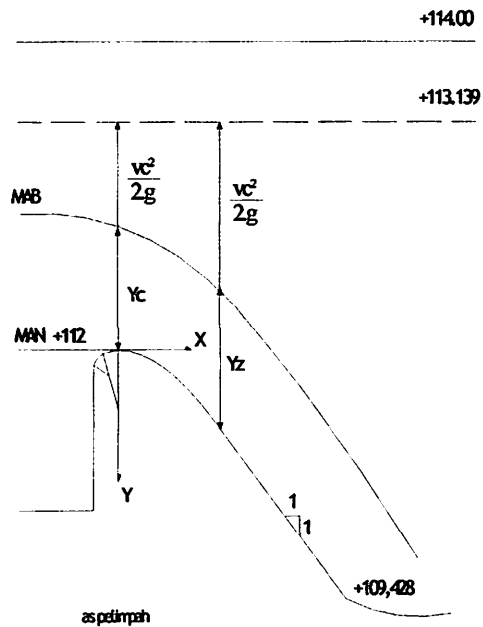
Sumber: hasil perhitungan



Gambar 4.2: Bentuk Ambang Pelimpah

5. Penentuan Tinggi Muka Air Pada Ambang Pelimpah

Contoh perhitungan:



Gambar 4.3 Skema pelimpah

Diketahui :

Debit yang melalui pelimpah (Q_{50}) = 41,679 m³/dt

Lebar pelimpah = 10.00 m

Elevasi pelimpah = + 112.00 m

Bilangan Froude kritis (f_c) = 1 (pada puncak ambang)

1. q (debit banjir persatuan lebar kolam olak)

$$q = \frac{Q_{50}}{B}$$
$$= \frac{41,679}{10} = 4,17 \text{ m}^3/\text{dt}$$

2. Y_c (ketinggian Kritis)

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$
$$= \sqrt[3]{\frac{(4,17^2)}{9,81}}$$
$$= 1,210 \text{ m}$$

3. V_c (kecepatan Kritis)

$$F_z = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot Y_c}} \Rightarrow 1 = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot Y_c}} \Rightarrow V_c = \sqrt{g \cdot Y_c}$$

$$V_c = \sqrt{9,81 \cdot 1,210} = 3,445 \text{ m/dt}$$

$$\frac{V_c^2}{2 \cdot g} = \frac{(3,445)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,604$$

4. Tinggi Muka air = Elevasi Puncak Ambang + Y_c

$$= 112,00 + 1,210$$

$$= 113,210 \text{ m}$$

5. Elevasi garis energi

$$= \text{Elevasi puncak ambang} + Y_c + V_c^2/2.g$$

$$= 112.00 + 1.210 + 0.604$$

$$= 113.814 \text{ m}$$

Tinggi elevasi garis energi 113.814 m di jadikan kontrol untuk menghitung tinggi muka air di atas pelimpah selanjutnya

Contoh :

Pertama tentukan harga Z (jarak vertical dari puncak mercu pelimpah ke dasar kolam olak). Dalam hal ini jarak Z diambil 1 m

1. Tentukan Harga Y_z

$$(\text{Elevasi puncak ambang} - Z) + Y_z + V_z^2/2.g = 113,814 \text{ m (kontrol)}$$

Coba harga $Y_z = 0.88389 \text{ m}$

$$V_z = \frac{Q_{50}}{B.Y_z}$$

$$= \frac{41,679}{10,00.0.88389} = 4,715 \text{ m / dt}$$

2. Hitung bilangan Froude

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g.Y_z}}$$

$$F_z = \frac{4.715}{\sqrt{9,81 \cdot 0,88389}} = 1,601$$

3. Elevasi muka air = Elevasi dasar air + Yz

$$= 112,00 + 1,210$$

$$= 113.21 \text{ m}$$

Untuk perhitungan selanjutnya lihat tabel

Tabel 4.13 perhitungan profil muka air di atas pelimpah Q₅₀

z	Yz	Vz	Fr	El. Dasar Pelimpah	El. Muka Air
(m)	(m)	(m)		(m)	(m)
0.000	1.210	3.445	1.000	112.000	113.210
0.360	0.884	4.715	1.601	111.640	112.523
0.871	0.664	6.276	2.459	111.129	111.793
1.935	0.505	8.254	3.709	110.065	110.570
3.000	0.428	9.745	4.757	109.000	109.428

Sumber : Hasil Perhitungan

6. Cek terhadap Tebing Pada kondisi banjir

Elevasi muka air limpahan di atas pelimpah terletak pada :

$$\text{Elevasi muka air banjir (MAB)} = \text{elev normal} + Y_c + V^2/2.g$$

$$= 112,00 + 1.210 + 0,604$$

$$= 113,814 \text{ m} < \text{elev tanggul} + 114.00 \dots (\text{Ok})$$

4.8.2 Perencanaan Saluran Transisi

Dalam perencanaan saluran transisi ini di pakai dasar perencanaan sebagai berikut

Di rencanakan:

- ▶ Lebar hulu saluran tansisi ($b1$) = 7.9 m
- ▶ Lebar hilir saluran tansisi ($b2$) = 10 m
- ▶ Panjang saluaran transisi (l) = 5 m

Kedalaman air di hilir saluran transisi di rencakan kondisi kritis,kedalaman kritis

dapat di hitung dengan menggunakan rumus:

$$Y_2 = \left[\frac{Q^2}{g \cdot b^2} \right]^{1/3} = \left[\frac{41,679^2}{9,81 \cdot 7,9^2} \right]^{1/3} = 0,946 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{Q}{b \cdot Y_2} = \frac{41,679}{7,9 \cdot 0,946} = 5,768 \text{ m / dt}$$

Untuk menentukan Y_1 di gunakan rumus :

$$Z + H + h_o + h_a = \left[Y_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \right]$$

Dimana:

Z = Selisih tinggi upstream dengan down stream = 0

H =Tinggi Pelimpah

h_o =Tinggi air di atas pelimpah

$$= H_o - h_a = 1,55 - 0,271 = 1,279 \text{ m}$$

h_a = tinggi akibat kehilangan tekanan

Y_1 = Kedalaman air hulu saluran transisi

V_1 = Kecepatan air hilir saluran transisi

Maka :

$$0 + 2 + 1,279 + 0,271 = \left[Y_1 + \frac{\left(\frac{Q}{b.Y_1} \right)^2}{2.g} \right]$$

$$3,55 = \left[Y_1 + \frac{\left(\frac{41,679}{10.Y_1} \right)^2}{2.9,81} \right]$$

$$3,55 = Y_1 + \frac{0,8854}{Y_1} \times Y_1^2$$

$$= 3,47 y^2 = y^3 + 0,8854$$

$$= y^3 - 3,47 y^2 + 0,8854$$

Maka di peroleh $Y_1 = 2,425$ m

4.8.3 Perencanaan saluran peluncur

Saluran peluncur diusahakan memiliki trase yang lurus. Perhitungan muka air pada trase saluran ini pada dasarnya sama dengan perhitungan pada saluran transisi, hanya saja dalam hal ini tinggi tekan akibat turbulensi diabaikan mengingat bentuk salurannya yang prismatis.

Setelah mengetahui tinggi muka air pada bagian hulu peluncur, maka tahapan selanjutnya ialah menentukan kemiringan dan panjang saluran peluncur. Penentuan kemiringan dan panjang peluncur ditentukan dari keadaan topografinya. Kemiringan saluran peluncur diusahakan sama dengan kemiringan lahan, dengan maksud agar galian yang dibutuhkan tidak terlalu besar.

Dalam perencanaan saluran peluncur (flood way) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (*Suyono Sosrodarsono, 1989:209*):

- a. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
- b. Konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- c. Biaya konstruksi di usahakan seekonomis mungkin.

Rencana teknis saluran peluncur di dasarkan pada perhitungan hidrolika :

- $Q_{50} = 41,679 \text{ m}^3/\text{det}$
- Lebar dasar saluran (b) = 7,9 m
- Panjang saluran peluncur = 31.60 m
- Kemiringan = 0.250

- Koefisien kekasaran manning pasangan batu disemen (n)=0,025

Perhitungan saluran transisi keseluruhan dapat di lihat pada tabel 4.2,

Adapun contoh perhitungannya menggunakan keterangan dalam kolom.

Keterangan :

- (1) Titik tinjau
- (2) Jarak tiap titik
- (3) Jarak komulatif
- (4) Lebar penampang saluran peluncur
- (5) Kedalaman air

Pada baris pertama di hiting dengan rumus $d = \left[\frac{\sqrt{Q/b}}{9.81} \right]^{1/3}$

$$d = \left[\frac{\sqrt{41,679/7.9}}{9.81} \right]^{1/3} = 1,416$$

Sedangkan pada baris 2 s/d 6 kedalaman air di hitung dengan coba- coba sampai di peroleh $E1-E2-H_f = 0$

(6) $A = B \cdot D$

Luas penampang basah Aliran = (4)*(5)

$$= 7,9 * 1,416 = 11,184 \text{ m}^2$$

(7) $V = Q/A$

Kecepatan Aliran = $41,679 / (6)$

= $41,679 / 11,184 = 3,727 \text{ m/det}$

(8) $H_f = V^2 / 2 \cdot g$

= $(7)^2 / 2 \cdot 9,8 = 0,708$

(9) Kecepatan rata –rata = $((V_1 + V_2) / 2)$

= $(0,708 + 3,328) / 2 = 5,904$

(10) $((V_1 + V_2) / 2)^2$

= $(5,904)^2 = 34,853$

(11) Penampang Basah Aliran : $P = B + (2 \cdot d)$

= $(4) + (2 \cdot (5))$

= $7,900 + (2 \cdot (1,416)) = 10,731$

(12) Jari jari Hidrolis : $R = A/P$

= $(6) / (11)$

= $11,184 / 10,731 = 1,042$

(13) Jari jari hidrolis rata –rata = $((R_1 + R_2) / 2)$

= $(1,042 + 0,560) / 2 = 0,801$

(14) $((R_1 + R_2) / 2)^{4/3}$

$(0,801)^{4/3} = 0,744$

(15) Kehilangan Energi:

$$H_f = ((0.025)^2 * (34,853) / (0,744)) * 6,320$$

$$= 0,185$$

(16) Nilai Froude Fr = $\frac{V}{\sqrt{g.d}}$

$$= \frac{3,727}{\sqrt{9,81.1,416}} = 1,000$$

(17) Elevasi dasar saluran

(18) Tinggi Energi E = Elevasi dasar + d + H_v

$$= (108,900 + 1,416 + 0,708) = 111,024$$

Tabel 4.14 Perhitungan Hirolis saluran peluncur

- Q_{s0} = 41.679 m³/det
- Lebar Das Salur = 7.900 m
- Kemiringan = 0.250
- n Manning = 0.025

titik	jarak	jarak	lebar	kedalam aliran	pen. basah aliran	kecepatan	hv	$(V_1+V_2)/2$	$((V_1+V_2)/2)^2$	P	R	$(R_1+R_2)/2$	$((R_1+R_2)/2)^{4/3}$	hf	Froude	Elevasi dasar	Energi
	D l (m)	jumlah (m)	B (m)	d (m)	A (m ²)	V (m/det)								$((n^2 \times 9)/(12)) \times D l$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	0.000	0.000	7.900	1.416	11.184	3.727	0.708			10.731	1.042				1.000	108.900	111.024
2	6.320	6.320	7.900	0.653	5.158	8.081	3.328	5.904	34.853	9.206	0.560	0.801	0.744	0.185	3.193	107.320	111.301
3	6.320	12.640	7.900	0.555	4.383	9.510	4.609	8.795	77.354	9.010	0.486	0.523	0.422	0.724	4.076	105.740	110.904
4	6.320	18.960	7.900	0.509	4.019	10.371	5.482	9.940	98.812	8.917	0.451	0.469	0.364	1.072	4.643	104.160	110.151
5	6.320	25.280	7.900	0.483	3.819	10.912	6.069	10.642	113.247	8.867	0.431	0.441	0.335	1.334	5.011	102.580	109.133
6	6.320	31.600	7.900	0.469	3.702	11.257	6.459	11.085	122.872	8.837	0.419	0.425	0.319	1.520	5.250	101.000	107.927

Sumber : Hasil Perhitungan

4.8.4 Perencanaan Peredam Energi

Pada perencanaan ini di pilih peredam energi jenis kolam olakan. Adapun peredam energi jenis kolam olakan datar itu sendiri mempunyai empat macam type yang di bedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi kontruksinya (Suyono Sosrodarsono, 1989:216)

4.8.4.1 Pemilihan Tipe Kolam Olakan

Dalam pemihan tipe kolam olakan di gunakan kriteria berdasrkan besarnya bilangan froude. Dengan data – data dari perhitungan sebelumnya (pada hilir saluran peluncur)

Berdasarkan perhitungan tinggi muka air di pelimpah dengan debit desain Q_{50th} adalah

:

$$Q_{50th} = 41,679 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 7.90 \text{ m}$$

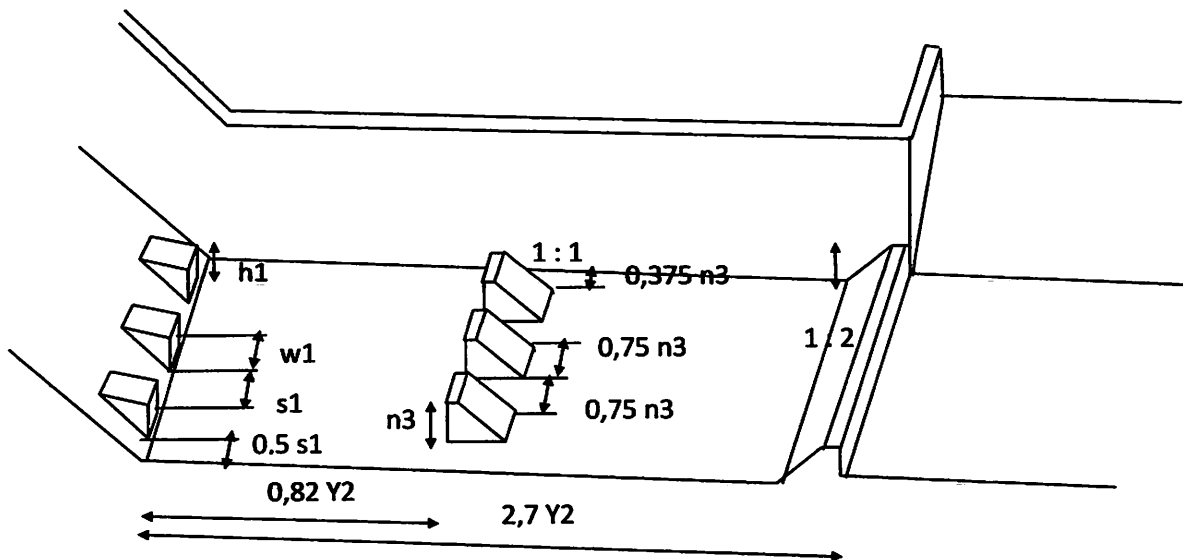
$$h_1 = 0.469 \text{ m}$$

$$V = 11,257 \text{ m/dt}$$

$$Fr = 5,250$$

$$q = 4,17 \text{ m}^3/\text{dt/m}$$

Berdasarkan harga bilangan Froude maka di pilih kolam olak USBR type III ($q < 18.5 \text{ m}^3/\text{dt/m}$, $V < 18 \text{ m/dt}$ dan bilangan froude > 4.5).



Gambar 4.4 : Kolam Olakan tipe III

4.8.4.2 Perhitungan dimensi Kolam Olakan

a. $h_1 = 0.469$

$$\frac{h_2}{h_1} = 1/2 (\sqrt{(1+8 \cdot Fr^2)} - 1)$$

$$\begin{aligned} h_2 &= 1/2 \cdot h_1 (\sqrt{(1+8 \cdot Fr^2)} - 1) \\ &= 1/2 \cdot 0.469 (\sqrt{(1+8 \cdot 5,250^2)} - 1) \\ &= 3,253 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Dimesi gigi pemancar aliran, gigi benturan dan ambang perata aliran

- Tinggi gigi pemancar aliran $h_1 = d_1 = 0.469 \text{ m}$
 - Lebar gigi pemancar $W_1 = d_1 = 0.469 \text{ m}$
 - Jarak Gigi Pemancar = $S_1 = d_1 = 0.469 \text{ m}$
 - $0,5 \cdot S_1 = 0.234 \text{ m}$

- Panjang Kolam olak = $2.7h_2$
 $= 2,7 \cdot 3,25 = 8.00 \text{ m}$

- Gigi Benturan (*buffle block*)

Dari grafik buku (bendungan type urugan) hal 224 untuk $Fr = 5,250$ di peroleh

harga :

$$h_3/d_1 = 1.48$$

- Jadi tinggi gigi benturan (h_3)

$$h_3 = 0,469 \cdot 1,48 = 0.694 \text{ m}$$

- Tebal Puncak baffle block (t)

$$0.2 h_3 = 0.139 \text{ m}$$

- Jarak antara gigi benturan (S_3)

$$0.75 h_3 = 0.520 \text{ m}$$

$$0.375 h_3 = 0.260 \text{ m}$$

- Jarak Antara gigi benturan dengan gigi pemencar

$$0,82 \cdot d_2 = 2.423 \text{ m}$$

➤ Ambang Hilir(*end sill*)

Dari grafik buku (bendungan type urugan) hal 224 untuk $Fr = 5,250$ di peroleh harga :

$$h_4/d_1 = 1.3$$

- jadi $h_4 = 0,469 \cdot 1,3 = 0.609 \text{ m}$

Untuk memperoleh elevasi puncak dinding penahan dihitung dengan menambahkan elevasi muka air dengan tinggi jagaan(F_b). Besarnya tinggi jagaan dihitung dengan rumus :

$$F_b = 0.1(V_1 + h_2)$$

dimana :

V : kecepatan aliran (m/dt)

h_2 : kedalaman air di saluran (m)

$$V = 11,257 \text{ m/dt}$$

$$h_2 = 3,253 \text{ m}$$

maka,

$$F_b = 0.1(V_1 + h_2) = 0.1(11,257 + 3,253) = 1.325 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar kolam olak} = + 101.00 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air} = 101.00 + 3,253 + 1,325 = + 105,578 \text{ m}$$

4.9 Analisa Stabilitas

4.9.1. Kondisi Normal Muka Air Kosong

Untuk menghitung berat sendiri bangunan di gunakan persamaan :

$$\Sigma w = \text{Luas (A)} \cdot \text{Bj pasangan batu kali}$$

Dengan Bj pasangan batu kali = 2,2 ton/m³

Contoh perhitungan untuk titik 1(tinjauan persatu meter lebar pelimpah)

$$W1 = (1,75 \cdot 0,5) \cdot 2,2 = 1,925 \text{ ton}$$

Perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel 4.9

Tabel 4.15. Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Kosong

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
	HORISONTAL			
	ΣV	0.00	ΣM_G	0.00
	VERTIKAL			
w1	1.75*0.5*2.2	1.925	26.24	50.51
w2	0.5*0.5*1*2.2	0.550	25.82	14.20
w3	0.75*6.84*2.2	11.286	22.57	254.74
w4	0.75*0.5*2.2	0.825	22.32	18.42
w5	0.5*0.42*0.19*2.2	0.088	18.84	1.65
w6	0.5*0.69*0.19*2.2	0.144	18.47	2.66
w7	3.06*0.5*2.2	3.366	18.91	63.63
w8	3.56*0.5*2.2	3.916	18.41	72.07
w9	0.5*2.81*3.16*2.2	9.428	17.03	160.56
w10	13.16*1*2.2	28.710	11.52	330.83
w11	0.5*0.1*5*2.2	0.550	3.75	2.06
w12	0.9*5*2.2	9.900	2.50	24.75
w13	0.5*0.08*3.99*2.2	0.351	2.02	0.71
w14	1*0.08*2.2	0.176	0.51	0.09
w15	0.5*0.51*1.02*2.2	0.572	0.63	0.36
w16	1.02*0.5*2.2	1.122	0.25	0.28
	ΣV	73.83	ΣM_T	1014.24

Sumber :Hasil Perhitungan

Resultant Gaya :

Garis Resultant Gaya Pada Titik R :

$$R_v = 73.83 \text{ ton}$$

$$h = M_h/R_h = \sim \text{ m}$$

$$R_h = 0.00 \text{ ton}$$

$$v = M_v/R_v = 13.74 \text{ m}$$

$$M_t = 1014.2 \text{ tonm}$$

$$M_g = 0.00 \text{ tonm}$$

Analisa Stabilitas :

A. Stabilitas terhadap Guling :

$$SF = (M_t/M_g) > 1,5 \text{ (angka keamanan)}$$

$$SF = 0 > 1,5 \text{(OK)}$$

B. Stabilitas terhadap Geser :

$$SF = c \cdot A' + \sum V \tan \theta / \sum H > 1.1 \text{(OK)}$$

$$SF = 0 > 1.1 \text{(OK)}$$

C. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah :

$$e = [(\sum MV - \sum MH) / \sum V] - (B/2)$$

$$= ((1014,24-0)/73,83)-(26,25/2)$$

$$e = 0.493$$

$$\sigma = \sum v/A \times (1 \pm 6e/B)$$

$$\sigma_{\text{maks}} = (73,83/26,5) \times (1 + ((6 \times 0,493)/26,5))$$

$$= 3.10 \text{ ton/m}^2 < q_u \text{ (Aman)}$$

$$\sigma_{\text{min}} = (73,83/26,5) \times (1 - ((6 \times 0,493)/26,5))$$

$$= 2.48 \text{ ton/m}^2$$

Menghitung daya dukung tanah (q_{ut})

Rumus daya dukung Terzaghi (Suyono Sosrodarsono, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Hal 32) :

$$q_{ut} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot N_y$$

Dimana : D_f = Kedalaman pondasi pelimpah = 0,5 m

B = Lebar pelimpah = 10 m

Dengan $\phi = 24$ didapat nilai koefisien :

$$N_c = 23,36$$

$$N_q = 11,40$$

$$N_y = 7,8$$

$$\gamma = 1,42 \text{ t/m}^3$$

maka

$$\begin{aligned} q_{ut} &= (1,3 \cdot 0 \cdot 22,5) + (1,42 \cdot 0,5 \cdot 11,40) + (0,5 \cdot 1,42 \cdot 10 \cdot 7,8) \\ &= 63,474 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah yang diijinkan :

$$\sigma = \frac{q_u}{SF}$$

$$\sigma = \frac{63,474}{1,5} = 42,316 \text{ ton/m}^2$$

4.9.2 Kondisi Gempa Muka Air Kosong

Untuk menghitung gaya horizontal akibat gempa di gunakan persamaan:

$$\Sigma V = \text{Luas (A)} \cdot B_j \text{ pasangan batu kali} \cdot \text{koefisien gempa}$$

Dengan koefisien gempa : 0,14

Contoh perhitungan untuk titik 1(tinjauan persatu meter lebar pelimpah)

$$W1 = (1,75 \cdot 0,5) \cdot 2,2 \cdot 0,14 = 0,270 \text{ ton}$$

Perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel 4.9

Tabel 4.16. Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Kosong

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
	HORISONTAL			
w1	1.75*0.5*2.2*0.14	0.270	2.225	0.600
w2	0.5*0.5*1*2.2*0.14	0.077	2.133	0.164
w3	0.75*6.84*2.2*0.14	1.580	2.725	4.306
w4	0.75*0.5*2.2*0.14	0.116	1.975	0.228
w5	0.5*0.42*0.19*2.2*0.14	0.012	4.973	0.061
w6	0.5*0.69*0.19*2.2*0.14	0.020	4.971	0.100
w7	3.06*0.5*2.2*0.14	0.471	3.382	1.594
w8	3.56*0.5*2.2*0.14	0.548	3.132	1.717
w9	0.5*2.81*3.16*2.2*0.14	1.320	3.038	4.010
w10	13.16*1*2.2*0.14	4.019	1.600	6.432
w11	0.5*0.1*5*2.2*0.14	0.077	2.025	0.156
w12	0.9*5*2.2*0.14	1.386	1.551	2.150
w13	0.5*0.08*3.99*2.2*0.14	0.049	1.080	0.053
w14	1*0.08*2.2*0.14	0.025	1.060	0.026
w15	0.5*0.51*1.02*2.2*0.14	0.080	0.765	0.061
w16	1.02*0.5*2.2*0.14	0.157	0.511	0.080
	ΣV	10.34	ΣM_G	22.13

Sumber: Hasil perhitungan

Tabel 4.17. Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Kosong (lanjutan)

No	Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
				Lengan (m)	Momen (ton.m)
		VERTIKAL			
w1		1.75*0.5*2.2	1.925	26.238	50.509
w2		0.5*0.5*1*2.2	0.550	25.818	14.200
w3		0.75*6.84*2.2	11.286	22.572	254.744
w4		0.75*0.5*2.2	0.825	22.322	18.415
w5		0.5*0.42*0.19*2.2	0.088	18.842	1.654
w6		0.5*0.69*0.19*2.2	0.144	18.471	2.664
w7		3.06*0.5*2.2	3.366	18.905	63.635
w8		3.56*0.5*2.2	3.916	18.405	72.074
w9		0.5*2.81*3.16*2.2	9.428	17.031	160.561
w10		13.16*1*2.2	28.710	11.523	330.834
w11		0.5*0.1*5*2.2	0.550	3.750	2.063
w12		0.9*5*2.2	9.900	2.500	24.750
w13		0.5*0.08*3.99*2.2	0.351	2.020	0.709
w14		1*0.08*2.2	0.176	0.508	0.089
w15		0.5*0.51*1.02*2.2	0.572	0.635	0.363
w16		1.02*0.5*2.2	1.122	0.253	0.283
		ΣV	73.83	ΣM_T	1014.24

Sumber :Hasil Perhitungan

Resultant Gaya :

Garis Resultant Gaya Pada Titik R :

$$R_v = 73.83 \text{ ton}$$

$$h = M_h/R_h = 2.14 \text{ m}$$

$$R_h = 10.34 \text{ ton}$$

$$v = M_v/R_v = 13.74 \text{ m}$$

$$M_t = 1014.2 \text{ tonm}$$

$$M_g = 22.1 \text{ tonm}$$

Analisa Stabilitas :

A. Stabilitas terhadap Guling :

$$SF = (M_t/M_g) > 1,5 \quad (\text{angka keamanan})$$

$$= (1014,2/22,1)$$

$$SF = 45.84 > 1,5 \quad \dots(\text{OK})$$

B. Stabilitas terhadap Geser :

$$SF = c \cdot A' + \sum V \tan \theta / \sum H > 1.1 \quad \dots(\text{OK})$$

$$= 0,4 \cdot (73,83/10,34)$$

$$SF = 2.857 > 1.1 \quad \dots(\text{OK})$$

C. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah :

$$e = [(\sum MV - \sum MH) / \sum V] - (B/2)$$

$$= ((1014,24 - 22,13) / 73,83) - (26,5/2)$$

$$e = 0.193$$

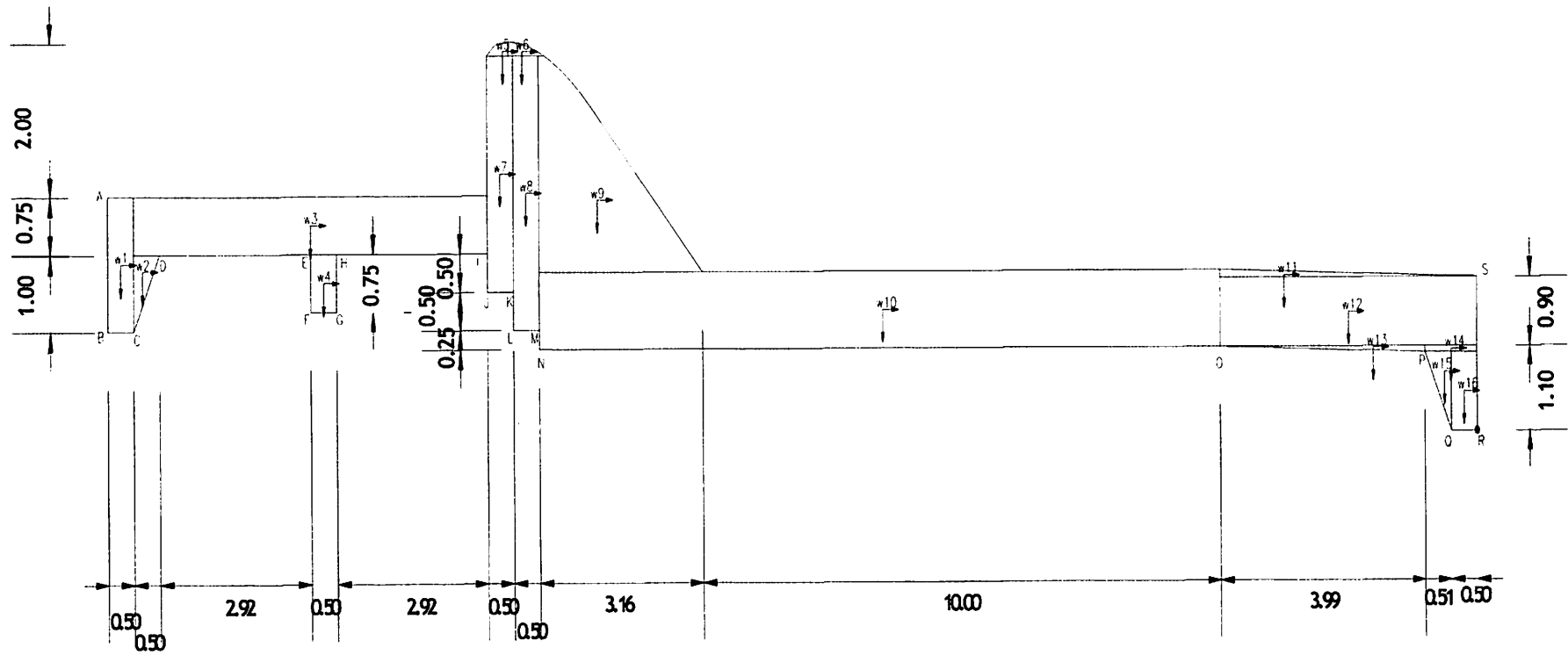
$$\sigma = \sum v / A \times (1 \pm 6e/B)$$

$$\sigma_{\min} = (73,83/26,5) \times (1 - ((6 \times 0,193)/26,5))$$

$$= 2.67 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = (73,83/26,5) \times (1 + ((6 \times 0,193)/26,5))$$

$$= 2.91 \text{ ton/m}^2 < q_u \quad (\text{Aman})$$



Gambar 4.5. Skema Gaya Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Pada Kondisi Normal Muka Air Kosong

4.9.3 Kondisi Normal Muka Air Normal (MAN)

- Untuk menghitung gaya air statis kondisi muka air normal di gunakan persamaan:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2$$
$$= 0,5 \cdot 1 \cdot 2^2 = 2 \text{ ton}$$

- Untuk menghitung gaya vertikal muka air normal di gunakan persamaan:

$$\Sigma v = \text{Luas (A)} \cdot B_j \text{ pasangan batu kali}$$

$$\text{Dengan } B_j \text{ pasangan batu kali} = 2,2 \text{ ton/m}^3$$

Contoh perhitungan untuk titik 1 (tinjauan persatu meter lebar pelimpah)

$$W1 = (1,75 \cdot 0,5) \cdot 2,2 = 1,925 \text{ ton}$$

- Untuk menghitung gaya uplift akibat rembesan di gunakan persamaan :

$$P_u = (1/2 \cdot (3,75 + 3,75)) \cdot 0,5 = 1,875 \text{ ton}$$

Tabel 4.18. Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Normal

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
Pw	HORISONTAL 0.5*1*2^2	2	3.77	7.53
	ΣV	2.00	ΣM_G	7.53
	VERTIKAL			
w1	1.75*0.5*2.2	1.925	26.24	50.51
w2	0.5*0.5*1*2.2	0.550	25.82	14.20
w3	0.75*6.84*2.2	11.286	22.57	254.74
w4	0.75*0.5*2.2	0.825	22.32	18.42
w5	0.5*0.42*0.19*2.2	0.088	18.84	1.65
w6	0.5*0.69*0.19*2.2	0.144	18.47	2.66
w7	3.06*0.5*2.2	3.366	18.91	63.63
w8	3.56*0.5*2.2	3.916	18.41	72.07
w9	0.5*2.81*3.16*2.2	9.428	17.03	160.56
w10	13.16*1*2.2	28.710	11.52	330.83
w11	0.5*0.1*5*2.2	0.550	3.75	2.06
w12	0.9*5*2.2	9.900	2.50	24.75
w13	0.5*0.08*3.99*2.2	0.351	2.02	0.71
w14	1*0.08*2.2	0.176	0.51	0.09
w15	0.5*0.51*1.02*2.2	0.572	0.63	0.36
w16	1.02*0.5*2.2	1.122	0.25	0.28
ww	7.322*2*1	14.644	22.82	334.20
Pu1	((3.75+3.75)/2)*0.5	1.857	26.24	-48.73
Pu2	((3.75+2.7)/2)*0.5	1.600	25.69	-41.11
Pu3	((2.7+3.35)/2)*2.92	8.833	24.01	-212.11
Pu4	((3.35+3.34)/2)*0.5	1.673	22.32	-37.33
Pu5	((2.54+2.46)/2)*2.92	7.300	20.59	-150.28
Pu6	((1.91+1.89)/2)*0.5	0.950	18.90	-17.96
Pu7	((2.34+2.32)/2)*0.5	1.165	18.40	-21.44
Pu8	((2.545+1.921)/2)*10	22.330	10.66	-238.06
Pu9	((1.92+1.76)/2)*3.99	7.342	2.92	-21.43
Pu10	((1.76+2.6)/2)*0.51	1.112	0.80	-0.89
Pu11	((2.6+2.5)/2)*0.5	1.275	0.25	-0.31
	ΣV	143.91	ΣM_T	558.79

Sumber : Hasil Perhitungan

Resultant Gaya :

Garis Resultant Gaya Pada Titik R :

$$R_v = 143.91 \text{ ton}$$

$$h = M_h/R_h = 3.77 \text{ m}$$

$$R_h = 2.00 \text{ ton}$$

$$v = M_v/R_v = 3.88 \text{ m}$$

$$M_t = 558.80 \text{ tonm}$$

$$M_g = 7.5 \text{ tonm}$$

Analisa Stabilitas :

A. Stabilitas terhadap Guling :

$$SF = (Mt/Mg) > 1,5 \quad (\text{angka keamanan})$$

$$= (558,79/7,53)$$

$$SF = 74.17 > 1,5 \quad \dots(\text{OK})$$

B. Stabilitas terhadap Geser :

$$SF = c.A + \Sigma V \tan \theta / \Sigma H > 1.1 \quad \dots(\text{OK})$$

$$= 143,91 / 2,00$$

$$SF = 71.96 > 1.1 \quad \dots(\text{OK})$$

C. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah :

$$e = [(\Sigma MV - \Sigma MH) / \Sigma V] - (B/2)$$

$$= ((558,79 - 7,53) / 143,91) - (26,5/2)$$

$$e = 9.414$$

$$\sigma = \Sigma v / A \times (1 \pm 6e/B)$$

$$\sigma_{\min} = (143,91/26,5) \times (1 - ((6 \times 9,414)/26,5))$$

$$= 6.15 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = (143,91/26,5) \times (1 + ((6 \times 9,414)/26,5))$$

$$= 17.02 \text{ ton/m}^2 < q_u \quad (\text{Aman})$$

4.9.4 Kondisi Gempa Muka Air Normal (MAN)

- Untuk menghitung gaya horizontal akibat gempa di gunakan persamaan:

$$\Sigma v = \text{Luas (A)} \cdot B_j \text{ pasangan batu kali} \cdot \text{koefisien gempa}$$

Dengan koefisien gempa : 0,14

Contoh perhitungan untuk titik 1 (tinjauan persatu meter lebar pelimpah)

$$W_1 = (1,75 \cdot 0,5) \cdot 2,2 \cdot 0,14 = 0,270 \text{ ton}$$

- Untuk menghitung gaya air dinamis kondisi muka air normal pada gempa digunakan persamaan:

$$P_D = 7/12 \cdot \gamma_w \cdot k_H \cdot H_2^2 \cdot (1 - Z^{1,5})$$

Perhitungan selanjutnya di sajikan pada tabel

Tabel 4.19. Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Normal

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
	HORISONTAL			
w1	1.75*0.5*2.2*0.14	0.250	26.24	6.57
w2	0.5*0.5*1*2.2*0.14	0.072	25.82	1.85
w3	0.75*6.84*2.2*0.14	1.467	22.57	33.12
w4	0.75*0.5*2.2*0.14	0.107	22.32	2.39
w5	0.5*0.42*0.19*2.2*0.14	0.012	18.84	0.23
w6	0.5*0.69*0.19*2.2*0.14	0.020	18.47	0.37
w7	3.06*0.5*2.2*0.14	0.471	18.91	8.91
w8	3.56*0.5*2.2*0.14	0.548	18.41	10.09
w9	0.5*2.81*3.16*2.2*0.14	1.320	17.03	22.48
w10	13.16*1*2.2*0.14	4.019	11.52	46.32
w11	0.5*0.1*5*2.2*0.14	0.077	3.75	0.29
w12	0.9*5*2.2*0.14	1.386	2.50	3.47
w13	0.5*0.08*3.99*2.2*0.14	0.049	2.02	0.10
w14	1*0.08*2.2*0.14	0.025	0.51	0.01
w15	0.5*0.51*1.02*2.2*0.14	0.080	0.63	0.05
w16	1.02*0.5*2.2*0.14	0.157	0.25	0.04
Pw	0.5*1*2^2	2.000	3.77	7.53
Pd	7/12*1*0.14*(2^2)*(1-(0^1.5))	0.327	3.900	1.27
	ΣV	12.52	ΣM_G	147.42

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.20. Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Normal (lanjutan)

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
	VERTIKAL			
w1	1.75*0.5*2.2	1.925	26.24	50.51
w2	0.5*0.5*1*2.2	0.550	25.82	14.20
w3	0.75*6.84*2.2	11.286	22.57	254.74
w4	0.75*0.5*2.2	0.825	22.32	18.42
w5	0.5*0.42*0.19*2.2	0.088	18.84	1.65
w6	0.5*0.69*0.19*2.2	0.144	18.47	2.66
w7	3.06*0.5*2.2	3.366	18.91	63.63
w8	3.56*0.5*2.2	3.916	18.41	72.07
w9	0.5*2.81*3.16*2.2	9.428	17.03	160.56
w10	13.16*1*2.2	28.710	11.52	330.83
w11	0.5*0.1*5*2.2	0.550	3.75	2.06
w12	0.9*5*2.2	9.900	2.50	24.75
w13	0.5*0.08*3.99*2.2	0.351	2.02	0.71
w14	1*0.08*2.2	0.176	0.51	0.09
w15	0.5*0.51*1.02*2.2	0.572	0.63	0.36
w16	1.02*0.5*2.2	1.122	0.25	0.28
ww	7.322*2*1	14.644	22.82	334.20
Pu1	$((3.75+3.75)/2)*0.5$	1.857	26.24	-48.73
Pu2	$((3.7+2.7)/2)*0.5$	1.600	25.69	-41.11
Pu3	$((2.7+3.35)/2)*2.92$	8.833	24.01	-212.11
Pu4	$((3.35+3.34)/2)*0.5$	1.673	22.32	-37.33
Pu5	$((2.54+2.46)/2)*2.92$	7.300	20.59	-150.28
Pu6	$((1.91+1.89)/2)*0.5$	0.950	18.90	-17.96
Pu7	$((2.34+2.32)/2)*0.5$	1.165	18.40	-21.44
Pu8	$((2.545+1.921)/2)*10$	22.330	10.66	-238.06
Pu9	$((1.92+1.76)/2)*3.99$	7.342	2.92	-21.43
Pu10	$((1.76+2.6)/2)*0.51$	1.112	0.80	-0.89
Pu11	$((2.6+2.5)/2)*0.5$	1.275	0.25	-0.31
	ΣV	143.91	ΣM_r	558.79

Sumber : Hasil Perhitungan

Resultant Gaya :

Garis Resultant Gaya Pada Titik R :

$$R_v = 143.91 \text{ ton}$$

$$h = M_h/R_h = 11.78 \text{ m}$$

$$R_h = 12.52 \text{ ton}$$

$$v = M_v/R_v = 3.88 \text{ m}$$

$$M_t = 558.80 \text{ tonm}$$

$$M_g = 147.4 \text{ tonm}$$

Analisa Stabilitas :

A. Stabilitas terhadap Guling :

$$SF = (M_t/M_g) > 1,5 \quad (\text{angka keamanan})$$

$$= (558,80/147,4)$$

$$SF = 3.79 > 1,5 \quad \dots(\text{OK})$$

B. Stabilitas terhadap Geser :

$$SF = c \cdot A' + \sum V \tan \theta / \sum H > 1.1 \quad \dots(\text{OK})$$

$$= 0,4 \cdot (143,91/12,52)$$

$$SF = 4.599 > 1.1 \quad \dots(\text{OK})$$

C. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah :

$$e = [(\sum MV - \sum MH) / \sum V] - (B/2)$$

$$= (558,79 - 147,42) / 143,91 - (26,5/2)$$

$$e = 10.39$$

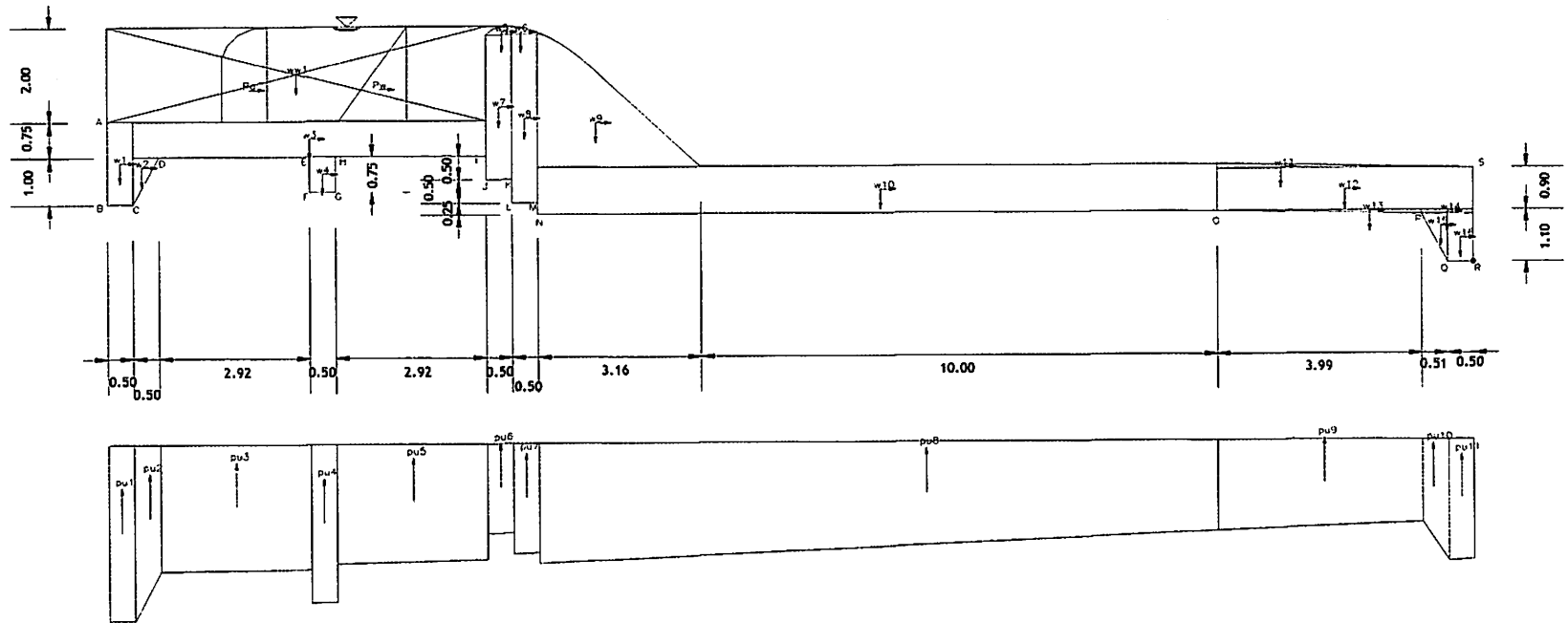
$$\sigma = \sum v / A \times (1 \pm 6e/B)$$

$$\sigma_{\min} = (143,91/26,5) \times (1 - ((6 \times 10,39)/26,5))$$

$$= 7.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = (143,91/26,5) \times (1 + ((6 \times 10,39)/26,5))$$

$$= 18.21 \text{ ton/m}^2 < q_u \quad (\text{Aman})$$



Gambar 4.6. Skema Gaya Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Pada Kondisi Normal Muka Air Normal

4.9.5 Perhitungan Uplift Kondisi Muka Air Normal (MAN)

Tabel 4.21. Perhitungan Rayapan Metode Lane Kondisi Muka Air Normal (MAN)

Titik	Garis	Panjang Rayapan				$\Delta H = L_x/Cw$	H_x	$P_x = H_x - (L_x/L) \cdot \Delta H$
		Vert	Hor	1/3 Hor	L_x			
		m	m	m	m	m	m	ton/m ²
A					0.00	0.00	2.00	2.0000
B	A-B	1.75			1.75	0.21	3.75	3.7288
C	B-C		0.50	0.17	1.92	0.23	3.75	3.7246
D	C-D	1.00			2.92	0.34	2.75	2.6912
E	D-E		2.92	0.97	3.89	0.46	2.75	2.6454
F	E-F	0.75			4.64	0.55	3.50	3.3512
G	F-G		0.50	0.17	4.81	0.57	3.50	3.3403
H	G-H	0.75			5.56	0.65	2.75	2.5365
I	H-I		2.92	0.97	6.53	0.77	2.75	2.4552
J	I-J	0.50			7.03	0.83	2.25	1.9083
K	J-K		0.50	0.17	7.20	0.85	2.25	1.8919
L	K-L	0.50			7.70	0.91	2.75	2.3405
M	L-M		0.50	0.17	7.86	0.92	2.75	2.3225
N	M-N	0.25			8.11	0.95	3.00	2.5449
O	N-O		13.14	4.38	12.49	1.47	3.00	1.9212
P	O-P		3.99	1.33	13.82	1.63	3.08	1.7593
Q	P-Q	1.02			14.84	1.75	4.10	2.5771
R	Q-R		0.50	0.17	15.01	1.76	4.10	2.5427
S	R-S	2.00			17.01	2.00	2.10	0.0000
		8.52	25.47	8.488				

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan dilakukan dengan kondisi air normal (sesudah beroperasi) :

$$\Delta H = 2.00 \text{ m}$$

Panjang rayapan seharusnya :

$$L_b > 4x = 8.00 \text{ m}$$

$$L_x \text{ hasil perhitungan} = 17.01 \text{ m}$$

$$L_x > L_b = 17.01 > 8.00 \text{ m} \dots (\text{OK})$$

4.9.6 Kondisi Normal Muka Air Banjir (MAB)

Tabel 4.22. Perhitungan Momen Kondisi Normal Muka Air Banjir

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
Pw	HORISONTAL $0.5 \times 1 \times 2^2$	2	3.77	7.53
	ΣV	2.00	ΣM_G	7.53
	VERTIKAL			
w1	$1.75 \times 0.5 \times 2.2$	1.925	26.24	50.51
w2	$0.5 \times 0.5 \times 1 \times 2.2$	0.550	25.82	14.20
w3	$0.75 \times 6.84 \times 2.2$	11.286	22.57	254.74
w4	$0.75 \times 0.5 \times 2.2$	0.825	22.32	18.42
w5	$0.5 \times 0.42 \times 0.19 \times 2.2$	0.088	18.84	1.65
w6	$0.5 \times 0.69 \times 0.19 \times 2.2$	0.144	18.47	2.66
w7	$3.06 \times 0.5 \times 2.2$	3.366	18.91	63.63
w8	$3.56 \times 0.5 \times 2.2$	3.916	18.41	72.07
w9	$0.5 \times 2.81 \times 3.16 \times 2.2$	9.428	17.03	160.56
w10	$13.16 \times 1 \times 2.2$	28.710	11.52	330.83
w11	$0.5 \times 0.1 \times 5 \times 2.2$	0.550	3.75	2.06
w12	$0.9 \times 5 \times 2.2$	9.900	2.50	24.75
w13	$0.5 \times 0.08 \times 3.99 \times 2.2$	0.351	2.02	0.71
w14	$1 \times 0.08 \times 2.2$	0.176	0.51	0.09
w15	$0.5 \times 0.51 \times 1.02 \times 2.2$	0.572	0.63	0.36
w16	$1.02 \times 0.5 \times 2.2$	1.122	0.25	0.28
ww	$7.322 \times 2 \times 1$	14.644	22.82	334.20
Pu1	$((3.75+3.75)/2) \times 0.5$	1.857	26.24	-48.73
Pu2	$((3.7+2.7)/2) \times 0.5$	1.600	25.69	-41.11
Pu3	$((2.7+3.35)/2) \times 2.92$	8.833	24.01	-212.11
Pu4	$((3.35+3.34)/2) \times 0.5$	1.673	22.32	-37.33
Pu5	$((2.54+2.46)/2) \times 2.92$	7.300	20.59	-150.28
Pu6	$((1.91+1.89)/2) \times 0.5$	0.950	18.90	-17.96
Pu7	$((2.34+2.32)/2) \times 0.5$	1.165	18.40	-21.44
Pu8	$((2.545+1.921)/2) \times 10$	22.330	10.66	-238.06
Pu9	$((1.92+1.76)/2) \times 3.99$	7.342	2.92	-21.43
Pu10	$((1.76+2.6)/2) \times 0.51$	1.112	0.80	-0.89
Pu11	$((2.6+2.5)/2) \times 0.5$	1.275	0.25	-0.31
	ΣV	143.91	ΣM_T	558.79

Sumber : Hasil Perhitungan

Resultant Gaya :

Garis Resultant Gaya Pada Titik R :

$$R_v = 143.91 \text{ ton}$$

$$h = M_h/R_h = 3.77 \text{ m}$$

$$R_h = 2.00 \text{ ton}$$

$$v = M_v/R_v = 3.88 \text{ m}$$

$$M_t = 558.80 \text{ tonm}$$

$$M_g = 7.5 \text{ tonm}$$

Analisa Stabilitas :

A. Stabilitas terhadap Guling :

$$SF = (M_t/M_g) > 1,5 \text{ (angka keamanan)}$$

$$= (558,80 / 7,53)$$

$$SF = 74.17 > 1,5 \text{(OK)}$$

B. Stabilitas terhadap Geser :

$$SF = c \cdot A + \sum V \tan \theta / \sum H > 1.1 \text{(OK)}$$

$$= 143,91 / 2$$

$$SF = 71.96 > 1.1 \text{(OK)}$$

C. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah :

$$e = [(\sum MV - \sum MH) / \sum V] - (B/2)$$

$$= (558,79 - 7,53) / 143,91 - (26,5/2)$$

$$e = 9.414$$

$$\sigma = \sum v / A \times (1 \pm 6e/B)$$

$$\sigma_{\min} = (143,91/26,5) \times (1 - ((6 \times 9,414)/26,5))$$

$$= 6.15 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = (143,91/26,5) \times (1 + ((6 \times 9,414)/26,5))$$

$$= 17.02 \text{ ton/m}^2 < q_u \text{ (Aman)}$$

4.9.7 Kondisi Gempa Muka Air Banjir (MAB)

Tabel 4.23. Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Banjir (MAB)

No	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
	HORISONTAL			
w1	1.75*0.5*2.2*0.14	0.2695	26.24	7.07
w2	0.5*0.5*1*2.2*0.14	0.077	25.82	1.99
w3	0.75*6.84*2.2*0.14	1.58004	22.57	35.66
w4	0.75*0.5*2.2*0.14	0.1155	22.32	2.58
w5	0.5*0.42*0.19*2.2*0.14	0.0122892	18.84	0.23
w6	0.5*0.69*0.19*2.2*0.14	0.0201894	18.47	0.37
w7	3.06*0.5*2.2*0.14	0.47124	18.91	8.91
w8	3.56*0.5*2.2*0.14	0.54824	18.41	10.09
w9	0.5*2.81*3.16*2.2*0.14	1.319857	17.03	22.48
w10	13.16*1*2.2*0.14	4.0194	11.52	46.32
w11	0.5*0.1*5*2.2*0.14	0.077	3.75	0.29
w12	0.9*5*2.2*0.14	1.386	2.50	3.47
w13	0.5*0.08*3.99*2.2*0.14	0.0491568	2.02	0.10
w14	1*0.08*2.2*0.14	0.02464	0.51	0.01
w15	0.5*0.51*1.02*2.2*0.14	0.0801108	0.63	0.05
w16	1.02*0.5*2.2*0.14	0.15708	0.25	0.04
Pw	0.5*1*2^2	2	3.77	7.53
Pd	7/12*1*0.14*(2^2)*(1-(0^1.5))	0.327	3.900	1.27
	ΣV	12.66	ΣM_G	150.80

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.24. Perhitungan Momen Kondisi Gempa Muka Air Banjir (MAB) (lanjutan)

No Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Momen Titik R	
			Lengan (m)	Momen (ton.m)
	VERTIKAL			
w1	1.75*0.5*2.2	1.925	26.24	50.51
w2	0.5*0.5*1*2.2	0.550	25.82	14.20
w3	0.75*6.84*2.2	11.286	22.57	254.74
w4	0.75*0.5*2.2	0.825	22.32	18.42
w5	0.5*0.42*0.19*2.2	0.088	18.84	1.65
w6	0.5*0.69*0.19*2.2	0.144	18.47	2.66
w7	3.06*0.5*2.2	3.366	18.91	63.63
w8	3.56*0.5*2.2	3.916	18.41	72.07
w9	0.5*2.81*3.16*2.2	9.428	17.03	160.56
w10	13.16*1*2.2	28.710	11.52	330.83
w11	0.5*0.1*5*2.2	0.550	3.75	2.06
w12	0.9*5*2.2	9.900	2.50	24.75
w13	0.5*0.08*3.99*2.2	0.351	2.02	0.71
w14	1*0.08*2.2	0.176	0.51	0.09
w15	0.5*0.51*1.02*2.2	0.572	0.63	0.36
w16	1.02*0.5*2.2	1.122	0.25	0.28
ww1	7.322*2*1	14.644	22.82	334.20
ww2	1.47*7.322*1	10.76334	23.15	249.17
ww3	$((1.47+1.09)/2)*1.1699*1$	1.497472	19.14	28.66
ww4	$((1.09+0.717)/2)*0.6*1$	0.5421	18.28	9.91
ww5	0.5*0.46*0.53*1	0.1219	17.87	2.18
ww6	0.5*0.44*0.53*1	0.1166	17.87	2.08
ww7	$((0.69+0.43)/2)*1.07*1$	0.5992	17.28	10.35
ww8	$((2.99+2.71)/2)*0.434*1$	1.2369	15.79	19.53
ww9	0.5*9.31*1.99*1	9.26345	8.79	81.43
ww10	0.43*9.31*1	4.0033	10.34	41.39
ww11	0.5*1.99*5.69*1	5.66155	3.79	21.46
ww12	1.21*5.69*1	6.8849	2.98	20.52
Pu1	$((5.18+5.18)/2)*0.5$	2.59	26.24	-67.96
Pu2	$((5.18+4.12)/2)*0.5$	2.325	25.69	-59.74
Pu3	$((4.12+4.04)/2)*2.92$	11.9136	24.01	-286.09
Pu4	$((4.04+4.71)/2)*0.5$	2.1875	22.32	-48.82
Pu5	$((3.85+3.71)/2)*2.92$	11.0376	20.59	-227.22
Pu6	$((4.13+4.1)/2)*0.5$	2.0575	18.90	-38.89
Pu7	$((4.51+4.48)/2)*0.5$	2.2475	18.40	-41.36
Pu8	$((4.68+3.60)/2)*10$	41.4	10.66	-441.37
Pu9	$((3.60+3.27)/2)*3.99$	13.70565	2.92	-40.00
Pu10	$((3.27+3.93)/2)*0.51$	1.836	0.80	-1.47
Pu11	$((3.93+3.87)/2)*0.5$	1.95	0.25	-0.48
	ΣV	222.42	ΣM_T	581.73

Sumber : Hasil Perhitungan

Resultant Gaya :

Garis Resultant Gaya Pada Titik R :

$$R_v = 222,42 \text{ ton}$$

$$h = M_h/R_h = 19,91 \text{ m}$$

$$R_h = 12,66 \text{ ton}$$

$$v = M_v/R_v = 2,62 \text{ m}$$

$$M_t = 581,73 \text{ tonm}$$

$$M_g = 150,80 \text{ tonm}$$

Analisa Stabilitas :

A. Stabilitas terhadap Guling :

$$SF = (M_t/M_g) > 1,5 \text{ (angka keamanan)}$$

$$= (581,73/150,80)$$

$$SF = 3,86 > 1,5 \text{(OK)}$$

B. Stabilitas terhadap Geser :

$$SF = c \cdot A' + \sum V \tan \theta / \sum H > 1.1 \text{(OK)}$$

$$= 0,4 \cdot (222,42 / 12,66)$$

$$SF = 7,026 > 1.1 \text{(OK)}$$

C. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah :

$$e = [(\sum MV - \sum MH) / \sum V] - (B/2)$$

$$= (581,73 - 150,80) / 222,42 - (26,5/2)$$

$$e = 11,31$$

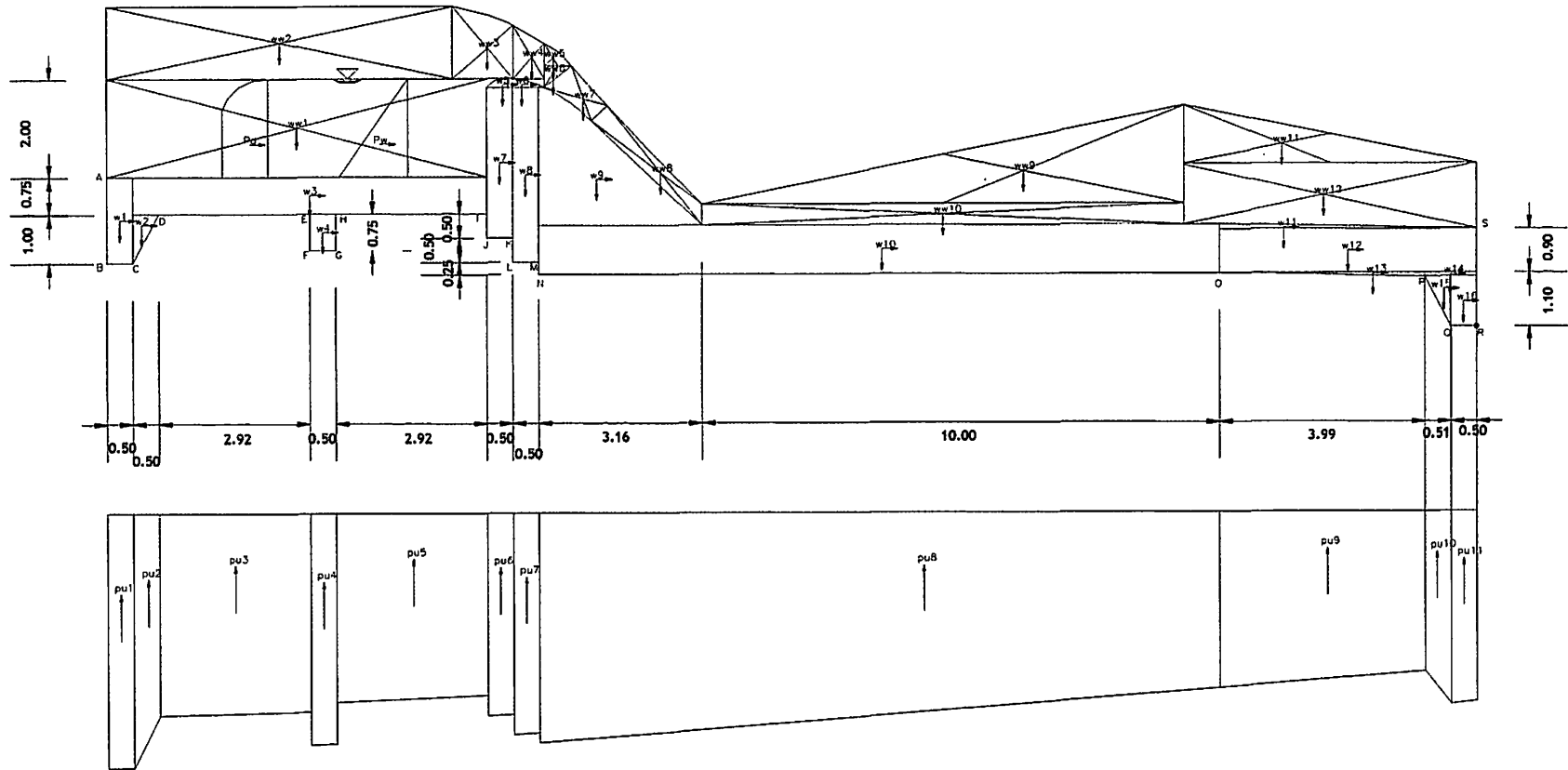
$$\sigma_{\max} = \frac{2 \sum V}{L \cdot X} < \bar{\sigma}$$

$$X = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

$$X = 3 \cdot \left(\frac{26,5}{2} - 11,31 \right) = 5,82 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{maks}} = ((2 \cdot 222,42) / (26,5 \cdot 5,82))$$

$$= 2,884 \text{ ton/m}^2 < q_u \text{ (Aman)}$$



Gambar 4.7. Skema Gaya Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Pada Kondisi Normal Muka Air Banjir

4.9.8 Perhitungan Uplift Kondisi Muka Air Banjir(MAB)

Tabel 4.25.Perhitungan Rayapan Metode Lane Kondisi Muka Air Banjir

Titik	Garis	Panjang Rayapan				$\Delta H = \frac{L_x}{C_w}$	H_x	$P_x = H_x - (L_x/L) * \Delta H$
		Vert	Hor	1/3 Hor	L_x			
		m	m	m	m	m	m	ton/m ²
A					0.00	0.00	3.47	3.4700
B	A-B	1.75			1.75	0.36	5.22	5.1833
C	B-C		0.50	0.17	1.92	0.39	5.22	5.1759
D	C-D	1.00			2.92	0.60	4.22	4.1180
E	D-E		2.92	0.97	3.89	0.79	4.22	4.0385
F	E-F	0.75			4.64	0.95	4.97	4.7118
G	F-G		0.50	0.17	4.81	0.98	4.97	4.6929
H	G-H	0.75			5.56	1.13	4.22	3.8496
I	H-I		2.92	0.97	6.53	1.33	4.22	3.7085
J	I-J	0.50			7.03	1.43	4.72	4.1272
K	J-K		0.50	0.17	7.20	1.47	4.72	4.0988
L	K-L	0.50			7.70	1.57	5.22	4.5094
M	L-M		0.50	0.17	7.86	1.60	5.22	4.4783
N	M-N	0.25			8.11	1.66	5.47	4.6804
O	N-O		13.14	4.38	12.49	2.55	5.47	3.5983
P	O-P		3.99	1.33	13.82	2.82	5.56	3.2655
Q	P-Q	1.02			14.84	3.03	6.58	3.9350
R	Q-R		0.50	0.17	15.01	3.06	6.58	3.8753
S	R-S	2.00			17.01	3.47	4.58	0.0000
		8.52	25.47	8.488				

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan dilakukan dengan kondisi air normal (sesudah beroperasi) :

$$\Delta H = 3.47 \text{ m}$$

Panjang rayapan seharusnya :

$$L_b > 4x = 13.88 \text{ m}$$

$$L_x \text{ hasil perhitungan} = 17.01 \text{ m}$$

$$L_x > L_b = 17.01 > 8.00 \text{ m} \dots(\text{OK})$$

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Sebagai kesimpulan dari ” Perencanaan Bangunan Pelimpah Embung Anom Di Kabupaten Pasuruan” adalah sebagai berikut:

1. Dari perhitungan diperoleh dimensi pelimpah sesuai gambar 4.4 adalah sesuai berikut:
 - a. Tipe Ogee.
 - b. Bentuk lengkung hilir dengan persamaan $Y = -0,3445 X^{1,85}$
 - c. Direncanakan Kemiringan Ambang Hilir 1 : 1
 - d. Koordinat akhir lengkung di peroleh : (1,611 ; - 0,9183)
 - e. Puncak Pelimpah pada elevasi + 112,00 m
 - f. Tipe konstruksinya adalah pelimpah Pasangan Batu
2. Digunakan Peredam Energi USBR Tipe III dengan panjang kolam olakan 8 meter
3. Tinggi Muka air di atas Puncak Ambang = 1,210 m
4. Dari perhitungan analisa stabilitas pada kondisi kosong, kondisi normal maupun kondisi banjir di tinjau keadaan tanpa gempa maupun dengan gempa memenuhi syarat aman.

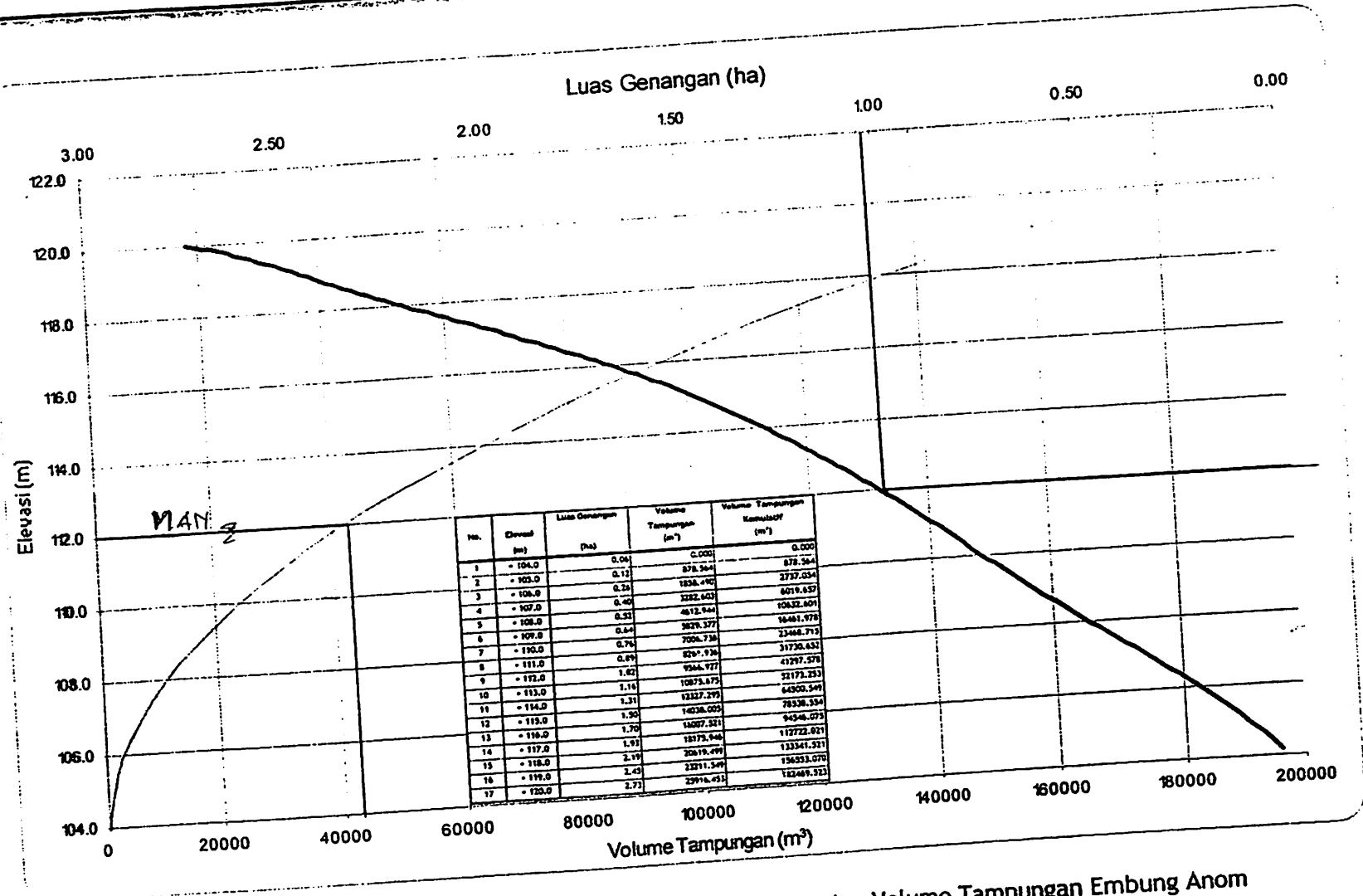
5.2. Saran

Dari Studi perencanaan ini penyusun merencanakan agar hasil evaluasi yang telah di buat, nantinya di uji dengan suatu model test.Hal ini di lakukan untuk mengetahui karakteristik hidrolis aliran di atas pelimpah dan bangunan pelengkapya. Sehingga dapat di lakukan penyesuaian terhadap kondisi yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

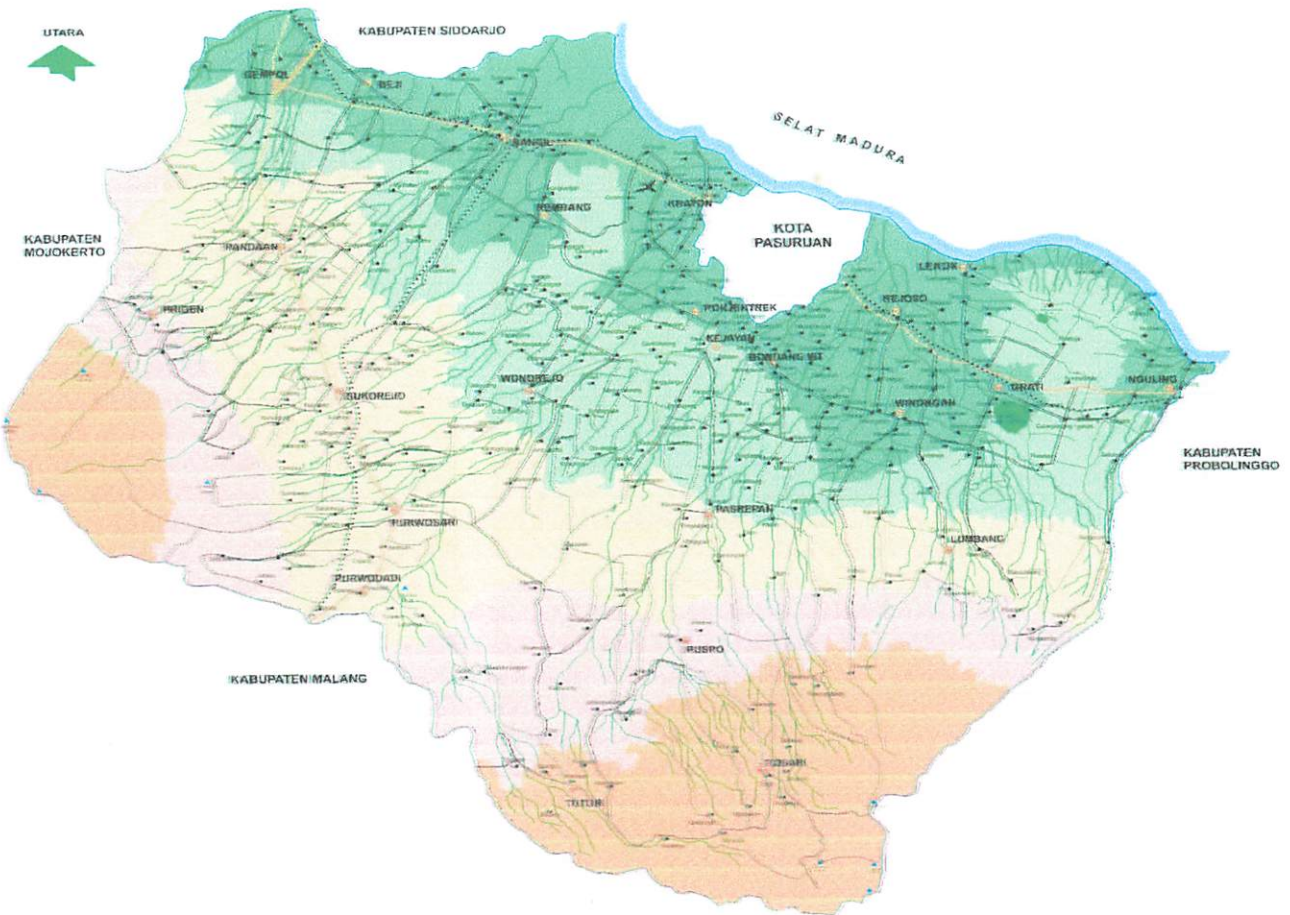
- Anonim,(1996),*Standar perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan KP-02,KP-04,KP-06* Jakarta: Direktorat Jendral Pengairan Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim,Oxford dan IBH Publishing Co,1987,*Design Of Small Dams*, New Delhi
- Chow,Ven Te.1992. *Hidrolika saluran terbuka*, Airlangga, Jakarta
- Faraitody,Aquarta.2007.*Perencanaan Bangunan Pelimpah Pada Waduk Pejok Kabupaten Bojonegoro Propinsi Jawa Timur*. Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya Malang.
- Kumarasari,Nia. 2005. *Perencanaan Bangunan Pelimpah Embung Jokerto Di kabupaten Magetan*, Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi nasional malang.
- Soemarto,CD.1987.*Hidrologi Teknik*.Usaha Nasional,surabaya
- Sosrodarsono,Suyono.1987.*Hidrologi Untuk Pengairan*. PT Pradya Paramita,Jakarta
- Sosrodarsono, Suyono, Takeda, Kensaku.(1981), *Bendungan Tipe Urugan* , Jakarta:PT Prandnya Paramita.

1
Z
A
D
D
A
M
L



Gambar 4.11. Grafik Hubungan antara Elevasi, Luas Genangan dan Volume Tampung Embung Anom

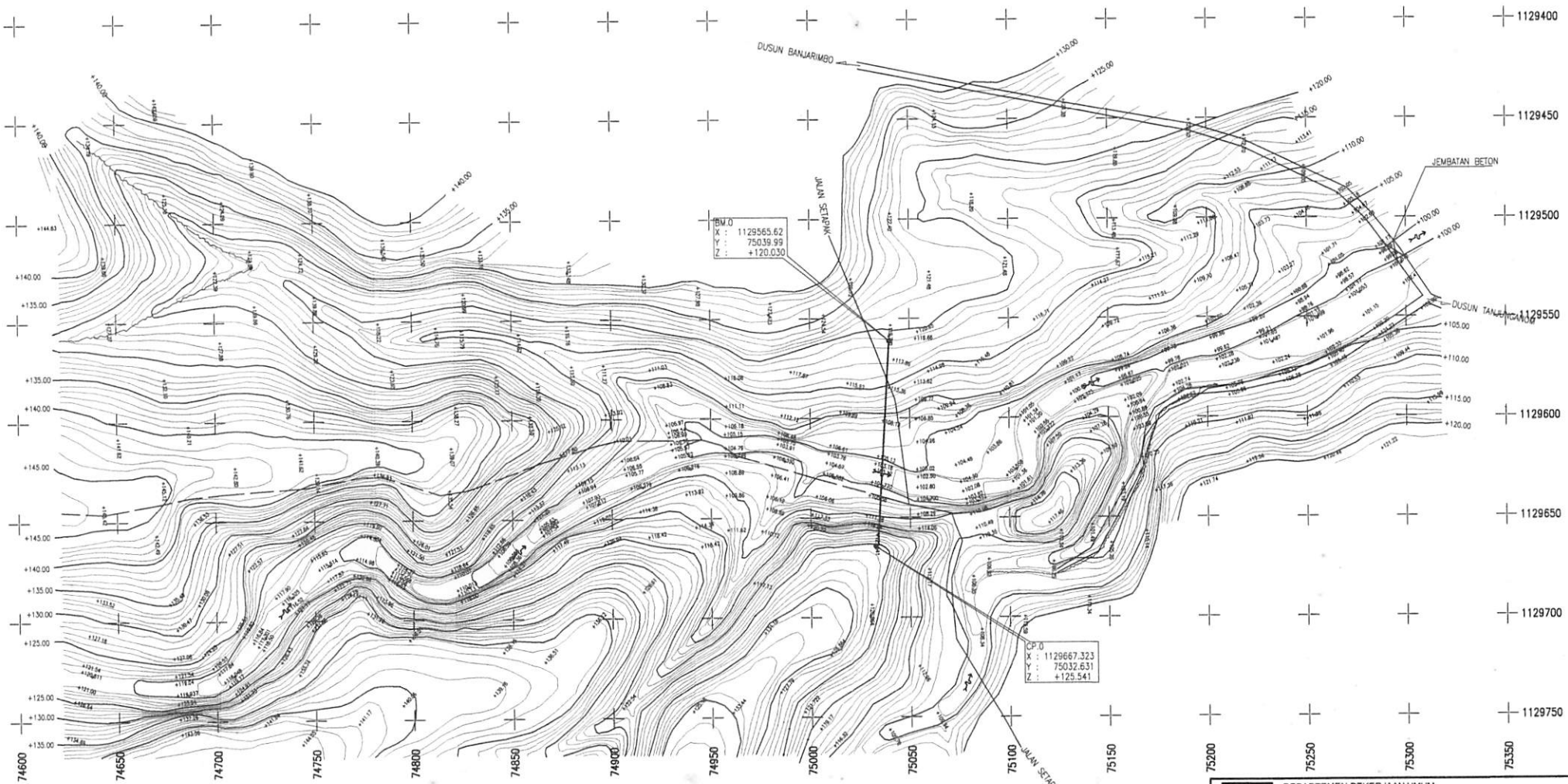
KABUPATEN PASURUAN





LOKASI EMBUNG ANOM
DUSUN TANJUNGANOM
DESA SANGANOM




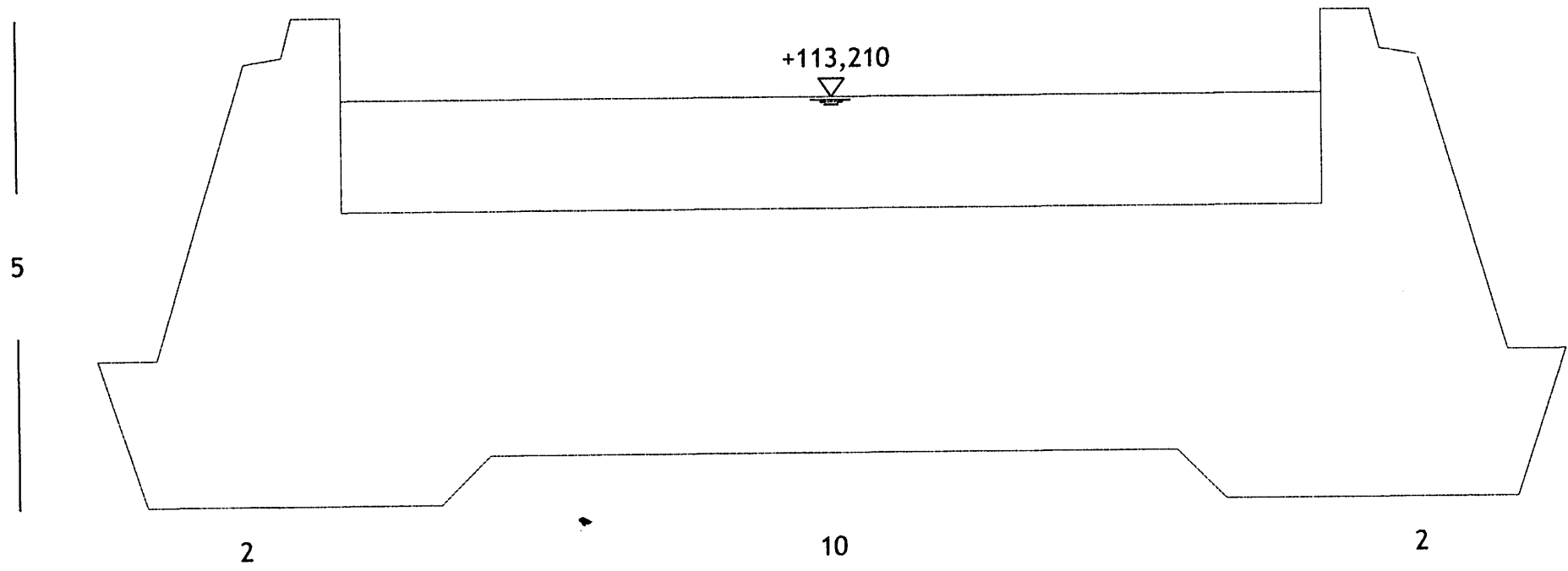


TOPOGRAFI EMBUNG ANOM

SKALA 1 : 1000

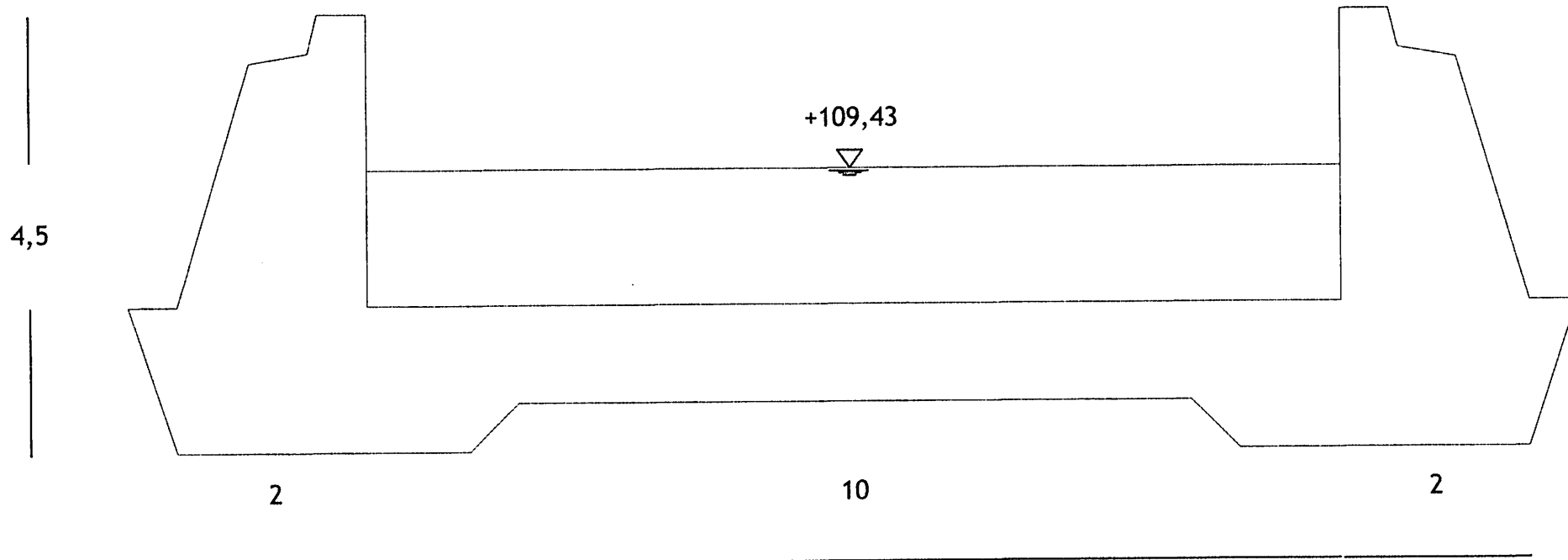


 DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM DIREKTORAT JENDERAL SUMBER DAYA AIR INDIK PELAKSANA KEGIATAN PENGEMBANGAN WILAYAH SUNGAI KALI BRANTAS SATUAN KERJA NON VERTIKAL TERTEUTU PPSA - BRANTAS BAGIAN PELAKSANAAN KEGIATAN PEMBINAAN DAN PERENCANAAN Jl. Mangrove No. 112 Telp (021) 7523444, 7521845, 7528631 Fax: 7523488 Kode Pos 1058 KD Surabaya 60052			
PEKERJAAN			
SURVEY INVESTIGASI DESAIN EMBUNG EMBUNG DI KABUPATEN PASURUAN			
JUDUL GAMBAR			
TOPOGRAFI EMBUNG ANOM			
SKALA	DIPERIKSA	DIUJUKAN	DIREVISI
1 : 1000			
TANGGAL	DIGAMBAR	DIPERIKSA	DIREVISI
LEMBAR			
TANGGAL 11/05/2018			
TANGGAL 11/05/2018			



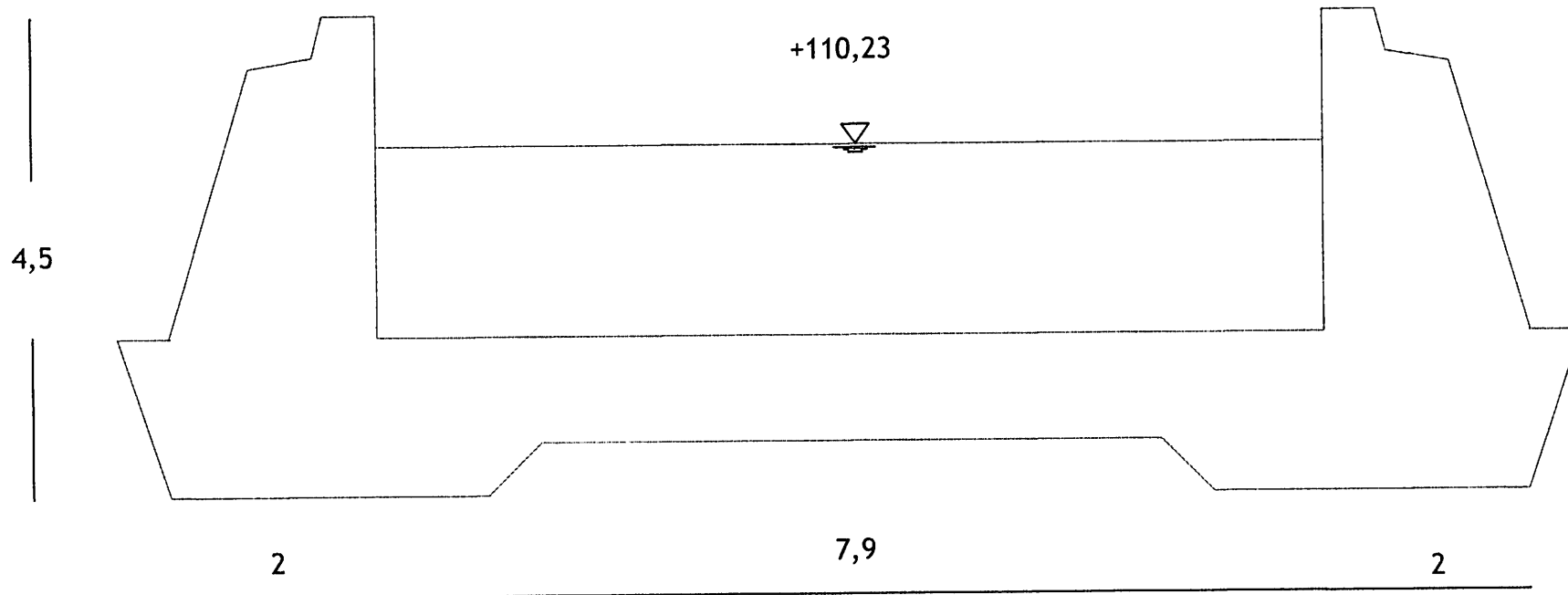
Potongan B-B

Skala 1 : 50



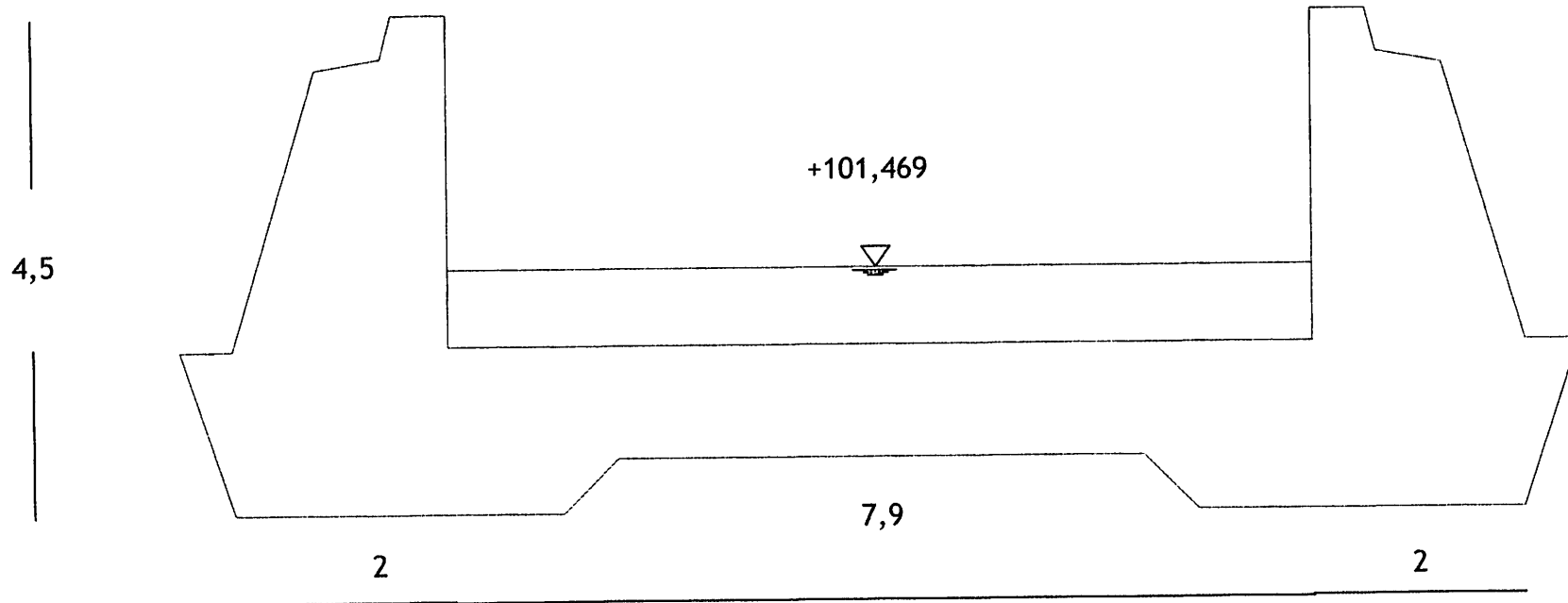
Potongan C-C

Skala 1 : 50



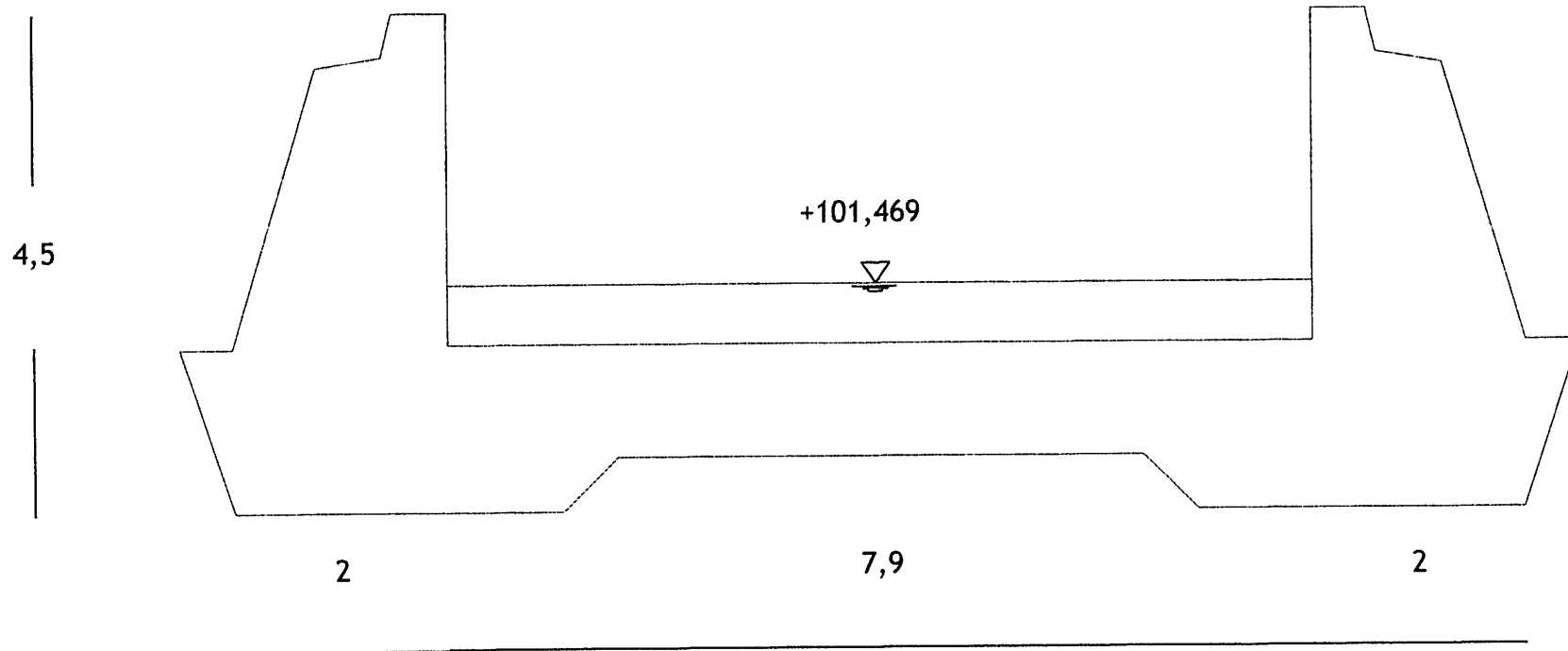
Potongan D-D

Skala 1 : 50



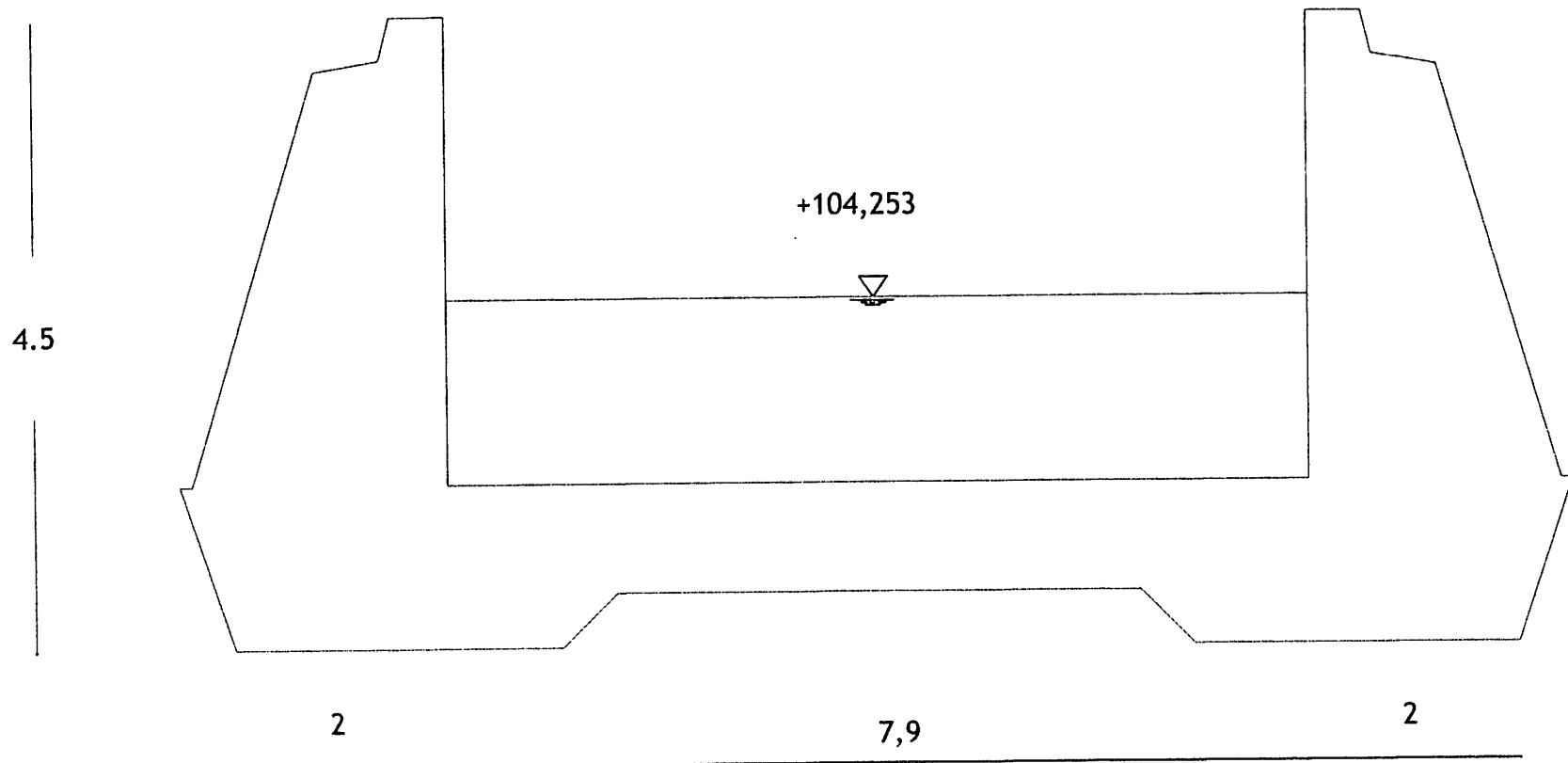
Potongan E-E

Skala 1 : 50



Potongan F-F

Skala 1 : 50



Potongan G-G

Skala 1 : 50