

PROYEK AKHIR

STUDI PERENCANAAN HIDROLIS  
PELIMPAH EMBUNG NGEMPLAK  
KABUPATEN TRENGGALEK



Aksi	Masih	Klasifikasi 627 SIS S
Perinc	1/18	
No. Induk	180705	

Oleh :

NUNUNG ANDRI SISWOKO  
NIM. 001903103095

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI TEKNIK  
UNIVERSITAS JEMBER

2004

HALAMAN PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN HIDROLIS  
PELIMPAH EMBUNG NGEMPLAK KABUPATEN TRENGGALEK

Diajukan Sebagai Syarat Yudisium Program Studi Diploma III  
Jurusan Teknik Sipil – Program Studi Teknik  
Universitas Jember

Oleh :

NUNUNG ANDRI SISWOKO

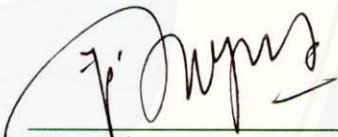
001903103095

Telah Diuji dan Disetujui Oleh :

Gusfan Halik, ST., MT.  
Dosen Pembimbing I / Ketua Sidang

  
Tanggal : \_\_\_\_\_

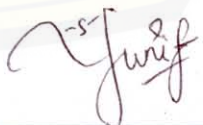
Wiwik Yunarni, ST.  
Dosen Pembimbing II / Ketua Sidang

  
Tanggal : \_\_\_\_\_

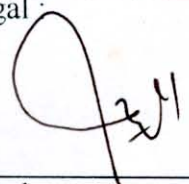
Ir. Hernu Suyoso  
Anggota Sidang

  
Tanggal : \_\_\_\_\_

Sri Wahyuni, ST., MT.  
Anggota Sidang

  
Tanggal : \_\_\_\_\_

Ir. Entin Hidayah, M. Um.  
Anggota Sidang

  
Tanggal : \_\_\_\_\_

HALAMAN PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN HIDROLIS  
PELIMPAH EMBUNG NGEMPLAK KABUPATEN TRENGGALEK

Mengetahui :

Ketua Jurusan Teknik Sipil




Ir. Hernu Suyoso  
NIP. 131 660 768

Ketua Program Studi D III Teknik Sipil



Jojok Widodo S., ST., MT  
NIP. 132 258 074

Ketua Program Studi Teknik



Dr. Ir. R. Sudaryanto, DEA  
NIP. 320 002 358

MOTTO

إنما الأعمال بالنيات

- ⌘ “*Sesungguhnya suatu perbuatan tergantung pada niat seseorang*”  
( **Hadist**)
- ⌘ “*Bakat itu hanya satu persen, selebihnya adalah kerja keras*”  
( **Leonardo Da-vinci**)
- ⌘ “*Jadikanlah sabar dan shalat sebagai penolongmu*”
- ⌘ “*Sesungguhnya Allah tidak akan merubah keadaan suatu kaum sehingga kaum itu sendiri yang akan merubahnya*”
- ⌘ “*Dan adapun Orang-orang yang takut kepada tuhanNya dan menahan diri dari keinginan hawa nafsunya maka sesungguhnya surgalah tempat tinggalnya*”.  
(**Q.S. Annazi'aat 40**).
- ⌘ *Don't put off till tomorrow what you can do today ( Janganlah kamu tunda sampai besok apa yang dapat kamu kerjakan sekarang)*
- ⌘ *Success never comes to indolence ( kesuksesan tidak akan datang dengan sendirinya)*

**ABSTRAK**

**STUDI PERENCANAAN HIDROLIS  
PELIMPAH EMBUNG NGEMPLAK  
KABUPATEN TRENGGALEK**

**Nunung Andri Siswoko**  
**001903103095**

Pada setiap perencanaan ambang khususnya tipe urugan diperlukan adanya bangunan pelimpah. Bangunan ini berfungsi untuk melindungi tubuh embung dari bahaya pelimpasan (*overtopping*) pada saat terjadi banjir.

Embung Ngemplak yang merupakan obyek kajian ini, direncanakan dengan tujuan utama sebagai penyedia air bahan baku. Tipe embung yang digunakan adalah urugan batu dengan dilengkapi bangunan pelimpah.

Perencanaan ini terdiri dari beberapa analisa yang meliputi: analisa hidrologi, hidrolika dan analisa stabilitas konstruksi. Analisa hidrologi digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana sebagai dasar perencanaan bangunan pelimpah, sedangkan untuk mengetahui karakteristik aliran sepanjang bangunan pelimpah dilakukan analisa hidrolika. Disamping itu perlu dilakukan kontrol stabilitas untuk memenuhi syarat-syarat keamanan bangunan.

Dari hasil perencanaan bangunan pelimpah ini diperoleh besar debit yang lewat diatas pelimpah untuk banjir rencana  $Q_{50}$  tahun sebesar  $25,90 \text{ m}^3/\text{det}$  dengan elevasi muka air diatas pelimpah + 99,28 m dan untuk  $1,2Q_{100}$  tahun sebesar  $30,04 \text{ m}^3/\text{det}$ , dengan elevasi muka air diatas pelimpah + 99,37 m.

**Kata kunci : Pelimpah Embung**



LEMBAR ASISTENSI

No	Tanggal	Uraian	Paraf
1.	19/4 '04	<ul style="list-style-type: none"><li>• Lanjutkan ke gambar untuk Hydrosekap Nakaya-su.</li></ul>	
2.	14/5 '04	<ul style="list-style-type: none"><li>• Di Metodologi untuk data hujan dikasih keterangan berapa tahun yang diambil.</li><li>• Untuk data tanah dibeki penjelasan</li><li>• Tolong dicantumkan <math>\alpha</math> coba<sup>2</sup> antara lain <math>\alpha = 1</math>, <math>\alpha = 1.5</math> dan <math>\alpha = 2</math></li><li>• Untuk penelusuran banjir dicoba untuk elevasi muka air ditambah 0,20</li><li>• Cara menghitung CH rencana ada berapa? masins<sup>2</sup> persyaratannya apa, tolong dicantumkan.</li><li>• <math>\alpha</math> yang diambil yaitu <math>\alpha</math> yang menyerupai dengan data pengamatan</li></ul>	
3.	6/5 '04	<ul style="list-style-type: none"><li>• Cek perhitungan <math>\alpha</math> untuk metode Nakaya-su</li><li>• Lanjutkan routine banjir</li></ul>	
4.	10/5 '04	<ul style="list-style-type: none"><li>• Perhitungan koefisien debit memakai rumus Iwasaki.</li><li>• Volume tampungan dihitung dengan cara Interpolasi</li></ul>	
5.	25/5 '04	<ul style="list-style-type: none"><li>• Ketidaksian (d) pada tabel saluran peluncur dicoveri dengan cara trial / coba - coba.</li><li>• Lanjutkan ke analisa stabilitas konstruksi.</li></ul>	
6.	10/6 '04	<ul style="list-style-type: none"><li>• cek lagi perhitungan gaya tekan keatas (up lift).</li><li>• Perhitungan tekanan air dihitung dari 2 kondisi yaitu kondisi muka air normal dan muka air banjir.</li></ul>	



LEMBAR ASISTENSI

No	Tanggal	Uraian	Paraf
7.	15/04 8	<ul style="list-style-type: none"><li>• Perhitungan stabilitas ditambah dengan stabilitas pipa (rembesan dalam tanah)</li><li>• cek lagi gambar skema pembebanan pada ambang pelimpah</li></ul> <p><u>Acc dijilid</u></p>	

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan Puji Syukur kehadiran Allah SWT yang senantiasa melimpahkan Rahmat dan Hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Laporan Proyek Akhir ini dengan judul "**Studi Perencanaan Hidrolis Pelimpah Embung Ngemplak Kabupaten Trenggalek**"

Proyek Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademik dan pencapaian gelar Ahli Madya Program Studi Teknik Sipil Universitas Jember. Demikian pula hasil Proyek Akhir ini didapatkan dari pengalaman dan ilmu yang penulis dapat selama masa kuliah. Untuk itu, dalam kesempatan ini penulis mengucapkan terimakasih yang tak terhingga kepada:

1. Allah SWT, berkat Rahmat, Taufiq, Hidayah, dan Mau'unah-Nyalah kami dapat menyelesaikan Laporan Proyek Akhir ini.
2. Rasulullah, Muhammad SAW, keluarga dan para sahabat yang menyelamatkan para umatnya dari jalan kegelapan menuju Dienul Islam.
3. Bapak Dr. Ir. R. Sudaryanto, DEA, selaku Ketua Program Studi Teknik Universitas Jember.
4. Bapak Jajok Widodo S, ST., MT, selaku Ketua Program Studi Diploma III Teknik Sipil.
5. Bapak Gusfan Halik, ST., MT, selaku Dosen Pembimbing I
6. Ibu Wiwik Yunarni, ST, selaku Dosen Pembimbing II
7. Bapak Ir. Hernu Suyoso, selaku Dosen Penguji
8. Ibu Sri Wahyuni, ST., MT, selaku Dosen Penguji
9. Ir. Entin Hidayah, M., UM, selaku Dosen Penguji
10. Ayahanda dan Ibunda, yang telah memberikan motivasi semangat dan do'anya
11. Zacky Alifian dan Eko Prasetyo yang telah membantu penulis dalam mencari data Proyek akhir ini.



12. Spesial untuk Wahyu, TE 01 yang telah memberikan dorongan semangat serta nasehatnya, sehingga terselesaikannya Laporan Proyek akhir ini.
13. Semua rekan-rekan senasib seperjuangan Teknik Sipil 2000 yang telah banyak membantu selama pelaksanaan Proyek akhir ini.
14. Almamaterku tercinta.
15. Dan semua pihak yang telah banyak membantu memberikan semangat dan dorongan secara langsung maupun tidak langsung.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa di dalam penyusunan proyek Akhir ini masih jauh dari sempurna dan perlu kiranyamemerlukan pembenahan, Oleh karena itu, kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Proyek Akhir ini akan kami terima dengan senang hati.

Kami berharap semoga Proyek Akhir ini dapat berguna dan bermanfaat bagi semua pihak, khususnya bidang konstruksi air.

Jember, November 2004

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL .....	i
HALAMAN PENGESAHAN .....	ii
HALAMAN PERSEMBAHAN .....	iii
ABSTRAK .....	iv
LEMBAR ASISTENSI .....	v
KATA PENGANTAR .....	vii
DAFTAR ISI .....	ix
DAFTAR TABEL .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xvi
<b>BAB I. PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang Masalah .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Batasan Masalah .....	2
1.4 Maksud Studi .....	2
1.5 Tujuan Studi .....	2
<b>BAB II. TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Analisa Hidrologi .....	3
2.1.1 Curah Hujan Daerah Rata-rata Harian maksimum .	3
2.1.2 Curah Hujan Rencana .....	5
2.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi Frekwensi .....	7
2.1.4 Curah Hujan Maksimum yang mungkin Terjadi ....	8
2.1.5 Distribusi Curah Hujan Jam-jaman .....	9
2.1.6 Koefisien pengaliran .....	10
2.1.7 Curah Hujan Netto Jam-jaman .....	11
2.1.8 Debit Banjir Rencana .....	11
2.1.9 Penelusuran Banjir .....	13

2.2	Analisa Hidrolika .....	15
2.2.1	Bentuk Ambang Pelimpah .....	16
2.2.2	Menentukan Tinggi Muka Air di Atas Ambang Pelimpah.....	17
2.2.3	Saluran Peluncur .....	18
2.2.4	Peredam Energi.....	21
2.3	Analisa Pembebanan.....	24
2.3.1	Tekanan Air.....	24
2.3.2	Berat Sendiri Bangunan .....	25
2.3.3	Tekanan Tanah.....	26
2.3.4	Gaya Tekan ke Atas .....	27
2.3.5	Daya Dukung Ijin Tanah .....	28
2.4	Analisa Stabilitas Konstruksi .....	28
2.4.1	Stabilitas Terhadap Guling.....	28
2.4.2	Stabilitas Terhadap Geser .....	29
2.4.3	Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah .....	29
2.4.4	Stabilitas Terhadap Piping (Rembesan Dalam Tanah.....	31

### **BAB III METODOLOGI**

3.1	Metodologi Pelaksanaan Studi perencanaan.....	32
3.2	Langkah-langkah Pelaksanaan .....	34
3.3	Data Teknis Pelimpah Embung .....	35

### **BAB IV ANALISA HIDROLOGI**

4.1	Data Curah Hujan.....	39
4.2	Perhitungan Curah Hujan Rencana .....	40
4.3	Uji Kesesuaian Distribusi Frekwensi.....	41
4.3.1	Uji Smirnov Kolmogorov.....	41
4.3.2	Uji Chi Square.....	45

4.4	Perhitungan Curah Hujan Maksimum yang Mungkin Terjadi .....	47
4.5	Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-jaman .....	57
4.6	Perhitungan Koefisien pengaliran.....	57
4.7	Perhitungan Curah Hujan Netto Jam-jaman .....	58
4.8	Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	59
4.9	Perhitungan Koefisien Debit.....	67
4.1.0	Perhitungan Lebar Efektif Pelimpah.....	68
4.1.1	Perhitungan Debit yang Lewat Pelimpah.....	68
4.1.2	Penelusuran Banjir di Atas Ambang Pelimpah.....	73

**BAB V ANALISA HIDROLIKA**

5.1	Perencanaan Ambang Pelimpah.....	77
5.2	Perhitungan Tinggi Muka Air di Atas Ambang .....	78
5.3	Perencanaan Saluran Peluncur.....	79
5.4	Perencanaan Peredam Energi.....	80
5.4.1	Pemilihan Tipe Kolam Olak .....	80
5.4.2	Perhitungan Dimensi Kolam Olak .....	80

**BAB VI ANALISA STABILITAS KONSTRUKSI**

6.1	Umum.....	84
6.2	Perhitungan Gaya-gaya yang Bekerja .....	84
6.2.1	Perhitungan Tekanan Tanah .....	84
6.2.2	Perhitungan Daya Dukung Ijin Tanah.....	85
6.2.3	Perhitungan Gaya Tekan ke Atas .....	88
6.2.4	Perhitungan Tekanan Air .....	88
6.2.5	Perhitungan Berat Konstruksi Pelimpah .....	91
6.3	Kontrol Stabilitas Ambang Pelimpah .....	97
6.3.1	Kontrol Stabilitas pada Kondisi Kosong Selesai di Bangun).....	97

6.3.2 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Normal Tanpa Gempa .....	98
6.3.3 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Normal Dengan Gempa .....	99
6.3.4 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Banjir Tanpa Gempa .....	100
6.3.5 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Banjir Dengan Gempa .....	101

**BAB VII PENUTUP**

7.1 Kesimpulan .....	103
7.2 Saran .....	104

**DAFTAR PUSTAKA**

**LAMPIRAN**

- Denah Tata Letak
- Gambar Potongan Memanjang Pelimpah Embung Ngemplak Kabupaten Trenggalek
- Gambar Potongan Melintang pelimpah Embung Ngemplak Kabupaten Trenggalek

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Harga Koefisien pengaliran.....	10
Tabel 4.1	Hujan Harian Maksimum Stasiun Kampak.....	39
Tabel 4.2	Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson III.....	40
Tabel 4.3	Harga Kritis ( $\Delta Cr$ ) untuk Uji Smirnov Kolmogorov .....	42
Tabel 4.4	Harga Probabilitas untuk Uji Smirnov Kolmogorov.....	43
Tabel 4.5	Uji Chi Square Log Pearson III.....	45
Tabel 4.6	Harga $X^2$ untuk Uji Chi Square.....	46
Tabel 4.7	Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson III.....	47
Tabel 4.8	Harga Koefisien Skewness Positive Distribusi Log Pearson III .....	48
Tabel 4.9	Perhitungan Curah Hujan Maksimum yang mungkin Terjadi.....	49
Tabel 4.10	Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-jaman .....	58
Tabel 4.11	Perhitungan Curah Hujan Netto.....	59
Tabel 4.12	Perhitungan Nisbah Hujan Jam-jaman.....	59
Tabel 4.13	Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu .....	60
Tabel 4.14	Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun.....	61
Tabel 4.15	Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun.....	62
Tabel 4.16	Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang $1,2*Q_{100}$ Tahun	63
Tabel 4.17	Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 200 Tahun.....	64
Tabel 4.18	Hidrograf Banjir Rancangan PMF .....	65
Tabel 4.19	Perhitungan Harga Koefisien Debit .....	67
Tabel 4.20	Hubungan C-L-Q di Atas Pelimpah .....	70
Tabel 4.21	Hubungan H-S-Q di Atas Pelimpah .....	72
Tabel 4.22	Penelusuran Banjir di Atas Ambang Pelimpah untuk $Q_{50}$ Tahun.....	73

Tabel 4.23	Penelusuran Banjir di Atas Ambang Pelimpah untuk 1,2R <sub>100</sub> Tahun.....	74
Tabel 5.1	Hubungan X dan Y dalam Lengkung Harold.....	78
Tabel 5.2	Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah untuk Debit Q <sub>50</sub> Tahun.....	79
Tabel 5.3	Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah untuk Debit 1,2Q <sub>100</sub> Tahun.....	79
Tabel 5.4	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Untuk Debit Q <sub>50</sub> Tahun.....	81
Tabel 5.5	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Untuk Debit 1,2Q <sub>100</sub> Tahun.....	82
Tabel 6.1	Faktor Bentuk Pondasi.....	86
Tabel 6.2	Koefisien Daya Dukung Tanah dari Ohsaki.....	86
Tabel 6.4	Perhitungan Gaya Tekan ke Atas pada Tiap Titik.....	89
Tabel 6.5	Perhitungan Gaya Tekan ke Atas pada pada Masing- masing Pias.....	89
Tabel 6.6	Perhitungan Berat Konstruksi Ambang Pelimpah.....	91
Tabel 6.7	Perhitungan Berat Air di Atas Pelimpah.....	91
Tabel 6.8	Perhitungan Gaya Vertikal, Horisontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Kosong dan Gempa).....	92
Tabel 6.9	Perhitungan Gaya Vertikal, Horisontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Muka Air Normal Tanpa Gempa).....	93
Tabel 6.10	Perhitungan Gaya Vertikal, Horisontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Muka Air Normal dengan Gempa).....	94
Tabel 6.11	Perhitungan Gaya Vertikal, Horisontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Muka Air Banjir Tanpa Gempa).....	95

Tabel 6.12	Perhitungan Gaya Vertikal, Horizontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Muka Air Banjir dengan Gempa).....	96
Tabel 6.13	Harga Minimum Angka Rembesan Lane.....	102





## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Skema Polygon Thiessen .....	4
Gambar 2.2	Unit Hidrograf Dr. Nakayasu .....	12
Gambar 2.3	Bentuk Ambang Pelimpah .....	17
Gambar 2.4	Tinggi Muka Air di Atas Ambang Pelimpah .....	17
Gambar 2.5	Skema Aliran Air pada Saluran Peluncur .....	19
Gambar 2.6	Perubahan Kemiringan Dasar Saluran Peluncur .....	20
Gambar 2.7	Tipe Peredam Energi USBR Tipe I .....	22
Gambar 2.8	Tipe Peredam Energi USBR Tipe II .....	22
Gambar 2.9	Tipe Peredam Energi USBR Tipe III .....	22
Gambar 2.10	Tipe Peredam Energi USBR Tipe IV .....	23
Gambar 2.11	Distribusi Tekanan Air Statis .....	24
Gambar 2.12	Distribusi Tekanan Air Dinamis .....	25
Gambar 2.13	Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif .....	26
Gambar 3.1	Flow Chart Studi Perencanaan Hidrolis Pelimpah Embung Ngemplak .....	33
Gambar 3.2	Lokasi Rencana Embung Ngemplak .....	36
Gambar 3.3	Peta Lokasi Identifikasi .....	37
Gambar 3.4	Daerah Pengaliran Sungai Kali Ngemplak .....	38
Gambar 4.1	Pengeplotan Data Curah Hujan dengan Metode Log Pearson III .....	44
Gambar 4.2	Grafik Adjustment dari Rata-rata Hujan Tahunan Maksimum dengan Lamanya Pencatatan data Hujan .....	51
Gambar 4.3	Grafik Adjustment dari Standar Deviasi Data Hujan Maksimum Tahunan dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan .....	52
Gambar 4.4	Grafik Adjustment Rata-rata dan Standar Deviasi Dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan .....	53
Gambar 4.5	Grafik Hubungan Antara Km dengan Fungsi Durasi	

	Hujan dan Rata-rata Tahunan .....	54
Gambar 4.6	Grafik Hubungan Antara Faktor Reduksi Luasan Dengan Luas Daerah Aliran.....	55
Gambar 4.7	Grafik Hubungan Antara Fixed Time Interval dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan.....	56
Gambar 4.8	Grafik Banjir Rencana Metode Nakayasu.....	66
Gambar 4.9	Harga Koefisien Kontraksi.....	69
Gambar 4.10	Harga Koefisien Kontraksi pada Dinding Samping.....	69
Gambar 4.11	Kurva Kapasitas Tampungan dan Luas Genangan Embung Ngeemplak.....	71
Gambar 4.12	Hubungan Inflow dan Outflow $Q_{50}$ Tahun.....	75
Gambar 4.13	Hubungan Inflow dan Outflow $1,2 \cdot R_{100}$ Tahun.....	76
Gambar 4.14	Hubungan Inflow dan Outflow $1,2 \cdot Q_{100}$ Tahun .....	77
Gambar 5.1	Bentuk Ambang Pelimpah .....	77
Gambar 6.1	Skema Pembebanan pada Ambang Pelimpah.....	87



## BAB I PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang Masalah

Tersedianya air yang memadai ditinjau dari segi lokasi, jumlah, mutu, dan kesinambungannya merupakan syarat mutlak peningkatan kualitas lingkungan dan taraf hidup manusia. Berdasarkan hal tersebut diatas maka pengembangan Sumber Daya Air dari skala kecil maupun besar harus melalui kajian yang benar-benar mantap dan terpadu dalam suatu wilayah aliran sungai.

Salah satu daerah yang mengalami permasalahan tersebut adalah diwilayah Desa Ngadimulyo, hal ini dikarenakan selain belum mendapatkan air dari PDAM, wilayah ini pada musim kering hampir seluruhnya mengalami kesulitan memperoleh air bersih. Sebagian besar dari mereka mengambil air dari sumber yang ditampung dalam tandon kemudian dialirkan didalam rumah-rumah.

Untuk itu sebagai salah satu alternatif pemecahan masalah dalam penyediaan air berdasar pada bentuk topografi dan curah hujan daerah yang dimaksud adalah membangun embung untuk sarana tandon air yang difungsikan sebagai penampung air yang biasa dipergunakan selama musim kemarau.

Jadi dengan dibangunnya embung tersebut juga dilengkapi bangunan pelimpah. Dimana pelimpah tersebut berfungsi untuk mengendalikan air hujan didalam tampungan embung pada musim penghujan. Pelimpah tersebut dapat berfungsi pada musim penghujan, karena daerah tersebut merupakan daerah dataran yang sempit dengan kondisi geologi daerahnya merupakan batu-batuan bukan pembawa air tanah regionalnya cukup dalam, sehingga secara praktis kebutuhan air yang didapat adalah air hujan dan limpasan permukaan saja.

Pembangunan pelimpah embung ini perlu direncanakan sebaik mungkin supaya sesuai dengan fungsi dan umur bangunan serta berhasil guna dengan pelaksanaan operasi dan pemeliharaan yang tepat dan benar.

## 1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang tersebut diatas maka dapat diambil rumusan masalah sebagai berikut :

- a. Berapa besarnya nilai dari debit banjir rencana ?
- b. Bagaimanakah tinjauan hidrolis dari bentuk ambang pelimpah ?
- c. Bagaimanakah pemilihan tipe peredam energi yang sesuai ?
- d. Bagaimanakah tinjauan keamanan atau stabilitas dari konstruksi pelimpah ?

## 1.3 Batasan Masalah

Dalam studi perencanaan Pelimpah Embung Ngemplak dibatasi sebagai berikut :

- a. Perencanaan bangunan Pelimpah Embung Ngemplak Trenggalek
- b. Analisis hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rencana
- c. Analisis hidrolika pada bangunan pelimpah
- d. Analisis stabilitas konstruksi pelimpah
- e. Tidak membahas analisis biaya

## 1.4 Maksud Studi

Maksud dari studi perencanaan hidrolis pelimpah adalah sebagai berikut :

- a. Untuk menentukan besarnya nilai dari debit banjir rencana
- b. Untuk menentukan kondisi hidrolis dari bentuk ambang pelimpah
- c. Untuk menentukan tipe peredam energi yang sesuai
- d. Untuk menentukan stabilitas atau keamanan konstruksi pelimpah yang direncanakan.

## 1.5 Tujuan Studi

Studi ini bertujuan untuk membuat perencanaan bangunan pelimpah embung yang sesuai dengan kondisi daerah studi, ditinjau dari segi geomorfologi dan geologi, hidrologi, hidrolika serta analisis stabiitasnya, sehingga diperoleh perencanaan bangunan pelimpah yang baik dan aman untuk Embung Ngemplak



**BAB II**

**TINJAUAN PUSTAKA**

**2.1 Analisa Hidrologi**

**2.1.1 Curah Hujan Daerah Rata-Rata Harian Maksimum**

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Pengukuran yang diperoleh dari masing-masing stasiun pengukur hujan itu merupakan data hujan lokal, sedangkan untuk keperluan analisis yang diperlukan adalah data hujan daerah.

Untuk mendapatkan gambaran mengenai distribusi curah hujan di seluruh daerah aliran sungai, maka diberbagai tempat pada daerah aliran sungai tersebut dipasang alat pengukur hujan. Untuk menghitung besarnya curah hujan daerah, ada tiga cara yang umum digunakan, yaitu :

1. Cara tinggi rata-rata

Tinggi rata-rata curah hujan didapatkan dengan mengambil harga rata-rata hitung (*arithmetic mean*) dari penakaran pada penakar hujan dalam areal tersebut.

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n}{n} = \sum_1^n \frac{d_i}{n} \dots \dots \dots (2.1)$$

dimana :

d = tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)

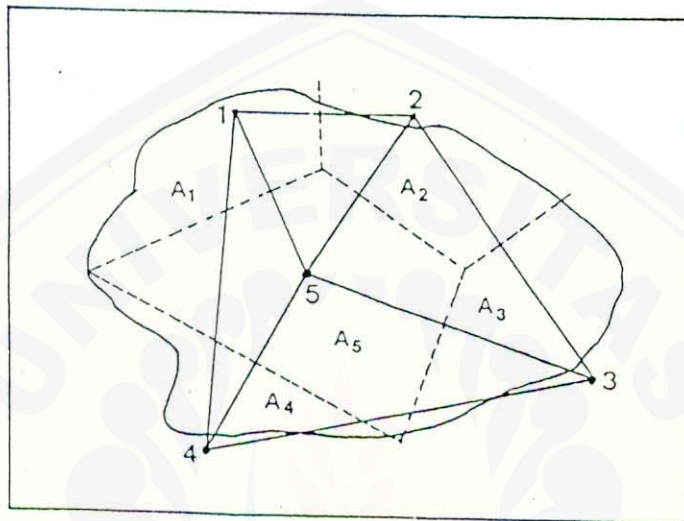
d<sub>1</sub>, d<sub>2</sub>, d<sub>3</sub>,... d<sub>n</sub> = tinggi curah hujan pada pos penakar 1,2,3,... n (mm)

n = banyaknya pos penakar

Cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya, asalkan pos-pos penakarnya terbagi merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari harga rata-rata seluruh pos penakar.

2. Cara polygon thiessen

Cara ini didasarkan atas cara rata-rata timbang (*weghted average*). Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar.



Gambar 2.1 Skema Polygon Thiessen

$$d = \frac{A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2 + \dots + A_n \cdot d_n}{A} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot d_i}{A} \dots \dots \dots (2.2)$$

Jika  $\frac{A_i}{A} = p_i$  yang merupakan prosentasi luas, maka :  $d = \sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i$

dimana :

A = luas areal (km<sup>2</sup>)

d = tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)

d<sub>1</sub>, d<sub>2</sub>, d<sub>3</sub>, ... d<sub>n</sub> = tinggi curah hujan dipos 1,2,3, ... n

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>, ... A<sub>n</sub> = luas daerah pengaruh pos 1,2,3, ... n

$$\sum_{i=1}^n P_i = \text{jumlah prosentasi luas} = 100 \%$$

3. Cara Isohyet

Isohyet adalah garis yang menghubungkan tempat-tempat yang mempunyai tinggi hujan yang sama. Cara ini membutuhkan jaringan

stasiun pengukur hujan yang relatif lebih padat agar memungkinkan untuk membuat garis-garis isohyet.

$$d = \frac{\frac{d_0 + d_1}{2} \cdot A_1 + \frac{d_1 + d_2}{2} \cdot A_2 + \dots + \frac{d_n \cdot 1 + d_n}{2} \cdot A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$= \frac{\sum_1^n \frac{d_i \cdot 1 + d_i}{2} \cdot A_i}{\sum_1^n A_i} = \frac{\sum_1^n \frac{d_i \cdot 1 + d_i}{2} \cdot A_i}{A} \dots \dots \dots (2.3)$$

dimana :

A = luas areal (km<sup>2</sup>)

d = tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)

d<sub>0</sub>, d<sub>1</sub>, d<sub>2</sub>, ..... d<sub>n</sub> = tinggi curah hujan pada isohyet 0, 1, 2, ... n (mm)

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>, ..... A<sub>n</sub> = luas bagian areal yang dibatasi oleh isohyet yang bersangkutan

Dalam perhitungan curah hujan daerah rata-rata harian maksimum pada Daerah Aliran Sungai Ngemplak ini tidak menggunakan ketiga cara diatas, karena stasiun hujan terdekat pada Daerah Aliran Sungai Ngemplak hanya ada satu stasiun yaitu Stasiun Hujan Kampak.

### 2.1.2 Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah hujan terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan tertentu atau hujan dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu.

Dalam analisis curah hujan rencana dapat dilakukan dengan beberapa cara, misalnya Gumbel, Log Pearson III, Normal dan sebagainya. Dimana syarat-syarat untuk ketiga metode tersebut antara lain :

#### 1. Gumbel

$$C_s = 1,1395$$

$$C_k = 5,402$$

2. Normal

$$C_s = -0,05 < C_s < + 0,05$$

$$C_k = 2,7 < C_k < 3,3$$

3. Log Pearson III

Tidak ada persyaratannya

Parameter-parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi Log Pearson III adalah :

1. Harga rata-rata (*mean*)
2. Simpangan baku (*standar deviasi*)
3. Koefisien kemiringan (*skewness*)

Adapun langkah-langkah dalam perhitungan curah hujan rencana berdasarkan cara distribusi Log Pearson III adalah ( C.D. Soemarto, 1987: 243) :

1. Data curah hujan harian maksimum tahunan sebanyak n tahun dalam bentuk logaritma.
2. Hitung rata-rata logaritma dengan rumus sebagai berikut :

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n} \dots\dots\dots(2.4)$$

3. Hitung standar deviasi dengan rumus sebagai berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{(n-1)}} \dots\dots\dots(2.5)$$

4. Hitung koefisien kepencengan dengan rumus sebagai berikut :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2).S^3} \dots\dots\dots(2.6)$$

5. Hitung Logaritma curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu dengan rumus sebagai berikut :

$$\log x_T = \overline{\log x} + G.S \dots\dots\dots(2.7)$$

Harga G didapatkan dari hubungan harga Cs dan tingkat probabilitasnya.



6. Curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu adalah merupakan harga dari antilog  $X_T$

dimana :

$\log X_T$  = logaritma curah hujan rencana dengan kala ulang tahun (mm)

Log x = rata-rata logaritma data (mm)

G = koefisien frekwensi

n = banyaknya tahun pengamatan

S = standar deviasi

Cs = koefisien skewness

### 2.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi Frekwensi

Untuk dapat mengetahui apakah data yang dipakai benar sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih, maka setelah penggambaran pada kertas probabilitas akan dilakukan uji kesesuaian distribusi atau sebaran. Hal ini dapat diketahui dengan melakukan uji chi square dan uji smirnov kolmogorov.

#### A. Uji Smirnov Kolmogorov

Untuk melakukan uji smirnov kolmogorov ini terlebih dahulu harus dilakukan plotting data pengamatan pada kertas probabilitas log pearson III dan penarikan garis durasi yang sesuai. Plotting dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

1. Data curah hujan maksimum daerah rata-rata tiap tahun diurutkan dari besar ke kecil.
2. Hitung probabilitas dengan rumus weibull:

$$p = \frac{m}{n+1} \times 100\% \dots\dots\dots(2.8)$$

dimana :

p = probabilitas (%)

m = nomor urut data dari seri yang telah diurutkan

n = banyaknya data

3. Plotting data hujan ( $X_i$ ) pada sumbu vertikal (Y) dan probabilitas (P) pada sumbu horisontal (X).
4. Tarik garis dari perhitungan garis lurus log pearson III dan hubungkan titik-titik dari harga probabilitas, kemudian dihitung dari tiap titik ( $\Delta y$ ) untuk uji chi square.

Apabila harga  $\Delta X_{maks}$  yang terbaca pada kertas probabilitas < dari  $\Delta_{cr}$ , maka pemilihan distribusi frekwensi tersebut dapat diterima.  $\Delta_{cr}$  didapat dari table hubungan derajat nyata ( *level of significant* ) dan banyaknya data. Hubungan tersebut ditunjukkan pada tabel 4.3

**B. Uji Chi Square**

1. Horisontal

Mencari jarak atau simpangan terjauh ( $\Delta_{maks}$ ) dari grafik probability paper

2. Vertikal

$$\sum(\Delta y^2/y) \dots\dots\dots(2.9)$$

dimana :

$\Delta y^2$  = jarak atau simpangan vertical

y = curah hujan (mm)

**2.1.4 Curah Hujan Maksimum yang Mungkin Terjadi**

Tujuan dari analisis ini adalah memperkirakan besarnya banjir terbesar yang mungkin terjadi pada suatu Daerah Aliran Sungai (DAS). Untuk menghitung besarnya curah hujan terbesar yang mungkin terjadi ini metode yang digunakan adalah statistik dengan rumus dibawah ini (Hersfield DM, 1965 : 126) :

$$X_m = X + KM \cdot S_n \dots\dots\dots(2.10)$$

dimana :

$X_m$  = curah hujan maksimum yang mungkin terjadi (mm)

$S_n$  = standar deviasi data

X = curah hujan daerah rerata harian maksimum (mm)

$K_m$  = variable statistik yang dipengaruhi oleh distribusi frekwensi nilai-nilai ekstrim

Cara ini akan sangat menguntungkan bila luas Daerah Aliran Sungai  $< 1000 \text{ km}^2$ .

Langkah-langkah perhitungan yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Menghitung besarnya curah hujan rata-rata ( $X_n$ )
2. Menghitung curah hujan rerata tanpa memasukkan data hujan yang maksimum ( $X_{n-m}$ )
3. Menghitung simpangan baku ( $S_n$ )
4. Menghitung simpangan baku tanpa memasukkan data curah hujan yang maksimum ( $S_{n-m}$ )
5. Mencari harga faktor koreksi  $X_n$  pada gambar 4.2
6. Mencari harga faktor koreksi  $S_n$  pada gambar 4.3
7. Mencari harga faktor koreksi  $S_n$  dan  $X_n$  pada gambar 4.4
8. Menghitung  $X_{n \text{ terkoreksi}} = X_n * (5) * (7)$ .....(2.11)
9. Menghitung  $S_{n \text{ terkoreksi}} = S_n * (6) * (7)$ .....(2.12)
10. Mencari harga  $K_m$  pada gambar 4.5
11. Menghitung PMP terpusat :  
 $X_m = X + K_M \cdot S_n$  .....(2.13)
12. Mencari faktor reduksi luas DAS, pada gambar 4.6
13. Mencari faktor reduksi yang dipengaruhi oleh lamanya pencatatan curah hujan, pada gambar 4.7
14. Menghitung PMP di seluruh DAS :  
 $PMP = X_m * (12) * (13)$  .....(2.14)

### 2.1.5 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Untuk menghitung hidrograf banjir rencana dengan hidrograf satuan perlu diketahui dahulu distribusi curah hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu. Prosentase distribusi curah hujan yang terjadi dapat dihitung dengan rumus Dr. Mononobe berikut ini (Suyono Sosrodarsono, 1987 : 146 ) :

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \cdot (t/T)^{(2/3)} \dots\dots\dots(2.15)$$

$$R_T = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R^{(t-1)} \dots\dots\dots(2.16)$$

dimana :

- $R_T$  = curah hujan pada jam ke T (mm)  
 $t$  = waktu konsentrasi hujan ( jam)  
 $R_t$  = intensitas hujan dalam T jam ( mm / jam )  
 $R_{24}$  = curah hujan efektif dalam 24 jam ( mm)

### 2.1.6 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang berdasarkan kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh pada daerah tersebut (Subarkah, 1980 : 51).

Adapun kondisi dan karakteristik tersebut adalah :

1. Keadaan hujan
2. Luas dan bentuk daerah aliran
3. Kemiringan daerah aliran dan dasar sungai
4. Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
5. Kebasahan tanah
6. Suhu udara, angin dan evaporasi
7. Tata guna tanah

**Tabel 2.1 Harga Koefisien Pengaliran**

Kondisi Daerah Pengaliran	Harga dari C
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Daerah bergelombang dan bersemak-semak	0,50 – 0,75
Daerah dataran yang diairi	0,45 – 0,60
Daerah persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di daerah dataran	0,45 – 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari dataran.	0,50 – 0,75

**Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1989: 38**

**2.1.7 Curah Hujan Netto Jam-Jaman**

Hujan netto adalah bagian curah hujan total yang mengakibatkan debit banjir (limpasan langsung / direct run-off). Besar curah hujan netto dapat dihitung dengan rumus (Subarkah, 1980: 51) :

$$R_n = C \cdot R \dots \dots \dots (2.17)$$

dimana :

- R<sub>n</sub> = Hujan netto (mm)
- C = Koefisien pengaliran
- R = Intensitas hujan (mm)

**2.1.8 Debit Banjir Rencana**

Debit banjir rencana adalah debit terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan yang tertentu atau debit banjir dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu.

Digunakan hidrograf satuan sintetik apabila tersedia data curah hujan dengan periode dalam jam, maka metode perhitungan dengan metode hidrograf satuan dapat diterapkan.

Untuk menganalisis banjir rencana terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir di sungai yang bersangkutan. Dalam menentukan pola hidrograf banjir pada DAS Ngemplak digunakan cara Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu adalah (Soemarto, 1987 : 168) :

$$Q_p = \frac{C.A.R_o}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \dots \dots \dots (2.18)$$

dimana :

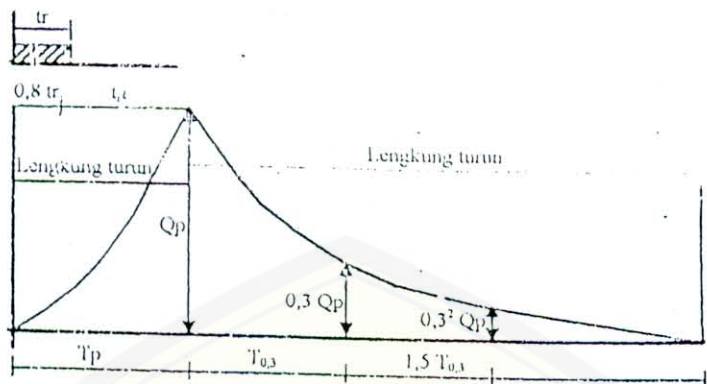
$$T_p = T_g + 0,8 T_r \dots \dots \dots (2.19)$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g \dots \dots \dots (2.20)$$

$$T_g = 0,2 \cdot L^{0,7} \longrightarrow \text{( untuk } L < 15 \text{ km )} \dots \dots \dots (2.21)$$

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot L \longrightarrow \text{( untuk } L > 15 \text{ km )} \dots \dots \dots (2.22)$$

$$T_r = 0.5 \text{ sampai } T_g \text{ (jam)} \dots \dots \dots (2.23)$$



Gambar 2.2 Unit Hidrograf Dr. Nakayasu

dimana :

$Q_p$  = Debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/det/mm)

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

$A$  = Luas daerah pengaliran (km<sup>2</sup>)

$T_p$  = Tenggang waktu dari permulaan banjir sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan untuk penurunan  $Q$  puncak sampai 30% dari  $Q$  puncak (jam)

$T_g$  = Waktu konsentrasi (jam)

$T_r$  = Satuan waktu banjir (jam)

$\alpha$  = Parameter hidrograf

$L$  = Panjang sungai (m)

Persamaan-persamaan hidrograf satuan sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut :

a. Bagian lengkung naik ( *rising limb* )

$$Q_a = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots(2.24)$$

b. Bagian lengkung turun ( *decreasing limb* )

$$Q_d = Q_p (0,3) \left( \frac{t-T_p}{T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2.25)$$

$$Qd_2 = Q_p \cdot (0,3) \left( \frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2.26)$$

$$Qd_3 = Q_p \cdot (0,3) \left( \frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2.27)$$

**2.1.9 Penelusuran Banjir ( Flood Routing )**

Hidrograf banjir dapat diketahui lewat suatu bagian alur sungai atau lewat waduk. Penelusuran banjir lewat waduk dimaksudkan untuk mendapatkan hubungan antara outflow dari pelimpah dengan elevasi muka air waduk.

Penelusuran banjir adalah merupakan peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Persamaan-persamaan yang digunakan adalah (C.D. Soemarto, 1987 : 188 ):

$$\left( \frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t + \left( S_1 - \frac{Q_1}{2} \cdot \Delta t \right) = \left( S_2 + \frac{Q_2}{2} \cdot \Delta t \right) \dots\dots\dots(2.28)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left( \frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \left( \frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} \right) \dots\dots\dots(2.29)$$

$$\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} = \psi \dots\dots\dots(2.30)$$

$$\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} = \psi \dots\dots\dots(2.31)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi_1 = \psi \dots\dots\dots(2.32)$$

dimana :

$I_1$  = Infflow pada awal  $\Delta t$  ( $m^3/det$ )

$I_2$  = Inflow pada akhir  $\Delta t$  ( $m^3/det$ )

$Q_1$  = Outflow pada awal  $\Delta t$  ( $m^3/det$ )

$Q_2$  = Outflow pada akhir  $\Delta t$  ( $m^3/det$ )

$S_1$  = Tampungan pada awal  $\Delta t$  ( $m^3/det$ )

$S_2$  = Tampungan pada akhir  $\Delta t$  ( $m^3$ )

$\Delta t$  = Periode penelusuran (jam)

$I_1$  dan  $I_2$  diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk jika periode penelusuran ( $\Delta t$ ) telah ditentukan.  $S_1$  merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum puncak bangunan pelimpah.

Dengan anggapan bahwa pada saat permulaan terjadi banjir ( $t=0$ ) elevasi air waduk setinggi puncak ambang pelimpah.  $Q_1$  adalah debit keluar pada permulaan periode penelusuran. Karena fasilitas pengeluarannya berupa bangunan pelimpah, maka digunakan rumus sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1989 : 181) :

$$Q = C \cdot L \cdot H^{(3/2)} \dots\dots\dots(2.33)$$

dimana :

$Q$  = Debit yang melalui pelimpah ( $m^3/det$ )

$C$  = Koefisien debit

$L$  = Lebar efektif mercu pelimpah ( $m$ )

$H$  = Tinggi tekan total diatas pelimpah ( $m$ )

Jadi harga koefisien debit ( $C$ ) dari ambang pelimpah dapat diperoleh dari rumus Iwasaki sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1989 : 182) :

$$Cd = 2,20 - 0,0416 (Hd/W) \dots\dots\dots(2.34)$$

$$C = 1,60 \cdot \frac{1 + 2a(h / Hd)}{1 + a(h / Hd)} \dots\dots\dots(2.35)$$

dimana :

$C$  = Koefisien limpasan

$Cd$  = Koefisien limpasan pada saat  $h = Hd$

$H$  = Tinggi air di atas mercu ambang pelimpah ( $m$ )

$Hd$  = Tinggi tekan rencana di atas mercu pelimpah ( $m$ )

$W$  = Tinggi pelimpah ( $m$ )

$a$  = Konstanta (diperoleh saat  $h = Hd$ ,  $C = Cd$ , dicari dari persamaan (2.34)



dan (2.35)

Dari perhitungan koefisien debit untuk menentukan debit yang lewat pelimpah dilakukan perhitungan panjang efektif pelimpah dimana rumus yang digunakan untuk menghitung lebar efektif pelimpah adalah (Suyono Sosrodarsono, 1989 : 183) :

$$L = L^1 - 2*(N*Kp + Ka)*H \dots\dots\dots(2.36)$$

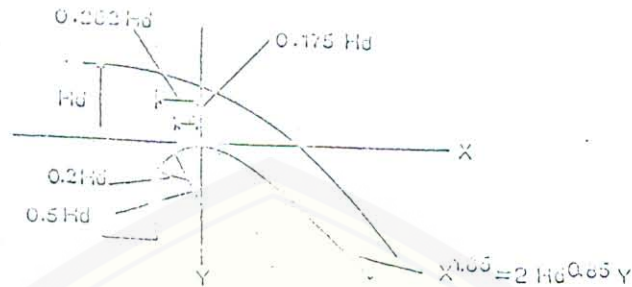
dimana :

- L = lebar efektif pelimpah (m)
- L<sup>1</sup> = lebar pelimpah sesungguhnya (m)
- N = jumlah pilar di atas mercu pelimpah
- Kp = koefisien kontraksi pilar (lihat gambar 4.11)
- Ka = koefisien kontraksi dinding samping (lihat gambar 4.12)
- H = Tinggi tekan total diatas mercu pelimpah (m)

## 2.2 Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika diperlukan untuk menentukan tipe pelimpah yang dipergunakan dalam perencanaan. Suatu pelimpah diperlukan untuk mengalirkan air banjir dan mencegah rusaknya embung. Di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe ambang untuk pelimpah yaitu tipe Ogee dan bulat. Dalam perencanaan ini digunakan pelimpah tipe Ogee, sedangkan dalam pelaksanaan dilapangan digunakan pelimpah tipe lebar. Dimana dari ketiga ambang tersebut mempunyai kelebihan-kelebihan dan kekurangan-kekurangan yang antara lain :

- Mercu Bulat
  - Dapat dipakai untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya (KP-02, 1986: 41)
  - Memiliki harga koefisien debit yang tinggi (44%) (KP-02, 1986: 41)
  - Hanya kemiringan permukaan hilir 1 : 1 saja yang bisa dipakai (KP-04, 1986: 40)
  - Aliran tidak dapat disesuaikan (KP-04, 1986: 40)
  - Mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir (KP-02, 1986: 41)



Gambar 2.3 Bentuk Ambang Pelimpah

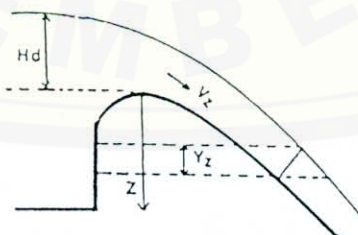
### 2.2.2 Menentukan Tinggi Muka Air di Atas Ambang Pelimpah

Untuk menentukan tinggi muka air di atas ambang pelimpah digunakan rumus ( Ven Te Chow, 1989 : 345 ) :

$$V_z = \sqrt{2g \cdot (Z + H_d - Y_z)} \dots\dots\dots(2.38)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot Y_z \dots\dots\dots(2.39)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{(g \cdot Y_z)}} \dots\dots\dots(2.40)$$



Gambar 2.4 Tinggi Muka Air di Atas Ambang Pelimpah

dimana :

Q = Debit banjir rencana (m<sup>3</sup>/det)

L = Lebar pelimpah (m)

- $V_z$  = Kecepatan pada titik sejauh z (m)
- $Y_z$  = Kedalaman air pada titik sejauh z (m)
- $F_z$  = Bilangan froude pada titik sejauh z
- $H_d$  = Tinggi kecepatan di sebelah hulu (m)
- $Z$  = Tinggi pelimpah dihitung dari mercu pelimpah sampai dengan lereng hilir pelimpah (m)

**2.2.3 Saluran Peluncur**

Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi persyaratan sebagai berikut ( Suyono Sosrodarsono, 1989 : 205 ) :

1. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
3. Agar biaya konstruksinya diusahakan seekonomis mungkin.

**A. Garis Permukaan Aliran di Dalam Saluran Peluncur**

Rencana teknis saluran peluncur didasarkan pada perhitungan-perhitungan hidrolika untuk memperoleh gambaran kondisi pengaliran melalui saluran tersebut.

Dalam studi ini perhitungan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur digunakan persamaan-persamaan sebagai berikut ( Suyono Sosrodarsono, 1989 : 208 ) :

$$Z_1 + d_1 + \alpha_1 \cdot V_1^2 / 2g = Z_2 + d_2 + \alpha_2 \cdot V_2^2 / 2g + hl \dots\dots\dots(2.41)$$

$$he_1 = \alpha_1 \cdot V_2^2 / 2g - \alpha_2 \cdot V_1^2 / 2g + [(n^2 \cdot V^2) / R^{(4/3)}] \Delta L \dots\dots\dots(2.42)$$

$$he_2 = d_1 - d_2 + \Delta L \cdot \tan \theta \dots\dots\dots(2.43)$$

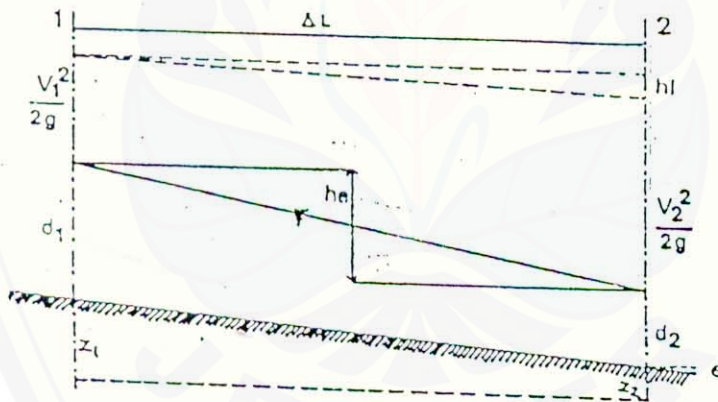
$$hl = [(n^2 \cdot V^2) / R^{(4/3)}] \Delta L \dots\dots\dots(2.44)$$

dimana :

$d_1$  = Kedalaman air pada potongan 1 (m)

$d_2$  = Kedalaman air pada potongan 2 (m)

- $Z_1$  = Tinggi dasar saluran dari garis persamaan pada potongan 1 (m)
- $Z_2$  = Tinggi dasar saluran dari garis persamaan pada potongan 2 (m)
- $\alpha$  = Koefisien aliran ( coriolis)
- $V_1$  = Kecepatan aliran pada potongan 1 ( m / det )
- $V_2$  = Kecepatan aliran pada potongan 2 ( m /det )
- $g$  = Percepatan gravitasi bumi ( m /det)
- $\Delta L$  = Jarak horisontal pada titik yang ditinjau (m)
- $\theta$  = Sudut kemiringan dasar saluran
- $h_l$  = Kehilangan tinggi tekan (m)
- $h_e$  = Perbedaan elevasi muka air potongan 1 dan 2 (m)
- $R$  = Jari-jari hidrolis (m)
- $n$  = Koefisien kekasaran



Gambar 2.5 Skema Aliran Air Pada Saluran Peluncur

**B. Kemiringan Dasar Saluran**

Untuk memperoleh bentuk lengkungan dasar saluran peluncur, jika terjadi perubahan kemiringan dasar saluran dapat dikembangkan dengan rumus yang berasal dari persamaan parabolis ( Suyono Sosrodarsono, 1989 : 211 ) :

$$Y = X \cdot \tan \theta + \frac{K \cdot X^2}{4 \cdot h_v \cdot \cos^2 \theta} \dots \dots \dots (2.45)$$

$$S = \tan \theta + \frac{K.X}{2.h_v. \cos^2 \theta} \dots\dots\dots(2.46)$$

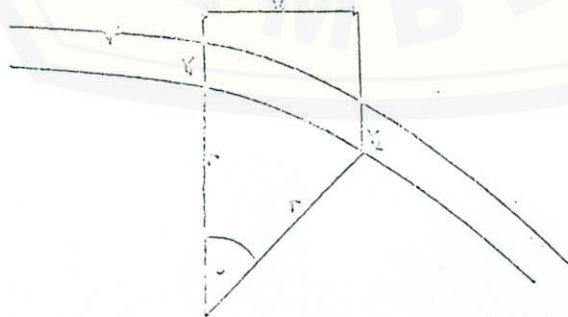
**C. Perubahan Kemiringan Dasar Saluran Peluncur**

Jika pada saluran peluncur terdapat perubahan kemiringan dasar, maka pada peralihan kemiringan harus dibuat lengkungan dengan jari-jari yang cukup besar. Untuk mengetahui tinggi muka air di akhir lengkungan dipakai rumus ( C.D. Soemarto, 1975 : 08 ) :

$$Y_1 + \frac{\alpha.V_1^2}{2g} + r.(1 - \cos \theta) = Y_2. \cos \theta + \frac{\alpha.V_2^2}{2g} + \frac{n^2.V^2}{R^{4/3}} .\Delta x \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

- Y<sub>1,2</sub> = Kedalaman air pada potongan 1 dan 2 (m)
- V<sub>1,2</sub> = Kecepatan aliran air pada potongan 1 dan 2 (m)
- α = Koefisien distribusi kecepatan
- g = Gaya gravitasi bumi (m/det<sup>2</sup>)
- r = Jari-jari lengkungan (m)
- R = Jari-jari hidrolik rata-rata antara potongan 1 dan 2 (m)
- θ = Sudut kemiringan dasar saluran terhadap garis horisontal
- n = Koefisien kekasaran
- V = Kecepatan rata-rata antara potongan 1 dan 2 (m/det)
- x = Jarak horisontal antara potongan 1 dan 2 (m)



**Gambar 2.6 Perubahan Kemiringan Dasar Saluran Pada Saluran Peluncur**

### 2.2.4 Peredam Energi

Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi sub kritis.

Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus yang sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan. Guna mereduksi energi yang terdapat dalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur dibuat suatu bangunan peredam energi.

Untuk memilih tipe kolam olak yang dipakai, ditentukan berdasarkan angka Froude yang dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_1}} \dots\dots\dots(2.48)$$

dimana :

Fr = Bilangan Froude

V = Kecepatan air (m/dt)

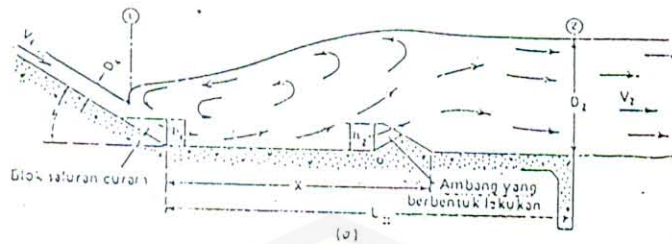
G = Pecepatan gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

Y1 = Kedalaman air di kolam olak (m)

- Tipe kolam olakan (stilling basin type)

Suatu bangunan peredam energi yang berbentuk kolam, dimana prinsip peredam energi sebagian akibat proses pergesekan diantara molekul-molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut. Berbagai tipe kolam olak menurut USBR terdapat 4 macam tipe kolam olak yang diantaranya :

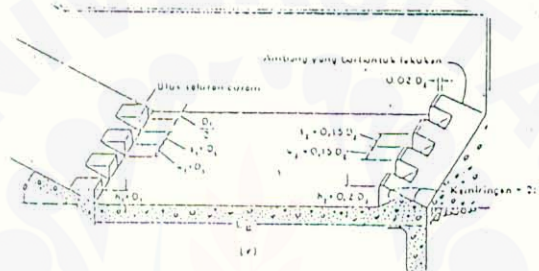
- USBR tipe I



**Gambar 2.7 Tipe Peredam Energi USBR Tipe I**

Sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil, dengan kapasitas pelimpah energi yang kecil, sehingga kolam olakannya juga kecil.

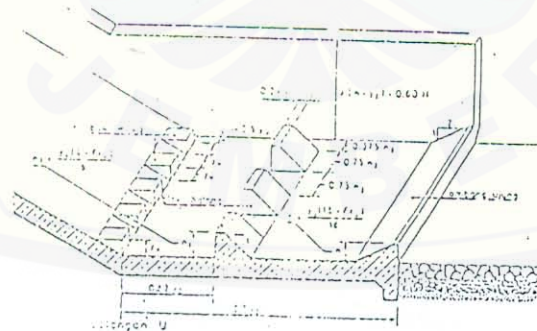
- USBR tipe II



**Gambar 2.8 Tipe Peredam Energi USBR Tipe II**

Sesuai dengan aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan debit yang besar ( $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$ ), tekanan hidrostatik  $> 60 \text{ m}$  dan bilangan froude  $> 4,5$ .

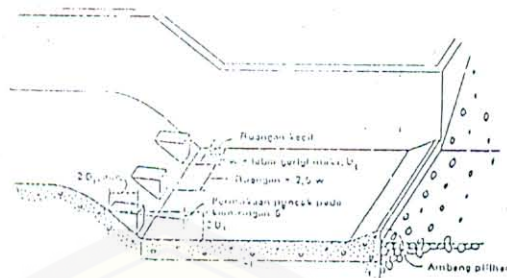
- USBR tipe III



**Gambar 2.9 Tipe Peredam Energi USBR Tipe III**

Sesuai dengan aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ( $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$ ), kecepatan  $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$  dan dengan bilangan froude  $> 4,5$ .

- USBR tipe IV



**Gambar 2.10 Tipe Peredam Energi USBR Tipe IV**

Sesuai dengan aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar dengan bilangan froude 2,5 sampai dengan 4,5.

Kedalaman air pada bagian sebelah hulu dan hilir loncatan hidrolis tersebut dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 2002 : 220) :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8.Fr^2} - 1 \right] \dots\dots\dots(2.49)$$

dimana :

$D_1$  = kedalaman air di hulu (m)

$D_2$  = kedalaman air di hilir (m)

$Fr$  = bilangan froude

Sedangkan untuk menghitung panjang kolam olak sesuai dengan rumus sebagai berikut (KP-02, 1986 : 56) :

$$L_j = 5.(n + D_2) \dots\dots\dots(2.50)$$

dimana :

$L_j$  = panjang kolam olak (m)

$n$  = tinggi ambang ujung (m)

$D_2$  = kedalaman air di hilir (m)



**2.3 Analisis Pembebanan**

Perhitungan pembebanan dalam analisis stabilitas bangunan pelimpah didasarkan pada kombinasi berbagai gaya yang bekerja pada bangunan tersebut

**2.3.1 Tekanan Air**

Persamaan yang digunakan dalam perhitungan adalah ( KP.06, 1986 : 25 ) :

a. Tekanan Air Statis

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \dots\dots\dots(2.51)$$

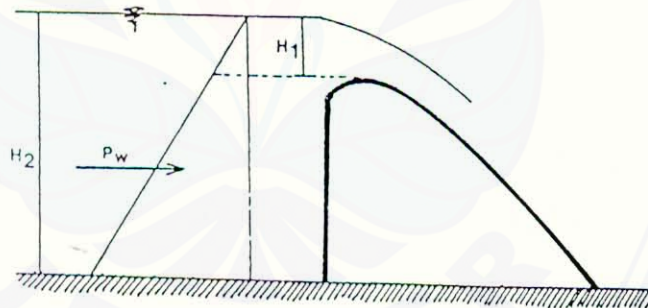
dimana :

$P_w$  = Tekanan air statis (ton/ m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  = Berat jenis air (ton/ m<sup>3</sup>)

$H_1$  = Tinggi muka air di atas pelimpah (m)

$H_2$  = Tinggi muka air di hulu pelimpah (m)



**Gambar 2.11 Distribusi Tekanan Air Statis**

b. Tekanan Air Dinamis

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot KH \cdot H_2^2 \cdot (1 - Z^{1.5}) \dots\dots\dots(2.52)$$

$$Y = H_2 \left( 1 - \frac{3}{5} \cdot \frac{1 - Z^{2.5}}{1 - Z^{1.5}} \right) \dots\dots\dots(2.53)$$

dimana :

$P_d$  = Tekanan air dinamis ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

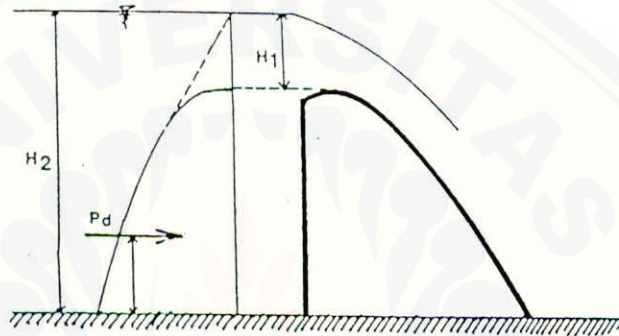
KH = Koefisien gempa

$H_1$  = Tinggi muka air diatas pelimpah (m)

$H_2$  = Tinggi muka air di hulu pelimpah (m)

Z = Rasio perbandingan untuk  $H_1/H_2$

Y = Jarak terhadap pusat tekanan (m)



Gambar 2.12 Distribusi Tekanan Air Dinamis

c. Berat Air

$$W = \gamma_w \cdot V \dots\dots\dots(2.54)$$

dimana :

W = Berat air (ton)

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

$\gamma_w$  = Berat jenis air ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

**2.3.2 Berat Sendiri Bangunan**

$$W_{\text{total}} = W_1 + W_2 + \dots + W_n \dots\dots\dots(2.55)$$

$$W_n = V_n \cdot \gamma_b \dots\dots\dots(2.56)$$

dimana :

$W_{total}$  = Berat total konstruksi (ton)

$V_n$  = Volume konstruksi tiap bagian ( $m^3$ )

$\gamma_b$  = Berat Jenis bangunan ( $ton\ m^{-3}$ )

$W_n$  = Berat konstruksi tiap bagian (ton)

Gaya akibat pengaruh Gempa (Gaya horizontal) :

Persamaan yang digunakan adalah :

$$W_e = W \cdot KH \dots \dots \dots (2.57)$$

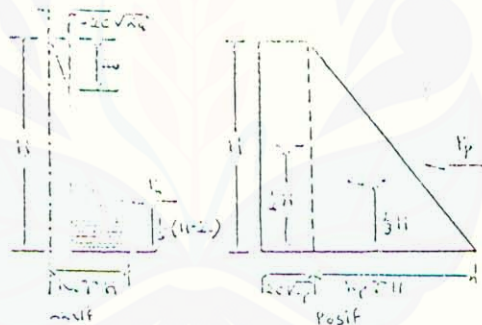
dimana :

$W_e$  = Gaya akibat pengaruh gempa (horizontal) (ton)

$W_n$  = berat konstruksi tiap bagian (ton)

$KH$  = Koefisien gempa horizontal

**2.3.3 Tekanan Tanah**



**Gambar 2.13 Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif**

Persamaan yang digunakan adalah ( Craig. RF.,1989:165):

A. Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \tan^2(45 - \theta / 2) \dots \dots \dots (2.58)$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H^2 - Z_o^2) - 2(\sqrt{K_a})(H - Z_o) \dots \dots \dots (2.59)$$

$$Z_o = 2C / (\gamma \sqrt{K_a}) \dots \dots \dots (2.60)$$

dimana :

$P_a$  = tekanan Tanah Aktif ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$\gamma$  = berat volume tanah ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

$H$  = tinggi tanah (m)

$Z_o$  = kedalaman dari  $2C (K_a)0.5$

$C$  = Kohesi Tanah

$K_a$  = Koefisien tekanan tanah aktif

B Tekanan Tanah Pasif

$$K_p = \tan^2(45 + \theta / 2) \dots \dots \dots (2.61)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2C.H \sqrt{(K_p)} \dots \dots \dots (2.62)$$

dimana :

$P_p$  = tekanan tanah pasif ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

$K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif

### 2.3.4 Gaya Tekan Ke Atas

Untuk menghitung besarnya gaya tekan ke atas digunakan persamaan (KP. 06,1986:29):

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H \dots \dots \dots (2.63)$$

dimana :

$P_x$  = gaya angkat pada x ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )

$L$  = Panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah (m)

$L_x$  = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)

$\Delta H$  = Beda tinggi energi (m)

**2.3.5 Daya Dukung Ijin Tanah**

Persamaan yang dipakai adalah sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1983:33) :

$$\sigma_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{F_s} \dots\dots\dots(2.64)$$

$$Q_{ult} = \alpha.C.Nc + \beta.B.N\gamma + \gamma.Df.Nq \dots\dots\dots(2.65)$$

dimana :

- Q<sub>ult</sub> = Daya dukung batas tanah (ton/m<sup>2</sup>)
- σ<sub>ijin</sub> = Daya dukung tanah yang diijinkan (ton/m<sup>2</sup>)
- F<sub>s</sub> = Faktor keamanan
- α, β = Faktor bentuk pondasi
- N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub>, N<sub>q</sub> = Koefisien daya dukung tanah berdasarkan sudut geser dalam
- D<sub>f</sub> = Kedalaman pondasi (m)
- γ = Berat jenis tanah (ton/m)
- B = Lebar Pondasi (m)

**2.4 Analisis Stabilitas**

Untuk menganalisis kestabilan ambang pada pelimpah perlu dilakukan kontrol-kontrol stabilitas yang meliputi :

1. Stabilitas terhadap guling
2. Stabilitas terhadap geser
3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

**2.4.1 Stabilitas terhadap Guling**

Dalam analisis control stabilitas terhadap guling digunakan persamaan (KP, 06,1986:39):

a. Keadaan Normal

$$SF = \frac{Ml}{Mg} > 1.5 \dots\dots\dots(2.66)$$

b. Keadaan Gempa

$$SF = \frac{Mt}{Mg} > 1.1 \dots \dots \dots (2.67)$$

dimana :

Sf = Faktor keamanan

Mt = Momen Tahan (t m)

Mg = Momen guling (t m)

**2.4.2 Stabilitas Terhadap Geser**

Persamaan yang digunakan (Suyono S, 1989:87):

a. Keadaan Normal

$$SF = \left( \frac{\tan \theta \sum V + CA}{\sum H} \right) > 1.5 \dots \dots \dots (2.68)$$

b. Keadaan Gempa

$$SF = \left( \frac{\tan \theta \sum V + CA}{\sum H} \right) > 1.1 \dots \dots \dots (2.69)$$

dimana :

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

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

C = Kohesi antara dasar pondasi dengan tanah pondasi

A = Luas pembebanan efektif (m<sup>2</sup>)

$\theta$  = Faktor geser antara dasar pondasi dengan tanah pondasi

**2.4.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah**

Kestabilan terhadap daya dukung tanah didasarkan dengan anggapan bahwa (Suyono Sosrodarsono, 1983 :288) :

- a. Jika titik tangkap gaya resultante terletak di dalam batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi :

$$e = \left[ \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{L}{2} \right] < \frac{L}{6} \dots\dots\dots(2.70)$$

$$\tau = \frac{\sum V}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] < \sigma_{ij \text{ int anah}} \dots\dots\dots(2.71)$$

dimana :

- e = eksentrisitas pembebanan (m)
- L = panjang dasar pondasi (m)
- $\sum V$  = jumlah gaya vertikal (m)
- A = Luas dasar pondasi per meter panjang (m<sup>2</sup>)
- B = Lebar pondasi (m)
- y = besarnya reaksi daya dukung tanah (tm<sup>-2</sup>)

- b. Jika titik tangkap gaya resultante terletak diluar batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi (di luar inti dari dasar pondasi) :

$$e > \frac{L}{6} \dots\dots\dots(2.72)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{2\sum V}{LX} \dots\dots\dots(2.73)$$

$$X = 3 \left[ \frac{B}{2} - e \right] \dots\dots\dots(2.74)$$

dimana :

- L = Lebar per meter panjang (m)
- X = Lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (m)

#### 2.4.4 Stabilitas Terhadap Piping (Rembesan Dalam Tanah)

Rembesan pada bawah ambang dicek dengan teori lane, untuk menyelidiki adanya erosi bawah tanah (terangkutnya material-material halus). Dengan teori yang sama dihitung tekanan air dibawah ambang,. Untuk perhitungan rembesan, panjang jalur rembesan sebaiknya diambil sampai ke pangkal hilir koperan (titik nol).

Angka koefisien rembesan menurut lane (Kp-02, 1986:124) :

$$CL = \frac{\sum LV + 1/3 \sum LH}{\Delta H} > CL \dots\dots\dots(2.75)$$

dimana :

CL = Angka rembesan lane

$\sum LV$  = Jumlah panjang rembesan dalam arah vertikal (m)

$\sum LH$  = Jumlah panjang rembesan dalam arah horizontal (m)

$\Delta H$  = Beda tinggi muka air (m)



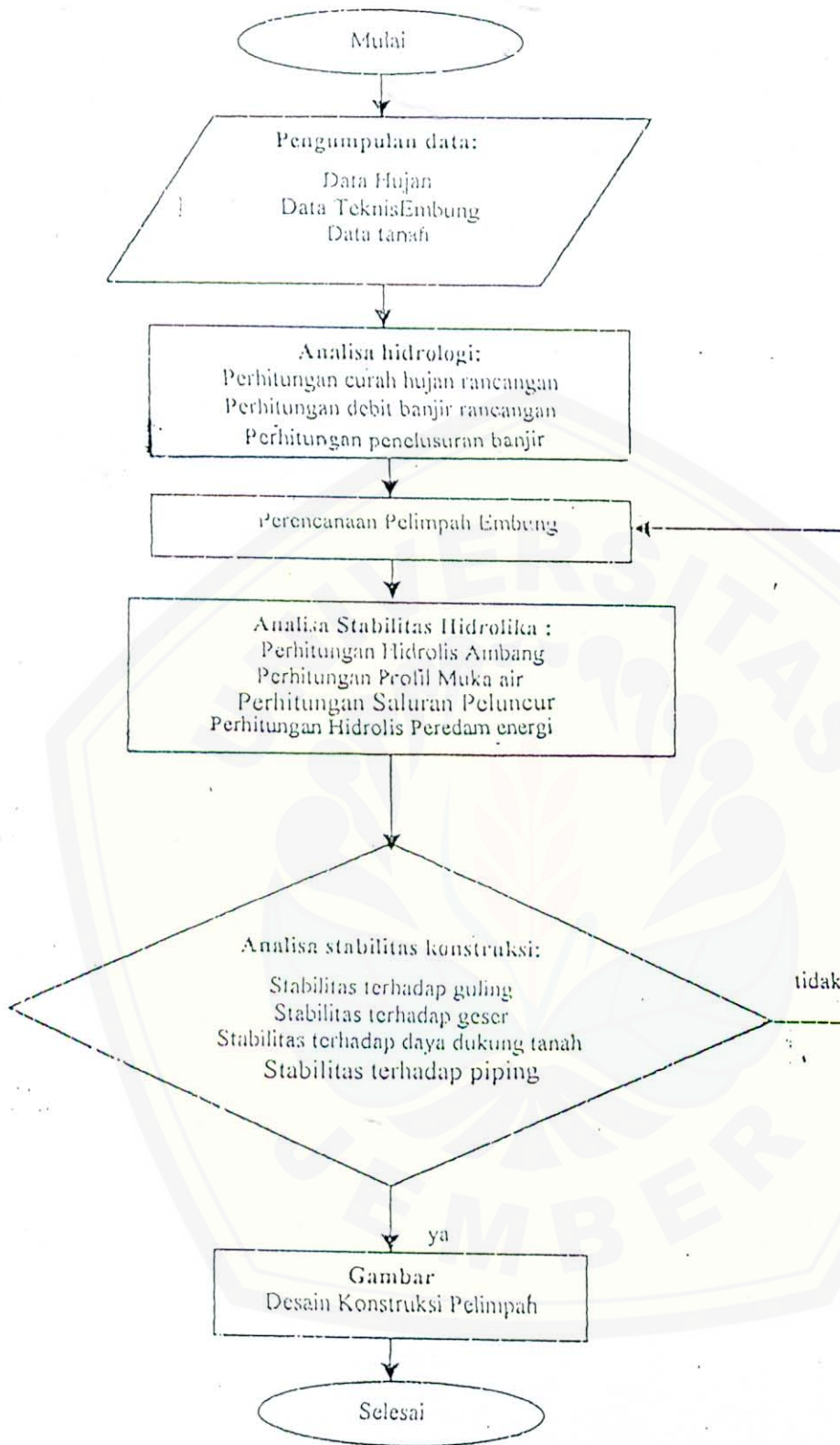


### BAB III METODOLOGI

#### 3.1 Metodologi Pelaksanaan Studi Perencanaan

Langkah-langkah dalam pengerjaan studi ini adalah :

1. Melakukan studi pustaka untuk mendapatkan teori-teori penunjang.
2. Mencari data untuk keperluan analisis, meliputi data curah hujan harian, data teknis embung dan data tanah.
3. Analisis Hidrologi
  - a. Menghitung curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu dengan distribusi frekuensi log pearson III.
  - b. Melakukan uji kesesuaian distribusi frekuensi, dengan uji chi square dan uji smirnov kolmogorov.
  - c. Menghitung besarnya curah hujan maksimum yang mungkin terjadi (PMP).
  - d. Menghitung curah hujan netto jam-jamam.
  - e. Menghitung debit banjir rencana dengan menggunakan cara hidrograf satuan sintetis Nakayasu.
  - f. Melakukan perhitungan penelusuran banjir.
4. Analisis Hidrolika
  - a. Perhitungan profil muka air di atas ambang
  - b. Merencanakan hidrolis ambang pelimpah
  - c. Pemilihan dan perhitungan hidrolika pada peredam energi
5. Analisis Stabilitas
  - a. Pengujian stabilitas terhadap :
    - Momen guling
    - Momen geser
    - Daya dukung tanah
    - Piping (rembesan dalam tanah)
6. Mendesain rencana konstruksi pelimpah



Gambar 3.1 Flow Chart Studi Perencanaan Hidrolis Pelimpah Embung Ngemplak

### 3.2 Langkah-Langkah Pelaksanaan

Dalam pelaksanaan perhitungan studi perencanaan ini diperlukan beberapa langkah-langkah pengerjaan, seperti yang tergambar dalam flow chart pada gambar 3.1.

1. Pengumpulan data yang diperlukan dalam studi ini, meliputi :
  - data hujan
  - data teknis embung
  - data tanah
2. Dari data hujan didapatkan perhitungan hidrologi yaitu perhitungan curah hujan rancangan, perhitungan debit banjir rancangan dan perhitungan penelusuran banjir.
3. Kemudian dari analisa hidrologi dilanjutkan dengan perencanaan pelimpah embung yang berfungsi untuk melewati kelebihan air banjir.
4. Untuk menentukan pelimpah embung yang direncanakan diperlukan perhitungan dari analisa hidrolika yang langkah perhitungannya sebagai berikut :
  - perhitungan hidrolis ambang
  - perhitungan profil muka air
  - perhitungan saluran peluncur
  - perhitungan peredam energi
5. Setelah itu diperlukan perhitungan analisa stabilitas konstruksi, dalam perhitungan analisa stabilitas konstruksi dilakukan pengecekan stabilitas terhadap guling, geser, daya dukung tanah dan piping.
6. Apabila dalam perhitungan analisa stabilitas konstruksi tidak memenuhi syarat, maka dapat dilakukan perhitungan kembali perencanaan pelimpah embung.
7. Jika dalam perhitungan hidrologi, hidrolika, dan stabilitas konstruksi sudah memenuhi syarat perhitungan, maka dapat dilakukan penggambaran desain konstruksi pelimpah embung.

### 3.3 Data Teknis Embung

#### 1. Kolam Embung

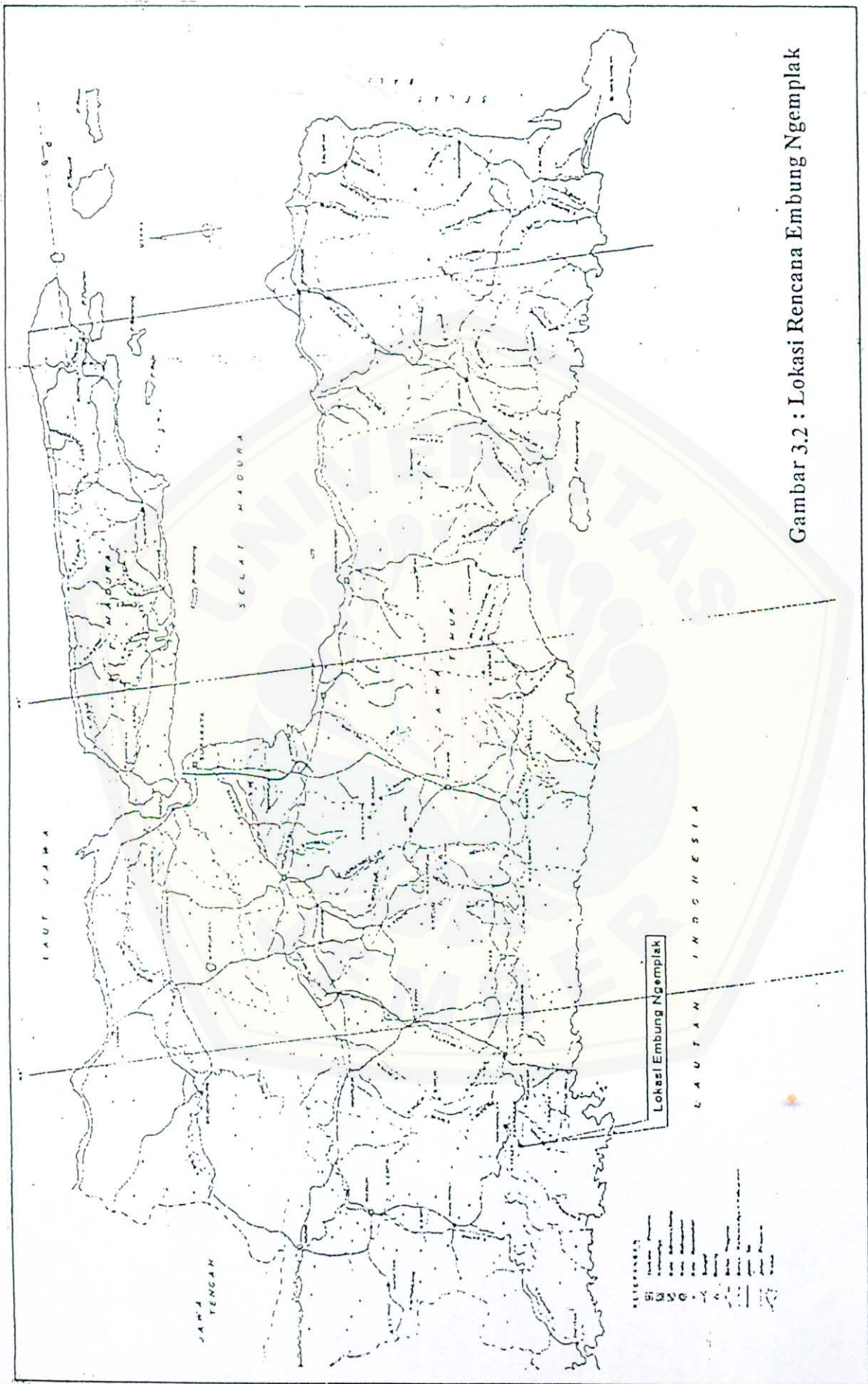
- Luas Daerah Aliran sungai = 1,15 km<sup>2</sup>
- EL. Muka Air Maksimum = EL. 97,70 m
- EL. Muka Air Rendah = EL. 96,50 m
- Luas daerah Genangan = 1788 m<sup>2</sup>
- Kapasitas Tampungan Total = 6509 m<sup>2</sup>
- Kapasitas Tampungan sedimen = 859 m<sup>2</sup>
- Jumlah Konsumen = 2213 jiwa ( 20 tahun yang akan datang )
- Kebutuhan Air = 45 liter/orang/hari

#### 2. Tubuh Embung

- Tipe = Urugan Tanah Homogen
- EL. Puncak = EL. 100,00 m
- Lebar Puncak = 4 m
- Tinggi Embung = 10 m
- Panjang Embung = 40,5 m
- Volume Timbunan = 3310,5 m<sup>3</sup>

#### 3. Pelimpah Embung

- Tipe = Ambang Ogee
- Lebar pelimpah = 7.00 m
- Lebar mercu = 1.00 m
- EL. ambang = EL. 97.70 m
- Panjang pelimpah = 56.90 m
- Konstruksi = pasangan batu






Gambar 3.2 : Lokasi Rencana Embung Ngeemplak



Gambar 3.3 Peta Lokasi Identifikasi



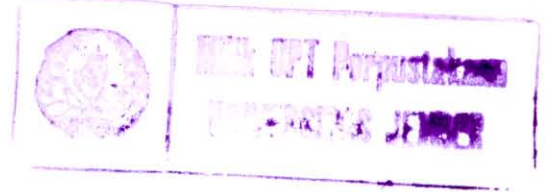
Legenda :

-  : Lokasi embung
-  : Sungai
-  : Batas DAS

Tanpa Skala

- ◆ Luas daerah pengaliran sungai 1,15 km<sup>2</sup>
- ◆ Panjang sungai 1,85 km

Gambar 3.4 Daerah Pengaliran Sungai Kali Ngemplak



## BAB IV ANALISA HIDROLOGI

### 4.1 Data Curah Hujan

Data curah hujan dari Daerah aliran Sungai Ngemplak ini didapatkan dari stasiun hujan terdekat yaitu Stasiun Hujan Kampak, karena Daerah aliran sungai Ngemplak hanya terdapat satu stasiun hujan. Data pengukuran yang digunakan selama 28 tahun, dari tahun 1970 sampai dengan tahun 1998.

**Tabel 4.1 Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Kampak**

Tanggal	Hujan (mm)	Tanggal	Hujan (mm)
12-02-1970	76	14-02-1985	166
22-06-1971	182	05-10-1986	125
10-02-1972	108	30-01-1987	69
11-04-1973	135	04-02-1988	113
06-10-1974	143	03-05-1989	161
06-03-1975	146	26-11-1990	102
04-10-1976	99	14-11-1991	72
09-06-1977	61	24-10-1992	118
14-06-1978	137	09-06-1993	108
17-10-1979	184	25-02-1994	102
16-11-1980	105	19-10-1995	124
14-07-1981	243	18-10-1996	120
08-03-1982	83	11-03-1997	62
22-09-1983	121	01-02-1998	105
14-08-1984	126		

Sumber : Dinas PU Trenggalek



#### 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah hujan terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan tertentu atau hujan dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu.

**Tabel 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson III**

$m$	Tahun	$X_i$	$Logx_i$	$(Logx_i - \overline{Logx_i})^2$	$(\log x_i - \overline{Logx_i})^3$
1	1977	61	1,785	0,0751	-0,0206
2	1997	62	1,792	0,0713	-0,0190
3	1987	69	1,839	0,0524	-0,0120
4	1991	72	1,857	0,0445	-0,00939
5	1970	76	1,881	0,0350	-0,00654
5	1982	83	1,919	0,0222	-0,00331
7	1976	99	1,996	0,0040	-0,0003
8	1990	102	2,009	0,0035	-0,000205
9	1994	102	2,009	0,0035	-0,000205
10	1980	105	2,021	0,0022	-0,000104
11	1998	105	2,021	0,0022	-0,000104
12	1972	108	2,033	0,0007	0,00002
13	1993	108	2,033	0,0007	-0,00002
14	1988	113	2,053	0,00004	-0,0000002
15	1992	118	2,072	0,00002	0,00000006
16	1996	120	2,079	0,00012	0,000001331
17	1983	121	2,083	0,00023	0,00000338
18	1995	124	2,093	0,0012	0,00004
19	1986	125	2,097	0,0014	0,00005
20	1984	126	2,100	0,00102	0,0000328
21	1973	135	2,130	0,00384	0,000238
22	1978	137	2,137	0,0061	0,0005
23	1974	143	2,155	0,0092	0,0009
24	1975	146	2,164	0,0110	0,0012
25	1989	161	2,207	0,0219	0,0032
26	1985	166	2,220	0,023	0,003512
27	1971	182	2,260	0,0369	0,007078
28	1979	184	2,265	0,0424	0,0087
29	1981	243	2,386	0,1069	0,0350
		Jumlah	57,911	0,58257	-0,011343
		Rata-rata	2,068		

Sumber : Hasil Perhitungan

a) Perhitungan harga standart deviasi (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x_i})^2}{(n-1)}} = 0,1442$$

b) Perhitungan harga skewness (Cs)

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x_i})^3}{(n-1)(n-2).S^3} = -0,0050047$$

Untuk menghitung besarnya curah hujan rencana digunakan persamaan :

Maka dari hasil perhitungan diatas persaman menjadi :

$$\text{Log}X_T = \overline{\text{Log}X} + G.S$$

$$\text{Log}X_T = 2,068 + G.0,1442$$

Harga G ditentukan berdasarkan hubungan Cs dengan tingkat probabilitasnya, ditunjukkan pada tabel 4.8.

### 4.3 Uji Kesesuaian Distribusi Frekwensi

#### 4.3.1 Uji Smirnov Kolmogorov

Dari plotting data hujan pada kertas probabilitas dapat dihitung besarnya penyimpangan antara data teoritis dan data hasil pengamatan.

Jadi dari tabel 4.3, untuk  $n = 29$ ,  $\alpha = 0,05$  (5%) diperoleh harga  $\Delta$  kritis = 0,246. Dari grafik probability paper diperoleh  $\Delta x_{maks} = 9\%$  (0,09). Jadi  $\Delta x_{maks} < \Delta_{cr} = 0,09 < 0,246$ , maka data dapat diterima dengan distribusi log pearson III. Setelah harga probabilitasnya diketahui dan untuk menarik garis didalam grafik probability paper, maka dapat dilakukan perhitungan garis lurus log pearson III.

Diketahui : Cs = -0,0014991

◆ P90 → X10

$$G = 1,282$$

$$\text{Log} X_{10} = \overline{\log x} + G10.S$$

$$= 2,068 + 1,282 \cdot 0,1442$$

$$= 2,253$$

$$X_{10} = 179,061 \text{ mm}$$

**Tabel 4.3 Harga Kritis ( $\Delta Cr$ ) Untuk Uji Smirnov Kolmogorov**

$\alpha$ n	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
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	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n > 50	$\frac{1.07}{n}$	$\frac{1.22}{n}$	$\frac{1.36}{n}$	$\frac{1.63}{n}$

Sumber : DR. M.M.A. A Shahin/Statistical Analysis In Hydrology

**Tabel 4.4 Harga Probabilitas Untuk Uji Smirnov Kolmogorov**

M	Tahun	CH. Rerata Daerah (mm)	P = m/(n+1) x 100% (%)
1	1977	61	3,33
2	1997	62	6,67
3	1987	69	10
4	1991	72	13,33
5	1970	76	16,67
6	1982	83	20
7	1976	99	23,3
8	1990	102	26,67
9	1994	102	30
10	1980	105	33,33
11	1998	105	36,67
12	1972	108	40
13	1993	108	43,33
14	1988	113	46,67
15	1992	118	50
16	1996	120	53,33
17	1983	121	56,67
18	1995	124	60
19	1986	125	63,33
20	1984	126	66,67
21	1973	135	70
22	1978	137	73,33
23	1974	143	76,67
24	1975	146	80
25	1989	161	83,33
26	1985	166	86,67
27	1971	182	90
28	1979	184	93,33
29	1981	243	96,67

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\diamond P_{10} \rightarrow X_{90}$$

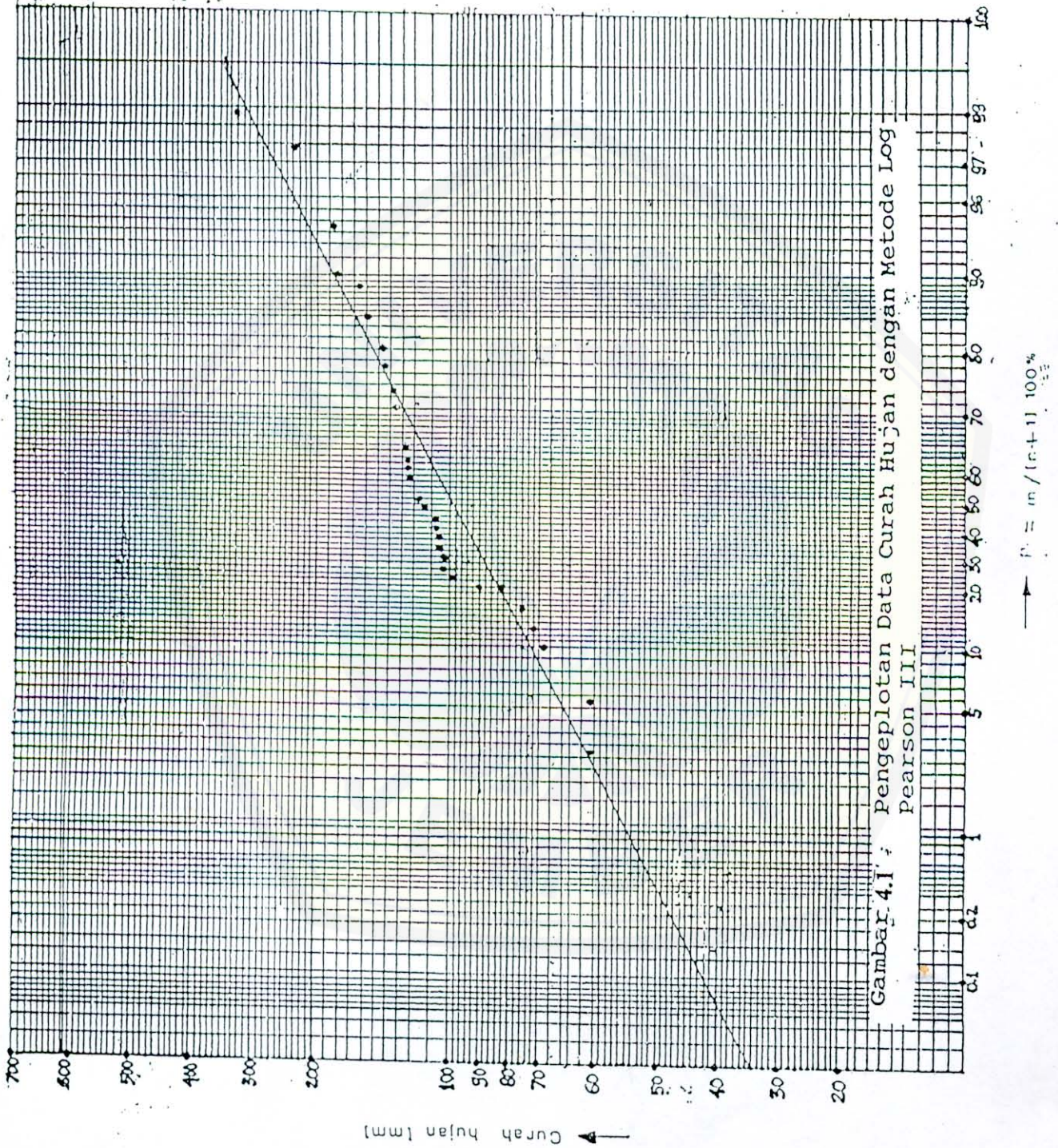
$$G = -1,282$$

$$\text{Log } X_{90} = \overline{\log x} + G_{90} \cdot S$$

$$= 2,068 - 1,282 \cdot 0,1442$$

$$= 1,883$$

$$X_{90} = 76,384 \text{ mm}$$



### 4.3.2 Uji Chi Square

#### 1. Horizontal

Mencari jarak atau simpangan horizontal terjauh ( $\Delta_{maks}$ ) dapat dilihat dalam gambar 3.1

#### 2. Vertikal

**Tabel 4.5 Uji Chi Square Log Pearson III**

No	Y	$\Delta Y$	$\Delta Y^2$	$\Delta Y^2 / Y$
1	61	0	0	0
2	62	5	25	0,403
3	69	5	25	0,362
4	72	5	25	0,347
5	76	7	49	0,645
6	83	3	9	0,108
7	99	10	100	1,010
8	102	9	81	0,794
9	102	7	49	0,480
10	105	7	49	0,467
11	105	3	9	0,086
12	108	2	4	0,037
13	108	0	0	0
14	113	1	1	0,009
15	118	4	16	0,136
16	120	4	16	0,133
17	121	1	1	0,008
18	124	0	0	0
19	125	1	1	0,008
20	126	5	25	0,198
21	135	0	0	0
22	137	2	4	0,029
23	143	3	9	0,063
24	146	5	25	0,171
25	161	5	25	0,155
26	166	3	9	0,054
27	188	8	64	0,352
28	184	9	81	0,440
29	243	30	900	3,704
			Jumlah	10,199

**Sumber : Hasil Perhitungan**

Jadi dari tabel 4.6, untuk  $n = 29$ ,  $\alpha = 0,05$  (5%) diperoleh  $X^2 = 42,557$ .

Dari tabel 4.5 uji chi square log pearson III diperoleh  $\sum \Delta y^2 / y = 10,199$ . Jadi

$\sum y^2 / y < X^2 = 10,199 < 42,557$ , maka data dapat diterima dengan distribusi log pearson III.

Tabel 4.6 Harga  $X^2$  Untuk Uji Chi Square

n	0.995	0.975	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.0439	0.0399	3.8415	5.0239	6.6349	7.8794
2	0.0100	0.0506	5.9915	7.3778	9.2103	10.5966
3	0.0717	0.2158	7.8147	9.3484	11.3449	12.8381
4	0.2070	0.4844	9.4877	11.1433	13.2767	14.8602
5	0.4117	0.8312	11.0705	12.8325	12.0863	10.7496
6	0.6757	1.2373	12.5916	14.4494	16.8119	18.5476
7	0.9893	1.6899	14.0671	16.0128	18.4753	20.2777
8	1.3444	2.1797	15.5073	17.5346	20.0902	21.9550
9	1.7349	2.7004	16.9190	19.0228	21.6660	23.5893
10	2.1559	3.2470	18.3070	20.4831	23.2093	25.1882
11	2.6032	3.8138	19.6751	21.9200	24.7250	26.7569
12	3.0738	4.4038	21.0226	23.3367	26.2170	28.2995
13	3.5650	5.0087	22.3622	24.7356	27.6883	29.8194
14	4.0747	5.6287	23.6848	26.1190	29.1413	31.3193
15	4.6039	6.2621	24.9958	27.4884	30.5779	32.8013
16	5.1422	6.9077	26.2962	28.8454	31.9999	34.2672
17	5.6972	7.5642	27.5871	30.1910	33.4087	35.7185
18	6.2648	8.2308	28.8693	31.4264	34.8053	37.1564
19	6.8440	8.9066	30.1435	32.8523	36.1908	38.5822
20	7.4339	9.5908	31.4104	34.1696	37.5662	39.9958
21	8.0337	10.2829	32.6705	35.6789	38.9321	41.4010
22	8.6427	10.9883	33.9244	36.7807	40.2894	42.7956
23	9.2604	11.6885	35.1725	38.0757	41.6384	44.1813
24	9.8862	12.4001	36.4151	39.3641	42.99796	45.5584
25	10.5197	13.1197	37.6525	40.6465	44.3141	46.8278
26	11.1603	13.8439	36.8825	41.9232	45.6417	46.2899
27	11.8076	14.5733	40.1133	43.1944	46.9630	49.6449
28	12.4613	15.3079	41.3372	44.4607	48.2782	50.9033
29	13.1211	16.0471	42.5569	45.7222	49.5879	52.3356
30	13.7867	16.7908	43.7722	46.9792	50.8922	53.6720
40	20.7065	24.4331	55.7585	59.3417	63.6907	66.7659
50	27.9907	32.3574	67.5048	71.4202	76.1539	79.4900
60	35.5346	40.4817	79.0819	83.2976	88.3794	91.9517

Sumber : DR. M.M.A. Shahin/Statistical Analysis In Hydrology

**Tabel 4.7 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson  
III**

Kala Ulang (Tahun)	Probabilitas (%)	G	Cs	Log $X_T$	$X_T$ (mm)
10	10	1,282	-0,0050047	2,253	179,061
20	5	1,671	-0,0050047	2,309	203,704
50	2	2,054	-0,0050047	2,364	231,206
100	1	2,326	-0,0050047	2,403	252,930
1,2 R100	0,8	2,435	-0,0050047	2,419	262,422
200	0,5	2,576	-0,0050047	2,439	274,789

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.4 Perhitungan Curah Hujan Maksimum yang Mungkin Terjadi

Dalam perhitungan curah hujan maksimum ini digunakan persamaan-persamaan pada sub bab 2.1.4.

Diketahui :

- Luas DAS (A) = 1,15 km<sup>2</sup>



Tabel 4.8 Harga Koefisien Skewnes Positive Distribusi Log Pearson III

Skew. Cs	Probabilitas (terjadinya)											
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-4.051	-2.003	-1.100	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668
2.5	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.601	0.603	0.609	0.690	0.690	0.691
2.0	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.715
1.5	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.743
1.0	-3.899	-2.013	-1.230	-0.499	0.360	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.771
0.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.510	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
0.0	-3.785	-2.009	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.835
-0.5	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.872
-1.0	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.752	0.844	0.880	0.900	0.905	0.907	0.910
-1.5	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.953
-2.0	-3.553	-1.989	-1.310	-0.620	0.294	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.5	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.789	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.062
-3.0	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.800	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-3.5	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.811	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.203
-4.0	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.010	1.157	1.217	1.256	1.282	1.370
-4.5	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.190	1.270	1.318	1.351	1.465
-5.0	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.543
-5.5	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-6.0	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.711
-6.5	-3.022	-1.877	-1.340	-0.750	0.164	0.852	1.120	1.366	1.492	1.580	1.664	1.800
-7.0	-2.957	-1.859	-1.339	-0.767	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-7.5	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.440	1.606	1.733	1.837	2.035
-8.0	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-8.5	-2.755	-1.797	-1.330	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.520	1.720	1.880	2.016	2.275
-9.0	-2.686	-1.774	-1.323	-0.800	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-9.5	-2.615	-1.750	-1.317	-0.815	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-10.0	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-10.5	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.250	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-11.0	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-11.5	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-12.0	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.570	3.235
-12.5	-2.170	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
-13.0	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
-13.5	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
-14.0	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
-14.5	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
-15.0	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.232	4.105
-15.5	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
-16.0	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
-16.5	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
-17.0	-1.510	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.680
-17.5	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.826
-18.0	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.966
-18.5	-1.310	-1.169	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
-19.0	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.252
-19.5	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
-20.0	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.260	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.526
-20.5	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.262	0.643	1.318	2.193	2.840	3.499	4.147	5.660
-21.0	-1.037	-0.984	-0.920	-0.790	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.861	3.553	4.223	5.736
-21.5	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
-22.0	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	6.000
-22.5	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
-23.0	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.337
-23.5	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.469
-24.0	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.510	1.250	2.262	3.040	3.845	4.652	6.600
-24.5	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.360	0.499	1.230	2.267	3.071	3.889	4.718	6.735
-25.0	-0.740	-0.735	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	6.868
-25.5	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.999
-26.0	-0.690	-0.680	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.125
-26.5	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250

Source: G. B. ... 1987: 248-249

**Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Maksimum yang mungkin terjadi**

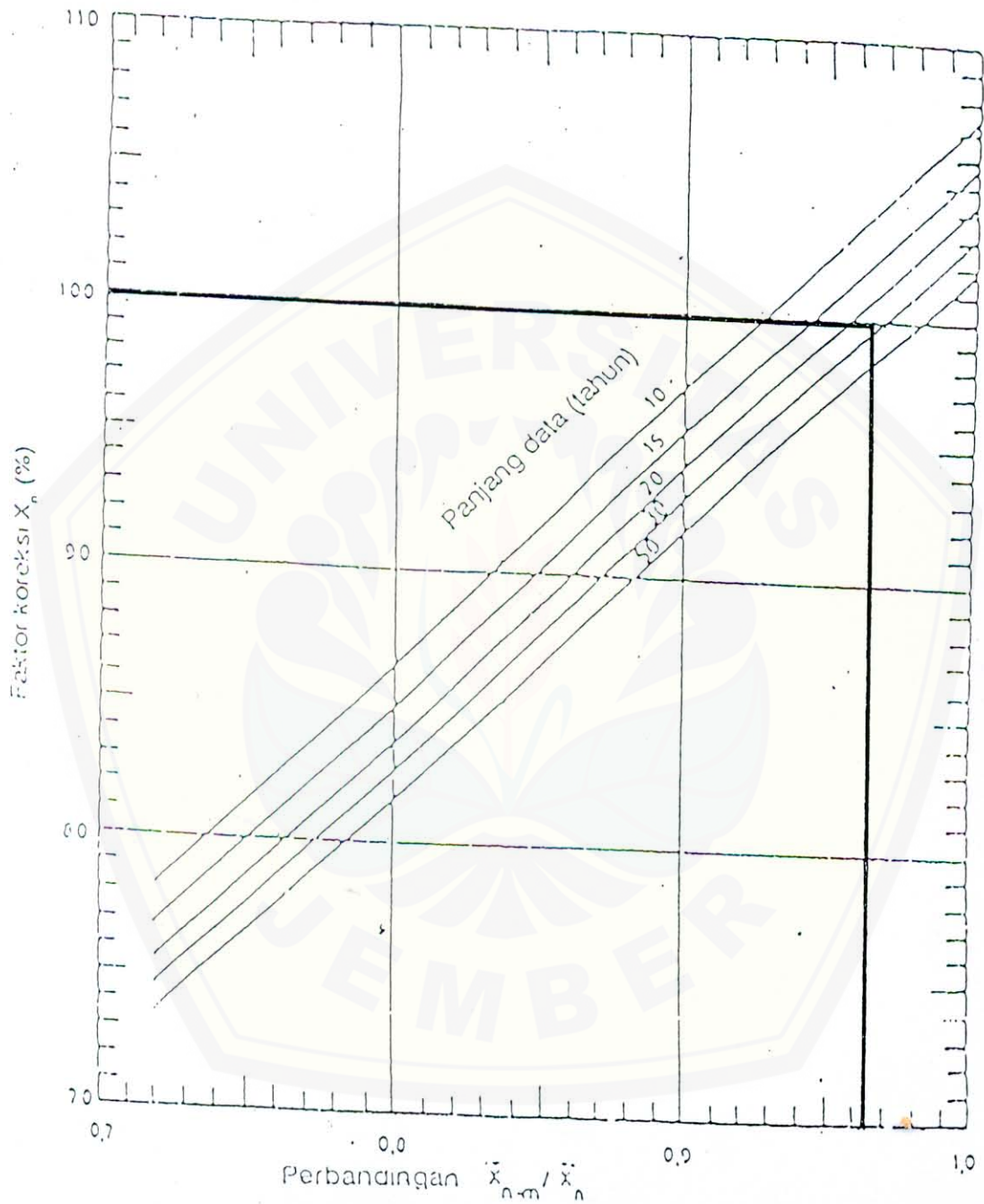
No	Tahun	CH. Rerata Daerah Xi (mm)	$(xi)^2$ (mm)
1	1977	61	3721
2	1997	62	3844
3	1987	69	4761
4	1991	72	5184
5	1970	76	5776
6	1982	83	6889
7	1976	99	9801
8	1990	102	10404
9	1994	102	10404
10	1980	105	11025
11	1998	105	11025
12	1972	108	11664
13	1993	108	11664
14	1988	113	12769
15	1992	118	13924
16	1996	120	14400
17	1983	121	14641
18	1995	124	15376
19	1986	125	15625
20	1984	126	15876
21	1973	135	18225
22	1978	137	18769
23	1974	143	20449
24	1975	146	21316
25	1989	161	25921
26	1985	166	27556
27	1971	182	33124
28	1979	184	33856
29	1981	243	59049

**Sumber : Hasil Perhitungan**

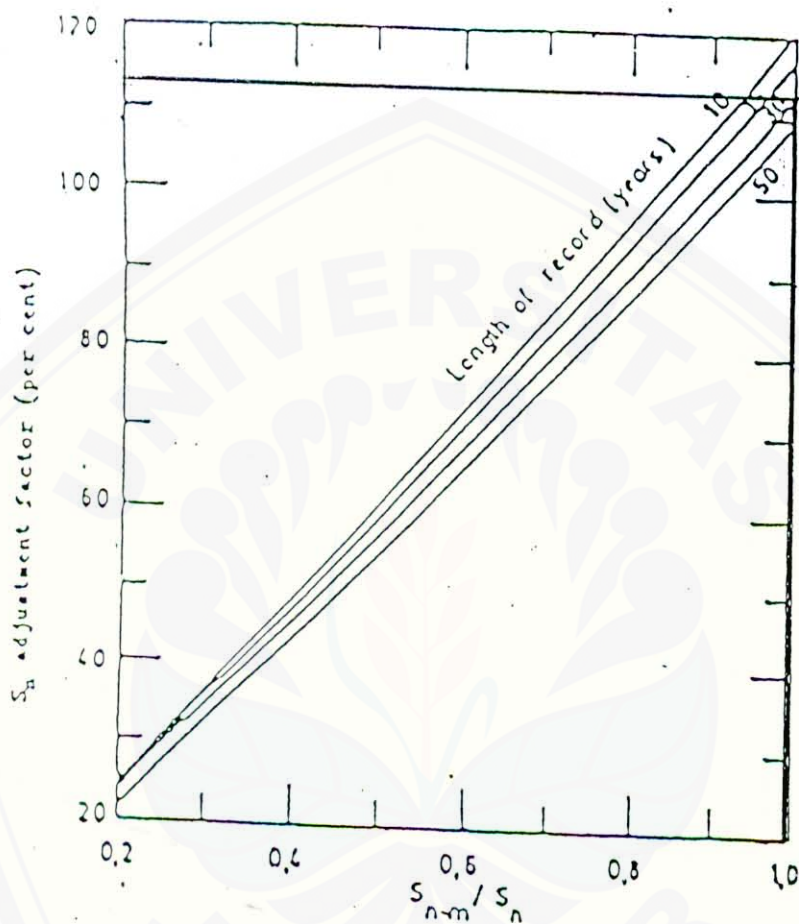
Jumlah	X (n)	3496	467038
	X (n-m)	3253	
Rerata	X (n)		120,552
	X (n-m)		116,179
	X (n-m) / X (n)		0,964
	Sn		40,350
	S (n-m)		57,448
	S (n-m) . Sn		1,424

Perhitungan curah hujan maksimum yang mungkin terjadi ditabelkan pada tabel 4.9. Dari tabel tersebut selanjutnya dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut :

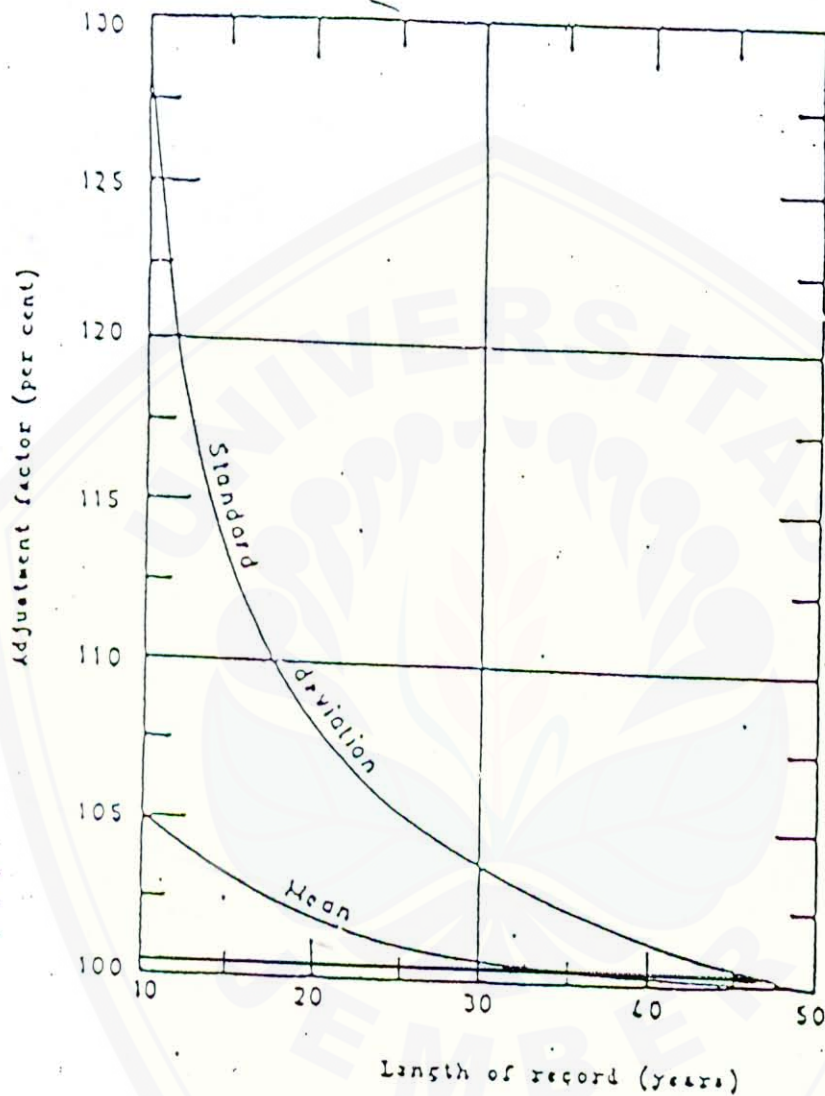
- ❖ Faktor koreksi untuk  $X_n$ 
  - ⊕ Dari gambar 4.2, untuk  $n = 29$   
dan  $X_{n-m} / X_n = (116,179 / 120,552) = 0,964$   
didapat faktor koreksi = 100%
  - ⊕ Dari gambar 4.4  
Didapat faktor koreksi = 100,05%  
 $X_n$  terkoreksi =  $X_n \times 100\% \times 100,05 = 120,612 \text{ mm}$
- ❖ Faktor koreksi untuk  $S_n$ 
  - ⊕ Dari gambar 4.3, untuk  $n = 29$   
 $S_{n-m} / S_n = (57,448 / 40,350) = 1,424$   
Diperoleh faktor koreksi = 112%
  - ⊕ Dari gambar 4.4  
Didapat faktor koreksi = 105%  
 $S_n$  terkoreksi =  $S_n \times 112\% \times 105\% = 47,452$
- ❖ Penentuan harga  $K_m$   
Dari gambar 4.5 untuk durasi 24 jam, dan  $X_n$  terkoreksi = 120,612  
diperoleh harga  $K_m = 14,8\%$
- ❖ Hujan terpusat PMP  
 $X_m = X_n + K_m \cdot S_n$   
 $X_m = 120,612 + 14,8 \cdot 47,452 = 822,902 \text{ mm}$
- ❖ Faktor reduksi luas aliran
  - ⊕ Dari gambar 4.6, untuk  $A = 1,15 \text{ km}^2$ , durasi 24 jam  
didapat faktor koreksi = 96%
  - ⊕ Dari gambar 4.7, untuk durasi 24 jam  
Didapat faktor koreksi = 100,5%
- ❖ PMP terkoreksi =  $822,902 \times 96\% \times 100,5\%$   
= 793,936 mm



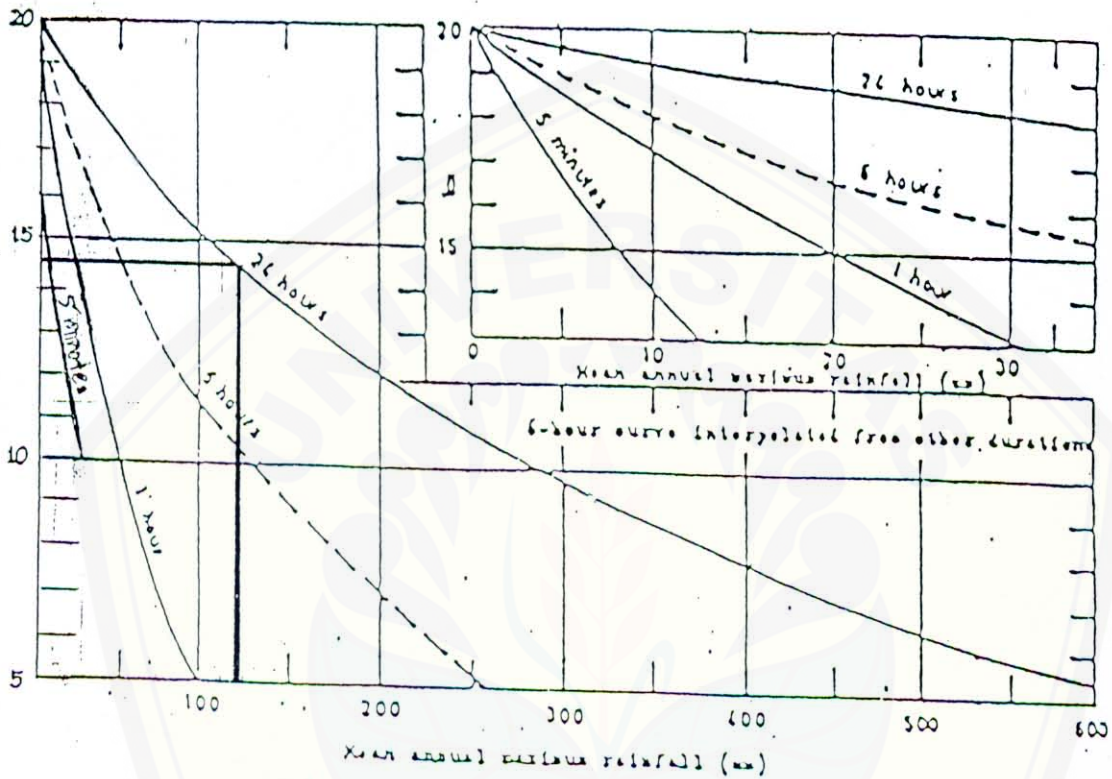
Gambar 4.2 Grafik adjusment dari rata-rata hujan tahunan maksimum dengan lamanya pencatatan data hujan.



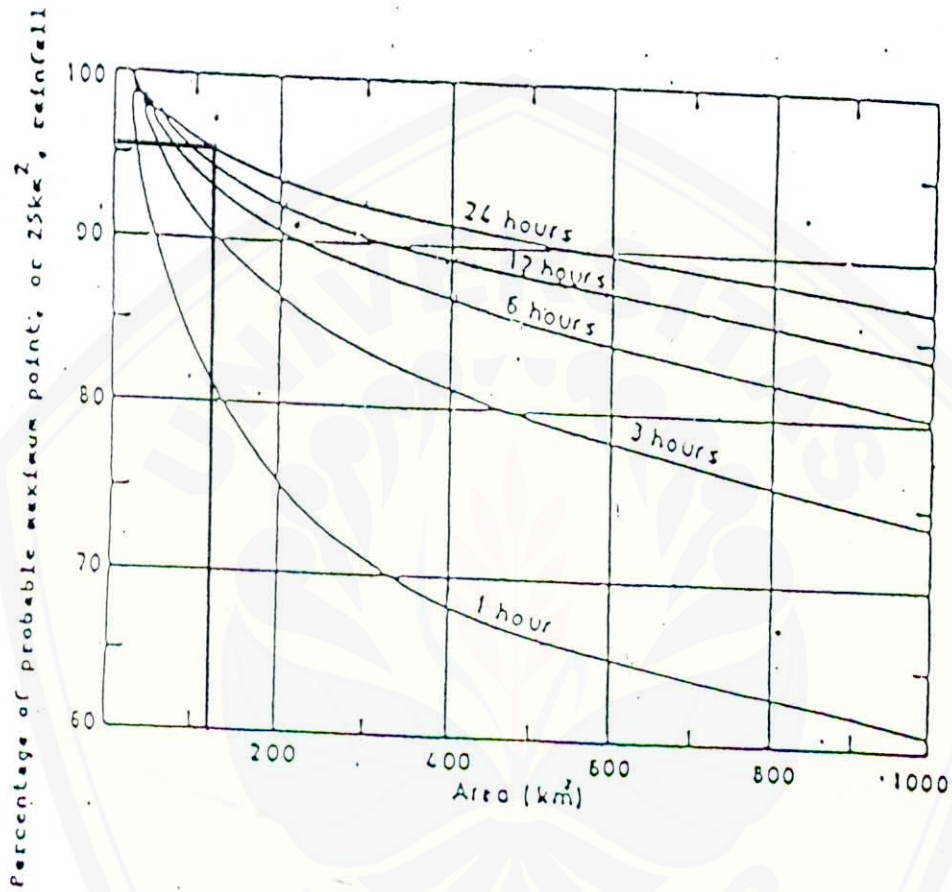
Gambar 4.3 Grafik adjustment dari standar deviasi data hujan maksimum tahunan dengan lamanya pencatatan data hujan.



Gambar 4.4 Grafik adjusment rata-rata dan standar deviasi dengan lamanya pencatatan data hujan.

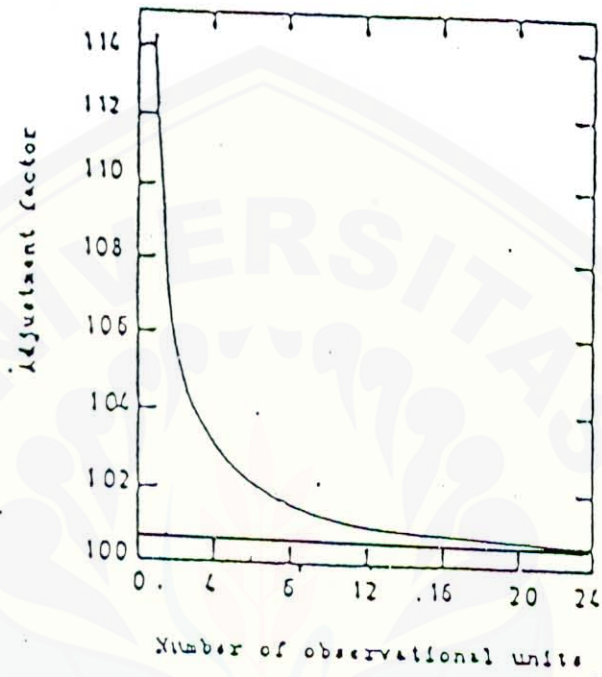


Gambar 4.5. Grafik hubungan antara  $X_m$  dengan fungsi durasi hujan dan rata-rata tahunan.



Gambar 4.6. Grafik hubungan antara faktor reduksi luasan dengan luas daerah aliran.





Gambar 4.7

Grafik hubungan antara *fixed time interval* dengan lamanya pencatatan data hujan.

#### 4.5 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Berdasarkan pengamatan di Indonesia, hujan terpusat tidak lebih dari 7 jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat 6 jam sehari.

Berdasarkan rumus Mononobe (2.12) dan (2.13), maka besarnya prosentase distribusi dapat dihitung.

Contoh perhitungan :

- a. Rata-rata hujan sampai jam kesimpulan t

⊕ Pada jam ke 1 (t=1)

$$\begin{aligned} R_t &= R_{24} / T \cdot (T/t)^{(2/3)} \\ &= R_{24} / 7 \cdot (7/1)^{(2/3)} = 0,523 R_{24} \end{aligned}$$

⊕ Pada jam ke 2 (t=2)

$$\begin{aligned} R_t &= R_{24} / T \cdot (T/t)^{(2/3)} \\ &= R_{24} / 7 \cdot (7/2)^{(2/3)} = 0,329 R_{24} \end{aligned}$$

- b. Curah hujan pada jam kesimpulan t

$$R_T = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)}$$

⊕ Pada jam ke 2 (t=2)

$$\begin{aligned} R_T &= 2 \cdot (0,329 \cdot R_{24}) - (2-1) \cdot (0,523 \cdot R_{24}) \\ R_T &= 0,135 R_{24} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan untuk masing-masing jam selengkapnya ditabelkan pada tabel 4.10

#### 4.6 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Berhubung data pengukuran limpasan langsung yang terjadi didaerah pengaliran sungai daerah tersebut tidak ada, maka dalam menentukan besarnya koefisien pengaliran (c) yaitu untuk sungai didaerah pegunungan diambil harga c = 0,75 (lihat tabel 2.4)

#### 4.7 Perhitungan Curah Hujan Netto Jam-Jaman

Curah hujan netto jam-jaman merupakan hasil perkalian antara curah hujan dengan koefisien pengaliran.

Contoh perhitungan :

$$\oplus \text{ Untuk } R_{100} = 252,930 \text{ mm}$$

$$C = 0,75$$

$$\text{Maka } R_n = 0,75 \times 252,930$$

$$= 187,168 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan untuk periode ulang yang lain ditabelkan pada tabel 4.11

**Tabel 4.10 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman**

Durasi Hujan (jam)	$R_t$ (mm jam <sup>-1</sup> )	$R_T$ (mm)	Rasio (%)
1	0,523	0,523	52
2	0,329	0,135	14
3	0,251	0,095	10
4	0,208	0,079	8
5	0,179	0,063	6
6	0,158	0,053	5
		Jumlah	95

**Sumber : Hasil Perhitungan**

**Tabel 4.11 Perhitungan Curah Hujan Netto**

Kala Ulang (Tahun)	Curah Hujan Rencana (mm)	Koefisien Pengaliran	Curah Hujan Netto (mm)
50	231.206	0,75	171.092
100	252.930	0.75	187.168
1,2R100	262,422	0,75	196,817
200	274.789	0.75	203.344
PMP	793.936	0.75	587.513

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 4.12 Perhitungan Nisbah Hujan Jam-Jaman**

Durasi Hujan (Jam)	$R_r$ (mm)	171.092	187.168	196,817	203.344	587.513
1	0.523	89.481	97.889	102,935	106.349	307.269
2	0.135	23.097	25.268	26,570	27.451	79.314
3	0.095	16.254	17.781	18,698	19.318	55.814
4	0.079	13.516	14.786	15,549	16.064	46.414
5	0.063	10.779	11.792	12,399	12.811	37.013
6	0.053	9.068	9.920	10,431	10.777	31.138

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.8 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana dengan cara hidrograf sintetis Nakayasu Daerah Aliran Sungai Ngemplak pada studi ini berdasarkan sub bab 2.1.8 dengan data-data sebagai berikut :

- Luas Daerah Pengaliran ( A ) = 1.15 km<sup>2</sup>
- Panjang Sungai (L) = 1.85 km
- Satuan Waktu Banjir (Tr) = 1.00 jam
- Parameter Alfa (  $\alpha$  ) = 1.5
- $T_g = 0.21 \times 1.85^{0.7} = 0.32$  jam

- $T_p = T_g + 0.8 \cdot T_r$   
 $= 0.32 + 0.8 \cdot 1 = 1.12 \text{ jam}$
- $T_{0.3} = \alpha \cdot T_g$   
 $= 1.5 \cdot 0.32 = 0.496 \text{ jam}$
- Maka  $Q_{maks} = \frac{A.R_0}{3.6 \times (0.3T_p + T_{0.3})}$   
 $= \frac{1.15 \times 1}{3.6 \times (0.3 \times 1.12 + 0.496)}$   
 $= 0.384 \text{ m}^3/\text{det}$

Tabel 4.13 Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (Jam)	Q (m <sup>3</sup> /det/mm)	Keterangan
1	0.293	Kurva Naik
2	0.062	Kurva Turun
3	0.016	
4	0.005	
5	0.001	
6	0.000	
7	0.000	
8	0.000	
9	0.000	
10	0.000	
11	0.000	
12	0.000	Kurva Turun
13	0.000	
14	0.000	
15	0.000	
16	0.000	
17	0.000	
18	0.000	
19	0.000	
20	0.000	
21	0.000	
22	0.000	
23	0.000	
24	0.000	

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 4.14 Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun**

Waktu (Jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Limpasan (m <sup>3</sup> /det) Hujan Jam-Jaman (mm)						Q total (m <sup>3</sup> /det)
		89.48	23.10	16.25	13.52	10.78	9.07	
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.293	26.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>26.22</b>
2	0.062	5.55	6.77	0.00	0.00	0.00	0.00	12.32
3	0.016	1.43	1.43	4.76	0.00	0.00	0.00	7.62
4	0.005	0.45	0.37	1.01	3.96	0.00	0.00	5.79
5	0.001	0.09	0.12	0.26	0.84	3.16	0.00	4.47
6	0.000	0.00	0.02	0.08	0.22	0.67	2.66	3.65
7	0.000	0.00	0.00	0.02	0.07	0.17	0.56	0.82
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.15	0.21
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.06
10	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
11	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.15 Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun

Waktu (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Limpasan Hujan Jam-Jaman (mm)						Q total (m <sup>3</sup> /det)	1,2*Q100 (m <sup>3</sup> /det)
		97,89	25,27	17,78	14,79	11,79	9,92		
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,29	28,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,68	34,42
2	0,06	6,07	7,40	0,00	0,00	0,00	0,00	13,47	16,42
3	0,02	1,57	1,57	5,21	0,00	0,00	0,00	8,34	10,02
4	0,01	0,49	0,40	1,10	4,33	0,00	0,00	6,32	8,34
5	0,00	0,00	0,13	0,28	0,92	3,45	0,00	4,88	5,86
6	0,00	0,00	0,03	0,09	0,24	0,73	2,91	4,00	4,80
7	0,00	0,00	0,00	0,02	0,07	0,19	0,62	0,90	1,08
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,16	0,23	0,28
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,06	0,72
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	0,00
16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 4.16 Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 1,2\*R100 Tahun**

Waktu (Jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Limpasan (m <sup>3</sup> /det) Hujan Jam-Jaman (mm)						Q total (m <sup>3</sup> /det)
		102.94	26.57	18.70	15.55	12.40	10.43	
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.293	30.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>30.16</b>
2	0.062	6.38	7.79	0.00	0.00	0.00	0.00	14.17
3	0.016	1.65	1.65	5.48	0.00	0.00	0.00	8.78
4	0.005	0.51	0.43	1.16	4.56	0.00	0.00	6.66
5	0.001	0.10	0.13	0.30	0.96	3.63	0.00	5.12
6	0.000	0.00	0.03	0.09	0.25	0.77	3.06	4.20
7	0.000	0.00	0.00	0.02	0.08	0.20	0.65	0.95
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.02	0.06	0.17	0.25
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.06
10	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
11	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan



**Tabel 4.17 Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 200 Tahun**

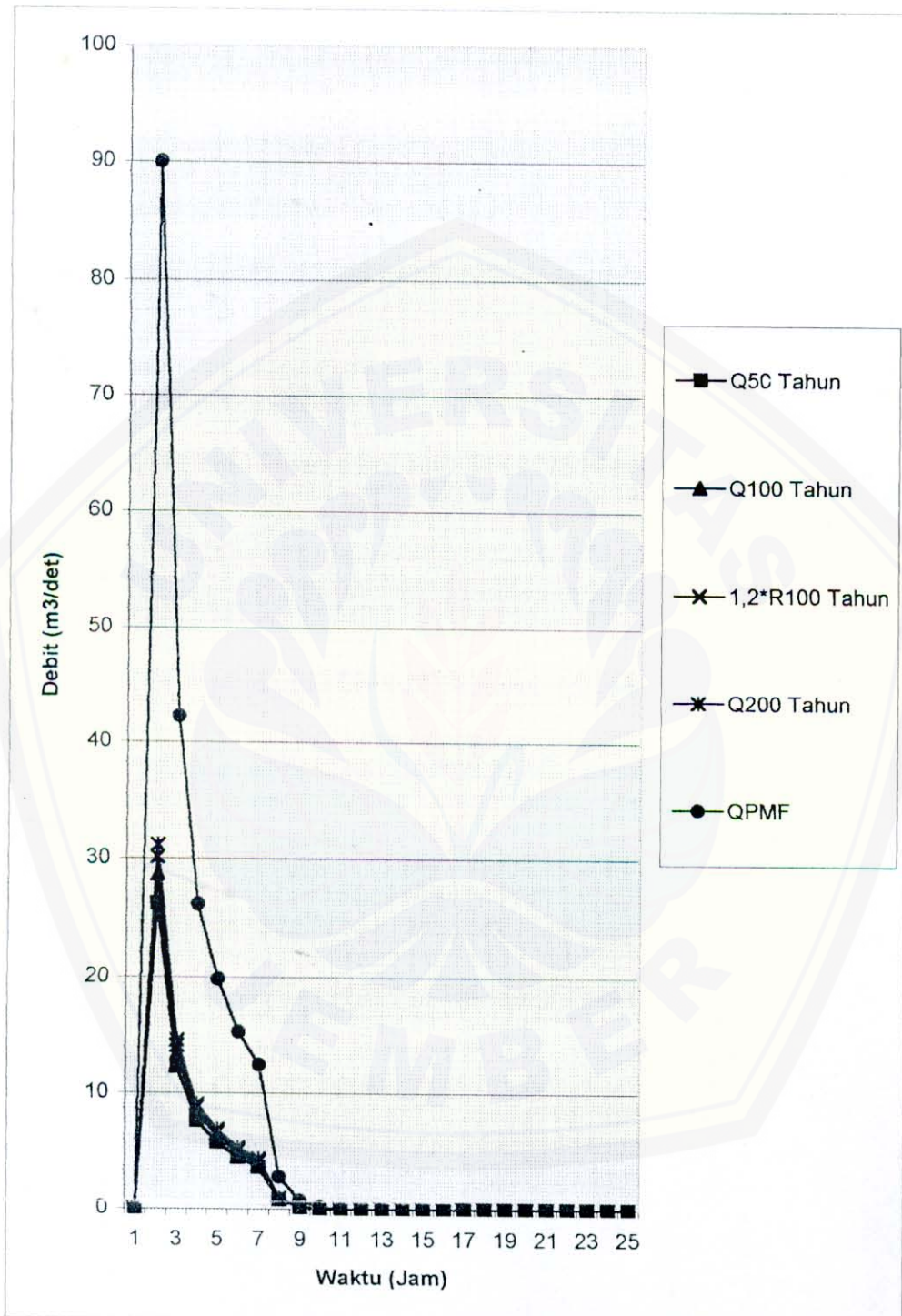
Waktu (Jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Limpasan (m <sup>3</sup> /det ) Hujan Jam-Jaman (mm)						Q total (m <sup>3</sup> /det)
		106.35	27.45	19.32	16.06	12.81	10.78	
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.293	31.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>31.16</b>
2	0.062	6.59	8.04	0.00	0.00	0.00	0.00	14.63
3	0.016	1.70	1.70	5.66	0.00	0.00	0.00	9.06
4	0.005	0.53	0.44	1.20	4.71	0.00	0.00	6.88
5	0.001	0.11	0.14	0.31	1.00	3.75	0.00	5.31
6	0.000	0.00	0.03	0.10	0.26	0.79	3.16	4.34
7	0.000	0.00	0.00	0.02	0.08	0.20	0.67	0.97
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.02	0.06	0.17	0.25
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.06
10	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
11	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.18 Hidrograf Banjir Rancangan PMF

Waktu (Jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Limpasan (m <sup>3</sup> /det) Hujan Jam-Jaman (mm)						Q total (m <sup>3</sup> /det)
		307.27	79.31	55.81	46.41	37.01	31.14	
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.293	90.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>90.03</b>
2	0.062	19.05	23.24	0.00	0.00	0.00	0.00	42.29
3	0.016	4.92	4.92	16.35	0.00	0.00	0.00	26.19
4	0.005	1.54	1.27	3.46	13.60	0.00	0.00	19.87
5	0.001	0.31	0.40	0.89	2.88	10.84	0.00	15.32
6	0.000	0.00	0.08	0.28	0.74	2.29	9.12	12.51
7	0.000	0.00	0.00	0.06	0.23	0.59	1.93	2.81
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.05	0.19	0.50	0.74
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.16	0.20
10	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03
11	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.8 Grafik Banjir Rancangan Metode Nakayasu

#### 4.9 Perhitungan Koefisien Debit

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki. Untuk harga C mula-mula diasumsikan 2, maka :

$$H_d = \left[ \frac{Q_{50}}{C.L} \right]^{3/2} = \left[ \frac{25,860}{2 * 60} \right]^{3/2} = 0,358$$

Pada saat  $h = H_d$  dan  $C = C_d$ , maka :

$$\begin{aligned} C_d &= 2,20 - 0,0416 * (0,358/3)^{0,99} \\ &= 2,20 - 0,005 \\ &= 2,195 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{0,6 - 0,0416 * (0,358/3)^{0,99}}{1 + 0,0416 * (0,358/3)^{0,99}} \\ &= \frac{0,595}{1,005} \\ &= 0,592 \end{aligned}$$

Harga C pada saat  $h = H_d$  adalah :

$$\begin{aligned} C &= 1,6 * \frac{1 + 2 * (0,592) * (0,358/0,358)}{1 + 0,592 * (0,358/0,358)} \\ &= 2,195 \end{aligned}$$

Karena C asumsi belum sama dengan C hitung, maka dilakukan coba-coba harga c, sampai diperoleh angka C yang sama. Perhitungan coba-coba selanjutnya ditabelkan pada tabel 4.19.

**Tabel 4.19 Perhitungan Harga Koefisien Debit (C)**

C asumsi	$H_d$	a	C hitung
2,0	0,358	0,592	2,195
2,1	0,346	0,592	2,195
2,195	0,336	0,592	2,195

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.19 diperoleh  $C$  pada saat  $h = H_d$  adalah 2,195. Untuk  $h \neq H_d$ , harga koefisien debit dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} C &= 1,6 * \frac{1 + 2 * (0,592) * (0,358 / 0,358)}{1 + 0,592 * (0,358 / 0,358)} \\ &= 2,195 \end{aligned}$$

#### 4.10 Perhitungan Lebar Efektif Pelimpah

Dengan menggunakan persamaan (2.31) untuk  $h = H_d$ , dan jumlah pilar ( $n$ ) = 0 (tanpa pilar), dari gambar 4.9 diperoleh  $K_a = 0,12$ . Maka besarnya lebar efektif pelimpah menjadi :

$$\begin{aligned} L_{eff} &= 7,00 - 2 * (0 + 0,12) * 0,336 \\ &= 6,92 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 4.11 Perhitungan Debit yang Lewat Pelimpah

Contoh perhitungan ;

- Elevasi muka air = + 97.80
- $H_o = 97.80 - 97.70 = 0.10 \text{ m}$
- $H_o/H_d = 0,10/0,336 = 0,298$

dari gambar 4.9 diperoleh  $K_a = 0,17$

- Lebar efektif pelimpah

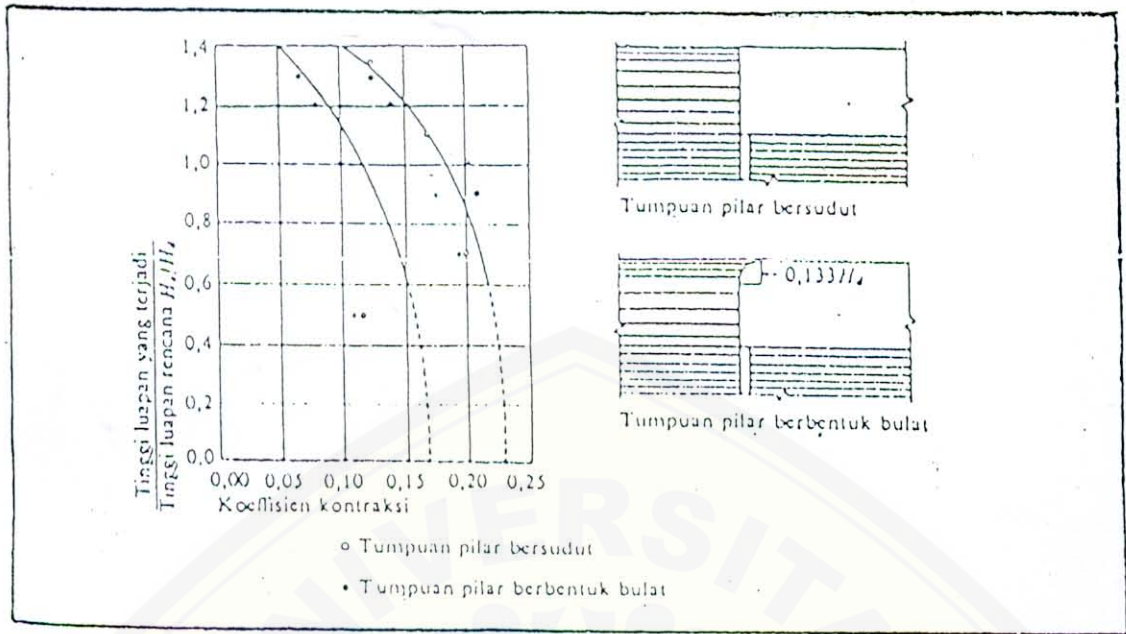
$$L_{eff} = 7,00 - 2 * (0 + 0,17) * 0,10 = 6,97 \text{ m}$$

$$C = 1,60 * \frac{1 + 2 * (0,592) * (0,10 / 0,336)}{1 + 0,592 * (0,10 / 0,336)} = 2,129 \text{ m}$$

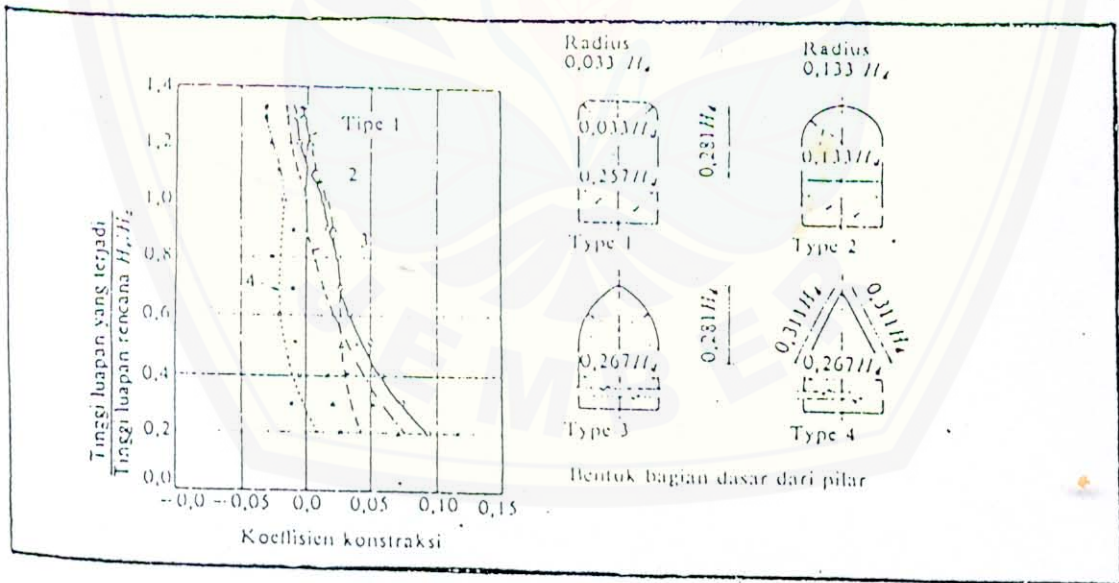
- Debit yang lewat

$$\begin{aligned} Q &= C * L_{eff} * H_o^{3/2} \\ &= 2,129 * 6,97 * 0,10^{3/2} \\ &= 0,475 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya pada tabel 4.20



Gambar 4.9 Harga Koefisien Kontraksi

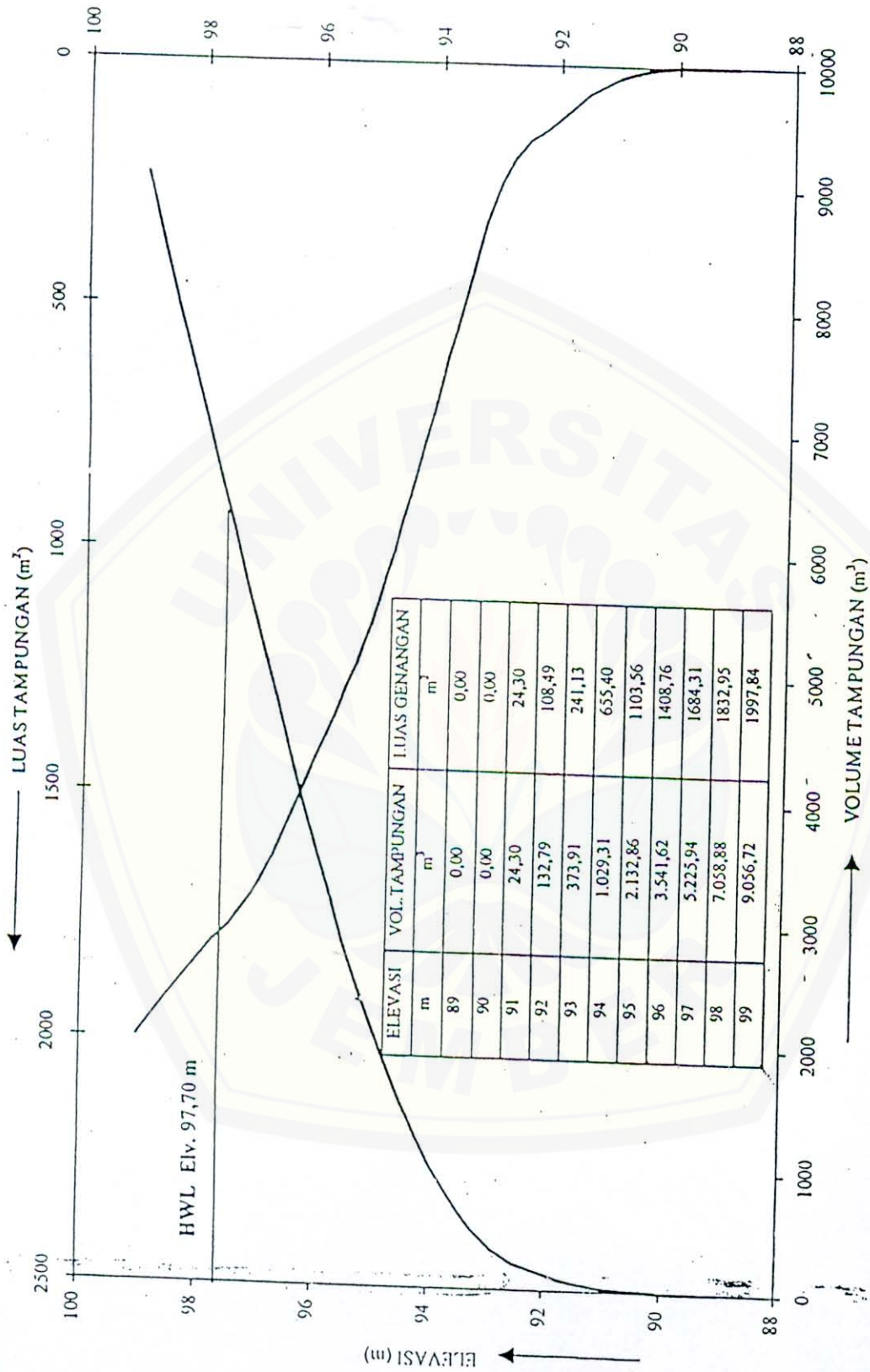


Gambar 4.10 Harga Koefisien Kontraksi pada Dinding Samping

**Tabel 4.20 Hubungan C-L-Q di Atas Pelimpah**

Elevasi Muka Air (m)	Ho (m)	Ho/Hd	Ka	L (m)	C	Q (m <sup>3</sup> /det)
97.70	0.00	0.00	0.00	7.00	1.60	0.00
97.80	0.10	0.30	0.17	6.97	2.13	0.48
97.90	0.20	0.60	0.15	6.93	2.66	1.65
98.00	0.30	0.89	0.13	6.90	3.19	3.62
98.10	0.40	1.19	0.01	6.86	3.71	6.44
98.20	0.50	1.49	0.00	6.83	4.24	10.24
98.30	0.60	1.79	0.00	6.80	4.77	15.07
98.40	0.70	2.08	0.00	6.76	5.30	20.98
98.50	0.80	2.38	0.00	6.73	5.83	28.07
98.60	0.90	2.68	0.00	6.69	6.36	36.33
98.70	1.00	2.98	0.00	6.66	6.89	45.89
98.80	1.10	3.27	0.00	6.63	7.41	56.68
98.90	1.20	3.57	0.00	6.59	7.94	68.78
99.00	1.30	3.87	0.00	6.56	8.47	82.36
99.10	1.40	4.17	0.00	6.52	9.00	97.20
99.20	1.50	4.46	0.00	6.49	9.53	113.63
99.30	1.60	4.76	0.00	6.46	10.06	131.53
99.40	1.70	5.06	0.00	6.42	10.59	150.70
99.50	1.80	5.36	0.00	6.39	11.11	171.44
99.60	1.90	5.65	0.00	6.35	11.64	193.58
99.70	2.00	5.95	0.00	6.32	12.17	217.55

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.11 Kurva Kapasitas Tampung dan Luas Genangan Embung Ngeplak



**Tabel 4.21 Hubungan H-S-Q di Atas Pelimpah**

No	Elevasi Muka Air (m)	Ho (m)	S (m <sup>3</sup> )	S/t (m <sup>3</sup> /det)	Q (m <sup>3</sup> /det)	Q/2 (m <sup>3</sup> /det)	$\psi$ (m <sup>3</sup> /det)	$\varphi$ (m <sup>3</sup> /det)
1	2	3	4	5=4/900	6	7=6/2	8=5-7	9=5+7
1	97.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	97.80	0.10	183.30	0.20	0.48	0.24	-0.04	0.44
3	97.90	0.20	366.60	0.41	1.65	0.83	-0.42	1.24
4	98.00	0.30	549.89	0.61	3.62	1.81	-1.20	2.42
5	98.10	0.40	749.67	0.83	6.44	3.22	-2.39	4.05
6	98.20	0.50	949.46	1.05	10.24	5.12	-4.07	6.17
7	98.30	0.60	1149.24	1.28	15.07	7.54	-6.26	8.82
8	98.40	0.70	1349.03	1.50	20.98	10.49	-8.99	11.99
9	98.50	0.80	1548.81	1.72	28.07	14.04	-12.32	15.76
10	98.60	0.90	1748.59	1.94	36.33	18.17	-16.23	20.11
11	98.70	1.00	1948.38	2.16	45.89	22.95	-20.79	25.11
12	98.80	1.10	2148.16	2.39	56.68	28.34	-25.95	30.73
13	98.90	1.20	2347.95	2.61	68.78	34.39	-31.78	37.00
14	99.00	1.30	2547.73	2.83	82.36	41.18	-38.35	44.01
15	99.10	1.40	2747.51	3.05	97.20	48.60	-45.55	51.65
16	99.20	1.50	2947.29	3.27	113.63	56.82	-53.55	60.09
17	99.30	1.60	3147.08	3.50	131.53	65.77	-62.27	69.27
18	99.40	1.70	3346.87	3.72	150.70	75.35	-71.63	79.07
19	99.50	1.80	3546.65	3.94	171.44	85.72	-81.78	89.66
20	99.60	1.90	3746.43	4.16	193.58	96.79	-92.63	100.95
21	99.70	2.00	3946.22	4.38	217.55	108.78	-104.40	113.16

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.12 Penelusuran Banjir di Atas Ambang Pelimpah

Dalam penelusuran banjir diatas ambang pelimpah digunakan banjir rencana  $Q_{50}$  tahun dan kemudian dikontrol dengan banjir  $1,2*Q_{100}$  tahun.

Dengan menggunakan persamaan (2.32) dapat dihitung besarnya debit yang lewat tiap jamnya dan selanjutnya ditabelkan pada tabel 4.22 untuk banjir rencana  $Q_{50}$  tahun dan tabel 4.23 untuk banjir  $1,2*Q_{100}$  tahun.

**Tabel 4.22 Penelusuran Banjir di Atas Pelimpah Untuk  $Q_{50}$  Tahun**

t (Jam)	$I_{50}$ ( $m^3/det$ )	$\frac{I_1 + I_2}{2}$ ( $m^3/det$ )	$\psi_1$ ( $m^3/det$ )	$\varphi_2$ ( $m^3/det$ )	Elevasi (m)	Q ( $m^3/det$ )
0.00	0.00	-	-	-	97.70	0.00
0.25	26.22	13.11	-5.37	7.74	98.26	13.14
0.50	12.32	19.27	-8.20	11.07	98.37	19.21
0.75	7.62	9.97	-2.80	7.17	98.27	13.62
1.00	5.79	6.71	-1.51	5.20	98.17	9.10
1.25	4.46	5.13	-1.14	3.99	98.10	6.44
1.50	3.65	4.06	-0.87	3.19	98.06	5.31
1.75	0.82	2.24	-0.27	1.97	97.98	3.23
2.00	0.21	0.52	-0.01	0.51	97.88	1.42
2.25	0.06	0.14	-0.01	0.13	97.83	0.83
2.50	0.01	0.04	0.00	0.04	97.79	0.43
2.75	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
3.25	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
4.25	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
5.75	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00
6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97.70	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.23 Penelusuran Banjir di Atas Pelimpah Untuk  $1.2 \cdot R_{100}$  Tahun

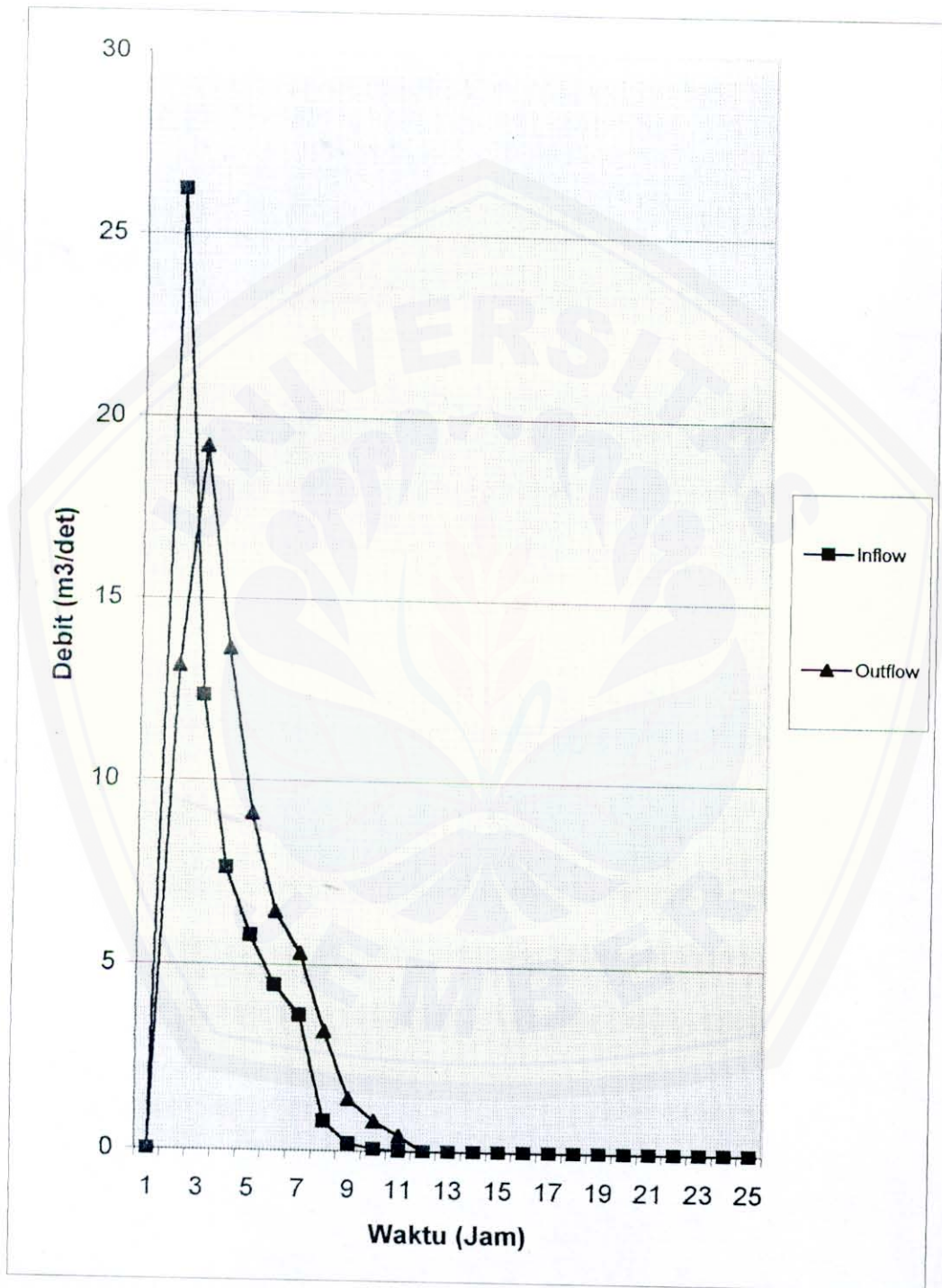
t (jam)	$1,2 \cdot R_{100}$ ( $m^3/det$ )	$\frac{I_1 + I_2}{2}$ ( $m^3/det$ )	$\psi_1$ ( $m^3/det$ )	$\varphi_2$ ( $m^3/det$ )	Elevasi (m)	Q ( $m^3/det$ )
0,00	0,00	-	-	-	97,70	0,00
0,25	30,16	15,08	-6,26	8,82	98,30	15,07
0,50	14,17	22,17	-9,55	12,62	98,42	22,40
0,75	8,78	11,48	-4,63	6,85	98,23	11,69
1,00	6,66	7,72	-2,96	4,76	98,13	7,58
1,25	5,12	5,89	-2,16	3,73	98,08	5,88
1,50	4,20	4,66	-1,64	3,02	98,04	4,75
1,75	0,95	2,58	-0,79	1,79	97,95	2,64
2,00	0,25	0,60	-0,08	0,52	97,81	0,60
2,25	0,06	0,16	-0,01	0,15	97,73	0,14
2,50	0,01	0,04	0,00	0,04	97,70	0,00
2,75	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,25	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,75	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,25	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,75	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00

Sumber : Hasil Perhitungan

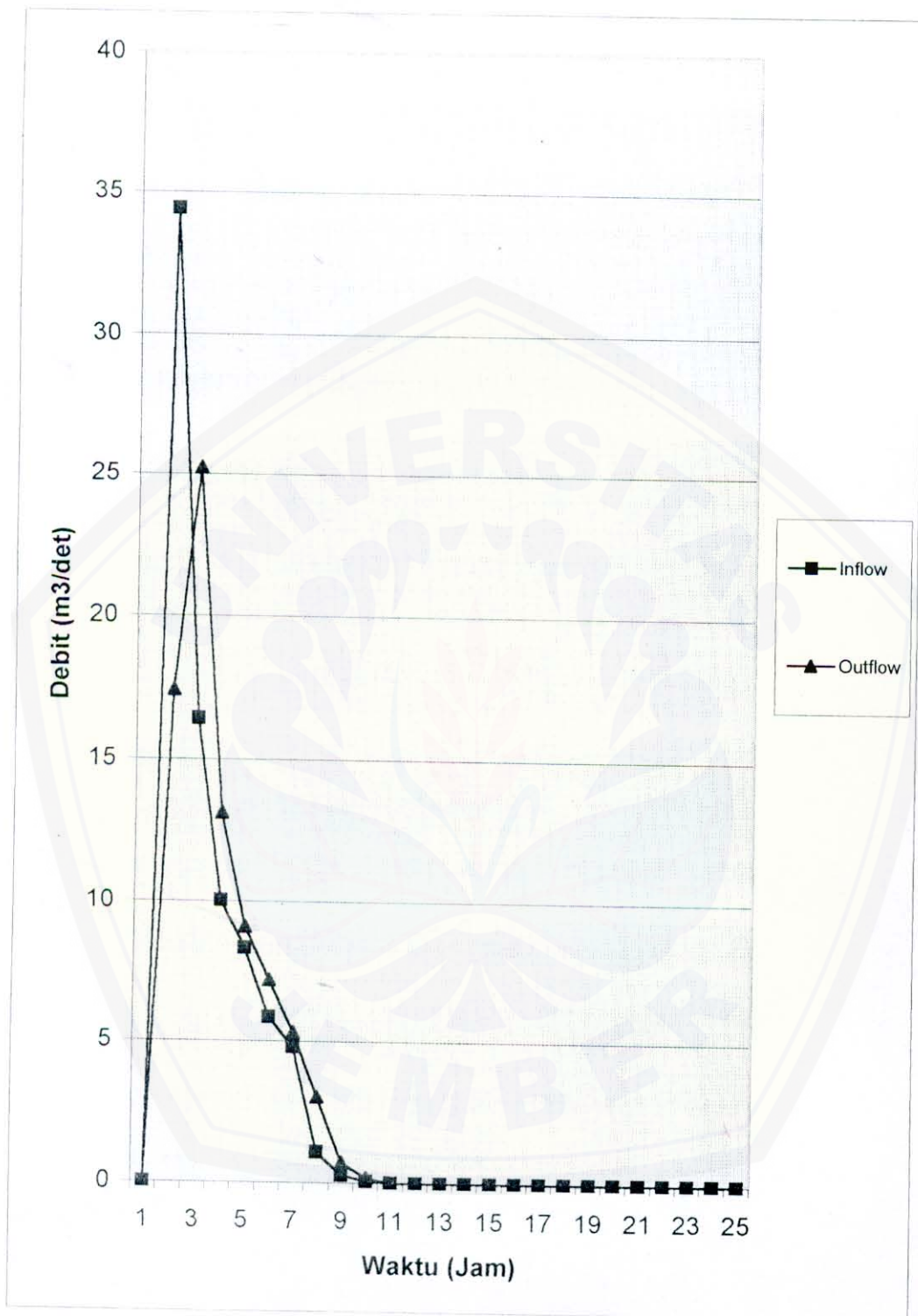
Tabel 4.24 Penelusuran Banjir di Atas Pelimpah Untuk  $1.2 \cdot Q_{100}$  Tahun

t (jam)	$1,2 \cdot Q_{100}$ (m <sup>3</sup> /det)	$\frac{I_1 + I_2}{2}$ (m <sup>3</sup> /det)	$\psi_1$ (m <sup>3</sup> /det)	$\varphi_2$ (m <sup>3</sup> /det)	Elevasi (m)	Q (m <sup>3</sup> /det)
0,00	0,00	-	-	-	97,70	0,00
0,25	34.42	17.21	-7.25	9.96	98,34	17.43
0,50	16.42	25.42	-11.08	14.34	98,46	25.23
0,75	10.02	13.22	-5.42	7.80	98,26	13.14
1,00	8.34	9.18	-3.60	5.58	98,17	9.10
1,25	5.86	7.10	-2,68	4.42	98,12	7.20
1,50	4,80	5.33	-1,92	3,41	98,06	5.31
1,75	1.08	2,94	-0,93	2.01	97,97	3.03
2,00	0,28	0,68	-0,10	0,58	97,82	0.71
2,25	0,07	0,18	-0,02	0,16	97,74	0,19
2,50	0,01	0,04	0,00	0,04	97,70	0,00
2,75	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,25	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
4,75	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,25	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
5,75	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00
6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,70	0,00

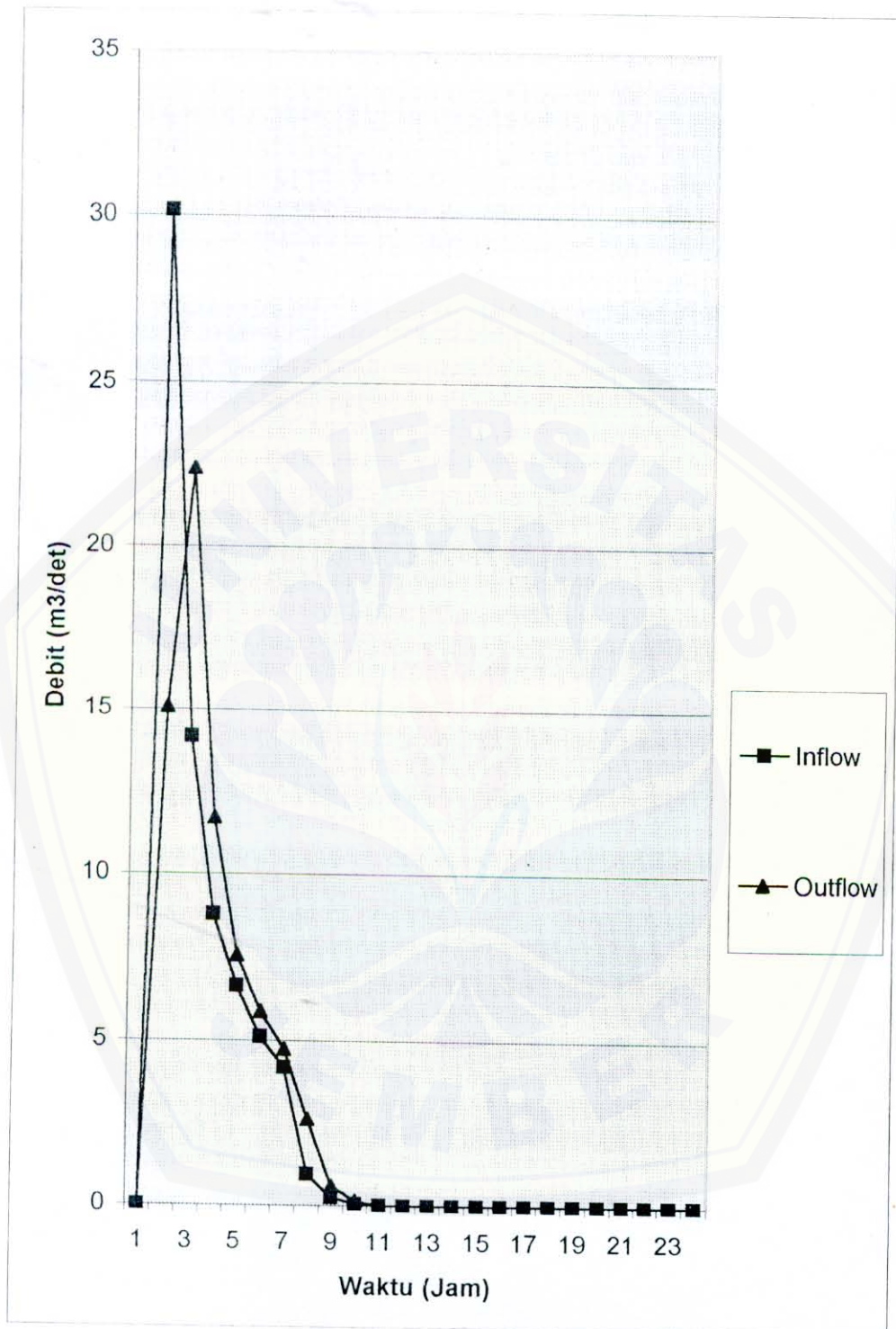
Sumber : Hasil Perhitungan



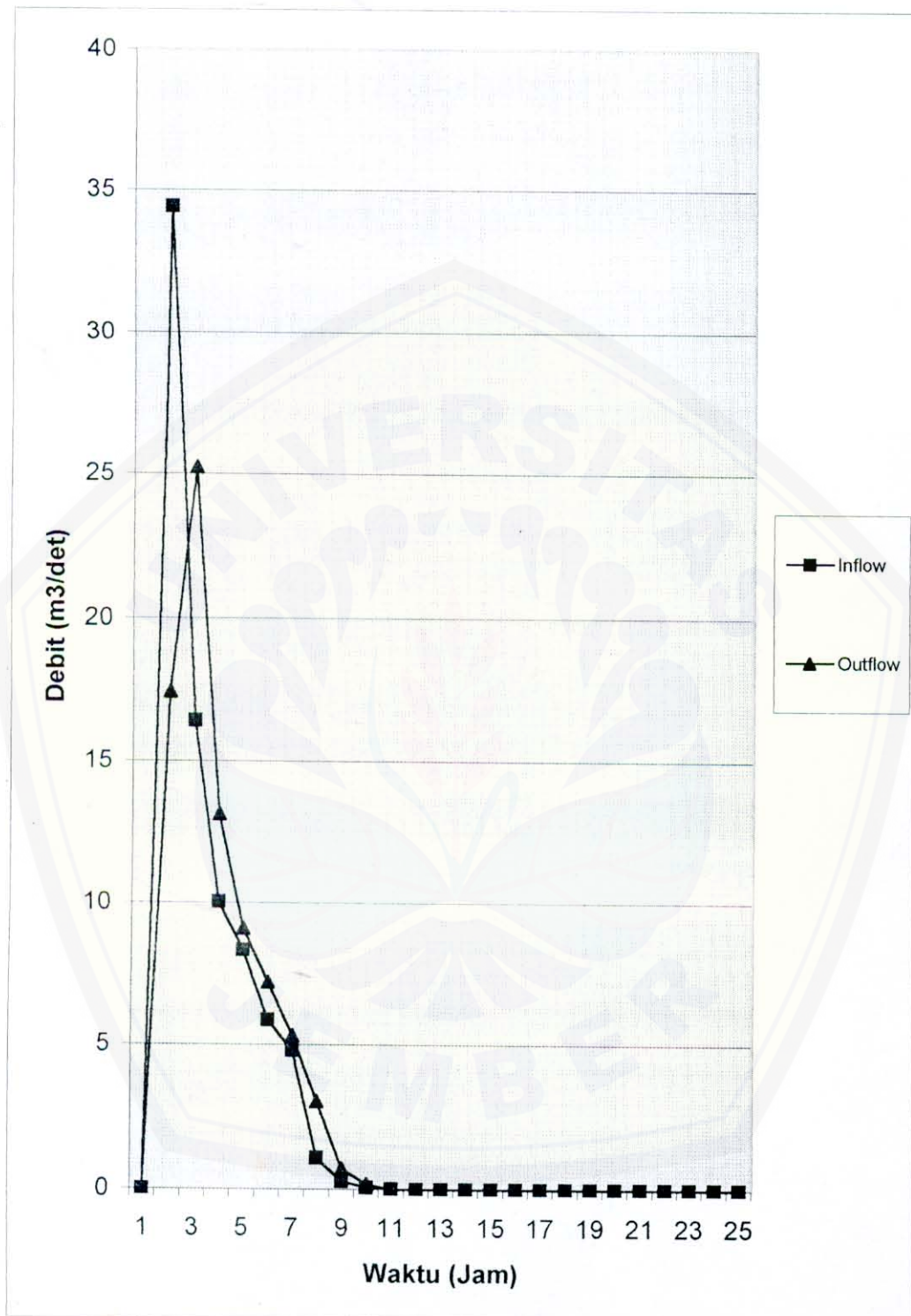
Gambar 4.12 Hubungan Inflow dengan Outflow  $Q_{50}$  Tahun



Gambar 4.13 Hubungan Inflow dengan Outflow  $1,2 \cdot Q_{100}$  Tahun



Gambar 4.13 Hubungan Inflow dengan Outflow  $1,2 \cdot R_{100}$  Tahun



Gambar 4.13 Hubungan Inflow dengan Outflow  $1,2 \cdot Q_{100}$  Tahun



BAB V  
ANALISA HIDROLIKA

5.1 Perencanaan Ambang Pelimpah

Perencanaan bentuk ambang pelimpah didasarkan pada percobaan yang dilakukan oleh USBR, yaitu pelimpah OGEE dengan kemiringan hulu vertikal. Sedangkan profil ambang bagian hilir didasarkan pada persamaan lengkung Harold, yaitu  $X^{1.85} = 2.Hd^{0.85} \cdot Y$ .

Dari hasil perhitungan penelusuran banjir  $Q_{50}$  tahun pada tabel 4.22, didapat besarnya  $Q_{outflow} = 19,21 \text{ m}^3/\text{det}$  pada elevasi muka air banjir maksimum + 98,37 m. Dengan demikian diperoleh .

$$Hd = 98,37 - 97,70 = 0,67 \text{ m}$$

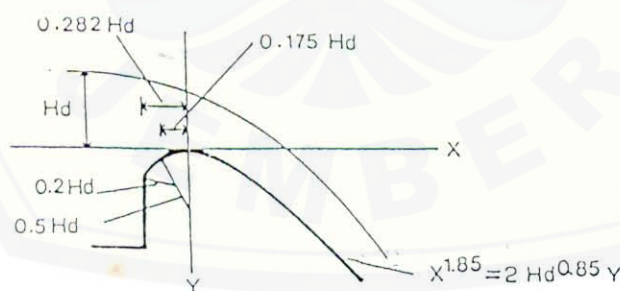
a. Bentuk profil bagian muka dihitung sebagai berikut .

$$X_1 = 0,175 \times Hd = 0,117 \text{ m}$$

$$X_2 = 0,282 \times Hd = 0,189 \text{ m}$$

$$R_1 = 0,50 \times Hd = 0,335 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,20 \times Hd = 0,134 \text{ m}$$



Gambar 5.1 Bentuk Ambang Pelimpah

b. Bagian lengkung hilir dihitung dengan persamaan :

$$X^{1.85} = 2.Hd^{0.85} \cdot Y, \text{ untuk } Hd = 0.67 \text{ m, maka :}$$

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2.(0.67)^{0.85}}$$

$$= 0,70 \cdot X^{1,85}$$

$$dy/dx = 1,85 \cdot 0,70 \cdot X^{0,85} = 1/0,70$$

diperoleh harga  $X = 1.428$ , selanjutnya didapatkan harga  $Y = 1.358$  dan koordinat-koordinat titik akhir lengkungan diperoleh ( 1.428 ; 1.358 ). Untuk perhitungan keseluruhan koordinat lengkungan Harold dihitung dengan persamaan :  $X^{1.85} = 2.Hd^{0.85} \cdot Y$

**Tabel 5.1 Hubungan X dan Y dalam Lengkung Harold**

X	$Y = X^{1,85} / 2,950$
0.0	0.000
0.5	0.195
1.0	0.703
1.428	1.358

Sumber : Hasil Perhitungan

## 5.2 Perhitungan Tinggi Muka Air di Atas Ambang Pelimpah

Dengan menggunakan persamaan (2.38) ; (2.39) ; (2.40) dihitung profil muka air di atas ambang pelimpah. Berikut ini diberikan contoh perhitungan :

- Misalnya diambil harga  $z = 0,5 \text{ m}$

$$V_z = \sqrt{2 \cdot g \cdot (z + Hd - Yz)}$$

$$V_z = \frac{Q}{Yz \cdot L}$$

$$Fz = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Yz}}$$

Untuk  $H_d = 0,67$  m

$L = 7,00$  m

$g = 9,81$  m/det<sup>2</sup>

dari kedua rumus  $V_z$  diatas selanjutnya dilakukan perhitungan :

$$\sqrt{2 * 9,81 * (z + 0,67 - Yz)} - (19,21 / (Yz * 7)) = 0 \longrightarrow Q_{50} \text{ Tahun}$$

**Tabel 5.2 Perhitungan Profil Muka Air di Atas Ambang Untuk Debit  $Q_{50}$  Tahun**

Z (m)	Yz (m)	Vz (m)	Fz (m)	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air
1	0.60	4.57	1.88	96.70	97.30
2	0.42	6.53	3.22	95.70	96.12
3	0.34	8.07	4.41	94.70	94.04

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\sqrt{2 * 9,81 * (z + 0,72 - Yz)} - (22,40 / (Yz * 7)) = 0 \longrightarrow 1,2 \cdot Q_{100} \text{ Tahun}$$

**Tabel 5.3 Perhitungan Profil Muka Air di Atas Ambang Untuk Debit  $1,2Q_{100}$**

Z (m)	Yz (m)	Vz (m)	Fz (m)	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air
1	0.75	4.27	1.58	96.70	97.45
2	0.49	6.53	2.98	95.70	96.19
3	0.40	8.00	4.04	94.70	95.11

Sumber : Hasil Perhitungan

### 5.3 Perencanaan Saluran Peluncur

Dengan memperhatikan data topografi dan geologi pada daerah rencana, direncanakan saluran peluncur sepanjang 32 m, lebar saluran 7 m, penampang saluran berbentuk segiempat. Elevasi bagian hulu saluran peluncur + 93.50 dan bagian hilir + 83.50 m. Hasil perhitungan ditabelkan pada tabel 5.4 untuk debit  $Q_{50}$  dan tabel 5.5 untuk debit  $1,2 Q_{100}$ .

## 5.4 Perencanaan Peredam Energi

### 5.4.1 Pemilihan Tipe Kolam Olak

Pemilihan tipe kolam olakan didasarkan pada bilangan froude pada bagian ujung akhir dari saluran peluncur. Dari perhitungan sebelumnya (tabel 5.4) ujung akhir saluran peluncur terletak pada titik nomor 5.

Dalam pemilihan tipe kolam olakan datar digunakan kriteria berdasarkan besarnya bilangan froude.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Y}}$$

Dengan data dari perhitungan pada tabel 5.4 adalah sebagai berikut :

- $V = 10,04$  m/det
- $D = 0,30$  m
- $Fr = 5,9 > 4,5$

Pada kriteria desain untuk bilangan froude  $> 4,5$ , kecepatan  $V < 18$  m/det dan sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang agak kecil ( $q < 18,5$  m<sup>3</sup>/det/m), maka dipakai kolam olak tipe III.

### 5.4.2 Perhitungan Dimensi Kolam Olak

#### a. Tinggi Muka Air

Untuk menetapkan elevasi dinding kolam olakan, direncanakan dengan tinggi muka air pada debit rencana  $Q_{50}$  ditambah tinggi jagaan 0,50 m. Kemudian dicek dengan banjir  $1,2Q_{100}$  tahun.

Tinggi muka air dihilir dapat dihitung sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = 1/2 \left[ \sqrt{1 + 8.Fr^2} - 1 \right]$$

$$\frac{D_2}{0,3} = 1/2 \left[ \sqrt{1 + 8.(5,9)^2} - 1 \right]$$

$$D_2 = 2,4 \text{ m}$$

Tabel 5.4 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur untuk Debit  $Q_{50}$  Tahun

Titik	B	$\Delta L$	D	A	V	hv	Virt	P	R	hl	he <sub>1</sub>	he <sub>2</sub>	Kontrol	Elevasi Dasar	Elevasi Muka	Fr
Ukur	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m/det)	(m)	(m/det)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	Air	(m)
1	7	0	1,15	8,05	3,22	0,53	0,00	9,30	0,87	0,000	0,00	0,00	0,00	93,50	94,65	0,96
2	7	8	1,07	7,49	5,32	1,44	4,27	9,14	0,82	0,018	4,08	4,08	0,00	91,60	92,67	1,64
3	7	8	0,85	5,95	7,43	2,81	6,38	8,70	0,68	0,018	4,22	4,22	0,00	89,10	89,95	2,57
4	7	8	0,60	4,20	8,34	3,55	7,89	8,20	0,51	0,019	4,25	4,25	0,00	85,90	86,50	3,43
5	7	8	0,30	2,10	10,04	5,14	9,19	7,60	0,28	0,021	4,30	4,30	0,00	83,50	83,80	5,90

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 5.5 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur untuk Debit  $1,2 * Q_{100}$  Tahun

Titik	B	$\Delta L$	D	A	V	hv	Vrrt	P	R	hl	he <sub>1</sub>	he <sub>2</sub>	Kontrol	Elevasi Dasar	Elevasi Muka	Fr
Ukur	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m/det)	(m)	(m/det)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	Air	(m)
1	7	0	2,07	14,49	2,07	0,22	0,00	11,14	1,26	0,000	0,00	0,00	0,00	93,50	95,57	0,46
2	7	8	1,24	8,68	3,46	0,61	2,77	9,48	0,92	0,020	4,83	4,83	0,00	91,60	92,84	0,99
3	7	8	0,93	6,51	4,61	2,17	4,04	8,86	0,73	0,021	4,31	4,31	0,00	89,10	90,03	1,53
4	7	8	0,62	4,34	6,92	2,44	5,77	8,24	0,53	0,022	5,55	5,55	0,00	85,90	86,52	4,32
5	7	8	0,31	2,17	10,66	5,79	8,79	7,62	0,28	0,024	4,93	4,93	0,00	83,50	83,81	6,11

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan ditetapkan elevasi dinding kolam olak

$$= \text{EL. } 84,00 + 2,4 + 0,50$$

$$= \text{EL. } 86,90 \text{ m} \longrightarrow \text{ direncanakan elevasi dinding } 86,90 \text{ m}$$

Kontrol dengan banjir  $1,2 * Q_{100}$

Dengan data dari perhitungan pada tabel 5.5 adalah sebagai berikut :

$$V = 10,66 \text{ m/det}$$

$$D = 0,31 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Y}}$$

$$= \frac{10,66}{\sqrt{9,81 * 0,31}} = 6,11 > 4,5$$

Tinggi muka air di hilir :

$$\frac{D_2}{D_1} = 1/2 \left[ \sqrt{1 + 8 * Fr^2} - 1 \right]$$

$$\frac{D_2}{0,31} = 1/2 \left[ \sqrt{1 + 8 * (6,11)^2} - 1 \right]$$

$$D_2 = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air dihilir} = \text{EL. } 84,00 + 2,5$$

$$= \text{EL. } 86,50 \text{ m}$$

b. Panjang kolam olak

$$L_j = 5 (0,5 + 2,4)$$

$$L_j = 14,5 \sim 15 \text{ m}$$

Jadi panjang kolam olak direncanakan = 15 m

## BAB VI

### ANALISIS STABILITAS KONSTRUKSI

#### 6.1 Umum

Suatu konstruksi harus mempunyai kedudukan yang stabil dalam segala keadaan yang mungkin menyimpannya. Disamping itu tanah tempat suatu konstruksi didirikan haruslah cukup kuat menahan beban konstruksi dan pengaruh-pengaruh luar lainnya.

Oleh karena itu dalam perencanaan bangunan pelimpah ini, perlu dilakukan kontrol-kontrol stabilitas yang meliputi :

1. Stabilitas terhadap guling
2. Stabilitas terhadap geser
3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah
4. Stabilitas terhadap piping (rembesan dalam tanah)

Kondisi pembebanan dalam perencanaan ini ditinjau terhadap tiga keadaan, yang merupakan keadaan paling kritis terhadap keamanan bangunan. Keadaan tersebut adalah (Soedibyo, 1993 : 123) :

1. Kondisi pada akhir konstruksi (waduk kosong)
2. Kondisi pada muka air waduk normal dan gempa
3. Kondisi pada muka air banjir dan gempa

#### 6.2 Perhitungan Gaya-gaya yang Bekerja

##### 6.2.1 Perhitungan Tekanan Tanah

Perhitungan tekanan tanah pada tubuh pelimpah didasarkan pada rumus Rankine (persamaan 2.49), yaitu :

diketahui  $\phi = 30^\circ$ , maka :

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 30/2) \\ &= 0,26 \end{aligned}$$





$$\begin{aligned}
 Pa_1 &= 1/2 * Ka * \gamma * H^2 \\
 &= 1/2 * 0,26 * 1,889 * (3,7)^2 \\
 &= 3,36 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_2 &= q * Ka * H * 1 \\
 &= (1 * 2,50) * 0,26 * 3,7 \\
 &= 2,31 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Kp &= \tan^2(45^\circ + 30/2) \\
 &= 1,89
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pp_1 &= 1/2 * \gamma * H^2 * Kp \\
 &= 1/2 * 1,889 * 1,5^2 * 1,89 \\
 &= 4,02 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

### 6.2.2 Perhitungan Daya Dukung Ijin Tanah

Daya dukung tanah ialah tekanan maksimum yang dapat dipikul oleh tanah tanpa terjadi kelongsoran. Dalam perhitungan ini dipergunakan rumus Ohsaki :

$$qult = (\alpha * C * N_c) + (\beta * B * N_\gamma) + (\gamma_{sat} * Df * N_q)$$

Bentuk pondasi yang direncanakan berupa pondasi menerus dengan ukuran (10 m x 10 m). Kedalaman pondasi (Df) direncanakan 3,7 m. Berdasarkan tabel 6.1 untuk pondasi menerus diperoleh harga  $\alpha = 1,0$  ;  $\beta = 0,50$ . Sedangkan untuk  $\phi = 30^\circ$  dari tabel 6.2 diperoleh harga  $N_c = 16,15$  ;  $N_\gamma = 7,5$  ;  $N_q = 10,6$

$$\begin{aligned}
 qult &= (1 * 5 * 16,15) + (0,50 * 10 * 7,5) + (1,889 * 3,7 * 10,6) \\
 &= 80,75 + 37,5 + 74,087 \\
 &= 192,337 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijint\ tanah} &= \frac{qult}{FS} \\ &= \frac{192,337}{3} \\ &= 64,112 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Jadi besarnya daya dukung tanah maksimum yang diijinkan adalah 64,112 ton/m<sup>2</sup>

**Tabel 6.1 Faktor Bentuk Pondasi**

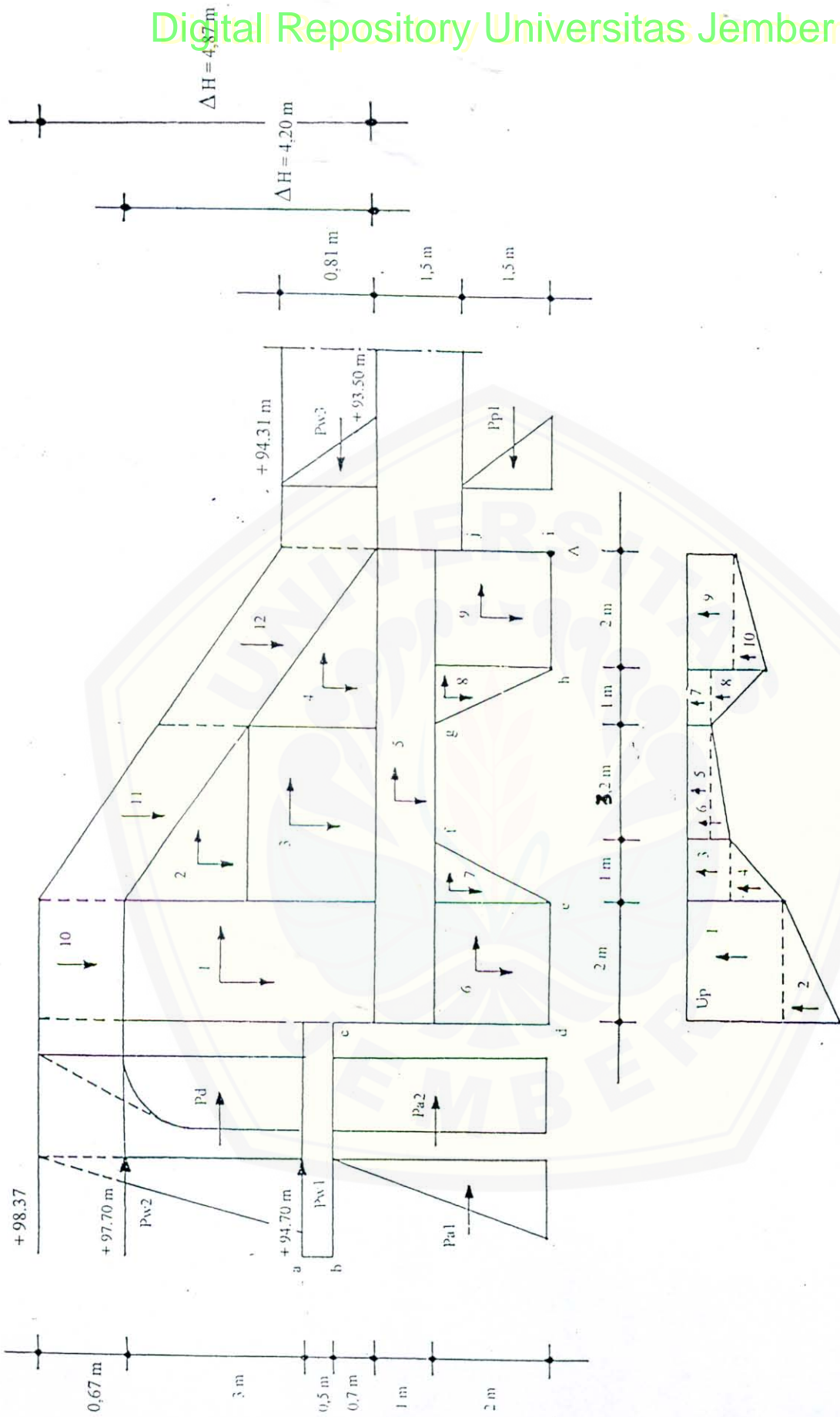
Faktor Bentuk	Bentuk Pondasi			
	Menerus	Bujur Sangkar	Persegi	Lingaran
$\alpha$	1,0	1,3	1,0 + 0,3 (B/L)	1,3
$\beta$	0,5	0,4	0,5 - 0,1 (B/L)	0,3

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1983 : 33

**Tabel 6.2 Koefisien Daya Dukung Tanah dari Ohsaki**

$\theta$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5,3	0	1,0
5	5,3	0	1,4
10	5,3	0	1,9
15	6,5	1,2	2,7
20	7,9	2,0	3,9
25	9,9	3,3	5,6
28	11,4	4,4	7,1
32	20,9	10,6	14,1
36	42,2	30,5	31,6
40	95,7	115,5	81,3
45	172,3	325,5	173,3
50	347,5	1073,4	415,1

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1983 : 33



### 6.2.3 Perhitungan Gaya Tekan ke Atas (*Up Lift*)

Rayapan air yang melintasi pondasi mempunyai tekanan ke atas yang bekerja pada dasar bangunan.

- a. Pada kondisi banjir
  - Elevasi muka air banjir dihilir + 98.37 m
  - Elevasi muka air banjir dihilir + 94.31 m
- b. Pada kondisi muka air normal
  - Elevasi muka air normal dihilir + 97.70 m
  - Elevasi di hilir (air kosong) + 93.50 m

Perhitungan gaya tekan ke atas pada masing-masing titik ditunjukkan pada tabel 6.3.

### 6.2.4 Perhitungan Tekanan Air

Kedalaman air dihilir akan menimbulkan gaya hidrolis pada hulu dinding ambang pelimpah. Gayanya bekerja ke arah vertikal dan horisontal. Gaya vertikal adalah berat sendiri air, sedangkan gaya horisontal adalah tekanan air statis dan dinamis.

#### a. Tekanan air statis

- Kondisi muka air normal

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2 \\ &= \frac{1}{2} * 1 * (3)^2 \\ &= 4,5 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

- Kondisi muka air banjir

$$\begin{aligned} P_{w1} &= \frac{1}{2} * \gamma_w * 3 * (H_2 - H_1) \\ &= \frac{1}{2} * 1 * 3 * (3,67 - 0,67) \\ &= 4,5 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{w2} &= \gamma_w * 3 * H_1 \\ &= 1 * 3 * 0,67 \\ &= 2,01 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

**Tabel 6.4 Perhitungan Gaya Tekan ke Atas (*Up Lift*) pada Tiap Titik**

Titik	Panjang Lintasan			Lx	Hx		Px	
	Vertikal	Horisontal	1/3Horisontal		NWL	FWL	NWL	FWL
a	0	0	0	0,00	3	3,67	3	3,67
b	0,5	-	-	0,50	3,5	4,17	3,35	3,99
c	-	3,5	1,2	1,70	3,5	4,17	2,98	3,56
d	3,7	-	-	5,40	7,2	7,87	4,35	5,44
e	-	2	0,67	6,07	7,2	7,87	5,33	5,70
f	2	-	-	8,07	5,2	5,87	3,60	2,99
g	-	4,2	1,4	9,47	5,2	5,87	2,28	2,49
h	2	-	-	11,47	7,2	7,87	3,67	3,77
i	-	2	0,67	12,14	7,2	7,87	3,46	3,54
j	1,5	-	-	13,64	5,7	6,37	1,50	1,50
$\Sigma$	9,7		3,94					

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

NWL = + 97,70 m

$\Delta H = 97,70 - 93,50 = 4,20$  m

FWL = + 99,28 m

$\Delta H = 98,37 - 93,50 = 4,87$  m

**Tabel 6.5 Perhitungan Gaya Tekan ke Atas (*Up Lift*) pada Masing-masing Pias**

Pias	Px		Uraian		Up - Lift	
	NWL	FWL	NWL	FWL	NWL	FWL
Up <sub>1</sub>	5,33	5,70	5,33 x 2	5,70 x 2	10,66	11,40
Up <sub>2</sub>	(5,33 - 4,35)	(5,70 - 5,44)	0,5 (2 x 0,98)	0,5 (2 x 0,26)	0,98	0,26
Up <sub>3</sub>	3,60	2,99	3,60 x 1	2,99 x 1	3,60	2,99
Up <sub>4</sub>	(5,33 - 3,60)	(5,70 - 2,99)	0,5 (1 x 1,73)	0,5 (1 x 2,71)	0,87	1,36
Up <sub>5</sub>	2,28	2,49	2,28 x 4,2	2,49 x 1	9,58	2,49
Up <sub>6</sub>	(3,60 - 2,28)	(2,99 - 2,49)	0,5 (4,2 x 1,32)	0,5 (4,2 x 0,50)	2,77	1,05
Up <sub>7</sub>	2,28	2,49	2,28 x 1	2,49 x 1	2,28	2,49
Up <sub>8</sub>	(3,67 - 2,28)	(3,77 - 2,49)	0,5 (1 x 1,39)	0,5 (1 x 1,28)	0,70	0,64
Up <sub>9</sub>	3,46	3,54	3,46 x 2	3,54 x 2	6,92	7,08
Up <sub>10</sub>	(3,67 - 3,46)	(3,77 - 3,54)	0,5 (2 x 0,2)	0,5 (2 x 0,23)	0,21	0,23

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned}
 Pw_3 &= \frac{1}{2} * \gamma_w * (0,81)^2 \\
 &= \frac{1}{2} * 1 * 0,66 \\
 &= 0,33 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Tekanan air dinamis

- Kondisi muka air normal

$$\begin{aligned}
 Pd &= 7/12 * Kh * \gamma_w * H_2^2 * (1 - Z^{1,5}) * 1 \\
 &= 7/12 * 0,15 * 1 * (3)^2 * (1 - 0^{1,5}) * 1 \\
 &= 0,79 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Yd &= H_2 * \left[ 1 - \frac{3}{5} * \frac{1 - Z^{2,5}}{1 - Z^{1,5}} \right] \\
 &= 3 * \left[ 1 - \frac{3}{5} * \frac{1 - 0}{1 - 0} \right] \\
 &= 1,20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kondisi muka air banjir

$$\begin{aligned}
 Pd &= 7/12 * 0,15 * 1 * (3,67)^2 * (1 - (0,67/3,67)^{1,5}) * 1 \\
 &= 1,08 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Yd &= 3,67 * \left[ 1 - \frac{3}{5} * \frac{1 - 0,183^{2,5}}{1 - 0,183^{1,5}} \right] \\
 &= 1,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### 6.2.5 Perhitungan Berat Konstruksi Pelimpah

Perhitungan berat konstruksi ambang pelimpah dibagi menjadi beberapa luasan pias. Volume tiap pias merupakan hasil perkalian antara luas pias dengan satuan perhitungan (1 m). Dengan mengalikan volume masing-masing pias dengan  $\gamma_{\text{beton}} = 2,40 \text{ ton/m}^3$  diperoleh berat konstruksi. Hasil perhitungan ditunjukkan pada tabel 6.6.

**Tabel 6.6 Perhitungan Berat Konstruksi Ambang Pelimpah**

Pias	Uraian	Berat Konstruksi (ton/m)
W <sub>1</sub>	4,3 x 2 x 1 x 2,4	20,640
W <sub>2</sub>	$\frac{1}{2} \times 2,2 \times 4,1 \times 1 \times 2,4$	10,824
W <sub>3</sub>	2,1 x 4,1 x 1 x 2,4	20,664
W <sub>4</sub>	$\frac{1}{2} \times 2,1 \times 4,1 \times 1 \times 2,4$	10,332
W <sub>5</sub>	10,2 x 1 x 1 x 2,4	24,480
W <sub>6</sub>	2 x 2 x 1 x 2,4	9,600
W <sub>7</sub>	$\frac{1}{2} \times 1 \times 2 \times 1 \times 2,4$	2,400
W <sub>8</sub>	$\frac{1}{2} \times 1 \times 2 \times 1 \times 2,4$	2,400
W <sub>9</sub>	2 x 2 x 1 x 2,4	9,600

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 6.7 Perhitungan Berat Air di Atas Pelimpah**

Pias	Uraian	Berat Air (ton/m)
W <sub>10</sub>	1,58 x 2 x 1	1,34
W <sub>11</sub>	$\frac{1}{2} (0,67 + 4,65) \times 4,1$	10,906
W <sub>12</sub>	$\frac{1}{2} (0,67 + 4,65) \times 4,1$	10,906

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 6.8 Perhitungan Gaya Vertikal, Horisontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Kosong dan Gempa)**

No	Uraian	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat Jenis (tm <sup>-3</sup> )	Gaya Vertikal (ton)	Kh	Gaya Horisontal (ton)	Lengan		Momen	
							X (m)	Y (m)	Tahan (tm)	Guling (tm)
W1	4,3 x 2	8,60	2,40	20,64	0,15	3,10	9,20	5,20	189,89	16,10
W2	1/2 x 2,2 x 4,1	4,51	2,40	10,82	0,15	1,62	6,90	5,80	74,69	9,42
W3	2,1 x 4,1	8,61	2,40	20,66	0,15	3,10	6,20	4,10	128,12	12,71
W4	1/2 x 2,1 x 4,1	4,30	2,40	10,33	0,15	1,55	2,70	3,70	27,90	5,74
W5	10,2 x 1	10,20	2,40	24,48	0,15	3,67	5,10	2,50	124,85	9,18
W6	2 x 2	4,00	2,40	9,60	0,15	1,44	9,20	1,00	88,32	1,44
W7	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	0,15	0,36	7,90	1,30	18,96	0,47
W8	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	0,15	0,36	2,40	1,30	5,76	0,47
W9	2 x 2	4,00	2,40	9,60	0,15	1,44	1,00	1,00	9,60	1,44
Pa1	1/2 x 0,26 x 3,7	0,48	1,80	-	-	0,87	-	1,20	-	1,04
Pa2	0,26 x 3,7	0,96	2,40	-	-	2,31	-	1,80	-	4,16
Pp1	1/2 x 1,89 x (1,5) <sup>2</sup>	2,13	1,80	-	-	-3,83	-	0,50	1,91	-
Jumlah				110,94		15,99			669,99	82,15

Sumber : Hasil Perhitungan



**Tabel 6.9 Perhitungan Gaya Vertikal, Horizontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Muka Air Normal Tanpa Gempa)**

No	Uraian	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat Jenis (tm <sup>-3</sup> )	Gaya		Lengan		Momen	
				Vertikal (ton)	Horisontal (ton)	X (m)	Y (m)	Tahan (tm)	Guling (tm)
W1	4,3 x 2	8,60	2,40	20,64	-	9,20	5,20	189,89	-
W2	1/2 x 2,2 x 4,1	4,51	2,40	10,82	-	6,90	5,80	74,69	-
W3	2,1 x 4,1	8,61	2,40	20,66	-	6,20	4,10	128,12	-
W4	1/2 x 2,1 x 4,1	4,31	2,40	10,33	-	2,70	3,70	27,90	-
W5	10,2 x 1	10,20	2,40	24,48	-	5,10	2,50	124,85	-
W6	2 x 2	4,00	2,40	9,60	-	9,20	1,00	88,32	-
W7	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	-	7,90	1,30	18,96	-
W8	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	-	2,40	1,30	5,76	-
W9	2 x 2	4,00	2,40	9,60	-	1,00	1,00	9,60	-
Pa1	1/2 x 0,26 x 3,7	0,48	1,80	-	0,87	-	1,20	-	1,04
Pa2	0,26 x 3,7	0,96	2,40	-	2,31	-	1,80	-	4,16
Pp1	1/2 x 1,89 x (1,5) <sup>2</sup>	2,13	1,80	-	-3,83	-	0,50	1,91	-
Pw1	1/2 x (3) <sup>2</sup>	4,50	1,00	-	4,50	-	5,70	-	25,65
Pw2	0	0,00	1,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00
Pw3	1/2 x (1,72) <sup>2</sup>	1,48	1,00	-	1,48	-	3,60	-	5,32
Pd	7/12x0,15x(3) <sup>2</sup> x(1-0)	0,79	1,00	-	0,79	-	5,90	-	4,66
Up1	5,33 x 2	10,66	1,00	-10,66	-	9,20		-	98,07
Up2	0,5 (2 x 0,98)	0,98	1,00	-0,98	-	9,70		-	9,51
Up3	3,60 x 1	3,60	1,00	-3,60	-	7,70		-	27,72
Up4	0,5 (1 x 1,73)	0,87	1,00	-0,87	-	7,90		-	6,87
Up5	2,28 x 4,2	9,58	1,00	-9,58	-	5,10		-	48,86
Up6	0,5 (4,2 x 1,32)	2,77	1,00	-2,77	-	6,60		-	18,28
Up7	2,28 x 1	2,28	1,00	-2,28	-	2,50		-	5,70
Up8	0,5 (1 x 1,39)	0,70	1,00	-0,70	-	2,40		-	1,68
Up9	3,46 x 2	6,92	1,00	-6,92	-	1,00		-	6,98
Up10	0,5 (2 x 0,2)	0,21	1,00	-0,21	-	1,50		-	0,32
Jumlah				72,36	6,12			669,99	264,82

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 6.10 Perhitungan Gaya Vertikal, Horizontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Muka Air Normal dengan Gempa)**

No	Uraian	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat Jenis (tm <sup>-3</sup> )	Gaya Vertikal (ton)	Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan		Momen	
							X (m)	Y (m)	Tahan (tm)	Guling (tm)
W1	4,3 x 2	8,60	2,40	20,64	0,15	3,10	9,20	5,20	189,89	16,10
W2	1/2 x 2,2 x 4,1	4,51	2,40	10,82	0,15	1,62	6,90	5,80	74,69	9,42
W3	2,1 x 4,1	8,61	2,40	20,66	0,15	3,10	6,20	4,10	128,12	12,71
W4	1/2 x 2,1 x 4,1	4,30	2,40	10,33	0,15	1,55	2,70	3,70	27,90	5,74
W5	10,2 x 1	10,2	2,40	24,48	0,15	3,67	5,10	2,50	124,85	9,18
W6	2 x 2	4,00	2,40	9,60	0,15	1,44	9,20	1,00	88,32	1,44
W7	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	0,15	0,36	7,90	1,30	18,96	0,47
W8	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	0,15	0,36	2,40	1,30	5,76	0,47
W9	2 x 2	4,00	2,40	9,60	0,15	1,44	1,00	1,00	9,60	1,44
Pa1	1/2 x 0,26 x 3,7	0,48	1,80	-	-	0,87	-	1,20	-	1,04
Pa2	0,26 x 3,7	0,96	2,40	-	-	2,31	-	1,80	-	4,16
Pp1	1/2 x 1,89 x (1,5) <sup>2</sup>	2,13	1,80	-	-	-3,83	-	0,50	1,91	-
Pw1	1/2 x (3) <sup>2</sup>	4,5	1,00	-	-	4,50	-	5,7	-	25,65
Pw2	0	0,0	1,00	-	-	0,00	-	0,0	-	0,00
Pw3	1/2 x (1,72) <sup>2</sup>	1,5	1,00	-	-	1,48	-	3,6	-	5,32
Pd	7/12 x 0,15 x (3) <sup>2</sup>	0,8	1,00	-	-	0,79	-	5,9	-	4,66
Up1	5,33 x 2	11	1,00	-10,66	-	-	9,2	-	-	98,07
Up2	0,5 (2 x 0,98)	0,9	1,00	-0,98	-	-	9,7	-	-	9,51
Up3	3,60 x 1	3,6	1,00	-3,60	-	-	7,7	-	-	27,72
Up4	0,5 (1 x 1,73)	0,9	1,00	-0,87	-	-	7,9	-	-	6,87
Up5	2,28 x 4,2	9,6	1,00	-9,58	-	-	5,1	-	-	48,86
Up6	0,5 (4,2 x 1,32)	2,8	1,00	-2,77	-	-	6,6	-	-	18,28
Up7	2,28 x 1	2,3	1,00	-2,28	-	-	2,5	-	-	5,70
Up8	0,5 (1 x 1,39)	0,7	1,00	-0,70	-	-	2,4	-	-	1,68
Up9	3,46 x 2	6,9	1,00	-6,92	-	-	1,0	-	-	6,98
Up10	0,5 (2 x 0,2)	0,2	1,00	-0,21	-	-	1,5	-	-	0,32
Jumlah				72,36		22,759			669,9	321,8

Sumber : Hasil Perhitungan

**Tabel 6.11 Perhitungan Gaya Vertikal, Horizontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Banjir Tanpa Gempa)**

No	Uraian	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat Jenis (tm <sup>-3</sup> )	Gaya		Lengan		Momen	
				Vertikal (ton)	Horizontal (ton)	X (m)	Y (m)	Tahan (tm)	Guling (tm)
W1	4,3 x 2	8,60	2,40	20,64	-	9,20	5,20	189,89	-
W2	1/2 x 2,2 x 4,1	4,51	2,40	10,82	-	6,90	5,80	74,69	-
W3	2,1 x 4,1	8,61	2,40	20,66	-	6,20	4,10	128,12	-
W4	1/2 x 2,1 x 4,1	4,30	2,40	10,33	-	2,70	3,70	27,90	-
W5	10,2 x 1	10,2	2,40	24,48	-	5,10	2,50	124,85	-
W6	2 x 2	4,00	2,40	9,60	-	9,20	1,00	88,32	-
W7	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	-	7,90	1,30	18,96	-
W8	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	-	2,40	1,30	5,76	-
W9	2 x 2	4,00	2,40	9,60	-	1,00	1,00	9,60	-
W10	0,67 x 2 x 1	1,34	1,00	1,34	-	9,20	-	12,33	-
W11	1/2 (0,67+4,65) 4,1	10,91	1,00	10,91	-	6,20	-	67,64	-
W12	1/2 (0,67+4,65) 4,1	10,91	1,00	10,91	-	2,20	-	24,00	-
Pa1	1/2 x 0,26 x 3,7	0,48	1,80	-	0,87	-	1,20	-	1,04
Pa2	0,26 x 3,7	0,96	2,40	-	2,31	-	1,80	-	4,16
Pp1	1/2 x 1,89x (1,5) <sup>2</sup>	2,13	1,80	-	-3,83	-	0,50	1,91	-
Pw1	1/2 x (3) <sup>2</sup>	4,5	1,00	-	4,50	-	5,70	-	26,65
Pw2	0	0,0	1,00	-	0,00	-	0,00	-	36,97
Pw3	1/2 x (1,72) <sup>2</sup>	1,5	1,00	-	-1,48	-	3,60	5,32	-
Pd	7/12x0,15x(3) <sup>2</sup>	0,8	1,00	-	0,79	-	5,90	-	4,66
Up1	5,70 x2	11,40	1,00	-11,40	-	9,20	-	-	104,88
Up2	0,5(2 x 0,26)	0,26	1,00	-0,26	-	9,70	-	-	2,52
Up3	2,99 x 1	2,99	1,00	-2,99	-	7,70	-	-	23,02
Up4	0,5 (1X 2,71)	1,36	1,00	-1,36	-	7,90	-	-	10,74
Up5	2,49 x 1	2,49	1,00	-2,49	-	5,10	-	-	12,70
Up6	0,5 (4,2 x 0,58)	1,05	1,00	-1,05	-	6,60	-	-	6,93
Up7	2,49 x 1	2,49	1,00	-2,49	-	2,50	-	-	6,23
Up8	0,5 (1x 1,28)	0,64	1,00	-0,64	-	2,40	-	-	1,54
Up9	3,54 x 2	7,08	1,00	-7,08	-	1,00	-	-	7,08
Up10	0,5 (2 x 0,23)	0,23	1,00	-0,23	-	1,50	-	-	0,35
Jumlah				104,10	7,90			811,65	249,47

**Sumber : Hasil Perhitungan**

Tabel 6.12 Perhitungan Gaya Vertikal, Horizontal, Momen Tahan dan Momen Guling (Kondisi Banjir dengan Gempa)

No	Uraian	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat Jenis (tm <sup>-3</sup> )	Gaya Vertikal (ton)	Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan		Momen	
							X (m)	Y (m)	Tahan (tm)	Guling (tm)
W1	4,3 x 2	8,60	2,40	20,64	0,15	3,10	9,20	5,20	189,89	16,10
W2	1/2 x 2,2 x 4,1	4,51	2,40	10,82	0,15	1,62	6,90	5,80	74,69	9,42
W3	2,1 x 4,1	8,61	2,40	20,66	0,15	3,10	6,20	4,10	128,12	12,71
W4	1/2 x 2,1 x 4,1	4,30	2,40	10,33	0,15	1,55	2,70	3,70	27,90	5,74
W5	10,2 x 1	10,2	2,40	24,48	0,15	3,67	5,10	2,50	124,85	9,18
W6	2 x 2	4,00	2,40	9,60	0,15	1,44	9,20	1,00	88,32	1,44
W7	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	0,15	0,36	7,90	1,30	18,96	0,47
W8	1/2 x 1 x 2	1,00	2,40	2,40	0,15	0,36	2,40	1,30	5,76	0,47
W9	2 x 2	4,00	2,40	9,60	0,15	1,44	1,00	1,00	9,60	1,44
W10	0,67 x 2 x 1	1,34	1,00	1,34	-	-	9,20	-	12,33	-
W11	1/2 (0,7+4,7) 4,1	10,9	1,00	10,91	-	-	6,20	-	67,64	-
W12	1/2 (0,7+4,7) 4,1	10,9	1,00	10,91	-	-	2,20	-	24,00	-
Pa1	1/2 x 0,26 x 3,7	0,48	1,80	-	-	0,87	-	1,20	-	1,04
Pa2	0,26 x 3,7	0,96	2,40	-	-	2,31	-	1,80	-	4,16
Pp1	1/2 x 1,89 x (1,5) <sup>2</sup>	2,13	1,80	-	-	-3,83	-	0,50	1,91	-
Pw1	1/2 x (3) <sup>2</sup>	4,50	1,00	-	-	4,50	-	5,70	-	26,65
Pw2	0	0,00	1,00	-	-	0,00	-	0,00	-	36,97
Pw3	1/2 x (1,72) <sup>2</sup>	1,48	1,00	-	-	-1,48	-	3,60	-	-
Pd	7/12x0,15x(3) <sup>2</sup> x1	0,79	1,00	-	-	0,79	-	5,90	-	4,66
Up1	5,70 x2	11,4	1,00	-11,40	-	-	9,20	-	-	104,88
Up2	0,5(2 x 0,26)	0,26	1,00	-0,26	-	-	9,70	-	-	2,52
Up3	2,99 x 1	2,99	1,00	-2,99	-	-	7,70	-	-	23,02
Up4	0,5 (1X 2,71)	1,36	1,00	-1,36	-	-	7,90	-	-	10,74
Up5	2,49 x 1	2,49	1,00	-2,49	-	-	5,10	-	-	12,70
Up6	0,5 (4,2 x 0,58)	1,05	1,00	-1,05	-	-	6,60	-	-	6,93
Up7	2,49 x 1	2,49	1,00	-2,49	-	-	2,50	-	-	6,23
Up8	0,5 (1x 1,28)	0,64	1,00	-0,64	-	-	2,40	-	-	1,54
Up9	3,54 x 2	7,08	1,00	-7,08	-	-	1,00	-	-	7,08
Up10	0,5 (2 x 0,23)	0,23	1,00	-0,23	-	-	1,50	-	-	0,35
Jumlah				104,10		24,54			773,97	306,47

Sumber : Hasil Perhitungan

### 6.3 Kontrol Stabilitas Ambang

#### 6.3.1 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Kosong (Selesai Dibangun)

a) Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{\sum \text{MomenTahan}}{\sum \text{MomenGuling}} > 1,1 \text{ (kondisi gempa)}$$

$$SF = \frac{669,99}{82,15} = 8,16 > 1,1 \text{ (aman)}$$

b) Stabilitas terhadap geser

$$SF = \left[ \frac{\tan \theta \cdot \sum V + C \cdot A}{\sum H} \right] > 1,1 \text{ (kondisi gempa)}$$

$$SF = \left[ \frac{\tan 30 \cdot 110,94 + 5 \cdot 10}{15,99} \right] = 7,13 > 1,1 \text{ (aman)}$$

c) Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \left[ \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{L}{2} \right] < \frac{L}{6}$$

$$e = \left[ \frac{669,99 - 82,15}{110,94} - \frac{10}{2} \right] < \frac{10}{6}$$

$$e = 0,97 < 1,67$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{A} \cdot \left[ 1 + \frac{6e}{L} \right] < \sigma_{ij \text{ int tanah}}$$

$$\sigma_{maks} = \frac{110,94}{10} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot 0,97}{10} \right] < 64,11$$

$$\sigma_{maks} = 17,52 < 64,11 \text{ (aman)}$$

- d) Stabilitas terhadap piping (rembesan dalam tanah)

Jenis tanah bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil, maka besar  $CL = 2,5$  (lihat tabel 6.13).

$$CL = \frac{\sum LV + 1/3 \sum LH}{\Delta H} > CL$$

$$CL = \frac{9,7 + 3,94}{4,20} > 2,5$$

$$CL = 3,25 > 2,5 \text{ (oke)}$$

### 6.3.2 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Normal Tanpa Gempa

- a) Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{669,99}{264,82} = 2,53 > 1,5 \text{ (aman)}$$

- b) Stabilitas terhadap geser

$$SF = \left[ \frac{\tan 30 \cdot 72,36 + 5 \cdot 10}{6,12} \right] = 14,99 > 1,5 \text{ (aman)}$$

- c) Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \left[ \frac{669,99 - 264,82}{72,36} - \frac{10}{2} \right] < \frac{10}{6}$$

$$e = 0,60 < 1,67$$

$$\sigma_{maks} = \frac{72,36}{10} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot 0,60}{10} \right] < 64,11$$

$$\sigma_{maks} = 9,84 < 64,11 \text{ (aman)}$$

- e) Stabilitas terhadap piping (rembesan dalam tanah)

Jenis tanah bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil, maka besar  $CL = 2,5$  (lihat tabel 6.13).

$$CL = \frac{\sum LV + 1/3 \sum LH}{\Delta H} > CL$$

$$CL = \frac{9,7 + 3,94}{4,20} > 2,5$$

$$CL = 3,25 > 2,5 \text{ (oke)}$$

### 6.3.3 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Normal Dengan Gempa

- a) Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{669,99}{321,79} = 2,08 > 1,1 \text{ (aman)}$$

- b) Stabilitas terhadap geser

$$SF = \left[ \frac{\tan 30.72,36 + 5.10}{22,76} \right] = 4,03 > 1,1 \text{ (aman)}$$

- c) Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \left[ \frac{669,99 - 321,79}{72,36} - \frac{10}{2} \right] < \frac{10}{6}$$

$$e = 0,19 < 1,67$$

$$\sigma_{maks} = \frac{72,36}{10} \cdot \left[ 1 + \frac{6 * 0,19}{10} \right] < 64,11$$

$$\sigma_{maks} = 8,06 < 64,11 \text{ (aman)}$$

- d) Stabilitas terhadap piping (rembesan dalam tanah)

Jenis tanah bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil, maka besar  $CL = 2,5$  (lihat tabel 6.13).

$$CL = \frac{\sum LV + 1/3 \sum LH}{\Delta H} > CL$$

$$CL = \frac{9,7 + 3,94}{4,20} > 2,5$$

$$CL = 3,25 > 2,5 \text{ (oke)}$$

#### 6.3.4 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Banjir Tanpa Gempa

- a) Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{779,29}{249,47} = 3,12 > 1,5 \text{ (aman)}$$

- b) Stabilitas terhadap geser

$$SF = \left[ \frac{\tan 30 \cdot 104,10 + 5 \cdot 10}{7,90} \right] = 13,94 > 1,5 \text{ (aman)}$$

- c) Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \left[ \frac{779,29 - 249,47}{104,10} - \frac{10}{2} \right] < \frac{10}{6}$$

$$e = 0,09 < 1,67$$

$$\sigma_{maks} = \frac{104,10}{10} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot 0,09}{10} \right] < 64,11$$

$$\sigma_{maks} = 10,97 < 64,11 \text{ (aman)}$$



- d) Stabilitas terhadap piping (rembesan dalam tanah)

Jenis tanah bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil, maka besar  $CL = 2,5$   
(lihat tabel 6.13)

$$CL = \frac{\sum LV + 1/3 \sum LH}{\Delta H} > CL$$

$$CL = \frac{9,7 + 3,94}{4,87} > 2,5$$

$$CL = 2,80 > 2,5 \text{ (oke)}$$

### 6.3.5 Kontrol Stabilitas pada Kondisi Muka Air Banjir dengan Gempa

- a) Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{773,97}{306,47} = 2,53 > 1,1 \text{ (aman)}$$

- b) Stabilitas terhadap geser

$$SF = \left[ \frac{\tan 30 \cdot 104,10 + 5 \cdot 10}{24,54} \right] = 4,49 > 1,1 \text{ (aman)}$$

- c) Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \left[ \frac{773,97 - 306,47}{104,10} - \frac{10}{2} \right] < \frac{10}{6}$$

$$e = 0,51 < 1,67$$

$$\sigma_{maks} = \frac{104,10}{10} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot 0,51}{10} \right] < 64,11$$

$$\sigma_{maks} = 13,64 < 64,11 \text{ (aman)}$$

d) Stabilitas terhadap piping (rembesan dalam tanah)

Jenis tanah bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil, maka besar  $CL = 2,5$   
(lihat tabel 6.13)

$$CL = \frac{\sum LV + 1/3 \sum LH}{\Delta H} > CL$$

$$CL = \frac{9,7 + 3,94}{4,87} > 2,5$$

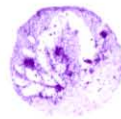
$$CL = 2,80 > 2,5 \text{ (oke)}$$

**Tabel 6.13 Harga Minimum Angka Rembesan Lane**

Jenis Tanah	CL
Pasir sangat halus/ lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

Sumber : KP-02, 1986 : 126

BAB VII  
PENUTUP



UNIT PPT Perpustakaan  
UNIVERSITAS JEMBER

### 7.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan studi perencanaan bangunan pelimpah Embung Ngemplak Trenggalek, diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari analisa hidrologi pada daerah aliran sungai Ngemplak, diperoleh :
  - Debit banjir rencana  $Q_{50}$  tahun = 26,22 m<sup>3</sup>/det
  - Debit banjir rencana  $1,2 \cdot R_{100}$  tahun = 30,16 m<sup>3</sup>/det
2. Besarnya debit outflow dari hasil penelusuran banjir lewat waduk adalah :
  - Untuk debit banjir rencana  $Q_{50}$  tahun didapat debit outflow sebesar 19,21 m<sup>3</sup>/det, dengan elevasi muka air diatas pelimpah + 98,37 m
  - Untuk debit banjir rencana  $1,2Q_{100}$  tahun didapat debit outflow sebesar 22,40 m<sup>3</sup>/det, dengan elevasi muka air diatas pelimpah + 98,42 m
3. Bentuk ambang pelimpah yang dipergunakan pada perencanaan ini adalah tipe Ogee dengan persamaan lengkung Harold  $Y = 0,34 \cdot X^{1,85}$
4. Bangunan pelimpah yang direncanakan ini dilengkapi dengan bangunan-bangunan pelengkap, meliputi :
  - Saluran peluncur dengan panjang 32 m, lebar saluran 7 m, penampang berbentuk segiempat.
  - Bangunan peredam energi menggunakan peredam energi tipe III
5. Dari analisa stabilitas, dengan perhitungan gaya-gaya yang bekerja, maka dapat diketahui bahwa konstruksi pelimpah yang direncanakan aman terhadap bahaya guling, geser, memenuhi syarat terhadap daya dukung tanah dan terhadap piping (rembesan dalam tanah), baik ditinjau dalam keadaan normal maupun gempa.

## 7.2 Saran

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan dapat dikatakan bahwa pada dasarnya perencanaan ini sudah memenuhi syarat secara teknis. Namun demikian penulis menyarankan perlunya dilakukan pengujian dengan suatu model test, agar dapat diketahui karakteristik hidrolis aliran sepanjang bangunan pelimpah.



DAFTAR PUSTAKA

Chow, Te Ven. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga.

KP-02 dan KP-06. 1986. *Kriteria Perencanaan Bangunan Utama*. Bandung : Galang Persada.

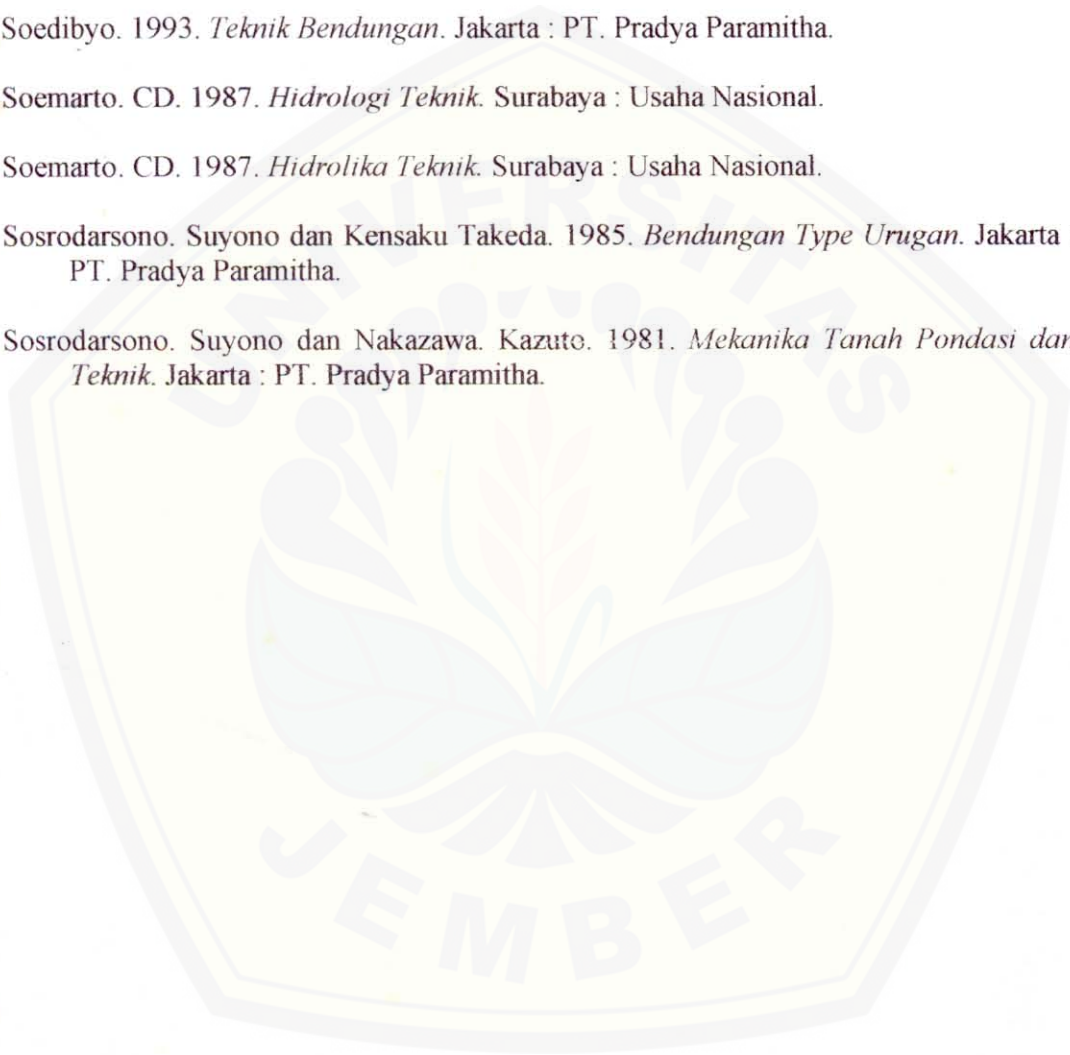
Soedibyo. 1993. *Teknik Bendungan*. Jakarta : PT. Pradya Paramitha.

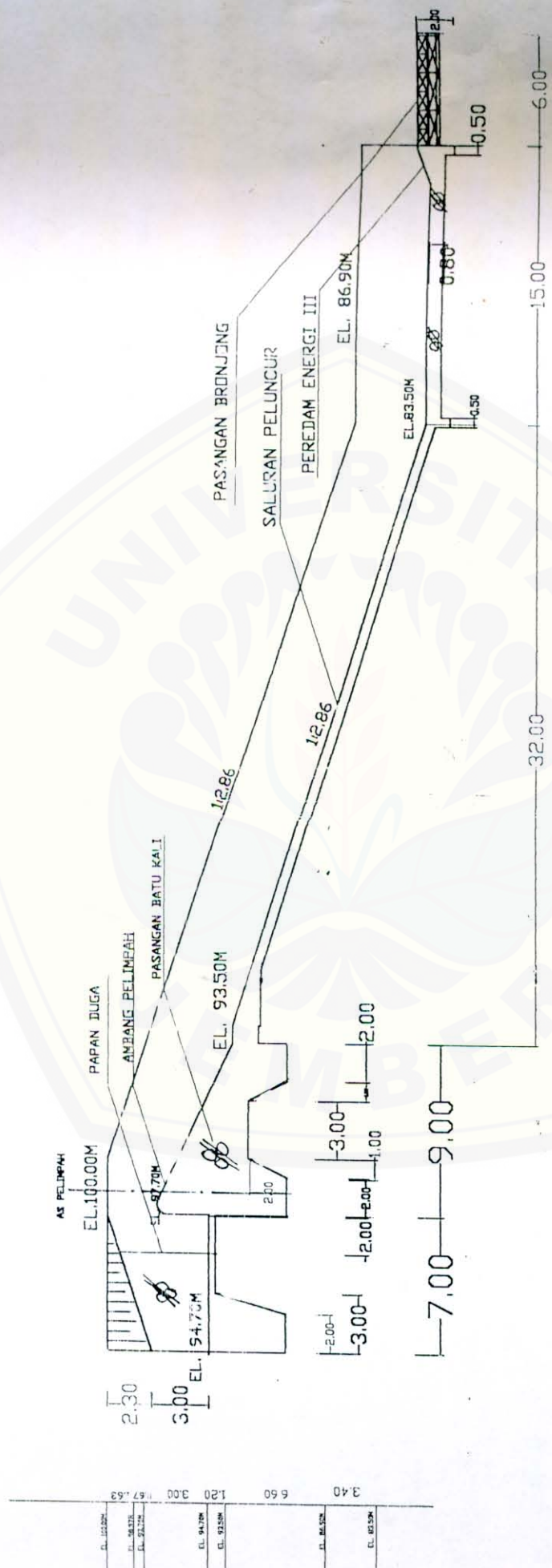
Soemarto. CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya : Usaha Nasional.

Soemarto. CD. 1987. *Hidrolika Teknik*. Surabaya : Usaha Nasional.

Sosrodarsono. Suyono dan Kensaku Takeda. 1985. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : PT. Pradya Paramitha.

Sosrodarsono. Suyono dan Nakazawa. Kazuto. 1981. *Mekanika Tanah Pondasi dan Teknik*. Jakarta : PT. Pradya Paramitha.





PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
UNIVERSITAS JEMBER

POTONGAN MEMANJANG PELIMPAH

SKALA

NO. / JML. LBR

TGL

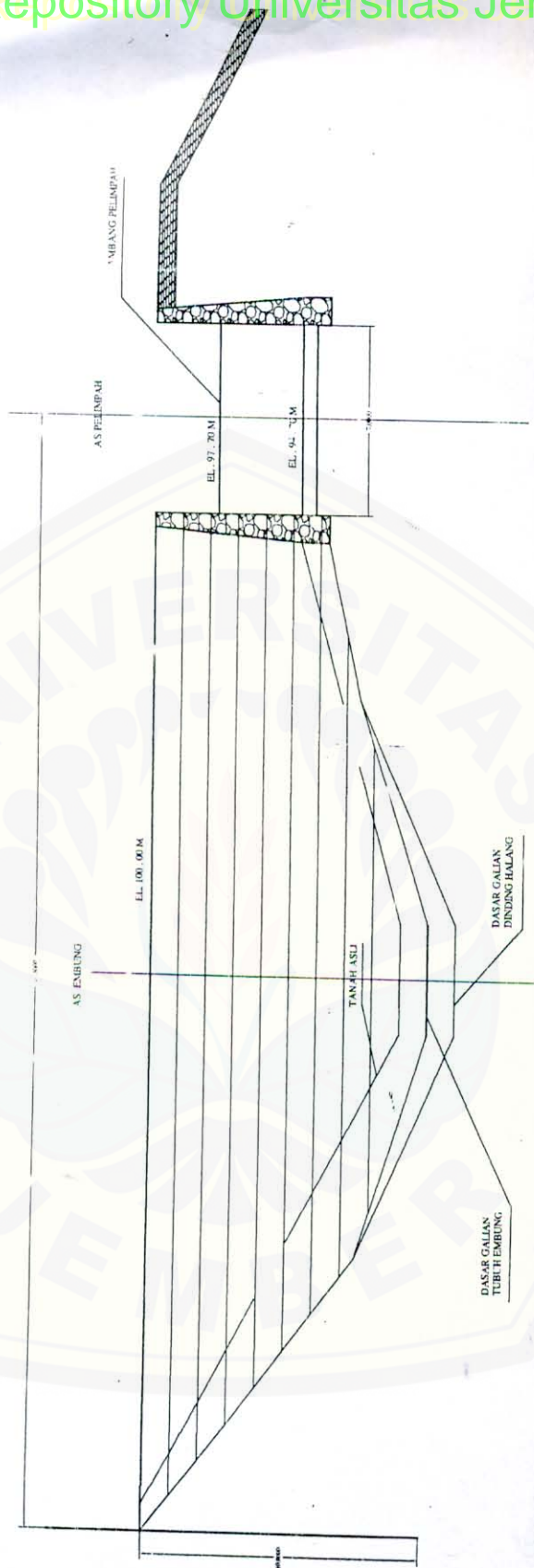
PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
UNIVERSITAS JEMBER

DENAH TATA LETAK  
SKALA  
ND / JML / LBR / TGL

No	KORDINAT	
	X	Y
1	4667.55	10021.25
2	4989.0	10020.0
3	4270.63	10110.55
4	4671.3	10112.5
5	4274.45	10117.6
6	4982.10	10223.15
7	4926.0	10041.25
8	4497.3	10012.70
9	4002.55	10050.7

KORDINAT	
X	Y
12	4222.25
13	4000.0
14	4000.0
15	4000.0
16	4000.0
17	4000.0
18	4000.0
19	4000.0
20	4000.0





PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
UNIVERSITAS JEMBER

POTONGAN MELINTANG PELEMPAH

SKALA

NO./JML. LBR

TGL.