

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
TGL. TERIMA: 04-08-2003
NO. JUDUL: 000572
NO. NY: 5120000572001

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN ULANG (REDESAIN)
BENDUNG TEGAL DI KALI OPAK
KABUPATEN BANTUL YOGYAKARTA**



Di susun oleh:

WINDRY EKA YULIANTI	98511044
ANDI APRIZON	98511153

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2003**



LEMBAR PENGESAHAN
PROPOSAL TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN ULANG (REDESAIN)
BENDUNG TEGAL DI KALI OPAK
KABUPATEN BANTUL YOGYAKARTA**

DLSUSUN OLEH:

WINDRY EKA YULIANTI 98 511 044

ANDI APRIZON 98 511 153

TELAH DIPERIKSA DAN DISETUJUI OLEH:

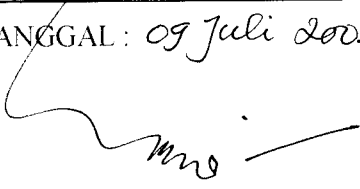
IR. MUNADHIR, MS

DOSEN PEMBIMBING I

IR. HARBI HADI, MT

DOSEN PEMBIMBING II


TANGGAL : 09 Juli 2003


TANGGAL: 09 07 '03

KATA PENGANTAR

Bismillahirrohmanirrohim

Assalamu'alaikum Wr.Wb

Alhamdulillah robbil' alamin, segala puji bagi Allah SWT, yang telah memberikan karunianya yang berlimpah dan shalawat dan salam semoga terlimpahkan kepada junjungan kita Rasulullah Nabi Muhammad SAW, keluarga, sahabat, ulama dan para pengikut-NYA yang selalu menjaga ajaran - ajaranNYA.

Berkat rahmat hidayah dan barokah dari Allah SWT - lah, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Perencanaan Ulang (Redesain) Bendung Tegal di Kali Opak Kabupaten Bantul Yogyakarta. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat untuk mencapai derajat sarjana S-1 di Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Selama pembuatan Tugas Akhir ini hingga tersusunnya laporan ini, penulis banyak mendapat bantuan serta bimbingan dari berbagai pihak, untuk itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bpk DR.Ir. Widodo, MSCE, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bpk Ir. Munadhir, MS, selaku kepala jurusan Teknik Sipil dan Dosen Pembimbing I.
3. Bpk Ir. Harbi Hadi, MT, selaku Dosen Pembimbing II.
4. Bapak- bapak di Perencana Teknik Sub Dinas Pengairan Yogyakarta.

Penulis menyadari bahwa hasil Redesain ini masih jauh dari sempurna, sehingga penyusun sangat mengharapkan kritik dan saran dari pembaca laporan tugas akhir kami ini, namun penulis berharap agar hasil yang diperoleh ini bermanfaat bagi redesain - sedesain selanjutnya.

Wassalamu'alaikum Wr.Wb.

Yogyakarta, Juni 2003

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
KATA PENGANTAR.....	iii
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR TABEL.....	xii
DAFTAR LAMPIRAN.....	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	2
1.2 Tujuan	2
1.3 Manfaat	2
1.4 Batasan Perencanaan	2
1.5 Lokasi proyek	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Umum.....	4
2.2 Redesain terkait.....	4
BAB III LANDASAN TEORI	9
3.1 Umum	9
3.2 Analisis Curah Hujan Rata-rata	11
3.2.1 Rerata Aljabar	12
3.2.2 Areal Reduction Factor.....	12

3.3	Analisa Frekuensi	13
3.4	Analisa Debit Banjir Rencana.....	18
3.4.1	Metode Haspers.....	18
3.4.2	Metode MAF.....	19
3.4.3	Metode Rational Jepang.....	20
3.6	Penentuan Tinggi Muka Air Sungai.....	20
3.7	Perencanaan Tubuh Bendung.....	23
3.7.1	Perencanaan Bentuk dan elevasi Mercu bendung.....	23
3.7.2	Lebar Efektif Mercu Bendung	23
3.7.3	Jari-jari Mercu.....	24
3.7.4	Tinggi Muka Air Sungai Sebelum Ada Bendung.....	25
3.7.5	Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung.....	25
3.7.6	Perencanaan Kolam Olak	25
3.7.7	Perencanaan Lantai Muka	27
3.7.8	Efek Back Water.....	28
3.8	Bangunan Intake Utama.....	29
3.8.1	Perencanaan Bangunan Pengambilan	29
3.8.2	Ambang pengambilan.....	30
3.8	Perencanaan Bangunan Pembilas	30
3.9	Perencanaan Saluran Penangkap pasir	31
3.10	Bangunan pembilas kantong lumpur.....	33
3.11	Dimensi bangunan Saluran primer.....	33
3.12	Alat Ukur	34

3.13 Stabilitas Bendung	35
3.13.1 Syarat-syarat Stabilitas	35
3.14 Bagan alir Perencanaan.....	38
BAB IV DATA PERENCANAAN.....	39
4.1 Umum	39
4.2 Data Topografi	39
4.3 Data Geologi Tanah.....	40
4.4 Data Morfologi	41
4.5 Data Mekanika Tanah.....	41
4.6 Data Hidrologi	42
BAB VI ANALISIS HIDROLOGI.....	46
5.1 Umum.....	46
5.2 Analisis Curah Hujan Pada DAS	47
5.2.1 Cara Rata- rata Aljabar.....	48
5.2.2 Cara APBAR	49
5.3 Analisis Hujan Rencana.....	50
5.3.1 Metode Log Pearson III	53
5.3.2 Metode Haspers.....	56
5.4 Analisis Debit Banjir Rencana.....	57
5.4.1 Metode Haspers.....	58
5.4.2 Metode MAF.....	60
5.4.3 Metode Rational Jepang.....	63

BAB VI PERENCANAAN BANGUNAN UTAMA.....	65
6.1 Umum	65
6.2 Tinggi Muka Air Sungai Sebelum Ada Bendung.....	66
6.3 Perencanaan Tubuh Bendung	70
6.3.1 Lebar Efektif Mercu Bendung	70
6.3.2 Jari-jari Mercu.....	71
6.3.3 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung.....	82
6.3.4 Perencanaan Kolam Olak	84
6.3.5 Perencanaan Lantai Muka	88
6.3.6 Perencanaan Rip- Rap.....	92
6.3.7 Efect Back Water.....	93
6.4 Perencanaan Bangunan Intake	97
6.4.1 Bangunan Pengambilan Kanan.....	97
6.4.2 Dimensi lebar Ambang Pengambilan.....	99
6.4.3 Bangunan Pengambilan Kiri.....	101
6.5 Perencanaan Bangunan Pembilas Utama.....	103
6.5.1 Ukuran pintu bilas utama.....	104
6.6 Perencanaan Saluran Penangkap pasir	109
6.6.1 Saluran Penangkap pasir sebelah Kanan.....	109
6.6.2 Saluran Penangkap pasir sebelah Kiri.....	115
6.7 Bangunan Pembilas.....	121
6.7.1 Bangunan pembilas kanan.....	121
6.7.2 Bangunan pembilas kiri.....	121

6.8 Saluran Pembilas Pasir.....	122
6.8.1 Saluran Pembilas Kanan.....	122
6.8.2 Saluran Pembilas Kiri.....	123
6.9 Perhitungan Alat Ukur Saluran Primer.....	125
6.10 Dimensi Bangunan pengambilan Saluran Primer.....	127
6.10.1 Ambang pengambilan saluran Primer kanan.....	128
6.11 Perencanaan Tanggul.....	129
6.12 Stabilitas Bendung.....	131
6.12.1 Gaya Up Lift Pressure.....	131
6.12.2 Gaya berat bendung.....	137
6.12.3 Gaya akibat gempa.....	138
6.12.4 Rencana Pembebanan.....	140
6.13 Stabilitas Tembok Penahan Tanah.....	148
BAB VII PEMBAHASAN	156
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN	168
8.1 Kesimpulan	168
8.2 Saran.....	169
DAFTAR PUSTAKA	170

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Bagan alir Frekuensi Hujan Rencana	11
Gambar 3.2	Flow Chart Redisain Bendung Tegal	38
Gambar 6.1	Penampang Basah Sungai	67
Gambar 6.2	Grafik Lengkung Debit sebelum ada bendung	68
Gambar 6.3	Sketsa denah bendung	70
Gambar 6.4	Jari-jari bendung dengan dua R	82
Gambar 6.5	Tinggi muka air setelah ada bendung	83
Gambar 6.6	Grafik Lengkung Debit setelah ada bendung	84
Gambar 6.7.1	Elevasi rencana dasar kolam olak dan tinggi muka air di atas mercu	86
Gambar 6.7.2	Loncat air pada kolam olakan	87
Gambar 6.8.1	Perencanaan Lantai muka	89
Gambar 6.8.2	Lantai muka bendung	90
Gambar 6.8.3	Rip -Rap	92
Gambar 6.8.4	Pengaruh pengenaagan akibat debit banjir	93
Gambar 6.8.5	Profil sungai sepanjang back Water	96
Gambar 6.9	Potongan Melintang saluran primer kanan	99
Gambar 6.10	Potongan memanjang bangunan pengambilan	100
Gambar 6.11	Sketsa pengambilan lewat pipa	101
Gambar 6.12	Potongan melintang Saluran Primer Kiri	103
Gambar 6.13	Potongan melintang Bangunan pembilas	104

Gambar 6.14.a	Tampak atas pintu bilas Utama	106
Gambar 6.14.b	Tampak samping pintu bilas utama	108
Gambar 6.15	Penampang kantong Lumpur sebelah kanan	110
Gambar 6.16	Potongan memanjang kantong lumpur kanan	114
Gambar 6.17	Penampang kantong lumpur sebelah kiri	116
Gambar 6.18	Potongan memanjang kantong lumpur kiri	120
Gambar 6.19	Potongan memanjang saluran pembilas kanan	123
Gambar 6.20	Potongan memanjang saluran pembilas kiri	124
Gambar 6.21	Alat Ukur ambang lebar	127
Gambar 6.22	Potongan memanjang bangunan pengambilan Saluran primer kanan	128
Gambar 6.23	Potongan melintang tanggul sebelah kiri	129
Gambar 6.24	Potongan melintang tanggul sebelah kanan	130
Gambar 6.25	Sketsa gaya Up-Lift pressure	133
Gambar 6.26	Sketsa Tekanan hidrostatik air normal	135
Gambar 6.27	Sketsa gaya berat bendung	137
Gambar 6.28	Diagram Gaya berat dan tekanan air	138
Gambar 6.29	Diagram tekanan tanah untuk beban tetap	146
Gambar 6.30	Diagram tekanan tanah untuk beban sementara	146
Gambar 6.31	Gaya dan diagram tekanan tembok penahan tanah	148
Gambar 6.32	Titik berat beban yang bekerja	153

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Metode penentuan banjir rencana	10
Tabel 3.2	Faktor reduksi area	13
Tabel 3.3	Pemilihan sebaran	14
Tabel 4.1	Data curah hujan maksimum tahunan stasiun pundong	43
Tabel 4.2	Data curah hujan maksimum tahunan stasiun siluk	44
Tabel 4.3	Data curah hujan maksimum tahunan stasiun K. Ploso	45
Tabel 5.1	Perhitungan hujan harian mak tahunan rata-rata aljabar	48
Tabel 5.2	Perhitungan hujan harian mak tahunan dgn APBAR	49
Tabel 5.3	Rekapitulasi Hujan rencana maksimum tahunan	50
Tabel 5.4	Perhitungan hujan rata-rata	51
Tabel 5.5	Pemilihan sebaran	52
Tabel 5.6	Perhitungan curah hujan dengan metode Log Pearson III	53
Tabel 5.7	Ploting data log Pearson III	54
Tabel 5.8	Uji Chi- Kuadrat	55
Tabel 5.9	Rekapitulasi Hujan rencana	56
Tabel 5.10	Debit banjir rencana maksimum cara Hasper	59
Tabel 5.11	Debit banjir rencana maksimum cara manual Jawa-Sumatra	60
Tabel 5.12	Debit banjir rencana maksimum cara Rational jepang	61
Tabel 5.13	Rekapitulasi Debit banjir	62
Tabel 6.1	Perhitungan tinggi muka air pada bagian hulu bendung	78
Tabel 6.2	Hubungan (h) dan (Q) setelah ada bendung	83

Tabel 6.3	Perhitungan Hydraulic Gradient setelah ada lantai muka	91
Tabel 6.4	Hasil hitungan Back water	96
Tabel 6.5	Jalur renbesan dan Tekanan air (Lane)	132
Tabel 6.6	Perhitungan tinggi tekanan Up-Lift Pressure	135
Tabel 6.7	Perhitungan momrn dan gaya Up-Lift keadaan normal	136
Tabel 6.8	Perhitungan berat konstruksi bendung dan momern vertikal	137
Tabee 6.9	Perhitungangaya dan momen akibat vertikal	139
Tabel 6.10	Beban rencana dalam keadaan air normal	140
Tabel 6.11	Gaya vertikal dan momen total keadaan normal	141
Tabel 6.12	Berat konstruksi bendung dan momen vertikal	142
Tabel 6.13	Gaya dan momen akibat gempa	143
Tabel 6.14	Beban rencana dalam keadaan air normal pada titik tinjau O	144
Tabel 6.15	Gaya vertikal dan momen total	149
Tabel 6.16	Gaya dan horizontal dan momen	151
Tabel 6.17	Gaya horizontal dan momen	152
Tabel 6.18	Gaya- gaya dan momen yang terjadi	154
Tabee 7.1	Data Curah hujan dengan 20 data seri	157
Tabel 7.2	Rekapitulasi Hujan Kawasan untuk data 20 seri	158
Tabel 7.3	Perhitungan untuk menentukan jenis sebaran	159
Tabel 7.4	Curah hujan rerata dengan metode log pearson III 20 seri	160
Tabel 7.5	Perhitungan curah hujan dengan metode Lo Pearson III	161
Tabel 7.6	Perhitungan curah hujan dengan metode Haspers	161
Tabel 7.7	Perbandingan Redesain dengan Desain PU	167

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi)	171
Lampiran 2	Derajat Kenyataan Uji Kecocokkan	171
Lampiran 3	Nilai k Distribusi Pearson tipe III dan Log Pearson III	172
Lampiran 4	Variabel standar untuk kala ulang tertentu	173
Lampiran 5	Nilai Faktor Pembesar (C)	174
Lampiran 6	Kertas Peluang Distribusi Log Pearson III	175
Lampiran 7	Skema jaringan irigasi	176
Lampiran 8	Koefisien Run -off air hujan.	177
Lampiran 9.a	Karakteristik saluran dan kemiringan	178
Lampiran 9.b	Diagram shield	178
Lampiran 10.a	Hubungan diameter saringan dan kecepatan endap	179
Lampiran 10.b	Diagram Camp	179
Lampiran 11	Uji Laboratorium Mekanika Tanah Bendung Tegal	180
Lampiran 12	Harga minimum angka rembesan CL dan CB	180
Lampiran 13	Koefisien jenis tanah	181
Lampiran 14	Periode ulang dan percepatan dasar gempa	182
Lampiran 15	Daerah zone (z) gempa	183
Lampiran 16	Harga - harga minimum batas moduler (H_2/H_1)	184
Lampiran 17	Cv sebagai fungsi perbandingan $C_d \frac{A^*}{A}$	185

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara agraris, karena sebagian penduduknya bekerja di bidang pertanian, oleh sebab itu program pengembangan pertanian di Indonesia akan memberikan dampak yang cukup besar bagi pembangunan bangsa Indonesia, terutama dalam lapangan kerja yang mana akhirnya dapat meningkatkan taraf hidup masyarakat.

Pertanian termasuk perikanan dan peternakan merupakan bagian serta sektor yang sangat penting bagi perkembangan perekonomian bangsa Indonesia. Dengan semakin meningkatnya pertumbuhan penduduk, maka kebutuhan akan pangan akan semakin meningkat pula. Oleh karena itu produksi pada sektor pertanian perlu ditingkatkan, antara lain dengan menambah ketersediaan sarana dan prasarana yang memadai, salah satunya adalah pembangunan bendung.

Dalam kerangka tersebut di atas penulis mengambil tugas akhir tentang perencanaan ulang (redisain) Bendung Tegal di kali Opak sebagai penerapan ilmu yang didapat di bangku kuliah. Perencanaan ulang meliputi bangunan fisik suatu bendung yang berbeda dengan desain yang sudah ada yang terlihat pada gambar perencanaan awal, yang dibuat oleh Dinas PU Pengairan Yogyakarta.

1.2 Tujuan

Perencanaan ulang bertujuan mengaplikasikan teori-teori ketekniksipilan yang didapat pada perkuliahan terutama mengenai Bangunan Keairan, selanjutnya dibandingkan dengan hasil perancangan yang sudah ada (PU Pengairan Yogyakarta).

1.3 Manfaat

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Sebagai salah satu bahan perbandingan bagi perencana bendung khususnya, dengan menggunakan metode dan desain yang berbeda dari perencanaan sebenarnya.
2. Memberikan pemahaman dan kontribusi bagi pihak-pihak lain mengenai perencanaan bangunan keairan khususnya bendung, dengan mempertimbangkan besarnya debit banjir rencana untuk kala ulang T tahun.

1.4 Batasan Perencanaan

Sebagai batasan perencanaan dalam penyusunan tugas akhir ini agar terarah, dan tidak terlalu meluas, adalah sebagai berikut :

1. Periode kala ulang untuk perancangan ditetapkan 100 tahun.
2. Analisis frekwensi hujan rencana menggunakan metode Haspers dengan jenis sebaran adalah Log Pearson III.
3. Analisis debit banjir rencana menggunakan 3 metode yaitu metode Haspers, metode FSR Jawa-Sumatra dan metode Rational Jepang.

4. Dalam perencanaan ini besarnya debit rencana pada pintu pengambilan tidak dihitung tetapi diambil sama dengan desain asli yakni sebesar 0,815 m³/dt untuk sebelah kanan dan 0,275 m³/dt untuk sebelah kiri.
5. Perencanaan hidrolis bendung hanya meliputi perencanaan bangunan utama (bendung), bangunan pembilas, bangunan pengambilan, kantong Lumpur, saluran pembilas pasir, untuk bangunan pelengkap lainnya seperti saluran primer, bangunan sadap, bangunan bagi dan sebagainya tidak direncanakan.
6. Bendung direncanakan sebagai bendung pasangan batu dengan mercu bulat.
7. Pintu pembilas direncanakan 2 buah dengan lebar masing - masing 1,5 m
8. Perencanaan kolam olak direncanakan menggunakan tipe Vlugter.
9. Perencanaan panjang lantai muka menggunakan metode Bligh dan metode Lane.
10. Perhitungan stabilitas bendung meliputi stabilitas geser, guling, dan erosi bawah tanah (piping) dan akibat tekanan air keatas (Up-Lift).

1.5 Lokasi Proyek

Bendung Tegal terletak di Kali Opak Desa Talaban, Kec. Imogiri, Kabupaten Bantul, Propinsi Daerah Istimewa Yogyakarta

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Bendung adalah suatu bangunan air dengan kelengkapan yang dibangun melintang sungai atau sudetan yang sengaja dibuat untuk meninggikan muka air, sehingga air dapat disadap dan dialirkan secara grafitasi ke tempat yang membutuhkannya (Standar Tata Cara Perencanaan Umum Bendung).

2.2 Redesain Terkait

Berikut ini akan dipaparkan beberapa desain bendung terdahulu yang dirasa ada keterkaitan dengan redesain bendung Tegal ini :

1. CV. Hara Konsultan (2002)

Perencanaan dilakukan pada bendung Mojosari di Kali Opak yang berlokasi di Dusun Mojosari, Desa Bokoharjo, Kecamatan Prambanan, Jawa Tengah. Proyek bendung tersebut direncanakan untuk mengairi areal seluas 197,9 Ha dengan luas DAS 67 Km² dan panjang sungai 45 Km. Data yang dibutuhkan dalam menganalisis debit banjir rencana adalah berdasarkan data curah hujan maksimum tahunan. Dari peta isoheiti untuk daerah aliran sungai Opak didapat besaran hujan terpusat maksimum rata-rata selama 24 jam (PBAR) sebesar 95 mm, sedangkan besaran hujan maksimum rata -

rata tahunan 24 jam yang mewakili DAS (APBAR) adalah 88,35 mm. Areal Reduction Factor sebesar 0,93. Analisis debit banjir rencana dihitung berdasarkan metode Haspers, metode FSR Jawa Sumatra, metode Trianggle Hydrograf, dan metode Passing Capacity. Berdasarkan hasil rerata dari keempat metode tersebut maka didapatkan debit banjir rencana untuk kala ulang 100 tahun adalah 106,62 m³/dt.

Pada perencanaan bendung, lebar mercu bendung adalah 69,50 meter dan mempunyai 1 (satu) pintu pengambilan yaitu ke arah saluran induk Mojosari untuk areal 35,35 Ha. Sedang saluran sekunder Mojosari kiri untuk areal 130,50 Ha dan saluran sekunder Mojosari kanan untuk areal 67,40 Ha. Lebar pintu pengambilan 2,50 m. Kondisi bangunan utama saat ini dalam keadaan masih berfungsi dan baik, hanya perlu dibuatkan rumah bendung baru. Dari hasil pengukuran yang telah dilakukan diperoleh data elevasi mercu bendung pada ketinggian + 126,148. Dari hasil percobaan perhitungan pada penarikan elevasi air minimum disetiap sadap dapat disimpulkan bahwa elevasi mercu ini masih sesuai dengan kebutuhan untuk mengairi areal oncorannya.

2. CV. Hara Konsultan (2002)

Perencanaan dilakukan pada bendung Pendekan di Kali Opak yang berlokasi di Dusun Gendukan, Desa Bokoharjo, Kecamatan Prambanan, Jawa Tengah. Proyek bendung tersebut direncanakan untuk mengairi areal seluas 292,5 Ha dengan luas DAS 78 Km² dan panjang sungai 49 Km. Data yang dibutuhkan dalam menganalisis debit banjir rencana adalah berdasarkan data curah hujan maksimum tahunan. Dari

peta isohyet untuk daerah aliran sungai Opak didapat besaran hujan terpusat maksimum rata-rata selama 24 jam (PBAR) sebesar 95 mm, sedangkan besaran hujan maksimum rata-rata tahunan 24 jam yang mewakili DAS (APBAR) adalah 87.40 mm dengan Areal Reduction Factor sebesar 0,92. Analisis debit banjir rencana 100 tahun dihitung berdasarkan metode haspers, metode FSR Jawa Sumatra, metode Trianggle Hydrograf, dan metode Passing Capacity dengan koefisien limpasan sebesar 0,3. Berdasarkan hasil rerata dari keempat metode tersebut maka didapatkan debit banjir rencana untuk kala ulang 100 tahun adalah sebesar 119,41 m³/dt.

Bangunan utama pada jaringan irigasi Pendekan berupa bendung permanen yang terbuat dari pasangan batu kali. Lebar mercu bendung adalah 57,50 meter dan mempunyai 1 (satu) pintu pengambilan yaitu ke arah saluran induk Pendekan untuk areal 4,10 Ha. Sedang saluran sekunder Pendekan kiri untuk areal 142,00 Ha dan saluran sekunder Pendekan kanan untuk areal 150,50 Ha. Lebar pintu pengambilan 2,50 m.

Kondisi bangunan utama saat ini dalam keadaan masih berfungsi hanya ada beberapa permasalahan yang ditemui pada bangunan utama berupa :

- a. Lantai pemecah arus pecah / putus
- b. Daun pintu spyi bendung rusak
- c. Daun pintu besi intake rusak (2 buah)

Dari hasil pengukuran yang telah dilakukan diperoleh data elevasi mercu bendung pada ketinggian + 114,048 Dari hasil percobaan perhitungan pada penarikan elevasi air minimum disetiap sadap dapat disimpulkan bahwa elevasi mercu ini masih sesuai dengan kebutuhan untuk mengairi areal oncorannya.

3. CV. Hara Konsultan (2002)

Perencanaan dilakukan pada bendung Tirtorejo di Kali Opak yang berlokasi di Dusun Grembyangan, Desa Madurejo, Kecamatan Prambanan, Jawa Tengah. Proyek bendung tersebut direncanakan untuk mengairi areal seluas 633 Ha dengan luas DAS 94 Km² dan panjang sungai 52 Km. Data yang dibutuhkan dalam menganalisis debit banjir rencana adalah berdasarkan data curah hujan maksimum tahunan. Dari peta isoheiti untuk daerah aliran sungai Opak didapat besaran hujan terpusat maksimum rata-rata selama 24 jam (PBAR) sebesar 95 mm, sedangkan besaran hujan maksimum rata-rata tahunan 24 jam yang mewakili DAS (APBAR) adalah 86,45 mm dengan Areal Reduction Factor sebesar 0,91. Analisis debit banjir rencana 100 tahun dihitung berdasarkan metode haspers, metode FSR Jawa Sumatra, metode Trianggle Hydrograf, dan metode Passing Capacity. Berdasarkan hasil rerata dari keempat metode tersebut maka didapatkan debit banjir rencana untuk kala ulang 100 tahun adalah 138,42 m³/dt.

Bangunan utama pada jaringan irigasi Tirtorejo berupa bendung permanen yang terbuat dari pasangan batu kali. Bendung ini terletak di Kali Opak dengan lebar mercu bendung 62 meter dan mempunyai 1 (satu) pintu pengambilan yaitu ke arah saluran induk Tirtorejo untuk areal 8 Ha. Saluran sekunder Tirtorejo kiri untuk areal 343,0 Ha dan untuk saluran sekunder Tirtorejo kanan untuk areal 290,0 Ha.

Kondisi bangunan utama saat ini dalam keadaan baik dan berfungsi serta tidak ada kerusakan yang berarti. Dari hasil pengukuran yang telah dilakukan diperoleh data elevasi mercu bendung pada ketinggian + 135,336. Dari hasil percobaan perhitungan pada penarikan elevasi air minimum disetiap sadap dapat

disimpulkan bahwa elevasi mercu ini masih sesuai dengan kebutuhan untuk mengairi areal oncorannya.

4. Rina Oktariza dan Laili Verawati (2003)

Dalam penelitiannya membahas tentang debit banjir kiriman pada sungai Code dengan DAS seluas 31,67 km², panjang sungai 32,10 km diperoleh debit sebesar 83,4921 m³/dt. Analisis frekuensi hujan rencana berdasarkan data curah hujan rata-rata harian selama 11 tahun menggunakan sebaran Log Pearson III dan distribusi Gumbel, besarnya debit banjir rancana untuk kala ulang T tahun hasilnya tidak berbeda jauh untuk masing-masing stasiun hujan. Dari hasil penelitian debit banjir rencana dengan kala ulang 24 tahunan dapat disimpulkan bahwa di daerah Yogyakarta khususnya Kalli Code setiap tahun kemungkinan banjir dengan debit yang sama mencapai 8,3 %, makin panjang siklus tahunan banjirnya, makin kecil persentase terjadinya banjir tersebut tiap tahun. Debit maksimum yang dapat ditampung pada Kali Code hingga siklus 200 tahun adalah sebesar 157 m³/dt.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Debit banjir rencana didefinisikan sebagai debit maksimum di sungai dengan periode ulang (rata-rata) yang sudah ditentukan dan dapat dialirkan tanpa membahayakan proyek irigasi dan stabilitas bangunan-bangunannya.

Perencanaan debit banjir rencana dapat dilakukan dengan bermacam metode, tergantung dari ketersediaan data di lapangan. Debit banjir direncanakan dengan pertimbangan dari segi hidroekonomis dan keamanan bendung, karena itu hendaknya debit tidak diambil terlalu besar ataupun terlalu kecil. Debit maksimum sungai biasanya terjadi pada hujan yang berlangsung lama dan sangat dipengaruhi oleh bentuk dari daerah pengaliran, kemiringan permukaan tanah, kemiringan dasar sungai. Hubungan antara ketersediaan data dengan metode yang dipakai serta parameter perencanaannya dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

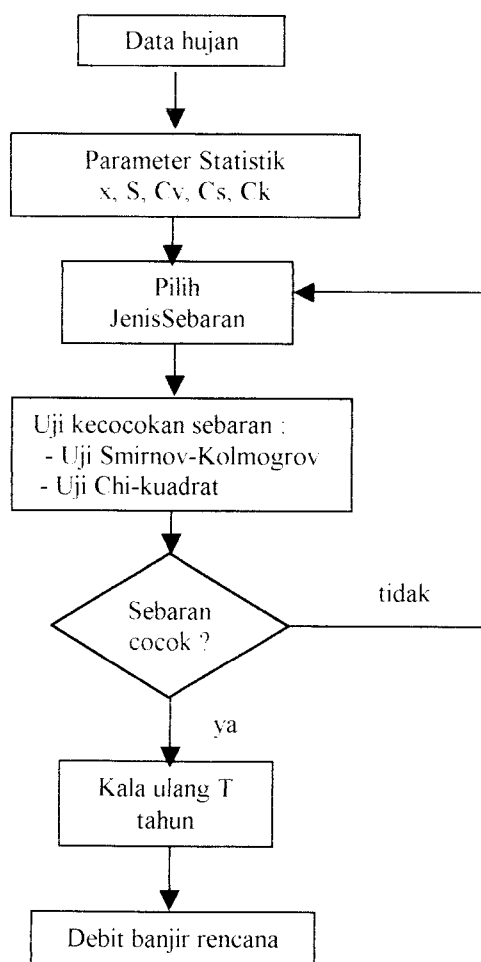
Tabel 3.1 Metode Penentuan Banjir Rencana

Catatan Banjir	Metode	Parameter perencanaan
1.a Data cukup 20 th atau lebih > 20 th	Analisis frekuensi dengan distribusi ekstrim	Debit puncak dengan kemungkinan tak terpenuhi 20%,4%,1%,0,1%
1.b Data terbatas kurang dari 20 th (<20 th)	Analisis frekuensi dengan metode debit di atas ambang "Peak over a threshold series)	Seperti 1.a, dengan ketepatan kurang dari itu.
1.c Data tidak ada	Hubungan empiris antara curah hujan dan limpasan air hujan. Gunakan metode empiris dan rational	Seperti 1.a..., dengan ketepatan kurang dari itu.

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi. 1986, halaman 79.

Di Kali Opak, tempat Bendung Tegal dibangun data/catatan banjir tidak ada, sehingga untuk mendesain debit banjir rencana digunakan data curah hujan selama 10 tahun dari tahun 1992 sampai tahun 2001. Dengan demikian untuk mendesain debit banjir rencana digunakan cara c, yakni hubungan antara curah hujan dengan limpasan air hujan. Hal ini bertujuan untuk memperkirakan besarnya varian-varian yang kita dapatkan dari pengamatan banjir. Besarnya aliran di dalam sungai ditentukan terutama oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai dan koefisien limpasan.

3.2 Analisis Curah Hujan Pada Daerah Aliran Sungai



Gambar 3.1 Bagan alir Analisis Frekuensi Hujan Rencana

Data curah hujan yang diperoleh pada stasiun penangkap hujan hanya memberikan data curah hujan disuatu titik tertentu (Point Rainfall) dan daerah sekitar yang tidak begitu luas. Untuk dapat mewakili daerah yang luas maka data hujan tersebut harus dirubah menjadi hujan area rerata atau hujan kawasan. Untuk menentukan besar hujan kawasan atau hujan rerata pada daerah aliran sungai pada perancangan Bendung Tegal ini dipakai beberapa pendekatan di bawah ini :

1. Rerata Aljabar (*Arithmetic Mean*)

Rerata aljabar digunakan pada DAS yang homogen, jumlah stasiun hujan cukup banyak dan lokasi tersebar merata. Pada prinsipnya untuk mendapatkan curah hujan rata-rata dengan cara menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran curah hujan yang berada dalam DAS selama periode tertentu yang dibagi dengan banyaknya stasiun pengukuran.

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (3.1)$$

Keterangan :

\bar{R} = Tinggi Hujan Rerata (mm)

n = Jumlah Stasiun

R_i = Tinggi Hujan titik di stasiun-i. (mm)

2. ARF (*Areal Reduction Factor*)

Untuk mendapatkan rata-rata tahunan dari hujan maksimum di daerah aliran , dapat di hitung dari rata-rata tahunan curah hujan maksimum pada stasiun

pengukuran yang mewakili daerah aliran (Point Rainfall) dikalikan dengan faktor reduksi areal (ARF).

$$R = R_i \times \text{ARF} \quad (3.2)$$

ARF = areal reduction factor

Tabel 3.2 Faktor Reduksi Area

DPS	ARF
Km ²	
1-10	0,99
10-30	0,97
>30	1,152-0,1233 log AREA

Sumber : Soewarno, 1995: Hidrologi, Analisis Data, Jilid 1.

3.3 Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi merupakan suatu paramalan suatu kejadian yang mungkin terjadi dalam kala ulang tertentu, sehingga alat utamanya teori kemungkinan (analisis stataistik), karena merupakan teori kemungkinan maka akan mempunyai tingkat resiko tertentu, semakin besar kala ulang (T) semakin kecil resikonya, semakin besar pula nilai ekstrimnya. Tujuan dari analisis frekuensi adalah menetapkan nilai ekstrim yang mungkin dapat terjadi dalam frekuensi tertentu. Jika data debit/ banjir tidak ada, maka untuk mendesain banjir rancangan (Design Flood) digunakan data curah hujan. Analisis curah hujan rencana dipakai untuk menentukan besar hujan rencana dengan kala ulang tertentu, yang digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana.

1. Pemilihan Sebaran

Pada perencanaan Bendung Tegal ini dipakai analisis frekuensi hujan rencana dengan metode Log Pearson III dan Metode Hasper

Hal-hal yang perlu diketahui terlebih dahulu sebelum menentukan jenis sebaran yang digunakan yaitu :

$$\text{Mean} \quad : \quad \bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i \quad (3.3.1)$$

$$\text{Deviasi Standar} \quad : \quad S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (3.3.2)$$

$$\text{Koef. Variasi} \quad : \quad Cv = \frac{S}{\bar{x}} \quad (3.3.3)$$

$$\text{Koef. Asimetri} \quad : \quad \frac{n(X_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2).S^3} \quad (3.3.4)$$

Tabel 3.3 Pemilihan Sebaran

Sebaran	Syarat
Normal	Cs = 0
Gumbel	Cs = 1,14, Ck = 5,4
Log Normal 2 Parameter	$\frac{Cs}{Cv} = 3$
Log pearson III	Cs < 0

Keterangan : Syarat diambil dari "Mengenai Dasar Hidrologi Terapan", Ir. Sri Harto.

a. Metode Log Pearson III

Distribusi ini banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir). Bentuk distribusi log-pearson III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik.

Rumus Umum :

$$\log X = \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \quad (3.4.1)$$

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (3.4.2)$$

$$(\overline{S \log X}) = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} \quad (3.4.3)$$

$$C_s = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log x})^3}{(n-1) \times (n-2) \times \overline{S \log x}^3} \quad (3.4.5)$$

Keterangan :

$\overline{\log X}$ = nilai rata-rata (mm)

$(\overline{S \log X})$ = deviasi standar

C_s = koefisien kemencengan

n = jumlah data

k = karakteristik dari distribusi log Pearson 3 (lihat lampiran 3)

b. Metode Hasper

$$\text{Rumus : } R_t = R + S.U \quad (3.5)$$

Dimana :

R_t = Hujan rencana dengan kala ulang tertentu (mm)

R = Hujan rata-rata diambil (mm)

S = Standar deviasi

U = Variabel standar untuk kala ulang tertentu (lampiran 4)

2. Uji Kecocokan sebaran

Setelah ditentukan jenis sebaran yang dipakai maka diuji kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sample data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter.

Pengujian parameter yang dapat digunakan adalah sebagai berikut :

A. Uji Chi Kuadrat (*Chi-Square*)

Uji chi-kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2_{cr} .

$$X^2_{cr} = \sum_{i=1}^p \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \quad (3.6.1)$$

Keterangan :

X^2_{cr} = Parameter chi-kuadrat terhitung

P = Jumlah sub – kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok ke- i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke- i

Parameter χ^2_{cr} merupakan variable acak. Peluang untuk mencapai nilai χ^2_{cr} sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya (χ^2) dapat dilihat pada lampiran 1. Untuk suatu derajat nyata tertentu yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan :

$$DK = K - (P+1) \quad (3.6.2)$$

Keterangan :

DK = Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

P = Banyaknya keterikatan =2 (untuk distribusi normal)

Uji ini memenuhi bila : $\chi^2 < \chi^2_{kritik}$.

B. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokkan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokkan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Uji ini dilakukan dengan sederhana, yaitu dengan membandingkan (probability) untuk tiap-tiap varian, dari distribusi empiris dan teoritisnya terdapat perbedaan tertentu.

Uji ini memuhi bila : α maksimum terbaca $< \alpha$ kritik

Derajat kebebasan α kritik dapat dilihat pada lampiran 2.

3.4 Analisis Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana merupakan besaran debit yang digunakan untuk pertimbangan dalam perencanaan bangunan hidrolis dan juga untuk mengetahui besarnya banjir yang harus diperhitungkan. Dalam penetapan debit banjir rencana, hendaklah ditetapkan tidak terlalu kecil, agar jangan sering terjadi bahaya banjir yang dapat merusak bangunan atau daerah sekitarnya oleh air banjir yang besar, sehingga dapat membuat bangunan tidak ekonomis, untuk itu besarnya debit banjir rencana ditetapkan dengan kala ulang tertentu.

Analisis ini dipakai untuk menentukan besarnya debit banjir rencana dengan kala ulang tertentu, yaitu dengan kala ulang 5,10,25,50,dan 100 tahun. Pemilihan masa ulang harus didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan hidro ekonomis, yaitu :

- Besarnya kerugian yang akan terjadi bila bangunan rusak
- Umur ekonomis bangunan
- Biaya Pembangunan

Metode – metode yang dapat digunakan dalam penentuan debit banjir rencana pada perencanaan Bendung Tegal ini antara lain :

3.4.1 Metode Haspers

$$Q_T = C \cdot \beta \cdot q \cdot A \quad (3.7.1)$$

Penentuan koefesien aliran, koefesien reduksi, hujan maksimum dicari dengan Metode Haspers. Rumus yang digunakan adalah :

$$C = \frac{1 + 0,012A^{0,7}}{1 + 0,075A^{0,7}} \quad (3.7.2)$$

$$t = 0,1 \cdot L^{0,8} \cdot I^{-0,3} \quad (3.7.3)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{-0,4t})}{(t^2 + 15)} \times \frac{f^3}{12} \quad (3.7.4)$$

$$q = \frac{Rt}{3,6t} \quad (3.7.5)$$

Dimana : Q_T = Debit Maksimum (m^3/dt)

C = Koefesien aliran

β = Koefesien reduksi

q = Hujan maksimum ($m^3 / dt / km^2$)

A = Luas daerah pengaliran sungai (km^2)

t = lamanya hujan (jam)

3.4.2 Metode Manual Banjir Rencana Jawa - Sumatera

Rumus Umum :

$$Q_T = GF_5 \times MAF_5 \quad (3.8.1)$$

$$MAF = 8 \times 10^{-6} \times AREA^V \times APBAR^{2,445} \times SIMS^{0,117} \times (1 + LAKE)^{-0,85}$$

Keterangan :

Q_T = Debit banjir untuk periode ulang T (m^3/dtk)

MAF = Debit puncak tahunan rata-rata (m^3/dtk)

GF = Nilai faktor pembesar untuk kala ulang T

(lampiran 5)

$AREA$ = Laus daerah aliran sungai (km^2)

$PBAR$ = Hujan terpusat maksimum rata-rata tahunan (mm)

APBAR = Hujan maksimum rata-rata tahunan yang mewakili daerah aliran.

$$APBAR = PBAR \times AFR$$

ARF = faktor reduksi luas

$$= 1,152 - 0,1233 \log \text{ AREA}$$

SIMS = kemiringan alur sungai

LAKE = Indeks danau (untuk perencanaan bendung LAKE = 0)

3.4.3 Metode Rational Jepang

$$Q_{\text{maks}} = \frac{1}{3,6} \times Rm \times C \times A \quad (3.9)$$

$$Rm = Ro \times \left(\frac{t}{T}\right)^2 \quad (3.9.1)$$

$$Ro = \frac{R_{24}}{t} \quad (3.9.2)$$

$$W = 72 \times (i)^{0,6} \quad (3.9.3)$$

$$T = L/W = 65/7,872 = 8,257 \quad (3.9.4)$$

Dengan :

Rm = Intensitas hujan jam-jaman maksimum selama banjir (mm/jam)

C = Koefisien run of atau pengaliran = 0,75 (Lampiran 8.b)

A = Luas DAS (km²)

Ro = Hujan maksimum dalm 24 jam (mm)

W = kecepatan perambatan banjir (km/jam)

L = panjang sungai (km)

i = kemiringan sungai

3.6 Penentuan Tinggi Muka Air Sungai

Untuk Penentuan tinggi muka air sungai di hulu dan hilir bendung digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

$$Q = A \cdot V \quad (3.10.1)$$

Dimana :

Q = Debit sungai (m^3/dtk)

A = Luas tampang basah (m^2)

V = Kecepatan aliran (m/dt)

Dianggap bahwa besarnya kecepatan aliran sungai dapat dicari pendekatannya dengan menggunakan rumus "De-Chezy" :

$$V = C \sqrt{RI} \quad (3.10.2)$$

Sedangkan untuk menghitung koefisien Chezy, digunakan rumus Basin:

$$C = \frac{87}{I + \frac{Jb}{\sqrt{R}}} \quad (3.10.3)$$

Dimana :

C = koefisien Chezy ($m^{1/2}/dt$)

R = jari jari Hydraulis (m)

P = keliling basah tampang sungai (m)

Jb = kekasaran dinding Basin= 0,85

I = kemiringan rata-rata dasar sungai

3.7 Perencanaan Tubuh Bendung

3.7.1 Perencanaan Bentuk dan Elevasi Mercu Bendung

Mercu bendung direncana dengan tipe bulat dengan pasangan batu yang kokoh dengan bak tenggelam, karena mampu membendung air sampai tinggi air minimum yang diperlukan serta dapat mempengaruhi muka air hulu. Bendung ini dibangun di palung sungai.

Penentuan elevasi mercu bendung adalah berdasarkan hal-hal sebagai berikut:

1. Elevasi sawah tertinggi yang akan diairi dan tinggi muka air di sawah
2. Kehilangan tekanan
 - dari saluran tersier ke sawah
 - dari saluran sekunder ke tersier
 - dari saluran induk ke sekunder
 - akibat kemiringan saluran
 - akibat bangunan ukur
 - dari intake ke sal. induk/kantong sedimen
 - bangunan lain seperti kantong Lumpur

3.7.2 Lebar Efektif Mercu Bendung

$$Be = B - \Sigma b - \Sigma t \quad (3.11.1)$$

Dimana : Be = lebar efektif mercu bendung (m)

B = lebar mercu sesungguhnya (m)

Σb = lebar toatal pintu pembilas (m)

Σt = lebar total pilar (m)

3.7.3 Jari jari Mercu

Dipakai rumus "Bunschu" :

$$Q = m \cdot b \cdot d^{3/2} \cdot g^{1/2} \quad (3.11.2)$$

Dimana :

Q = debit aliran yang lewat mercu (m^3/dt)

m = koefisien peluapan (1,33)

b = lebar efektif bendung (m)

d = tinggi air diatas mercu = $2/3 H$ (m)

H = tinggi air dibagian hulu bendung (m)

$$= h + k$$

k = besarnya energi kecepatan aliran diatas mercu bendung (m)

$$k = (4/27) \cdot m^2 \cdot h^3 \cdot \left\{ \frac{1}{(h + p)} \right\}^2 \quad (3.11.3)$$

$$m = 1,49 - 0,018 \left\{ 5 - \frac{h}{R} \right\}^2 \quad (3.11.4)$$

Untuk menetapkan R_1 dipakai metode "Kreghten" sebagai rumus pendekatan :

Bila : $\frac{H_1}{R_1} = 3,8$ dan $R_1 < 1$ m, maka :

$$R_1 = 0,5H \quad R_2 = 2H$$

Dimana:

P = tinggi bendung dari dasar sungai (m)

R_1, R_2 = jari-jari mercu bendung (m)

3.7.4 Tinggi Muka Air Sungai sebelum Ada Bendung

Yang dimaksud disini adalah muka air minimum disungai. Ini akan sama dengan tingginya air banjir dihilir bendung setelah adanya bendung, karena profil sungai disitu tidak berubah.

Rumus yang dipakai :

- rumus (3.10.1), (3.10.2), (3.10.3), serta rumus :

$$A = (b + m \cdot h)h \quad (3.11.5)$$

$$P = B + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (3.11.6)$$

Dimana : A = luas tampang basah sungai (m^2)

P = keliling basah sungai (m)

3.7.5 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung

Rumus yang dipakai adalah :

- rumus (3.11.2), (3.11.3) dan rumus (3.11.4)

3.7.6 Perencanaan Kolam Olak

Untuk mengatasi terjadinya kerusakan pada lantai kolam olak, maka diperlukan peredam energi. Pada perencanaan bendung Tegal ini menggunakan tipe kolam Vlugter. Penyelidikan menunjukkan bahwa tipe kolam Vlugter, yang perencanaannya mirip dengan tipe bak tenggelam (**Buku KP.02, hal 66**)

$$q = \frac{Q}{bc} \quad (3.11.7)$$

$$\text{Jika } 0,5 < \frac{z}{hc} < 2,0 \rightarrow t = 2,4 hc + 0,4 z$$

Jika $2,0 < \frac{z}{hc} < 15 \rightarrow t = 3 hc + 0,1 z$

$$a = 0,28 hc \sqrt{\frac{hc}{z}} \quad (3.11.8)$$

Dimana : hc = kedalaman air kritis (m)
 q = debit perlebar saluran ($m^3/dt.m$)
 Q = debit banjir rencana (m^3/dt)
 be = lebar efektif mercu bendung (m)

Untuk menentukan tinggi muka air di belakang bendung (kolam olakan) diadakan analisis secara pendekatan dengan rumus-rumus hidrolika yang biasa dipakai antara lain:

$$V_1 = \sqrt{2g \times 0,5 \times H + P} \quad (3.11.9)$$

$$Y_1 = \frac{q}{V_1} \quad (3.11.10)$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \quad (3.11.11)$$

$$Y_2 = Y_1 \times 0,5 \times \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \quad (3.11.12)$$

$$LW = 6 (Y_2 - Y_1) \quad (3.11.13)$$

$$LB = LW - a - (\sin 45^\circ \times R) \times 2 \quad (3.11.14)$$

Dimana: V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

Y_1 = tinggi tenaga potensial (m)

Y_2 = tinggi loncat air (m)

Fr = angka froude

P = tinggi mercu bendung (m)

- LW = panjang loncat air (m)
 LB = panjang gerusan yang terjadi (m)
 a = tinggi ambang akhir sebelah hilir
 R = jari-jari mercu bendung

3.7.7 Perencanaan Lantai Muka

Untuk merencanakan panjang lantai muka, dipakai teori Bligh dan cara Lane.

1. **Teori Bligh**, berpendapat bahwa besarnya perbedaan tekanan dijalur pengaliran adalah sebanding dengan panjangnya jalan air (creep line).

$$CR \leq \frac{L}{\Delta H} \quad (3.11.15)$$

Dimana : CR = Creep Ratio untuk Bligh (Lampiran 12)

- L = panjang garis aliran minimum (m)
 H = selisih tinggi muka air pada kondisi normal (m)

$$L_m = L - L' \quad (3.11.16)$$

Dimana : L_m = panjang lantai muka yang dibutuhkan (m)

- L = panjang garis aliran minimum (m)
 L' = panjang garis aliran yang terjadi ditubuh bendung. (m)

2. **Cara Lane**, memberikan koreksi terhadap teori Bligh dengan menyatakan bahwa energi yang dibutuhkan oleh air untuk melewati jalan yang vertikal lebih besar dari pada jalan yang horizontal, dengan perbandingan 3 : 1, jadi dianggap bahwa $L_v = 3L_H$ untuk suatu panjang yang sama, sehinggann rumus menurut Bligh berubah menjadi :

Dengan syarat yang dikehendaki oleh Lane adalah:

$$L = L_V + \frac{1}{3} L_H \geq C_L \cdot \Delta H \quad (3.11.17)$$

Dimana : C_L = angka rembesan Lane (Lampiran 12)

ΣL_V = jumlah panjang vertikal (m)

ΣL_H = jumlah panjang horizontal (m)

ΔH = beda tinggi muka air (m)

3.7.8 Efek "Back Water"

Karena adanya pembendungan maka tentunya akan terjadi pengaruh penggenangan akibat air banjir ("Back Water") dihilu bendung. Untuk mengetahui penggenangan akibat air banjir akan dicoba dihitung dengan dua cara yaitu :

a. Cara pendekatan

$$\text{Rumus empiris ; } L = 2h / i \quad (3.11.8)$$

Dimana : L = panjang pengaruh pembendungan (m)

h = tinggi m.a banjir hulu bendung sebelum ada bendung (m)

i = kemiringan dasar sungai dihilu bendung

b. Cara Integrasi grafis

Rumus yang digunakan:

$$S = \left[\frac{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \times A}}{i - Sf} \right] \times h \quad (3.11.9)$$

$$Sf = \left[\frac{n^2 Q^2 P^{4/3}}{A^{10/3}} \right] = \left[\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \right] \quad (3.11.10)$$

$$S = \left[\frac{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}}{1 - \frac{n^2 Q^2 P^{1/3}}{A^{10/3}}} \right] \times h \quad (3.11.11)$$

$$S = F(h).h \quad (3.11.12)$$

- Dimana :
- S = jarak antara 2 tampang yang ditinjau (m)
 - h = selisih dalam air antara 2 tampang yang ditinjau (m)
 - α = koefisien corolis (1)
 - Q = Debit rencana (m^3/dt)
 - A = luas tampang basah (m^2)
 - n = koefisien manning

3.8 Bangunan Intake

3.8.1 Perencanaan Bangunan pengambilan

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang berfungsi mengatur banyaknya air yang masuk ke saluran dan mencegah masuknya benda-benda padat ke saluran.

$$Q = \mu.b.a.\sqrt{2.g.z} \quad (3.12.1)$$

dimana : Q = debit rencana pengambilan = 120 % . Qp (m^3/dt)

- μ = koefisien debit = 0,8
- b = lebar bersih bukaan (m)
- a = tinggi bersih bukaan (m)
- z = kehilangan tinggi energi (m)

3.8.2 Ambang Pengambilan

Ambang pengambilan dibuat lebih lebar dari lebar pintu pengambilan untuk memudahkan aliran air memasuki saluran dengan kecepatan yang lebih kecil. Dengan lebih kecilnya kecepatan aliran, diharapkan sedimen yang terangkut akan lebih banyak diendapkan pada saluran pembilas utama, yang berarti mengurangi sedimen yang terangkut ke saluran.

$$\text{Rumus: } Q_n = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (3.12.2)$$

dimana : Q_n = debit rencana pengambilan = 120 % . Q_p ,(m³/dt)

μ = koefisien debit = 0,9

b = lebar ambang (m)

h = tinggi muka air di atas ambang (m)

z = kehilangan tinggi energi = 0,05 (m)

3.8 Perencanaan Bangunan Pembilas Utama

Lantai pembilas merupakan kantong tempat mengendapnya bahan-bahan kasar didepan pembilas pengambilan. Sedimen yang terkumpul dapat dibilas dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala guna menciptakan aliran tepat didepan pengambilan. Pembilasan pada bendung dikelompokkan 2 macam, yaitu:

1. Pembilasan tidak kontinyu

$$Q \text{ pembilasan} = Q_{\text{minimum sungai}}$$

Jika $Q_{\text{minimum sungai}}$ tidak diketahui, maka $Q \text{ pembilasan} = Q \text{ pengambilan}$.

2. Pembilasan kontinyu

$$Q \text{ pembilasan} = Q_{\text{minimum sungai}} - Q \text{ pengambilan}$$

maka dilaksanakan pembilasan tidak penuh , dengan Q pembilasan = $1/2 Q$ pengambilan.

Lebar pintu pembilas yang dibutuhkan adalah:

$$Q_b = v \cdot b_b \cdot h_b \quad (3.12.4)$$

Dimana: b_b = lebar pintu pembilas (m)

h_b = kedalaman air atas endapan sedimen ke pangkal bendung (m)

Q_b = debit pembilas (m^3/dtk)

v = kecepatan aliran minimum dipintu pembilasan (m/dt)

3.9 Perencanaan Saluran Penangkap Pasir

Agar air pada saluran induk tidak membawa pasir ataupun lumpur, maka dibuat saluran penangkap pasir dengan dimensi tertentu untuk mengendapkan pasir ataupun lumpur tersebut. Langkah Perencanaannya sebagai berikut :

- a. Menentukan ukuran partikel rencana yang akan diangkut jaringan irigasi
- b. Menentukan volume (V) kantong lumpur yang diperlukan dengan asumsi bahwa air yang dielakkan mengandung 0,5% sedimen yang harus diendapkan dalam kantong lumpur.

$$\text{Rumus: } V = 0,0005 \cdot Q_n \cdot T \quad (3.13.1)$$

Dimana: V = volume kantong lumpur (m^3)

Q_n = debit rencana pengambilan = 120 % . Q_p (m^3/dt)

T = jarak waktu pembilasan (dt)

- c. Menentukan panjang saluran penangkap pasir.

$$\frac{h}{w} = \frac{L}{v} \quad (3.13.2)$$

Dimana : h = kedalaman aliran saluran (m)

L = panjang saluran (m)

V = kecepatan aliran air (m/dt)

w = kecepatan endap partikel rencana (m/dt)

- d. Menentukan kemiringan energi dikantong lumpur selama eksploitasi normal. Untuk ini digunakan rumus Strickler :

$$V_n = K_s \cdot R_n^{2/3} \cdot I_n^{1/2} \quad (3.13.3)$$

$$Q_n = V_n \cdot A_n \quad (3.13.4)$$

Dimana: V_n = kecepatan rata-rata selama eksploitasi normal = 0,4 m/dt

K_s = koefesien kekasaran = 35 (m^{1/2}/dt)

R_n = jari-jari hidroulic (m)

I_n = kemiringan energi selama eksploitasi normal

Q_n = kebutuhan air rencana (m³/dt)

A_n = luas basah eksploitasi normal. (m²)

- e. Menentukan kemiringan energi selama pembilasan dengan kantong dalam keadaan kosong dengan rumus Strickler.

$$V_s = K_s \cdot R_s^{2/3} \cdot I_s^{1/2} \quad (3.13.5)$$

$$Q_s = V_s \cdot A_s \quad (3.13.6)$$

Dimana: V_s = kecepatan rata-rata selama pembilasan (m/dt)

K_s = koefesien kekasaran = 35 (m^{1/2}/dt)

R_s = jari-jari hidroulic (m)

I_s = kemiringan energi selama pembilasan

Q_n = debit untuk membilas = 1,2 x Q_n , (m³/dt)

e. Panjang Kantong lumpur dicari dengan rumus :

$$V = 0,5 \times b \times L + 0,5 (I_s - I_n) L^2 \cdot b \quad (3.13.7)$$

Dimana : V = volume kantong pasir (m^3)

b = lebar dasar (m)

L = panjang kantong lumpur (m)

3.10 Bangunan Pembilas Kantong Lumpur

Selama pembilasan dilakukan bangunan pembilas tidak boleh menjadi gangguan. Oleh karena itu aliran pada pintu pembilas harus tidak tenggelam, karena jika aliran tenggelam akan menurunkan kapasitas angkutan sedimen

$$b \times h_s = b_{nf} \times h_f \quad (3.14)$$

Dimana : b = lebar total bangunan pembilas = lebar dasar kantong (m)

h_s = kedalaman air pembilas (m)

b_{nf} = lebar bersih bukaan pembilas (m)

h_{nf} = kedalaman air pada bukaan pembilas (m)

3.11 Dimensi Bangunan Saluran Primer

Bangunan pengambilan saluran primer dilengkapi dengan pintu mencegah agar selama pembilasan air tidak mengalir kembali ke saluran primer dan mencegah masuknya air pembilas yang mengandung sedimen ke saluran.

$$Q_n = \mu \cdot b_i \cdot h_i \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (3.15.1)$$

Dimana: Q_n = debit pengambilan (m^3/dt)

μ = koefisien debit

z = kehilangan energi pada pintu

h_i = kedalaman air pada pintu pengambilan (m)

b_i = lebar bersih bangunan pengambilan (m)

3.12 Alat Ukur

Dalam jaringan irigasi teknis, debit yang dielakkan dari sungai harus diukur. Dengan variasi muka air dan debit, alat ukur harus mampu memberi data yang teliti. Tipe alat ukur yang harus dipakai disaluran primer dekat pengambilan harus mampu mempunyai kehilangan tinggi energi yang minimum agar elevasi mercu dapat dibuat lebih rendah. Pada perencanaan bendung ini digunakan alat ukur ambang lebar. Alat ukur ambang lebar ini ditempatkan (20-30) sesudah pintu pengambilan(intake), sebelum bangunan bagi, bangunan sadap, atau bangunan bagi dan sadap yang pertama.

Perencanaan hidrolis untuk alat ukur ambang lebar dengan pengontrol segi empat :

$$Q = C_d \times C_v \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times g \times b \times h^{1.5}} \quad (3.15.2)$$

Dimana : Q = debit (m^3/dt)

C_d = koefisien debit

C_v = koefisien kecepatan datang

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

b_c = lebar mercu (m)

h_i = kedalaman air hulu ambang bangunan ukur (m)

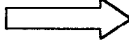
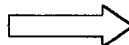
$C_d = 0,93 + 0,10 H_1/L$, atau $0,1 < H_1/L < 1,0$

H_1 adalah tinggi energi hulu (m)

L adalah panjang mercu (m)

3.13 Stabilitas bendung

Stabilitas bendung dapat dicek pada selama debit sungai rendah yakni dengan melihat muka air hulu (elevasi mercu), dan muka air hilir (elevasi ambang kolam olak). Gaya-gaya yang bekerja pada bendung adalah :

- | | | |
|---|---|--|
| 1. Tekanan air : Aktif = W_a
Pasif = W_p |  | Gaya dan Momen Horizontal
Σh (kN) dan ΣM_h (kN-m) |
| 2. Beban sendiri bendung = G
3. Gaya Up Lift = W_u |  | Gaya dan Momen Vertikal
Σv (kN) dan ΣM_v (kN-m) |

Gaya "Up-Lift Pressure"

adalah tahanan yang bekerja didasarkan bidang kontak bendung disebabkan adanya aliran air tanah. Besarnya tahanan dipengaruhi oleh beda tinggi air dan elevasi bidang kontak yang ditinjau serta panjang garis aliran .

$$U_x = H_x - \frac{l_x}{\Sigma L} \Delta H \quad (3.16)$$

dimana : U_x = Tekanan yang terjadi pada titik yang ditinjau (T/m^2)

H_x = Tinggi air dari mercu bendung ke titik yang ditinjau (m)

L_x = Panjang creep line sampai ketitik x (m)

ΣL = Jumlah panjang creep line (m0)

ΔH = Beda tekanan (m)

Kontrol terhadap patah tarik

Guna menghindari terjadinya patah tarik pada bagian hilir bendung dimana tebal kolam olak di hitung dengan rumus :

$$dx \geq S \frac{U_x - W_x \times \gamma_w}{\gamma_{bt}} \quad (3.17)$$

Dimana : d_x = tebal lantai kolam pada titik X (m)

U_x = gaya angkat akibat air pada titik X (T/m^2)

W_x = kedalaman air pada titik X (m)

γ_{bt} = berat jenis bahan (t/m^3)

S = faktor keamanan

3.13.1 Syarat-syarat Stabilitas

1. Tidak mengalami penggulingan (Overturning)

Dengan adanya gaya horizontal total (ΣH) akan menyebabkan tendensi terjadi penggulingan pada titik A dengan momen M_{Ah} dan momen ini akan ditahan oleh momen pelawan sebagai akibat gaya vertikal yaitu M_{Av} , jadi agar stabil momen M_{Av} ditambah angka keamanan haruslah lebih besar dibandingkan dengan M_{Ah} .

$$SF = \frac{\sum M_{Av}}{\sum M_{Ah}} \geq 1,5 \quad (3.18.1)$$

Dimana : M_{Av} = momen vertikal total pada terhadap titik A (kN-m)

M_{Ah} = momen horizontal total terhadap titik A (kN-m)

SF = angka keamanan terhadap penggulingan = 1,5

2. Tidak mengalami penggeseran (sliding)

Untuk kontrol terhadap bahaya geser rumus yang digunakan adalah :

$$n = \frac{\sum (V - U).f}{\sum (H)} \geq 1,5 \quad (3.18.2)$$

Dimana : $\Sigma (H)$ = gaya horizontal total (kN)

$\Sigma (V-U)$ = gaya vertikal total (kN)

f = koefisien gesekan

n = angka keamanan = 1,5

3. Terhadap penurunan pondasi/erosi bawah tanah (piping)

Untuk mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2. Keamanan dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$SF = \frac{s \cdot (1 + \frac{a}{s})}{h_s} \quad (3.18.3)$$

Dimana : SF = Faktor keamanan = 2,0

s = kedalaman tanah ,m

a = tebal lapisan pelindung, m

h_s = tekanan air pada kedalaman A, kg/m²

4. Kontrol terhadap kern / eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6} B \quad (3.18.4)$$

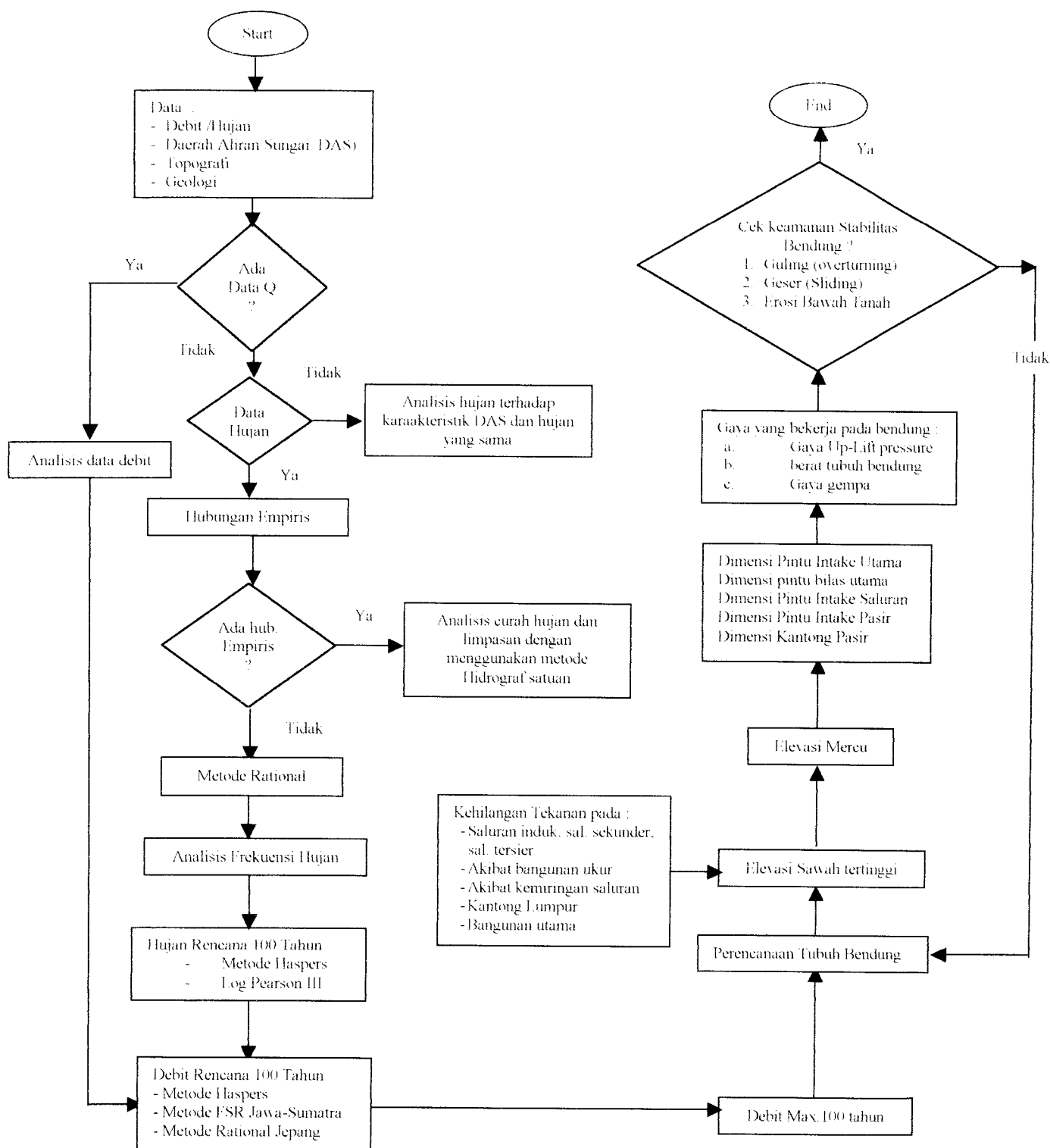
Dimana :

B = panjang bendung pada titik yang ditinjau (m)

M = momen vertikal total pada terhadap titik yang ditinjau (kN-m)

V = gaya vertikal total (kN)

3.14 Bagan alir Perencanaan Bendung.



Gambar 3.2 Bagan alir Perencanaan Bendung Tegak

BAB IV

DATA PERENCANAAN

4.1 Umum

Untuk perencanaan suatu konstruksi bangunan air, diperlukan data-data dan penyelidikan terhadap faktor-faktor pendukung sebagai dasar perencanaannya, sehingga dapat diperoleh suatu hasil perencanaan yang dapat dipertanggung jawabkan secara teknis maupun ekonomis.

Data-data dari penyelidikan pada lokasi yang dibutuhkan sebagai faktor pendukung perencanaan bendung Tegal terdiri dari :

- Data topografi
- Data geologi
- Data hidrologi
- Data mekanika tanah

4.2 Data Topografi

Data topografi merupakan data yang sangat penting bagi suatu dasar perencanaan konstruksi. Data ini berupa :

- Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) = 160,2 km²
- Panjang sungai = 65 km
- Kemiringan dasar sungai rata-rata = 0,0025

4.3 Data Geologi Tanah

Data geologi sangat diperlukan untuk menentukan stabilitas konstruksi bendung. Penelitian geologi juga sangat berguna untuk mengetahui bentuk lapisan yang ada dibawah permukaan tanah, yang sangat penting untuk rencana lokasi bendung.

Pada bendung Tegal, (Lampiran II) dapat ditentukan jenis lapisan tanah pada 3 titik pengeboran di lokasi as bendung sebagai berikut :

- Titik Pengeboran 1 (Elevasi +20.683)
 - H = 2 m \Rightarrow Tanah Aluvial
 - H = 13 m \Rightarrow Batu pasir tufoon
- Titik Pengeboran 2 (Elevasi +20,063)
 - H = 5,3 m \Rightarrow Tanah Aluvial
 - H = 6,7 m \Rightarrow Batu pasir tufoon
- Titik Pengeboran 3 (Elevasi +23.306)
 - H = 15 m \Rightarrow Tanah Aluvial
- Luas petak sawah yang akan diairi 614,33 Ha
- Elevasi permukaan sawah tertinggi yang akan diairi + 24.3
- Elevasi dasar sungai + 19.12
- Elevasi Tebing sungai pada lokasi bendung :
 - Sebelah kanan : + 23.05
 - Sebelah kiri : +25.8

4.4 Data Mekanika Tanah

Data mekanika tanah ini diperoleh dari hasil uji laboratorium mekanika tanah bendung tegal yang diambil dari PU Pengairan Yogyakarta. Data mekanika tanah ini dapat dilihat pada lampiran 11.

4.5 Data Hidrologi

Untuk mendapatkan data hidrologi terlebih dahulu dilakukan penelitian dan pengamatan terhadap stasiun pengukur curah hujan yaitu stasiun Siluk, stasiun Karang Ploso dan stasiun Pundong.

Stasiun-stasiun pengamatan harus berada pada daerah sekitar lokasi atau aliran sungai yang akan dibuat konstruksi bendung tersebut. Data curah hujan yang terdapat pada bendung Tegal ini merupakan data curah hujan maksimum tahunan dapat dilihat pada tabel 4.1, 4.2 dan 4.3.

Tabel.4.1 Data Curah Hujan Maksimum Tahunan Stasiun Pundong

BULAN	TAHUN										
	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	
JANUARI	94.6	101	58.4	50	63	108	67	157	65.4	104	
FEBRUARI	87	25	143	54	86	98	68	98.5	78	95	
MARET	50.5	55	73.6	104	38	0	50.4	76	50	46	
APRIL	95	31.5	60.4	14	114	10	69	108.6	75	10.3	
MEI	29	14.5	0	1.2	0	8.4	9.5	38	10.5	41	
JUNI	15	7.5	0	28.3	3	0	104	1	17	6	
JULI	0.8	0	0	5	10	0	41	0	0	6.5	
AGUSTUS	140	16.4	0	0	12.4	0	11.5	4.8	8	0	
SEPTEMBER	10.4	0	2	6.5	0	0	57	0	9.4	0	
OKTOBER	39.6	1.8	30.6	32	16	0	66.3	55	77.4	119	
NOVEMBER	78	43	40.7	110	74.5	18	132	82	75	96.4	
DESEMBER	47	64	0	180	32	61	57	95	39	67	
HUJAN MAKS	140	101	143	180	114	108	132	157	78	104	

Sumber : Balai PSDA Progo Opak Oyo, P.U.Pengairan DIY.

Tabel 4.2 Data Curah Hujan Maksimum Tahunan Stasiun Siluk

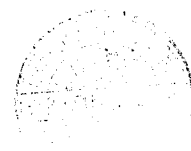
BULAN	TAHUN											
	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001		
JANUARI	0	76	0	50	61	88.2	32	58	0	58		
FEBRUARI	53.5	65	6.5	65	92	123.8	42	74	90	54		
MARET	87	7	23	97	68.8	30.5	48	45	53	60		
APRIL	151	160	25	45	71.1	56.8	20	45	60	0		
MEI	45	40.8	0.5	48	0.5	7.2	13	12	16	20		
JUNI	0	7	0	44	1.4	0	163	0	16	14		
JULI	0	0	0	7	3	0	25	0	0	5		
AGUSTUS	120	1.5	0	0	19.7	0	14	0	0	0		
SEPTEMBER	68	0	0	15	0	0	57	0	3	0		
OKTOBER	26	0	2	27.1	40.4	1.2	39	60	80	95		
NOVEMBER	34	0	5.01	115.5	96.5	12	62	86	180	65		
DESEMBER	60	16	49	140	90	37	85	120	63	105		
HUJAN MAKS	151	160	49	140	97	124	163	120	180	105		

Sumber : Balai PSDA Progo Opak Oyo, PU.Pengairan DIY.

Tabel 4.3 Data Curah Hujan Maksimum Tahunan Stasiun Karang Ploso

BULAN	TAHUN										
	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	
JANUARI	34	121.5	39	91	75	36	74	102	65	26	
FEBRUARI	53	31	61	64	76	63	36	53	58	79	
MARET	71	109.5	137	84	26	21	54	91	45	45	
APRIL	112	42	46	43	30	46	76	0	11.9	47	
MEI	27.5	40	55	9	0	25	11	13	3.5	48	
JUNI	6.5	0	0	29	24	0	71	90	8	43	
JULI	8	5	0	0	0	0	62	92	0	21	
AGUSTUS	89	0	0	0	9	0	38	0	26	0	
SEPTEMBER	25	0	0	0	0	0	50	12	0	0	
OKTOBER	38.5	51	0	32	51	0	61	45	31	72	
NOVEMBER	46.5	50	24	102	65	7	69	70	74	47	
DESEMBER	43	10	58	114	54	46	30	51	45	29	
HUJAN MAKS	112	122	137	114	76	63	76	102	74	79	

Sumber : Balai PSDA Progo Opak Oyo, PU.Pengairan DIY.



BAB V

ANALISIS HIDROLOGI

5.1 Umum

Analisis hidrologi dalam lingkup perencanaan bendung Tegal terutama dimaksudkan untuk memberikan informasi tentang debit kali Opak yang diharapkan pada suatu tingkat keandalan tertentu untuk dapat mengairi sawah-sawah disekitar kali tersebut. Maka dari analisis hidrologi juga harus didapatkan informasi banjir rencana dengan kala ulang tertentu untuk keperluan penunjang perencanaan desain bendung dan fasilitas bangunan pelengkap lainnya.

Dalam rangka pencapaian sasaran utama analisis hidrologi seperti yang diuraikan diatas, maka sistematika kegiatan analisis hidrologi disusun dalam urutan kegiatan, yaitu mulai dari penyusunan rencana aktifitas, penyeleksian stasiun-stasiun hujan yang dipakai, pengumpulan data dasar termasuk referensi-referensi dan pemilihan metode yang sesuai untuk menghasilkan informasi yang diperlukan.

Data hujan yang diperoleh pada stasiun pengamatan harus diteliti sehingga kekurangan-kekurangannya dapat dipenuhi, selanjutnya dapat dipakai untuk membuat analisis curah hujan. Perlu diketahui bahwa curah hujan maksimum pada stasiun pengamat mempengaruhi besarnya banjir tidak sama, oleh karena itu harus dibuat analisis curah hujan guna mendapatkan hujan rata-rata maksimum.

Dalam perencanaan suatu bendung, yang terutama harus di perhatikan adalah menentukan besarnya debit banjir rencana. Debit rencana ini sudah tentu tidak diambil kecil sehingga air banjir di tempat bangunan sering meluap kalau di dalam saluran pembuangannya terjadi banjir yang lebih besar dari pada banjir rencana sehingga dapat merusak bangunan atau daerah - daerah disekitar bangunan. Sebaliknya, banjir rencana juga tidak boleh di ambil terlalu besar sehingga menyebabkan ukuran bangunan menjadi terlalu besar dan tidak ekonomis.

Kali Opak, tempat Bendung Tegal dibangun data/catatan banjir tidak ada, sehingga untuk mendesain debit banjir rencana digunakan data curah hujan selama 10 tahun dari tahun 1992 sampai tahun 2001.

5.2 Analisis Curah Hujan Pada Daerah Aliran Sungai

Debit banjir yang direncanakan untuk perencanaan bendung yaitu dengan periode 5,10,25,50, dan100 tahun. Untuk itu dalam perhitungannya di dasarkan pada data curah hujan yang mewakili daerah pengaliran. Data curah hujan diambil dari 3 (tiga) stasiun pengamatan yaitu : Pundong, Siluk, dan Karang Ploso.

Data-data tersebut adalah:

- Data curah hujan harian maksimum bulanan, dan
- Data curah hujan harian maksimum tahunan.

Salah satu pendekatan ialah dengan mengambil hujan rata-rata di daerah untuk suatu periode tertentu. Untuk mengetahui besarnya hujan rata-rata pada Daerah Aliran Sungai (DAS) Bendung Tegal, dapat digunakan beberapa cara sebagai bahan perbandingan yakni dengan rata- rata aljabar dan ARF.

5.2.1 Cara Rata-Rata Aljabar

Cara rata-rata aljabar (mean arithmetic methods) ini merupakan cara yang paling sederhana untuk menentukan besarnya tinggi hujan rata-rata.

Pada prinsipnya hitungan rata-rata ini dapat dilakukan dengan menjumlahkan curah hujan dari beberapa stasiun hujan yang dipilih selama periode tertentu dan membaginya dengan jumlah stasiunnya.

$$R = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (3.1)$$

Tabel 5.1 Perhitungan hujan harian maksimum tahunan rata-rata aljabar

NO	Tahun	STASIUN (mm)			Jumlah	Rata –rata (mm)
		Pundong	Siluk	Karang Ploso		
1	1992	140	151	112	403	134,33
2	1993	101	160	122	383	127,67
3	1994	143	49	137	329	109,67
4	1995	180	140	114	434	144,67
5	1996	114	97	76	287	95,67
6	1997	108	124	63	295	98,33
7	1998	132	163	76	371	123,67
8	1999	157	120	102	379	126,33
9	2000	78	180	74	332	110,67
10	2001	104	105	79	288	96
						1167

$$R = \frac{1167}{10} = 116,7 \approx 117 \text{ mm}$$

5.2.2 Cara ARF (*Areal Reduction Factor*)

Untuk mendapatkan rata-rata tahunan dari hujan maksimum di daerah aliran dapat di hitung dari rata-rata tahunan curah hujan maksimum pada stasiun pengukuran yang mewakili daerah aliran (Point Rainfall) dikalikan dengan faktor reduksi areal (ARF).

$$R = R_i \times \text{ARF}$$

ARF = Faktor reduksi luas yang besarnya tergantung luas DPS

AREA = Luas DPS Kali Opak $\rightarrow 160,2 \text{ Km}^2$

(Tabel 3.2,hal 13 BAB III)

Untuk luas DPS $30 - 30.000 \text{ Km}^2 \rightarrow \text{ARF} = 1,152 - 0,1233 \log \text{AREA}$

$$\begin{aligned} \text{ARF} &= 1,152 - 0,1233 \log 160,2 \\ &= 0,8802 \end{aligned}$$

Tabel 5.2 Perhitungan hujan harian maksimum tahunan dengan APBAR

No	Tahun	Stasiun Siluk (mm)	ARF	R DAS (mm/hr)
1	1992	151	0.88	132.88
2	1993	160		140.8
3	1994	49		43.12
4	1995	140		123.2
5	1996	97		85.36
6	1997	124		109.12
7	1998	163		143.44
8	1999	120		105.6
9	2000	180		158.4
10	2001	105		92.4

Tabel 5.3 Rekapitulasi Hujan harian maksimum tahunan

No	Tahun	Rata-rata aljabar (mm)	Point Rainfall (mm)
1	1992	134,33	132,88
2	1993	127,67	140,88
3	1994	109,67	43,12
4	1995	144,67	123,2
5	1996	95,67	85,36
6	1997	98,33	109,12
7	1998	123,67	143,33
8	1999	126,33	105,66
9	2000	110,67	158,4
10	2001	96	92,4

Untuk keperluan analisis frekwensi curah hujan rencana perencanaan Bendung Tegal dipakai hujan harian maksimum tahunan dari "Point Rainfall"

5.3 Analisis Hujan Rencana

Analisis frekuensi hujan adalah kejadian yang di harapkan terjadi rata- rata sekali pada setiap N tahun.

Pada perencanaan bendung Tegal ini analisis frekuensi hujan rencana akan di pakai metode Hasper dan salah satu dari metode Normal, Gumbel, log Normal dan Log Pearson III. Untuk menentukan salah satu dari metode di atas terlebih dahulu di pilih persyaratan sebenarnya. Dengan menggunakan hasil perhitungan cara point Rainfall sebagai dasar perhitungan di karenakan hasilnya lebih besar.

Tabel 5.4 Perhitungan Hujan Rata-rata

m	Xi	$\frac{100.m\%}{n+1}$	(Xi - x)	(Xi - x) ²	(Xi - x) ³	(Xi - x) ⁴
1	43.12	9.0909091	-70.312	4943.777	-347606.87	24440934.43
2	85.36	18.181818	-28.072	788.0372	-22121.78	621002.6034
3	92.4	27.272727	-21.032	442.345	-9303.4005	195669.1203
4	105.6	36.363636	-7.832	61.34022	-480.41663	3762.62308
5	109.12	45.454545	-4.312	18.59334	-80.174499	345.7124411
6	123.2	54.545455	9.768	95.41382	932.002233	9103.79781
7	132.88	63.636364	19.448	378.2247	7355.71404	143053.9267
8	140.8	72.727273	27.368	749.0074	20498.8352	561012.1212
9	143.44	81.818182	30.008	900.4801	27021.6058	810864.3457
10	158.4	90.909091	44.968	2022.121	90930.7382	4088973.436
Σ	1134.32			10399.34	-232853.7487	30874722.11

$$\bar{x} = \frac{1134.32}{10} = 113,432$$

$$S = \sqrt{\frac{(X_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{10399,34}{10-1}} = 33,992$$

$$C_s = \frac{n.(X_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2).S^3} = \frac{10.-2328537487}{(10-1)(10-2).33,992^3} = -0,823$$

$$C_k = \frac{n^2.(X - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3).S^4} = \frac{10^2.x30874722,11}{(10-1)(10-2)(10-3).33,992^4} = 4,588$$

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{33,992}{113,432} = 0,299$$

$$\frac{C_s}{C_v} = -2,753$$

Tabel 5.5 Pemilihan Sebaran

Sebaran	Syarat	Hasil Hitungan	Keterangan
Normal	$C_s = 0$	$C_s = -0,823$	tidak
Gumbel	$C_s = 1,1396$ $C_k = 5,4002$	$C_s = -0,823$ $C_k = 4,588$	tidak
Lod Normal (2 parameter	$\frac{C_s}{C_v} = 3$	$\frac{C_s}{C_v} = -2,753$	tidak
Log pearson III	$C_s < 0$	$C_s = -0,823$	Di coba

Keterangan : Syarat diambil dari "Mengenai Dasar Hidrologi Terapan", Ir. Sri Harto. 1983.

Sebaran terbaik adalah yang memberikan penyimpangan maksimum titik yang di plot terhadap garis teoritis sekecil mungkin. Sebaran log pearson III bisa di pakai jika ketiga jenis sebaran yang lain tidak dimungkinkan, maka di sini di ambil sebaran log Pearson III.

Ploting data diatas kertas Probability "log normal" (R sebagai ordinat dengan skala $\log \frac{m}{n+1}$ sebagai absis menggunakan skala bawah.

5.3.1 Metode Log Pearson III

Tabel 5.6 Perhitungan curah hujan dengan metode Log Pearson III

No	X	log X	(log X - $\overline{\log X}$)	(log X - $\overline{\log X}$) ²	(log X - $\overline{\log X}$) ³
1	43.12	1.634678752	-0.396548432	0.157250659	-0.0623575
2	85.36	1.931254406	-0.099972778	0.009994556	-0.00099918
3	92.4	1.965671971	-0.065555213	0.004297486	-0.00028172
4	105.6	2.023663918	-0.007563266	5.7203E-05	-4.3264E-07
5	109.12	2.037904357	0.006677173	4.45846E-05	2.97699E-07
6	123.2	2.090610708	0.059383524	0.003526403	0.00020941
7	132.88	2.123459619	0.092232435	0.008506822	0.000784605
8	140.8	2.148602655	0.117375471	0.013777001	0.001617082
9	143.44	2.156670277	0.125443092	0.015735969	0.001973969
10	158.4	2.199755177	0.168527993	0.028401684	0.004786479
Σ	1134.32	20.31227184		0.241592369	-0.054267

- nilai rata-rata variat log X

$$\begin{aligned}\overline{\log X} &= \frac{\sum \log x}{n} & (3.4.2) \\ &= \frac{20,3123}{10} = 2,03123\end{aligned}$$

- deviasi standar dari variat log X

$$\begin{aligned}(S \log X) &= \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} & (3.4.3) \\ &= \sqrt{\frac{0,241592}{10-1}} = 0,16384\end{aligned}$$

- koefisien kemencengan dari variat log X

$$C_s = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log x})^3}{(n-1) \times (n-2) \times (S \log x)^3} \quad (3.4.5)$$

$$= -\frac{10 \times -0,054267}{(10-1) \times (10-2) \times 0,16384^3} = -1,7137$$

Dengan $C_s = -1,7137$ untuk masa ulang 5 tahun didapat $K = 0,812$. Untuk mencari nilai K , lihat lampiran 3.

Persamaan garis lurus :

$$\log X_5 = \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \quad (3.4.1)$$

$$= 2,03123 + 0,812 \times 0,16384$$

$$= 2,16427$$

$$X_5 = 145,972 \text{ mm}$$

$$\log X_{10} = \overline{\log X} + k(\overline{S \log X})$$

$$= 2,03123 + 0,980 \times 0,16384$$

$$= 2,1918$$

$$X_{10} = 155,522 \text{ mm}$$

$$\log X_{25} = \overline{\log X} + k(\overline{S \log X})$$

$$= 2,03123 + 1,093 \times 0,16384$$

$$= 2,2103$$

$$X_{25} = 162,296 \text{ mm}$$

$$\log X_{50} = \overline{\log X} + k(\overline{S \log X})$$

$$= 2,03123 + 1,138 \times 0,16384 = 2,218$$

$$X_{50} = 165,074 \text{ mm}$$

Tabel 5.8 Uji Chi-Kuadrat

Kemungkinan	Ef	Of	Ef-Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
P < 0,2	2	2	0	0
0,2 < P < 0,4	2	2	0	0
0,4 < P < 0,6	2	2	0	0
0,6 > P > 0,80	2	2	0	0
P > 0,8	2	2	0	0
	10	10		$\chi^2 = 0$

$$Dk = K - (P + 1) \quad (3.6.2)$$

$$= 5 - (2+1) = 2 \text{ (Derajat kebebasan)}$$

$$\alpha = 5\% \text{ (Derajat nyata)}$$

di dapatkan dari lampiran 1: $X^2_{cr} = 5,911$

$$X^2 < X^2_{cr} = 5,911 \text{ (OK)}$$

2. Uji Smirnov-Kolmogorov

$$n = 10 ; \alpha = 0,05$$

dari lampiran 2 di dapatkan $\Delta_{kritik} = 0,41$

dari gambar didapatkan $\Delta_{maks} = 0,1$

$$\Delta_{maks} < \Delta_{kritik} \text{ (OK)}.$$

Berdasarkan hasil kedua pengujian di atas, bisa di simpulkan bahwa data hujan di atas mengikuti sebaran log Pearson III.

5.3.2 Metode Haspers

$$\text{Rumus : } R_t = R + S.U \quad (3.5)$$

Dimana : R_t = Hujan rencana dengan kala ulang tertentu (mm)

R = Hujan rata-rata diambil = 113,432 mm (hal 51)

S = Standar deviasi = 33,992 (hal 51)

U = Variabel standar untuk kala ulang tertentu (lampiran 4)

Untuk selanjutnya di hitung dengan menggunakan rumus : $R_t = R + S.U$

$$R_5 = 113,432 + 33,992 \times 0,64 = 135,187 \text{ mm}$$

$$R_{10} = 113,432 + 33,992 \times 1,26 = 156,262 \text{ mm}$$

$$R_{25} = 113,432 + 33,992 \times 2,1 = 184,815 \text{ mm}$$

$$R_{50} = 113,432 + 33,992 \times 2,75 = 206,910 \text{ mm}$$

$$R_{100} = 113,432 + 33,992 \times 3,43 = 230,025 \text{ mm}$$

Tabel 5.9 Rekapitulasi Hujan Rencana

Periode ulang T	Log Pearson III	Haspers
5	145,972	135,187
10	155,522	156,262
25	162,296	184,815
50	165,074	206,910
100	166,827	230,025

5.4 Analisis Debit Banjir Rencana (Design Flood)

Yang dimaksud dengan banjir rencana di sini adalah debit terbesar atau debit banjir dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu.

Besarnya debit sungai akan mudah diselesaikan apabila telah mempunyai data debit, dikarenakan pada perencanaan ini tidak mempunyai data debit, maka dalam menentukan besarnya debit sungai di gunakan metode hubungan empiris antara curah hujan dan aliran sungai. Besarnya aliran di dalam sungai di tentukan terutama oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah

aliran sungai. Untuk menganalisis debit banjir rencana di gunakan hubungan antara curah hujan dengan limpasan air hujan.

Penentuan debit banjir pada perencanaan bendung berdasarkan curah hujan maksimum tahunan pada daerah kali opak dengan menggunakan beberapa metode yakni :

- a. Metode Haspers
- b. Metode FSR Jawa – Sumatera
- c. Metode Rational Jepang

5.4.1 Metode Haspers

Hitungan debit banjir rencana Metode Haspers.

$$A = 160,2 \text{ km}^2$$

$$L = 65 \text{ km}$$

Skema perhitungan:

1. menghitung koefisien aliran

$$C = \frac{1 + 0,012 A^{0,7}}{1 + 0,075 A^{0,7}} \quad (3.7.2)$$

$$= \frac{1 + 0,012 \times 160,2^{0,7}}{1 + 0,075 \times 160,2^{0,7}} = 0,392$$

2. waktu konsentrasi

$$t = 0,1 \cdot L^{0,8} \cdot I^{-0,3} \quad (3.7.3)$$

$$= 0,1 \times 65^{0,8} \times 0,025^{-0,3}$$

$$= 8,530 \text{ jam}$$

3. koefisien reduksi

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{-4} \times t)}{(t^2 + 15)} \times \frac{A^3}{12} \quad (3.7.4)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{8,35 + (3,7 \times 10^{-4} \times 8,30)}{(8,35^2 + 15)} \times \frac{160,2^3}{12}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1,3699$$

$$\beta = 0,7299$$

4. menghitung Intensitas hujan (Rt) ,dalam mm

untuk 2 jam $\leq 8,530 \leq 19$ jam, maka:

Untuk t = 5 thn

$$R_{24} = 135,187 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{t \times R_{24} \text{ maks}}{t + 1}$$

$$= \frac{8,53 \times 135,187}{8,53 + 1}$$

$$= 121,002 \text{ mm/jam}$$

5. menghitung hujan maksimum

$$q = \frac{Rt}{3,6t} \quad (3.7.5)$$

$$= \frac{121,002}{3,6 \times 8,53}$$

$$= 3,940 \text{ m}^3 / \text{dt} / \text{km}^2$$

6. Debit banjir maksimum untuk kala ulang T tahun dihitung dengan rumus :

$$Q = C \times q \times A \times \beta \quad (3.7.1)$$

$$Q_5 = C \times q \times A \times \beta$$

$$= 0,392 \times 3,940 \times 160,2 \times 0,7299 = 180,596 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

$$Q_{10} = C \times q \times A \times \beta$$

$$= 0,392 \times 4,555 \times 160,2 \times 0,7299 = 208,785 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

$$Q_{25} = C \times q \times A \times \beta$$

$$= 0,392 \times 5,387 \times 160,2 \times 0,7299 = 246,922 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

$$Q_{50} = C \times q \times A \times \beta$$

$$= 0,392 \times 6,031 \times 160,2 \times 0,7299 = 276,438 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

$$Q_{100} = C \times q \times A \times \beta$$

$$= 0,392 \times 6,705 \times 160,2 \times 0,7299 = 307,321 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

Tabel 5.10 Debit banjir rencana maksimum cara Haspers

Periode ulang T	R ₂₄ (mm)	q (m ³ /dt/km ³)	Q (m ³ /dt)
5	135,187	3,940	180,596
10	156,262	4,555	208,785
25	184,815	5,387	246,922
50	206,910	6,031	276,438
100	230,025	6,705	307,321

5.4.2 Metode Manual Banjir Rencana Jawa – Sumatera

Untuk mendapatkan debit banjir pada periode ulang tertentu, maka dapat dikelompokkan menjadi 2 tahap perhitungan, yaitu :

- 1). Perhitungan debit puncak banjir tahunan rata-rata
(mean annual flood=MAF)
- 2). Penggunaan faktor pembesar (Growth Factor = GF) terhadap nilai MAF, untuk menghitung debit banjir sesuai dengan periode ulang yang diinginkan. GF dapat di lihat pada lampiran 5

Parameter yang digunakan :

1. AREA : Luas Daerah Aliran Sungai (Km²)
2. PBAR : Hujan terpusar maksimum rata-rata tahunan dalam satu hari.
3. APBAR : Hujan maksimum rata-rata tahunan yang mewakili daerah aliran

$$APBAR = PBAR \times AFR$$
4. AFR : Faktor Reduksi Luas $\rightarrow 0,88$ (hal 49)
5. SIMS : Indeks Kemiringan (m/km)
6. LAKE : Indeks Danau (0 – 0,25)

Perhitungan :

$$AREA = 160,2 \text{ Km}^2$$

$$PBAR = R_5 = 135,187 \text{ mm}$$

$$SIMS = 0,025$$

$$LAKE = 0 \text{ (Untuk bendung)}$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \log AREA$$

$$= 1,02 - 0,0275 \log 160,2$$

$$= 0,96$$

$$\text{APBAR} = 135,187 \times 0,88$$

$$= 118,965 \text{ mm}$$

$$\text{MAF} = (8 \times 10^{-6}) \times (\text{AREA})^x \times (\text{APBAR})^{2,445} \times (\text{SIMS})^{0,117} \times (1 + \text{LAKE})^{-0,85}$$

$$= (8 \times 10^{-6}) \times (160,2)^{0,96} \times (118,965)^{2,445} \times (0,025)^{0,117} \times (1 + 0)^{-0,85}$$

$$= 80,635 \text{ m}^3/\text{dt}$$

GF (faktor pembesar periode ulang T) dilihat dari lampiran 5, maka debit banjir rencana untuk kala ulang 5 tahun sebesar :

$$Q_5 = GF_5 \times \text{MAF}_5 \quad (3.8.1)$$

$$= 1,28 \times 80,635$$

$$= 103,213 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 5.11 Debit banjir rencana maksimum cara manual Jawa - Sumatera

T	GF	R ₂₄ (mm)	MAF (m ³ /dt)	Q (m ³ /dt)
5	1,28	135,187	80,63452	103,2122
10	1,36	156,262	114,9097	156,2772
25	1,96	184,815	173,2039	339,4796
50	2,35	206,91	228,2816	536,4617
100	2,78	230,025	295,7502	822,1856

Tabel

5.4.3 Metode Rational Jepang

$$Q_{\text{maks}} = \frac{1}{3,6} \times R_m \times f \times A \quad (3.9)$$

Dengan :

R_m = Intensitas hujan jam-jaman maksimum selama banjir

C = 0,75 (lampiran 8)

A = Luas DAS = 160,2 km²

$$R_m = R_o \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3}$$

$$R_o = \frac{R_{24}}{t}$$

$$W = 72 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{0,6} \quad (3.9.3)$$

$$= 72 \times 0,025^{0,6} = 7,872$$

$$T = L / W = 65 / 7,872 = 8,257 \text{ mm}$$

rencana
sebesar

Tabel 5.12 Debit banjir rencana maksimum cara Rational Jepang

T	W	T (mm)	R ₂₄ (mm)	R _o (mm)	R _m (mm)	Q (m ³ /dt)
5	7,872	8,257	135,187	5,632792	11,47228	382,887
10	7,872	8,257	156,262	6,510917	13,26075	442,77
25	7,872	8,257	184,815	7,700625	15,68382	523,476
50	7,872	8,257	206,91	9,356817	19,05698	636,026
100	7,872	8,257	230,025	10,348543	21,07682	703,439

BAB VI

PERENCANAAN TEKNIS BANGUNAN UTAMA

6.1 Umum

Bendung Tegal akan direncanakan sebagai bendung Tetap yang membentang di kali Opak di desa Talaban, Kabupaten Bantul, Propinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Bendung ini dibangun dengan maksud untuk memperoleh tinggi muka air minimal yang tetap, sehingga diharapkan dapat memenuhi kebutuhan air pada daerah irigasi Tegal.

Data yang tersedia pada Perencanaan Bendung Tegal ini adalah :

- Lebar sungai 119m di sekitar rencana bendung.
- Elevasi dasar sungai rata rata disekitar rencana bendung + 19,12
- Elevasi muka tanah kanan dan kiri adalah +23,51 dan +25,8
- Luas total daerah irigasi yang akan diairi adalah 614,33 Ha, dengan rincian sebagai berikut :
 - sebelah kanan dengan luas 469,93 H a; Q pengambilan 0,815 m³/dt
 - sebelah kiri dengan luas 144,4 Ha ; Q pengambilan 0,275 m³/dt(Skema Jaringan Irigasi Tegal, Lampiran 7)
- Debit banjir desain Q_{100} sebesar 703,439 m³/dt, ya
analisis debit banjir dengan metode Rational Jepang)

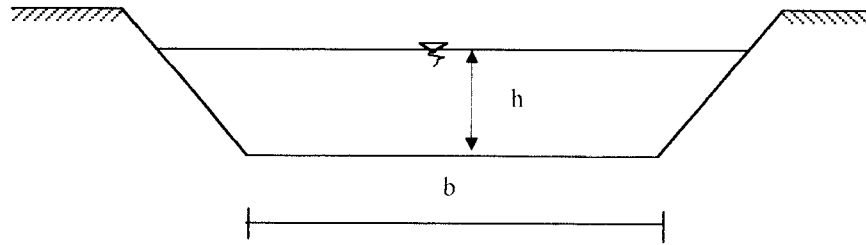
- Elevasi mercu bendung dihitung dengan memperhatikan faktor ketinggian elevasi sawah tertinggi yang akan diairi, perhitungannya sebagai berikut :

- Elevasi Sawah Tertinggi	: +20,67	
- Tinggi air disawah	: 0,10 m	
- Kehilangan tekanan dari saluran tersier ke sawah	: 0,10 m	
- Kehilangan tekanan dari saluran sekunder ke tersier	: $0,10\text{m} \times 9 = 0,9\text{ m}$	
- Kehilangan tekanan dari saluran primer ke sekunder	: $0,10\text{ m} \times 1 = 0,1\text{ m}$	
- Kehilangan tekanan akibat kemiringan saluran primer		
$i \times L = 0,0025 \times 368\text{ m}$: 0,92 m	
- Kehilangan tekanan akibat kemiringan saluran sekunder		
$i \times L = 0,0025 \times 1026\text{ m}$: 2,565 m	
- kehilangan tekanan akibat bangunan ukur	: 0,40 m	
- Kehilangan tekanan untuk eksploitasi	: 0,10 m	
- Kehilangan tekanan bang. lain seperti kantong lumpur	: 0,25m	
- Kehilangan tekanan dari saluran induk ke intake	: 0,15 m	
- Kehilangan tekanan dari mercu bendung ke hulu intake	: 0,05 m	+
Elevasi Mercu Bendung	+25.80 m	

6.2 Tinggi muka air sungai sebelum ada bendung

Hal ini dimaksudkan untuk mengetahui kedalaman sungai pada keadaan debit tertentu (debit rencana). Untuk memudahkan perhitungan, dibuat beberapa anggapan mengenai keadaan sungai sebagai berikut :

- Penampang sungai dianggap berbentuk trapesium dengan kemiringan talud 1:1
- Lebar dasar sungai rata-rata 119 m (b)
- kemiringan rata-rata dasar sungai (I) = 0,0025



Gambar 6.1 Penampang basah sungai

Rumus :

$$Q = AV \quad (3.10.1)$$

$$V = C\sqrt{RI} \quad (3.10.2)$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{Jb}{\sqrt{R}}} \quad (3.10.3)$$

Persamaan kecepatan aliran:

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \times 0,0025} = \frac{87 \times \sqrt{R}}{0,85 + \sqrt{R}} \times \sqrt{R \times 0,0025}$$

$$V = \frac{4,35 \times R}{0,85 \times \sqrt{R}}$$

$$A = (b + m \cdot h) h = (119 + 1 \times h) h = 119h + h^2$$

$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2} \\ = 119 + 2 \cdot h \sqrt{1 + 1^2} = 119 + 2,83h$$

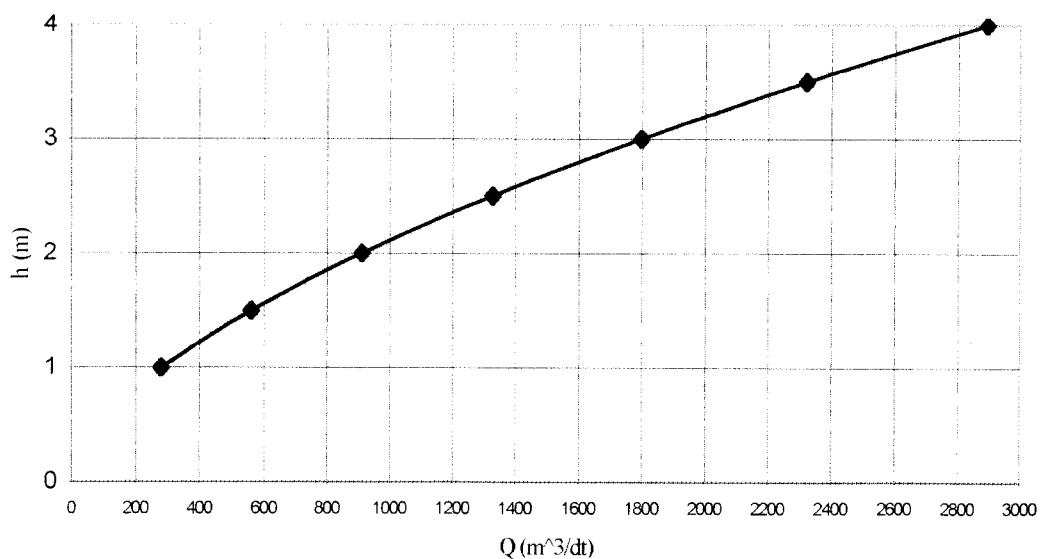
$$R = \frac{A}{P} = \frac{119h + h^2}{119 + 2,83h}$$

Perhitungan selanjutnya di sajikan dalam tabel, berikut :

Tabel 6.1 Perhitungan tinggi muka air pada bagian hulu bendung

h (m)	A (m)	P (m)	R = A/P	4.35 R	0.85 + R ^{0.5}	V (m/dt)	Q (m ³ /dt)
1	120	121.83	0.984	4.284	1.84246	2.3255	279.061
1.5	180.75	123.245	1.466	6.379	2.06102	3.0953	559.4902
2	242	124.66	1.941	8.444	2.24329	3.7643	910.9737
2.5	303.75	126.075	2.409	10.4803	2.40218	4.3628	1325.215
3	366	127.49	2.8707	12.4880	2.54434	4.908	1796.383
3.5	428.75	128.905	3.326	14.4685	2.67375	5.4112	2320.095
4	492	130.32	3.775	16.4226	2.79301	5.8798	2892.907
4.5	555.75	131.735	4.218	18.3513	2.90394	6.3194	3512.031
5	620	133.15	4.6564	20.2553	3.00786	6.7341	4175.153
5.5	684.75	134.565	5.088	22.1354	3.10579	7.1271	4880.319

Dari hasil perhitungan di atas dibuat grafik hubungan antara debit dan tinggi muka air (lihat gambar 6.2) :



Gambar 6.2 Grafik Hubungan Debit dan Tinggi Muka Air

Untuk debit dengan kala ulang 100 tahun (grafik lengkung debit) didapat :

$$Q_{100}(\text{Design}) = 703,439 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$h = 1,72 \text{ m}$$

Kontrol untuk $h = 1,72$

$$A = 119h + h^2 = 119 \times (1,72) + (1,72)^2 = 207,638 \text{ m}^2$$

$$P = 119 + 2,83h = 119 + 2,83(1,72) = 123,868 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 1,676 \text{ m}$$

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \times 0,0025}$$

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{1,676}}} \sqrt{1,676 \times 0,0025} = 3,4 \text{ m/dt}$$

$$Q = A V = 207,638 \times 3,4 = 705,955 \text{ m}^3/\text{dt} \approx Q_{100} = 703,439 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Elevasi dasar sungai dihilir} = + 19,29$$

$$\text{Tinggi air banjir (h)} = \underline{1,72} +$$

$$\text{Elevasi air dihilir bendung} = + 21,01$$

6.3 Perencanaan Tubuh Bendung

6.3.1 Lebar Efektif Mercu Bendung

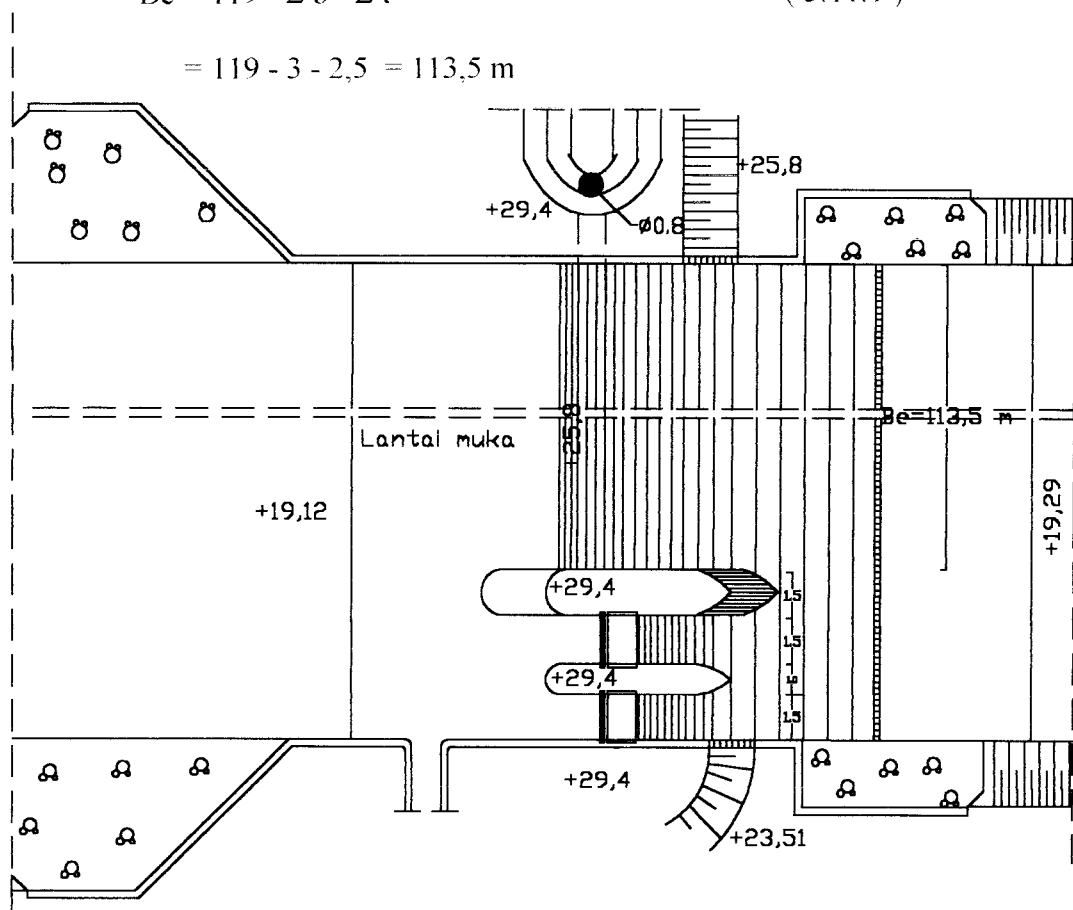
- lebar sungai/Lebar mercu sesungguhnya (B) = 119 m
- pintu pembilas direncanakan 2 buah dengan lebar @ 1,5 = 3,0 m
- pilar Bendung (pilar utama) direncanakan = 1,5 m
- pilar pintu air pembilas 1 buah direncanakan = 1,0m

$$\Sigma t = 1,5 + 1,0 = 2,5 \text{ m}$$

- Jadi lebar efektif bendung adalah :

$$Be = 119 - \Sigma b - \Sigma t \quad (3.11.1)$$

$$= 119 - 3 - 2,5 = 113,5 \text{ m}$$



Gambar 6.3 Sketsa Denah Bendung

6.3.2 Jari-jari Mercu Bendung

Dipakai rumus "Bunschu" :

$$Q = m \cdot b \cdot d^{3/2} \cdot g^{1/2} \quad (3.11.2)$$

Dimana :

$$Q = Q \text{ design} = 703,439 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$m = 1,33$$

$$b = 113,5 \text{ m}$$

$$d = 2/3 H \text{ (m)}$$

$$H = h + k$$

$$703,439 = 1,33 \times 113,5 \times d^{3/2} \times 9,81^{1/2}$$

$$d = 1,389 \text{ m}$$

$$H = 3/2 \times 1,389 = 2,08 \text{ m}$$

Untuk menentukan R_1 dipakai metode "Kreghten" sebagai rumus pendekatan :

$$\text{Bila : } \frac{H_1}{R_1} = 3,8$$

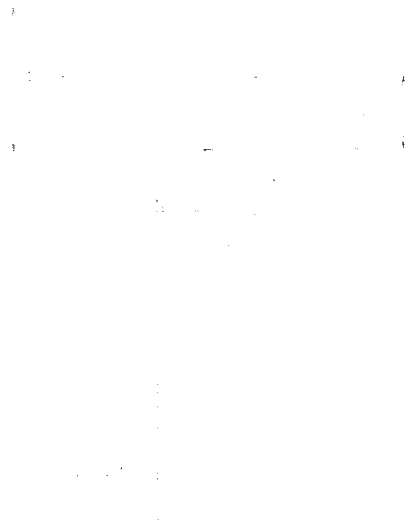
$$\text{Dan } R_1 < 1 \text{ m} \rightarrow R_1 = 0,5H$$

$$R_2 = 2H$$

$$R_1 = \frac{2,08}{3,8} = 0,547 < 1,0$$

$$\text{Maka dipakai } R_1 = 0,5 \times 2,08 = 1 \text{ m}$$

$$R_2 = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$



Gambar 6.4 Jari-jari bendung bulat dengan dua R

6.3.3 Tinggi muka air setelah ada bendung

Dipakai rumus :

$$\text{"Verwoerd"} : k = (4/27) \cdot m^2 \cdot h^3 \cdot \left\{ \frac{1}{(h+p)} \right\}^2 \quad (3.11.3)$$

$$\text{"Kreghten"} : m = 1,49 - 0,018 \left\{ 5 - \frac{h}{R} \right\}^2 \quad (3.11.4)$$

$$Q = m \cdot b \cdot d^{3/2} \cdot g^{1/2} \quad (3.11.2)$$

Dimana : P = Elevasi mercu Bendung - Elevasi dasar sungai

$$= + 25,8 - +19,12 = 6,88 \text{ m}$$

$$b = 113,5 \text{ m}$$

$$d = 1,389 \text{ m}$$

$$H = 1,955 \text{ m}$$

$$R = 2 \text{ m}$$

Tabel 6.2 Hubungan (h) dan (Q) setelah ada bendung

h (m)	m	$\left\{ \frac{1}{(h + P')} \right\}^2$	k	H (m)	d (m)	Q (m/dt)
1	1,1255	0,01695	0,00318	1,0031	0,6687	218,831
1.5	1,1648	0,01494	0,01014	1,510	1,0067	418,310
2	1,202	0,01327	0,02273	2,0227	1,3485	669,120
2.06	1,2063	0,01309	0,0247	2,0847	1,3898	702,597
3	1,2695	0,01067	0,06879	3,0687	2,0458	1320,622

Dari Tabel 6.2 didapatkan data - data sebagai berikut :

$$h = 2,06 \text{ m}$$

$$m = 1,2063 \text{ m}$$

$$k = 0,0247 \text{ m}$$

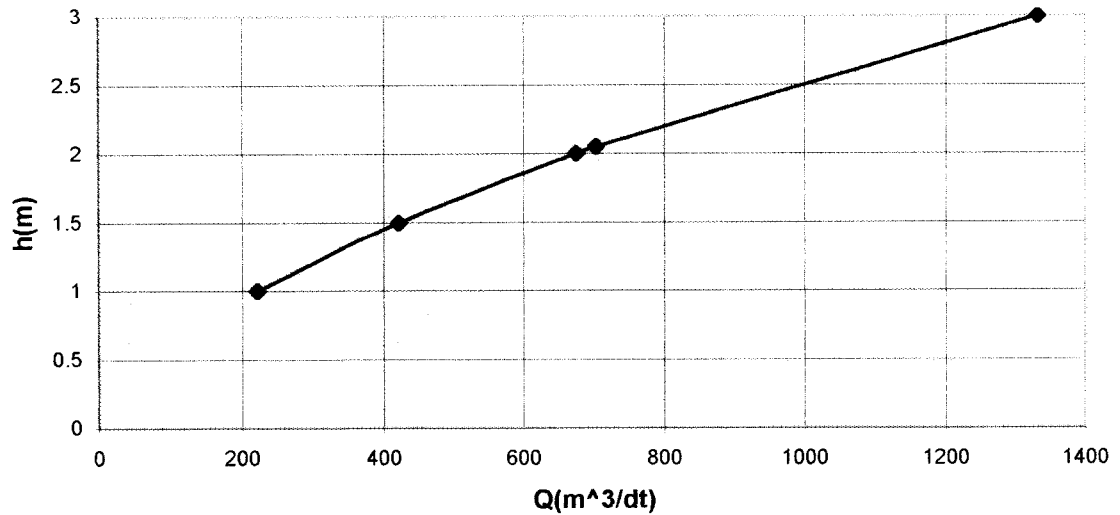
$$H = 2,0847 \text{ m}$$

$$d = 1,389 \text{ m}$$

$$Q = 702,597 \text{ m}^3/\text{dt} \approx Q_{\text{Rencana}} (100) = 703,439 \text{ m}^3/\text{dt} \dots\dots\text{OK}$$

Gambar 6.5 Tinggi muka air setelah ada bendung

Grafik Lengkung Debit



Gambar 6.6 Lengkung Debit Setelah Ada Bendung

6.3.4 Kolam olakan

Berdasar Rumus Vlugter :

$$q = \frac{Q}{be} \quad (3.11.7)$$

$$q = \frac{Q}{be} = \frac{703,439}{113,5} = 6,198 \text{ m}^3 / \text{dt.m}$$

$$h_c = d = 1,303 \text{ m}$$

- Elevasi air dihilir bendung = +21,01
- Kehilangan energi dihilir bendung = +0,10
- Elevasi tinggi energi dihilir bendung = +21,11
- Elevasi tinggi energi di hulu bendung = +27,8847
- $\Delta H = +27,8847 - +21,11 = 6,775 \text{ m}$

$$\frac{\Delta H}{h_c} = \frac{6,775}{1,303} = 5,2$$

Kolam Olak menurut Vlugter :

$$2,0 \leq \frac{\Delta H}{h_c} \leq 15,0$$

Tinggi air hilir dari dasar ambang kolam :

$$t = 3 h_c + 0,1 \Delta H = 3 (1,303) + 0,1 (6,775) = 4,6 \text{ m}$$

Jadi elevasi dasar kolam olak adalah :

$$\text{Elevasi air di hilir bendung} - t = +21,01 - 4,6 = +16,40$$

Tinggi ambang ujung kolam :

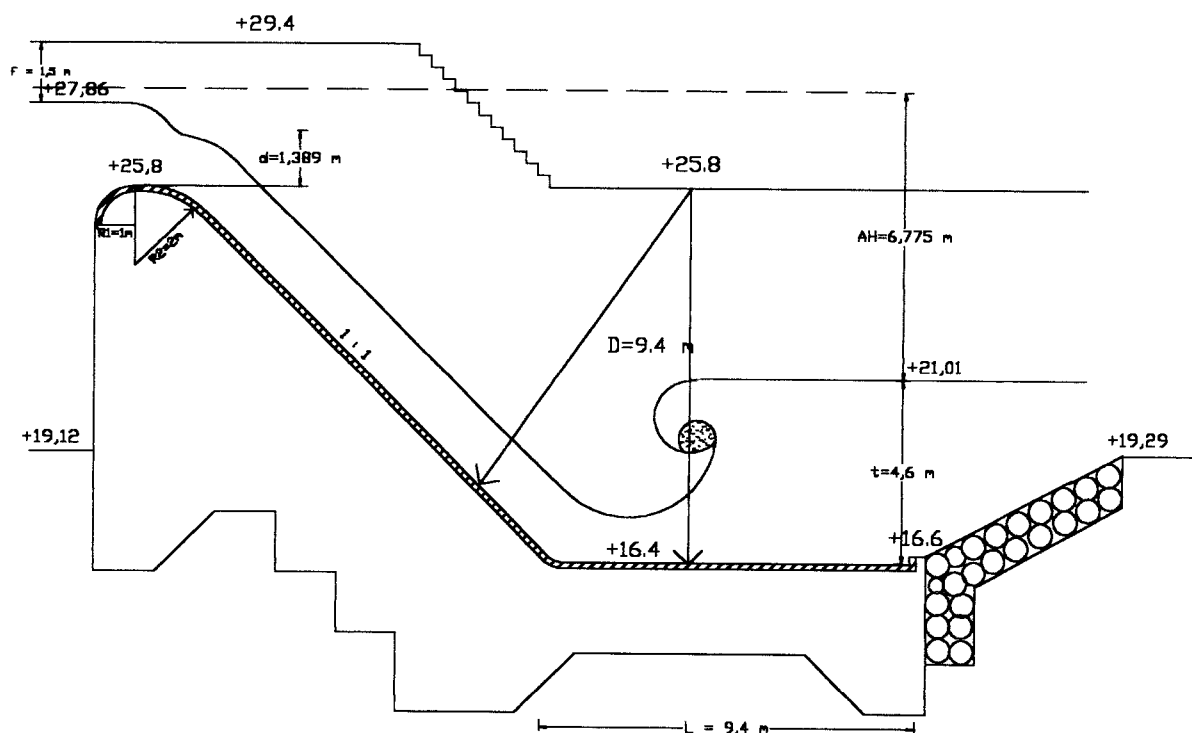
$$a = 0,28 \cdot h_c \cdot \sqrt{\frac{h_c}{\Delta H}} = 0,28 \cdot (1,303) \cdot \sqrt{\frac{h_c}{\Delta H}} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar ambang ujung} = 2 \times a = 0,4 \text{ m}$$

Panjang kolam Olak (L) :

$$L = D = R = \text{Elevasi mercu bendung} - \text{Elevasi kolam olak}$$

$$= +25,8 - +16,40 = 9,4 \text{ m}$$



Gambar 6.7.1 Elevasi rencana dasar kolam olak dan tinggi muka air diatas mercu bendung.

Kontrol elevasi dasar kolam olakan:

Kecepatan awal loncatan :

$$V_1 = \sqrt{2g \times 0,5 \times H + P} \quad (3.11.9)$$

$$= \sqrt{2 \times 9,8 \times (0,5 \times (2,0847 + 6,68))} = 9,268 \text{ m/dt}$$

$$Y_1 = \frac{q}{V_1} \quad (3.11.10)$$

$$q = 6,198 \text{ m}^3/\text{dt.m}$$

$$Y_1 = \frac{6,198}{9,268} = 0,67 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \quad (3.11.11)$$

$$= \frac{9,268}{\sqrt{9,8 \times 0,67}} = 3,62$$

$$LW = 6 (Y_2 - Y_1) \quad (3.11.13)$$

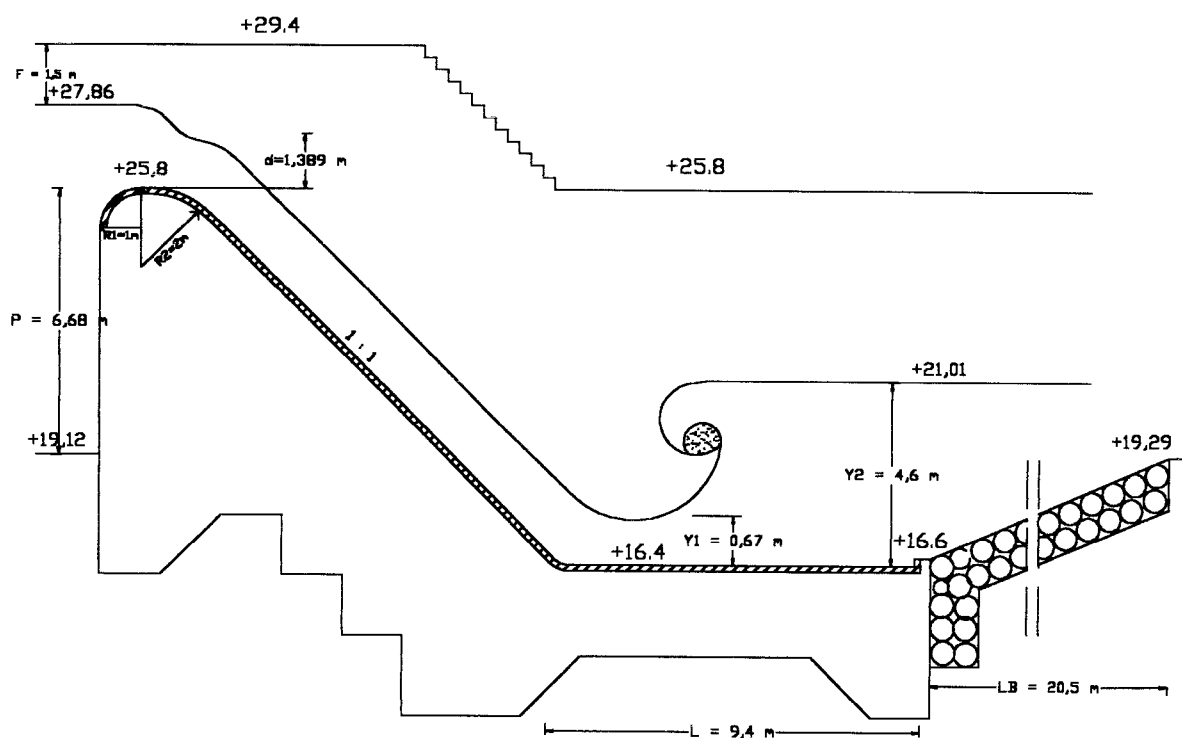
$$Y_2 = t = \text{tinggi air di atas ambang} = 4,6 \text{ m}$$

$$= 6 (4,6 - 0,67) = 23,58 \text{ m}$$

$$LB = LW - a - (\sin 45^\circ \times R) \times 2 \quad (3.11.14)$$

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$= 23,58 - 0,4 - (0,7071 \times 2) \times 2 = 20,5 \text{ m}$$



Gambar 6.7.2 Loncat air pada kolam olakan.

6.3.5 Lantai Muka

Pada kondisi air banjir :

$$\text{- elevasi muka air hulu} = + 27,86$$

$$\text{- elevasi muka air hilir} = + 21,01$$

$$\Delta H = 6,85 \text{ m}$$

Pada kondisi air normal / kondisi tidak ada air di hilir :

$$\text{- elevasi muka air hulu} = + 25,8$$

$$\text{- elevasi dasar sungai hilir} = + 19,29$$

$$\Delta H = 6,51 \text{ m}$$

Untuk memperhitungkan panjang lantai muka maka di tinjau selisih tinggi muka air pada keadaan normal (tinggi air sama dengan mercu bendung) yang dianggap lebih membahayakan terhadap kestabilan tubuh bendung.

Bligh dan Lane menetapkan besarnya Creep ratio untuk berbagai jenis tanah. Untuk Bendung Tegal ini telah diselidiki jenis tanahnya yaitu pasir sedang (Lampiran 11 dan Lampiran 12).

$$\text{Creep Ratio untuk Bligh (CB)} = 9$$

$$\text{Creep Ratio untuk Lane (CL)} = 6$$

1. Cara Bligh

Panjang garis minimum yang diperoleh :

$$CB \leq \frac{L}{\Delta H} \quad (3.11.15)$$

$$CB = 9$$

$$L = CR \times \Delta H = 9 \times 6,51 = 58,6 \text{ m}$$

Panjang garis aliran yang terjadi dibawah tubuh bendung di hitung berdasarkan **Gambar 6.8.1** :

$$L' = AB + BC + CD + DE + EF + FG + GH + HI + IJ + JK + KL + LM + MN + NO + OP$$

$$L' = 3 + 1,5 + \sqrt{1,5^5 + 1,5^2} + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 2 + 3 + \sqrt{1,5^5 + 1,5^2} + 5,8 + \sqrt{1,5^5 + 1,5^2} + 1,5 + 3,98 = 34,64 \text{ m}$$

Kontrol harga CB :

$$CB = \frac{34,64}{6,51} = 6,321 < 9 \text{ (Harga Creep Ratio minimum yang diijinkan)}$$

Apabila harga CB hasil hitungan lebih kecil dari CB yang diijinkan, maka dibutuhkan lantai muka.

Panjang lantai muka yang dibutuhkan adalah :

$$L_m = L - L' \quad (3.11.16)$$

$$L_m = 58,6 - 34,64 = 23,96 \text{ m}$$

2. Cara Lane

$$L = L_V + \frac{1}{3} L_{HI} \geq C_L \cdot \Delta H \quad (3.11.17)$$

Dari **gambar 6.8.1** dapat dihitung panjang aliran yang berada dibawah tubuh bendung .

$$\Sigma L_V = AB + CD + EF + GH + IJ + KL + MN + OP$$

$$\Sigma L_V = 3 + \sqrt{1,5^5 + 1,5^2} + 1,5 + 1,5 + 2 + \sqrt{1,5^5 + 1,5^2} + \sqrt{1,5^5 + 1,5^2} + 3,98 = 18,34 \text{ m}$$

$$\Sigma L_{HI} = BC + DE + FG + HI + JK + LM + NO$$

$$\Sigma L_{HI} = 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 3 + 5,8 + 1,5 = 16,3 \text{ m}$$

Panjang garis yang tersedia :

$$L' = L_V + \frac{1}{3}L_H = 18,34 + \frac{1}{3} \times 16,3 = 23,77\text{m}$$

Kontrol haraga CL :

$$CL = \frac{23,77}{6,51} = 3,651 < 6 \text{ (Harga Creep Ratio minimum yang diijinkan)}$$

Apabila harga CB hasil hitungan lebih kecil dari CB yang diijinkan, maka dibutuhkan lantai muka.

Panjang garis minimum yang diperoleh :

$$CL = 6$$

$$L = C_L \cdot \Delta H = 6 \times 6,51 = 39,06 \text{ m}$$

Panjang lantai muka yang diperlukan:

$$L_m = L - L' \quad (3.11.16)$$

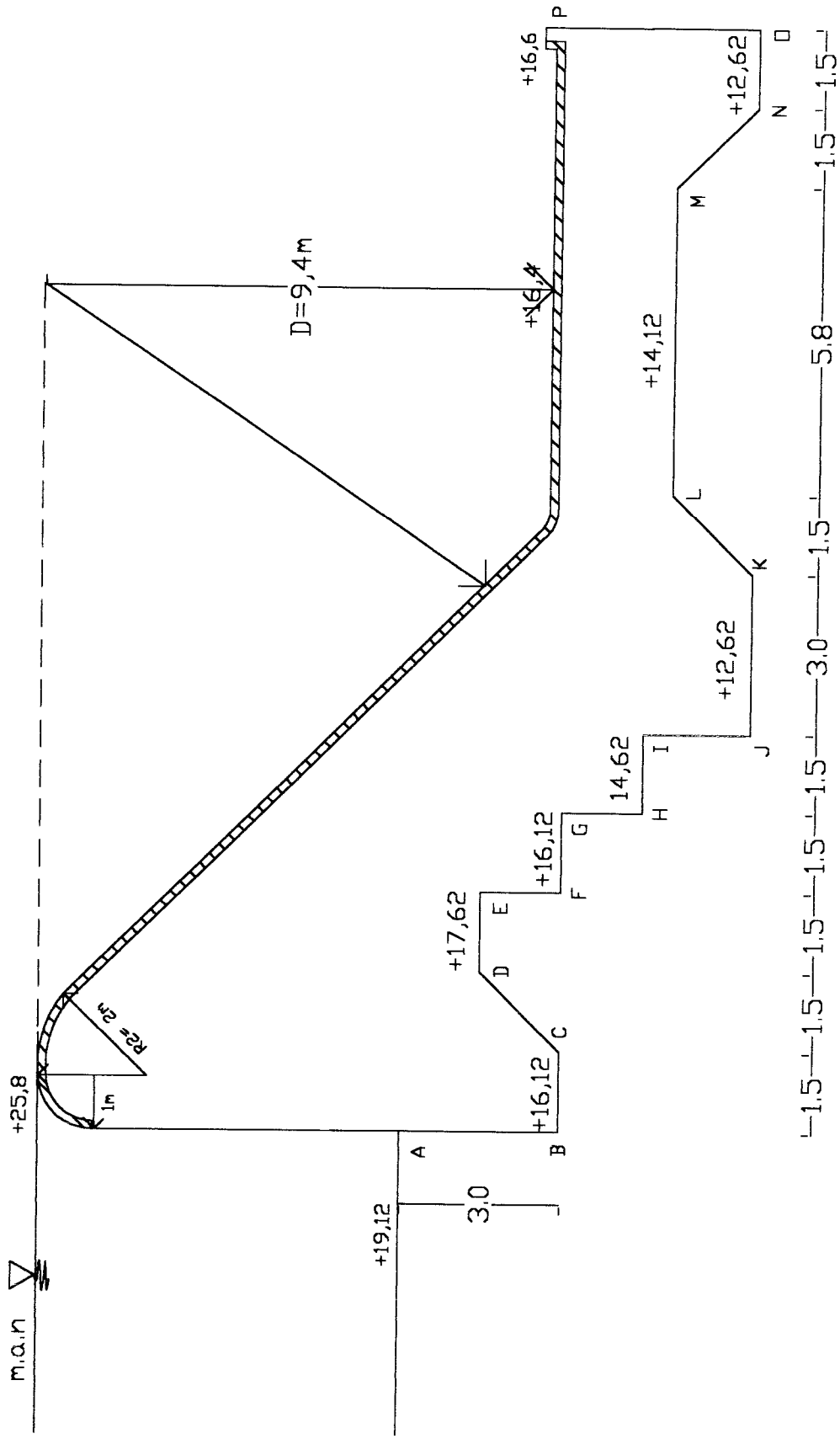
$$= 39,06 - 23,77 = 15,29 \text{ m}$$

$$\text{maka panjang lantai mukanya menjadi} = 15,29 \times 3 = 45,87 \text{ m}$$

L_m (Bligh) < L_m (lane), maka panjang lantai muka diambil yang terbesar yaitu 46 m dengan koperan 6 buah @ 1m. (**Gambar 6.8.2**)

3. Tinjauan terhadap " Hidroulic Gradient" setelah ada lantai muka

Pada saat air terbendung maka terjadi perbedaan tinggi air didepan dan dibelakang bendung, yang akan menimbulkan perbedaan tekanan. Perbedaan tekanan ini mengakibatkan adanya aliran dibawah bendung. Untuk mengatasi aliran tersebut maka dibuat lantai muka dengan hasil perhitungan = 46 m (**gambar 6.8.2**) , dari hasil yang diperoleh perlu dikontrol terhadap " Hydraulic Gradient " dengan cara Lane dimana perhitungannya di sajikan dalam tabel sebagai berikut :



Gambar 6.81 Panjang garis aliran di bawah bendung

Tabel 6.3 Perhitungan Hydraulic Gradient setelah ada lantai muka.

Bagian	Panjang tiap bagian		Perbedaan tinggi $\Delta H = L/CL$ (m)
	Lv (m)	Lh (m)	
A0-A1	1.5	0	0.25
A1-A2	0	1	0.1667
A2-A3	1	0	0.1667
A3-A4	0	7	1.1667
A4-A5	1	0	0.1667
A5-A6	0	1	0.1667
A6-A7	1	0	0.1667
A7-A8	0	7	1.1667
A8-A9	1	0	0.1667
A9-A10	0	1	0.1667
A10-A11	1	0	0.1667
A11-A12	0	8	1.3333
A12-A13	1	0	0.1667
A13-A14	0	1	0.1667
A14-A15	1	0	0.1667
A15-A16	0	8	1.3333
A16-A17	1	0	0.1667
A17-A18	0	1	0.1667
A18-A19	1	0	0.1667
A19-A20	0	8	1.3333
A20-A21	1	0	0.1667
A21-A22	0	1	0.1667
A22-A23	1	0	0.1667
A23-A	0	8	1.3333
A-B	2.5	0	0.4167
B-C	0	1.5	0.25
C-D	2.12	0	0.3533
D-E	0	1.5	0.25
E-F	1.5	0	0.25
F-G	0	1.5	0.25
G-H	1.5	0	0.25
H-I	0	1.5	0.25
I-J	2	0	0.25
J-K	0	3	0.5
K-L	2.12	0	0.3533
L-M	0	5.8	0.9667
M-N	2.12	0	0.3533
N-O	0	1.5	0.25
O-P	3.98	0	0.6633
Σ	30,34	68,3	16,3567

Dari hasil hitungan tabel 6.3 didapatkan:

$$\Sigma L = L_v + \frac{1}{3} L_{H1} \quad (3.11.17)$$

$$\Sigma L = 30,34 + \frac{1}{3} 68,3 = 53,11 \text{ m}$$

$$CL = \frac{\Sigma L}{\Delta H} = \frac{53,11}{6,51} = 8,2 > \text{Harga CB minimum yang diijinkan} = 6 \dots \text{OK}$$

6.3.6 Perencanaan Rip - Rap

Rip-rap yaitu susunan bongkahan batu alam yang berfungsi sebagai lapisan perisai untuk mengurangi kedalaman pengerusan setempat dan untuk melindungi tanah dasar dihilir peredam energi bendung.

Perhitungan :

Rumus USBR (Desain hidraulik Bendung Tetap, Moch.Memed,Dipl.H.E)

Kecepatan aliran dasar hilir :

$$Q = B \times h \times v \rightarrow 703,439 = 113,5 \times 2,28 \times v \rightarrow v = 2,175 \text{ m/dt} \approx 3 \text{ m/dt}$$

$$\text{Jadi diameter batu rip-rap adalah : } d = 0,79 \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,79 \times \frac{3^2}{19,82} = 0,35 \text{ m}$$

- Panjang gerusan yang terjadi (LB) = 20,5 m (dari perhitungan sub 6.3.4)

- Direncanakan kedalaman rip-rap 2m untuk bagian hilir ambang akhir dan 1,5 m untuk bagian di dasar sungai hilir.



Gambar 6.8.3 Rip - Rap

6.3.7 Effect "Back Water"

Akibat adanya pembendungan air akan terjadi penggenangan air banjir ("Back Water") di bagian hulu bendung. Untuk menentukan panjangnya "back water" akibat debit banjir rencana dilakukan dengan 2 cara sebagai berikut :

- a. Cara pendekatan

$$\text{Rumus Empiris : } L = 2h / i \quad (3.11.8)$$

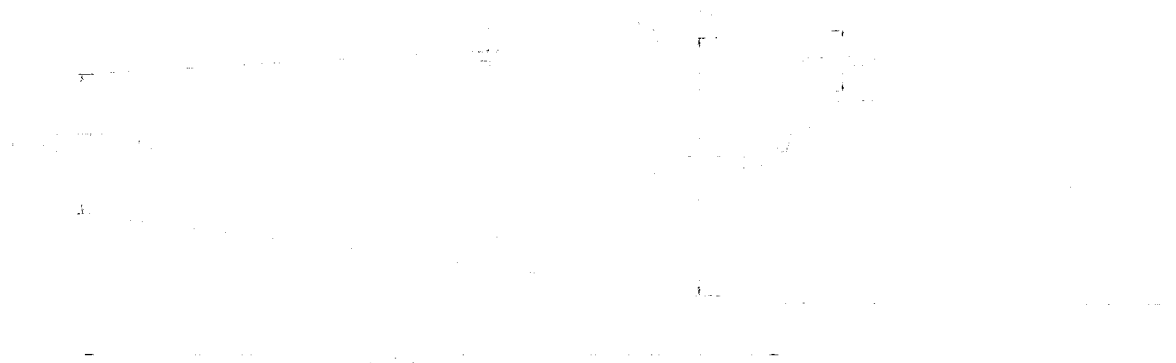
$$L = \frac{2 \times 1,72}{0,0025} = 1376m$$

Dimana :

L = panjang pengaruh pembendungan (m)

h = tinggi m.a banjir hulu bendung sebelum ada bendung = 1,72 m

i = kemiringan dasar sungai di hulu bendung = 0,0025



Gambar 6.8.4 Pengaruh penggenangan akibat debit banjir

b. Cara Integrasi grafis

Rumus yang digunakan:

$$S = \left[\frac{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \times A}}{i - Sf} \right] \times h \quad (3.11.9)$$

$$Sf = \left[\frac{n^2 Q^2 P^{4/3}}{A^{10/3}} \right] = \left[\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \right] \quad (3.11.10)$$

$$S = \left[\frac{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g A^3}}{i - \frac{n^2 Q^2 P^{4/3}}{A^{10/3}}} \right] \times h \quad (3.11.11)$$

$$S = F'(h).h \quad (3.11.12)$$

Data :

$$n = 0,035$$

$$g = 9,81 \text{ m/dt}$$

$$i = 0,0025$$

$$Q_{100}(\text{Design}) = 703,439 \text{ m}^3/\text{dt}$$

hmaks = tinggi muka air dihilu bendung

$$= +27,86 - +19,12 = 8,74\text{m}$$

hn = kedalaman air banjir dihilu bendung = 1,72 m

$$A = (b + m.h) h$$

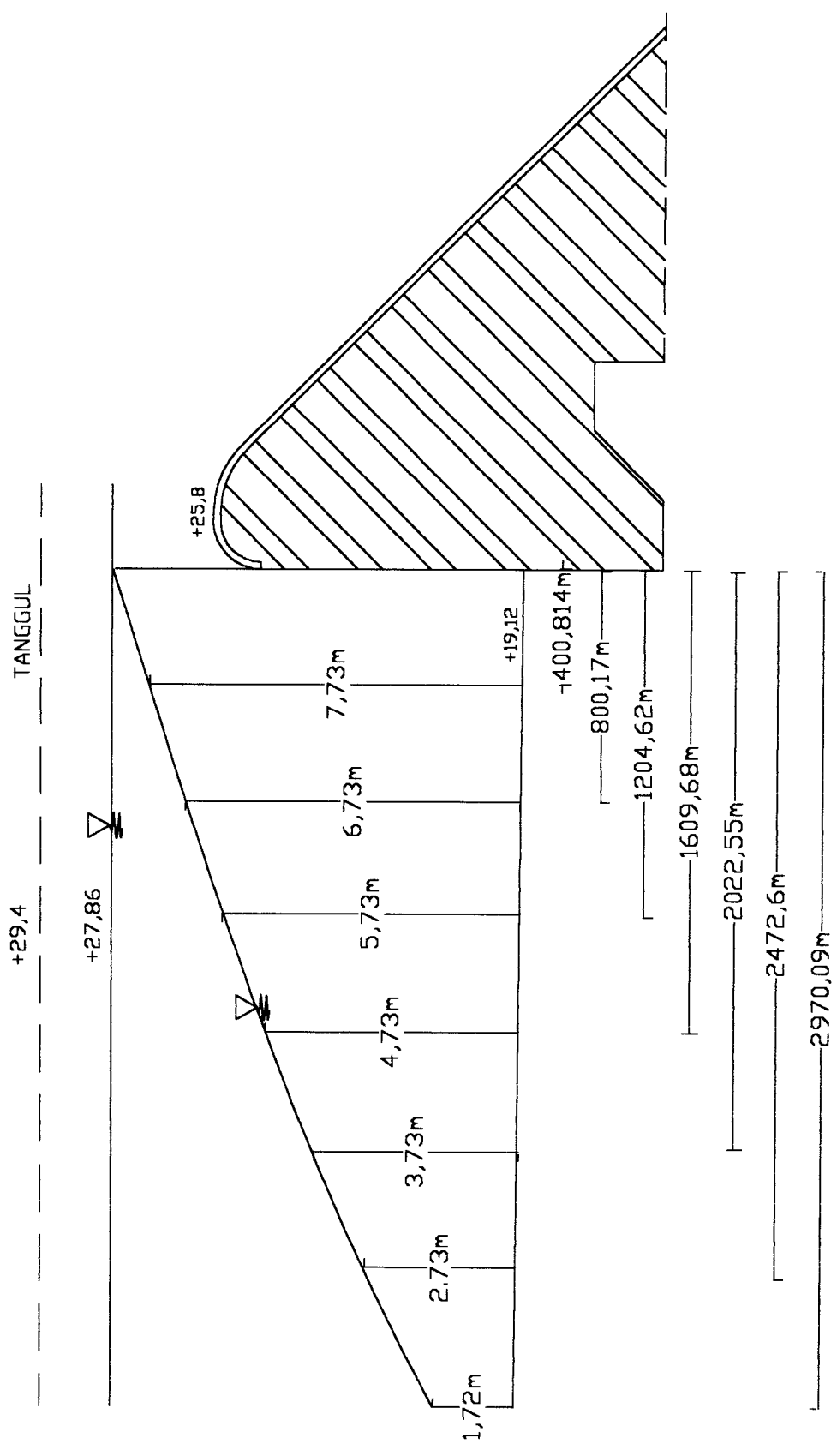
$$= (119 + 1 \times h) h = 119h + h^2$$

$$P = b + 2h \sqrt{1+m^2} = 119 + 2.h \sqrt{1+1^2} = 119 + 2.83h$$

$$B = (b+2m.h) = (119+hh)$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Perhitungan Back Water ini di sajikan dalam **Tabel 6.4**



Gambar 6.8.3 Profil sungai "BACK WATER"

Tabel 6.4. Hasil hitungan Back Water

h (m)	B (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	$\frac{Q^2 n^2 P^{4.3}}{A^{10.3}}$	$1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \cdot A^3}$	$i - \frac{Q^2 n^2 P^{4.3}}{A^{10.3}}$	F(h) (m)	AS (m)	S (m)
8.73	136.46	1115.083	84.69193	13.16634	1.5678E-05	0.995036	0.002484			
7.73	134.46	979.6229	81.86353	11.96654	2.30736E-05	0.992786	0.002477	400.8135	400.8135	400.8135
6.73	132.46	846.1629	79.03513	10.70616	3.58734E-05	0.988972	0.002464	401.3478	401.3478	802.17
5.73	130.46	714.7029	76.20673	9.378475	5.99928E-05	0.981975	0.00244	402.4474	402.4474	1204.62
4.73	128.46	585.2429	73.37833	7.975691	0.000111044	0.967675	0.002389	405.0618	405.0618	1609.68
3.73	126.46	457.7829	70.54993	6.488779	0.000238959	0.93351	0.002261	412.8673	412.8673	2022.55
2.73	124.46	332.3229	67.72153	4.907197	0.000658106	0.828946	0.001842	450.051	450.051	2472.6
1.72	122.44	207.6384	64.86485	3.201093	0.002979766	0.86792	0.001762	492.5766	497.496	2970.09

Jadi pengaruh pembendungan untuk tinggi m.a sebelum ada bendung sejauh 2970.09 m, dengan ketinggian air banjir + 27.86. Perlu dibuat tanggul dengan tinggi jagaan (F) = 1,5 m sehingga elevasi tanggul adalah + 29,36 (Gambar 6.8.2)

6.4 Bangunan Intake

Bangunan intake adalah suatu bangunan pada bendung yang berfungsi sebagai penyadap aliran sungai, mengatur pemasukkan air dan sedimen serta menghindarkan sedimen dasar sungai masuk ke intake. Terletak di bagian sisi bendung dan merupakan satu kesatuan dengan bangunan pembilas. Pada Bendung Tegal ini intake dirancang di satu sisi bendung untuk dua daerah irigasi yang terletak di kedua sisi bendung, hal ini dikarenakan debit pengambilannya kecil, maka salah satu pintu dapat dibuat pada pilar pembilas dan airnya dialirkan melalui siphon yang dibuat didalam tubuh bendung

Debit rencana pengambilan (Q) :

$$Q_p \text{ kanan} = 1,2 \times 0,815 = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt} \quad (\text{lampiran. 7})$$

$$Q_p \text{ kiri} = 1,2 \times 0,275 = 0,33 \text{ m}^3/\text{dt}$$

6.4.1 Bangunan pengambilan sebelah kanan.

- Elevasi ambang pengambilan ditentukan berdasarkan elevasi mercu bendung, rencanakan tinggi ambang dari dasar sungai 5,68 m, maka elevasi ambang pengambilan direncanakan :

$$+19,12 + 5,68 \text{ m} = +24,8$$

- Elevasi ambang pengambilan diambil 0,2 m diatas kantong pasir dalam keadaan penuh guna mencegah terjadinya pengendapan sedimen di dasar intake.

$$+ 24,8 - 0,2 = +24,6$$

- Elevasi kantong pasir dalam keadaan penuh (rencana) + 24,6

Profil saluran primer kanan :

- Luas sawah sebelah kanan bendung = 468,93 Ha
- Q pengambilan = 0,815 m³/dt
- Q pengambilan yang diperhitungkan = 1,2 x 0,815 m³/dt = 0,978 m³/dt

Q pengambilan = 0,978 m³/dt, diambil ketentuan sebagai berikut :

$$m = 1 \quad b/h = 1,5 \rightarrow b = 1,5h$$

$$k = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{dt} ; V = 0,55 \text{ m}/\text{dt}$$

$$\begin{aligned} A &= (b + mh) h \\ &= (1,5h + 1h)h = 2,5h^2 \end{aligned}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$0,978 = 2,5h^2 \cdot 0,55$$

$$h = 0,843 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$b = 2 \cdot (1) = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \sqrt{1 + m^2} \\ &= 2 + 2 \cdot 1 \sqrt{1 + 1^2} \\ &= 4,828 \text{ m} \end{aligned}$$

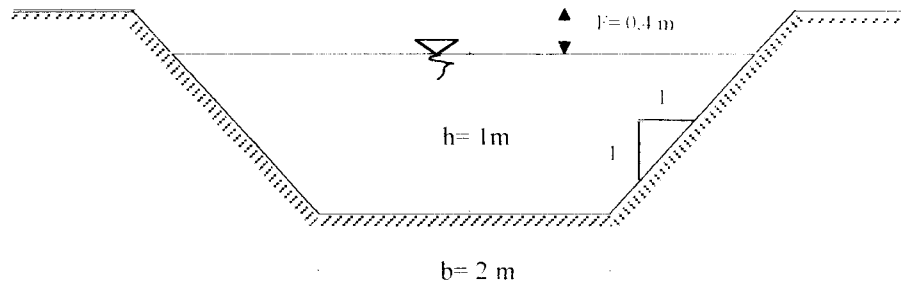
$$R = \frac{A}{P} = \frac{2,5 \cdot 1^2}{4,828} = 0,5178 \text{ m}$$

Berdasarkan Standarisasi saluran (KP – 03, hal 15)

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

$$0,55 = 35 \cdot 0,5178^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$I = 5,939 \cdot 10^{-4}$$



Gambar 6.9 Potongan Melintang Saluran Primer kanan

Pintu Air Pengambilan :

- Kehilangan energi pada pintu pengambilan, $n = 0,05$; $z = 0,1$ m
- Kecepatan Aliran pada ambang :

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot z} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 1,4 \text{ m/dt}$$

- b_1 = lebar bersih bukaan (m)
- μ = koefisien debit = 0,8
- Dari gambar 6.10 , $a = +25,8 - +24,8 - z - n = + 0,85$

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot a \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (3.12.1)$$

$$0,978 = 0,8 \times b_1 \times 0,85 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}$$

$b_1 = 1 \text{ m} \rightarrow$ dipakai 1 buah pintu dengan lebar = 1m

6.4.2 Dimensi Lebar Ambang Pengambilan

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (3.12.2)$$

dimana : $Q_n = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$\mu = 0,9$$

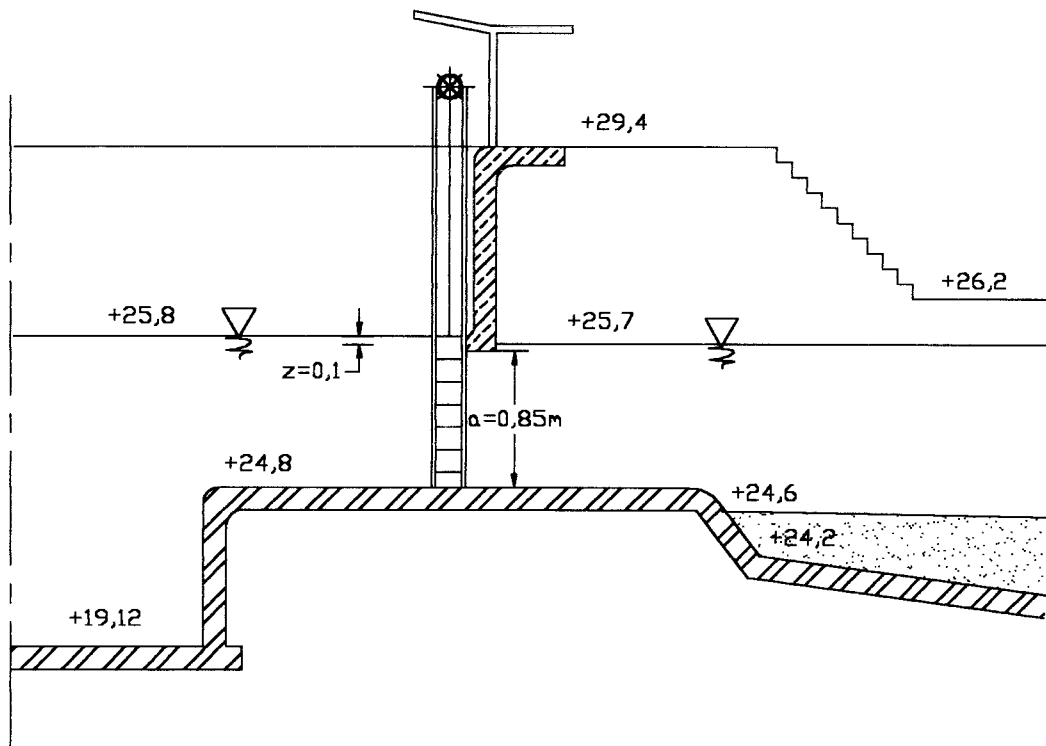
$$z = 0,05 \text{ m}$$

$$Q_u = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

$$0,978 = 0,9 \times b \times 1 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot 0,05}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

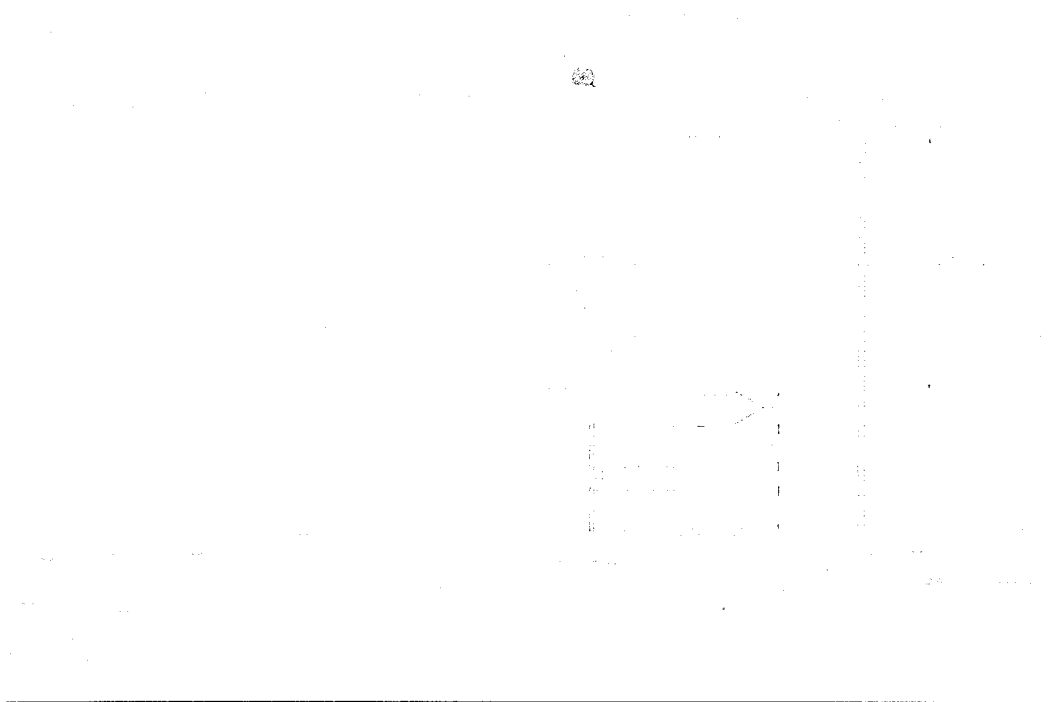
Lebar ambang pengambilan (B) dibuat $1,5 \times b = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ m}$



Gambar 6.10 Potongan memanjang bangunan pengambilan kanan

6.4.3 Bangunan pengambilan sebelah kiri

Pengambilan lewat pipa dengan diameter 0,8 m



Gambar 6.11 Sketsa Denah Bendung Pengambilan Kiri

Syarat pengambilan lewat pipa :

1. $t > D$
2. $V = 1,5 \text{ m/dt} - 2,5 \text{ m/dt}$

\varnothing pipa pengambilan dipakai 0,8 m

$Q = Cd \times A \times V$: koefisien debit diambil = 0,9

$$0,33 = 0,9 \frac{1}{4} \pi D^2 V$$

$$V = 2,3 \text{ m/dt}$$

$$V = \sqrt{2gH}$$

$$2,3 = \sqrt{2 \times 9,8 \times H}$$

$$2,3 = 4,43 H^{0,5} \rightarrow H = 0,3 \text{ m}$$

Letak as pipa direncanakan diletakkan dalam tubuh bendung pada pada elevasi +25,62

Profil saluran primer kiri :

- Luas sawah sebelah kiri bendung = 144,4 Ha

- Q pengambilan = 0,275 m³/dt

- Q pengambilan yang diperhitungkan = 1,2 × 0,275 m³/dt = 0,33 m³/dt

Dengan Q = 0,33 m³/dt, diambil ketentuan sebagai berikut :

$$m = 1,0 \quad ; \quad b/h = 1$$

$$K = 35 \quad ; \quad V = 0,4 \text{ m/dt}$$

$$A = (b + mh) h = (h + 1h)h = 2h^2$$

$$Q = A \cdot V$$

$$0,33 = 2h^2 \cdot 0,4$$

$$h = 0,642 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,642 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

$$= 0,642 + 2 \cdot 0,642 \sqrt{1 + 1^2} = 2,4579 \text{ m}$$

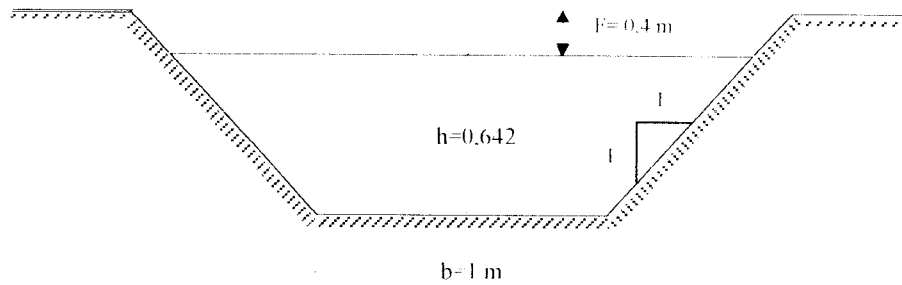
$$R = \frac{A}{P} = \frac{2 \cdot 0,642^2}{2,4579} = 0,3354 \text{ m}$$

Berdasarkan Standarisasi saluran (KP – 03, hal 15)

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

$$0,4 = 35 \cdot 0,335^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$I = 5,614 \cdot 10^{-4}$$



Gambar 6.12 Potongan Melintang Saluran Primer Kiri

6.5 Perencanaan Bangunan Pembilas Utama

Pada saat banjir pintu pembilas ini ditutup, dan banjir akan lewat di atasnya, maka tinggi pintu pembilas harus setinggi mercu bendung. Sistem pembilasan direncanakan sebagai pembilas kontinyu.

- Elevasi dasar bangunan pengambilan = + 24,8
- Elevasi rata-rata sungai = + 19,12
- Lebar pintu pembilas (B) direncanakan 1,5 m
- Kecepatan aliran minimum di pintu pembilas = 1 – 1,5 m/dt → (KP 02)

$$Q_{\text{pengambilan}} = B \cdot H \cdot V \quad (3.12.4)$$

$$0,815 = 1,5 \times H \times 1,5$$

$$H = 0,362 \text{ m} = 0,5 \text{ m}$$

Tinggi bukaan pintu pembilas utama direncanakan 1 m



Gambar 6.13 Potongan melintang Bangunan pembilas

6.5.1 Ukuran pintu pembilas Utama

Lebar pintu = 1,5 m

Tinggi pintu = 1 m

Tinggi satu blok diambil = 0,2 m

Muka air banjir + 27,86

Gaya tekanan air dihitung dengan rumus :

$$P_1 = \gamma_w \cdot h$$

Gaya tekanan lumpur dihitung dengan rumus :

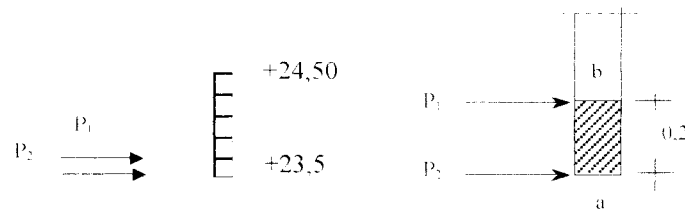
$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

Dimana : $\gamma_s = \text{berat jenis lumpur} = 1,6 \text{ t/m}^3$

$\theta = \text{sudut geser lumpur} = 30^\circ$

$h = \text{tinggi lumpur} = 1,00 \text{ m}$

+27,86



Tekanan air dan lumpur:

- dibagian b :

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \gamma_w \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \\
 &= 1 \times (4,36 - 0,2) + \frac{1}{2} \times 1,6 \times (1 - 0,2)^2 \times 0,333 \\
 &= 4,16 + 0,17 = 4,33 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

- dibagian a :

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \gamma_w \cdot h_2 + \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \\
 &= 1 \times 4,36 + \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1^2 \times 0,333 \\
 &= 4,36 + 0,27 = 4,63 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Jadi tekanan :

$$P = \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) l = \left(\frac{4,33 + 4,63}{2} \right) \times 0,2 = 0,896 \text{ t/m}$$

Momen Maksimum Pintu :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times q \times b^2 \\ &= 1/8 \times 0,896 \times 1,5^2 = 0,324 \text{ tm} \\ &= 32368 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Digunakan kayu jati $\sigma_d = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_d = \frac{M}{W}$$

$$80 = \frac{32368}{\frac{1}{6} \times 20 \times d^2} \rightarrow d = 11 \text{ cm}$$

Jadi tebal papan pintu (d) = 11 cm

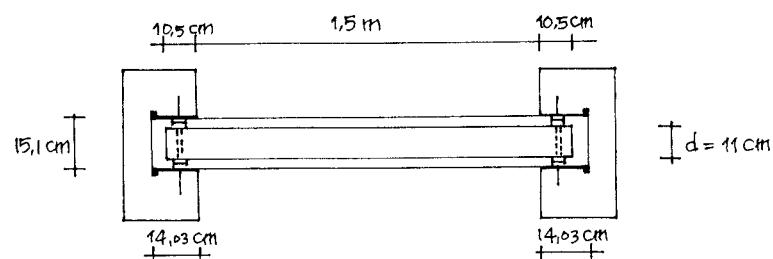
Hitungan Sponeng

Tebal papan (d) = 11 cm

$$c = 5 + \frac{d}{2} = 5 + \frac{11}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

$$a = c \times \frac{c}{10} + 3 = 10,5 \times \frac{10,5}{10} + 3 = 14,025 \text{ cm}$$

$$b = d + \frac{d}{10} + 3 = 11 + \frac{11}{10} + 3 = 15,1 \text{ cm}$$



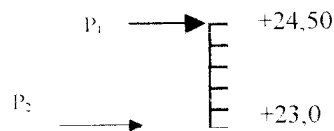
Gambar 6.14.a Tampak atas pintu Pembilas Utama

Hitungan Stang

Lebar pintu = 1,5 m

Untuk menentukan Stang diperhitungkan terhadap :

- Tekanan air setinggi air banjir + 27,86
- Tekanan akibat berat sendiri pintu, maka koefisien gesek = 0,3 m
+27,86



Tekanan air pada $P_1 = 3,86 \times 1000 = 3860 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air pada $P_2 = 4,36 \times 1000 = 4360 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Tekanan air} = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{3860 + 4360}{2} = 4110 \text{ kg/m}^2$$

Jumlah tekanan pada pintu :

$$1,5 \times 3,86 \times 4,11 = 23,797 \text{ ton}$$

$$\text{Bj kayu} = 0,9 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Berat sendiri kayu} = 0,11 \times 0,5 \times 1,71 \times 0,9 = 0,085 \text{ ton}$$

$$\text{Berat sendiri besi} = 0,7 \text{ ton}$$

$$\text{Kekeuatan tarik} = 23,797 \times 0,4 + (0,085 + 0,7) = 10,3 \text{ ton}$$

$$\text{Untuk 1 stang} = \frac{10,3}{2} = 5,15 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekeuatan tekan} &= \text{tekanan pada pintu} \times \text{koef geser} - \text{berat sendiri pintu} \\ &= 23,797 \times 0,4 - (0,085 + 0,7) = 8,73 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk 1 stang} = \frac{8,73}{2} = 4,4 \text{ ton}$$

Perhitungan pada tarik :

$$P = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 6$$

$$5150 = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 6 \rightarrow d = 33 \text{ mm}$$

Perhitungan pada tekan

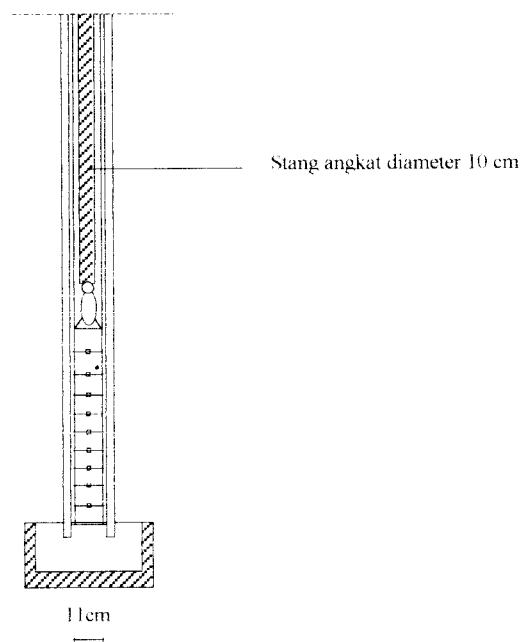
Angka keamanan 5

$$E = 2 \times 10^6 ; I = \frac{1}{64} \pi d^4$$

$$5 \times P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \rightarrow 5 \times 4400 = \frac{31^3 d^4 \times 2 \times 10^6}{64 \times 640^2}$$

$$d^4 = \frac{5 \times 4400 \times 64 \times 640^2}{31 \times 2 \times 1000000} = 9301,9 \rightarrow d = 9,8 \approx 10 \text{ cm}$$

Jadi ukuran stang pintu dengan diameter (d) = 10 cm



Gambar 6.14.b Tampak samping pintu bilas utama

6.6 Perencanaan Saluran Penangkap Pasir

6.6.1 Saluran penangkap pasir sebelah kanan

A. Pada saat eksploitasi normal.

- Volume kantong lumpur

$$Q_r = 1,2 Q_{\text{Pengambilan}} = 1,2 \times 0,815 = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$T = 7 \text{ hari} = 3600 \times 24 \times 7$$

$$V = 0,0005 \times Q_n \times T \quad (3.13.1)$$

$$V = 0,0005 \times 0,978 \times (3600 \times 24 \times 7) = 295,747 \text{ m}^3 \approx 300 \text{ m}^3$$

- Penentuan I_n (pada keadaan normal)

$V_n = 0,3 \text{ m}/\text{dt} \rightarrow V_n \geq 0,3 \text{ m}/\text{dt}$, untuk mencegah tumbuhnya vegetasi dan supaya partikel-partikel yang lebih besar tidak mengendap di hilir kantong lumpur. (KP -02,hal 142)

$Q_n = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt}$, Dari Lampiran 9.a , maka didapat data sebagai berikut :

$$m = 1 ; n = b/h = 1,5 \rightarrow b = 1,5h$$

$$k = 35 \text{ m}^{1/3} /\text{dt}$$

$$Q_n = A_n \times V_n$$

$$A_n = \frac{0,978}{0,3} = 3,26 \text{ m}^2$$

$$A_n = (b + mh) h$$

$$3,26 = (1,5h + h) h$$

$$3,26 = 2,5 h^2 \quad \rightarrow h = 1,1 \text{ m} ; b = 1,65 \text{ m}$$

$$P_n = b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

$$= 1,65 + 2 \times 1,1 \times \sqrt{1 + 1^2} = 4,761 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{A_n}{P_n} = \frac{3,26}{4,761} = 0,685 \text{ m}$$

$$I_n = \frac{V_n^2}{(R_n^{2,3} \times K_s)^2} = \frac{0,3^2}{(0,685^{2,3} \times 35)^2} = 1,217 \cdot 10^{-4}$$

B. Pada saat kantong dalam keadaan kosong

- Penentuan I_s (kemiringan energi selama pembilasan, pintu pembilas pada bangunan penguras ditutup penuh, sedangkan pintu pengambilan dibuka)

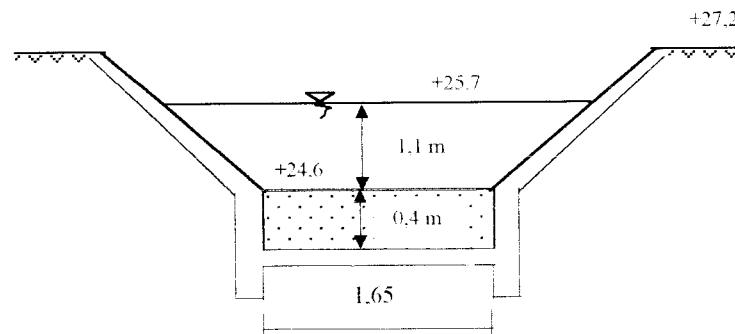
$$Q_s = Q_r = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V_s = 1,5 \text{ m/dt (diambil)}$$

$$K_s = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{dt (untuk pembilasan)}$$

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{0,978}{1,5} = 0,652 \text{ m}^2$$

$$h_s = \frac{A_s}{B} = \frac{0,652}{1,65} = 0,395 \text{ m} \rightarrow 0,4 \text{ m}$$



Gambar 6.15 Penampang kantong lumpur sebelah kanan

$$P_s = b + 2h_s$$

$$P_s = 1,65 + 2 \times 0,4 = 2,45 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_s}{P_s} = \frac{0,652}{2,45} = 0,27 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{V_s^2}{(R_s^{2,3} \times K_s)^2} = \frac{1,5^2}{(0,27^{2,3} \times 45)^2} = 6,367 \times 10^{-3}$$

Agar pembilasan dapat dilakukan dengan baik, kecepatan aliran harus tetap dijaga agar selalu sub kritis, $Fr < 1$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{1,5}{\sqrt{9,8 \times 0,4}} = 0,758 < 1 \rightarrow \text{oke}$$

Dari diagram Shield (lampiran 9.b) dapat di peroleh diameter partikel maksimum yang akan terbilas.

$$\begin{aligned} \tau &= \rho \times g \times h_s \times I_s \\ &= 1000 \times 9,8 \times 0,4 \times 6,367 \times 10^{-3} = 24,96 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Partikel-partikel yang lebih kecil dari 25 mm akan terbilas.

- Dianggap diameter butir terkecil yang diangkut $d_{0,07}$ ($t = 20^\circ$), maka Kecepatan endap (w) = 4 mm/dt = 0,004 m/dt (Lampiran 10.a)

$$\frac{h}{w} = \frac{L}{v} \quad (3.13.2)$$

$$\frac{1,5}{0,004} = \frac{L}{0,3} \rightarrow L = 112,5 \text{ m.}$$

Volume kantong lumpur yang diperoleh adalah:

$$\begin{aligned} V &= 0,5 \times B \times L + 0,5 (I_s - I_n) L^2 \cdot B \quad (3.13.7) \\ &= 0,5 \times 1,65 \times 112,5 + 0,5 (6,367 \times 10^{-3} - 1,217 \times 10^{-4}) \times 112,5^2 \times 1,65 \\ &= 158,022 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$T = \frac{V}{0,0005 \times Qr} \quad (3.13.1)$$

$$= \frac{158,022}{0,0005 \times 0,978} = 323153,3742 dt = 4hr$$

Waktu pembilasan (T) = 4 hari tidak sesuai dengan waktu perencanaan yang diinginkan yakni selama 7 hari, maka dilakukan pendimensian ulang dengan memperpanjang kantong lumpur (L).

Perhitungan :

Panjang kantong Lumpur:

$$V = 0,5 \times B \times L + 0,5 (I_s - I_n) L^2 \cdot B \quad (3.13.7)$$

$$V = 300 \text{ m}^3 \text{ (Volume kantong lumpur selama 7 hari, hal 97)}$$

$$300 = 0,5 \times 1,65 \times L + 0,5 (6,367 \times 10^{-3} - 1,217 \times 10^{-4}) \times L^2 \times 1,65$$

$$300 = 0,825 L + 0,00515 L^2$$

$$L = 175 \text{ m}$$

- Tinjauan Berfungsinya Kantong Lumpur

a. Efisiensi pengendapan pada waktu kantong penuh.

$$L = 175 \text{ m}$$

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

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

$$\frac{h_n}{w} = \frac{L}{v_n} \quad (\text{KP-02, 7.4.1})$$

$$w = \frac{h_n V_n}{L} = \frac{1,1 \times 0,3}{175} = 0,002 \text{ m/dt} \rightarrow \text{ untuk partikel } d_{0,05t} = 20^0)$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{w}{v_0} \rightarrow \text{KP-02, Gbr 7.8}$$

$$w_0 = 0,004 \text{ m/dt} \rightarrow \text{untuk partikel } d_{0,07} (t = 20^0)$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{0,002}{0,004} = 0,5$$

$$\frac{w}{v_0} = \frac{0,002}{0,3} = 0,007$$

Dari diagram Camp (Lampiran 10.b), didapatkan efisiensi pengendapan untuk partikel $d = 0,05\text{mm}$ sebesar 48 %.

b. pada waktu kantong kosong.

Pada waktu kantong dalam keadaan kosong, kecepatan minimum harus diperiksa. Kecepatan ini tidak boleh terlalu kecil yang memungkinkan tumbuhnya vegetasi atau mengendapnya partikel partikel lempung.

Menurut **vlugter** :

$$v \geq \frac{w}{1,6.l} = \frac{0,004}{1,6 \times 6,367 \cdot 10^{-3}} = 0,39 \text{ m/dt} > 0,3 \text{ m/dt oke!}$$

$$L = 175 \text{ m}$$

$$h_n = 0,4 \text{ m}$$

$$V_n = 0,39 \text{ m/dt}$$

$$\frac{h_n}{w} = \frac{L}{v_n} \quad (\text{KP-02, 7.4.1})$$

$$w = \frac{h_n V_n}{L} = \frac{0,4 \times 0,39}{175} = 0,0009 \text{ m/dt} \rightarrow \text{untuk partikel } d_{0,034t} = 20^0)$$

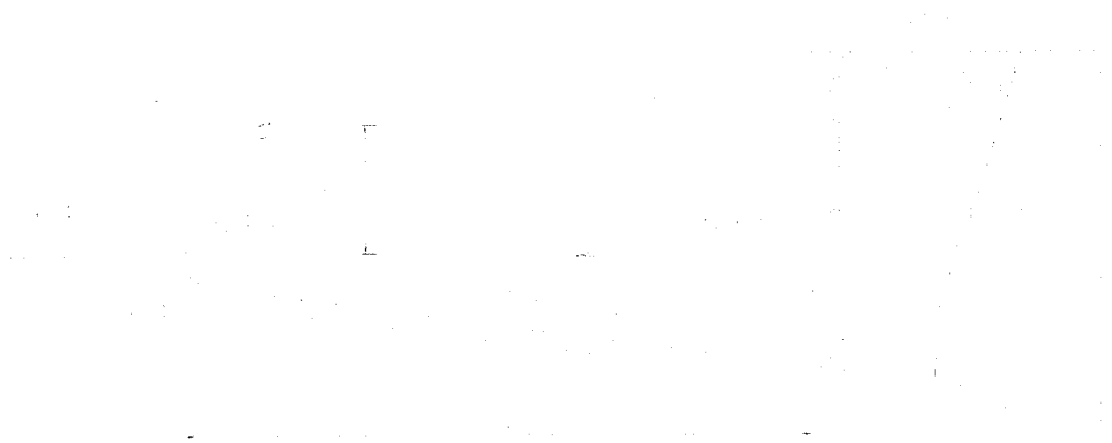
$$\frac{w}{w_0} = \frac{w}{v_0} \rightarrow \text{KP-02, Gbr 7.8}$$

$$w_0 = 0,004 \text{ m/dt} \rightarrow \text{untuk partikel } d_{0,07} (t = 20^0)$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{0,0009}{0,004} = 0,23$$

$$\frac{w}{v_0} = \frac{0,0009}{0,39} = 0,002$$

Dari diagram Camp (Lampiran 10.b), didapatkan efisiensi pengendapan untuk partikel $d = 0,034$ mm sebesar 25 %.



Gambar 6.16 Potongan memanjang kantong lumpur kanan

6.6.2 Saluran penangkap pasir sebelah kiri

A. Pada saat eksploitasi normal

- Volume kantong lumpur

$$Q_t = 0,33 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$T = 7 \text{ hari} = 3600 \times 24 \times 7 \text{ dt}$$

$$V = 0,0005 \times Q_n \times T \quad (3.13.1)$$

$$= 0,0005 \times 0,33 \times (3600 \times 24 \times 7) = 99,792 \text{ m}^3 \approx 100 \text{ m}$$

- Penentuan I_n (kantong pasir dalam keadaan hampir penuh)

$Q_n = 0,33 \text{ m}^3/\text{dt}$, Dari Lampiran 9.a, maka didapat data sebagai berikut :

$$m = 1; \quad n = b/h = 1,2 \rightarrow b = 1,2h$$

$$k = 35 \text{ m}^{1/2}/\text{dt} \quad ; \quad V_n = 0,4 \text{ m}/\text{dt}$$

$$Q_n = A_n \times V_n$$

$$A_n = \frac{0,33}{0,4} = 0,825 \text{ m}^2$$

$$A_n = (b + mh) h$$

$$0,825 = (1,2h + h) h$$

$$0,825 = 2,2 h^2 \quad \rightarrow \quad h = 0,62 \text{ m} ; \quad b = 0,75 \text{ m}$$

$$P_n = b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

$$= 0,75 + 2 \times 0,62 \times \sqrt{1 + 1^2} = 2,465 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{A_n}{P_n} = \frac{0,825}{2,465} = 0,335 \text{ m}$$

$$I_n = \frac{V_n^2}{(R_n^2 \times K_s)^2} = \frac{0,4^2}{(0,335^2 \times 35)^2} = 5,614 \times 10^{-4}$$

B. Pada saat kantong dalam keadaan kosong

- Penentuan I_s (kemiringan energi selama pembilasan, pintu pembilas pada bangunan penguras ditutup penuh, sedangkan pintu pengambilan dibuka)

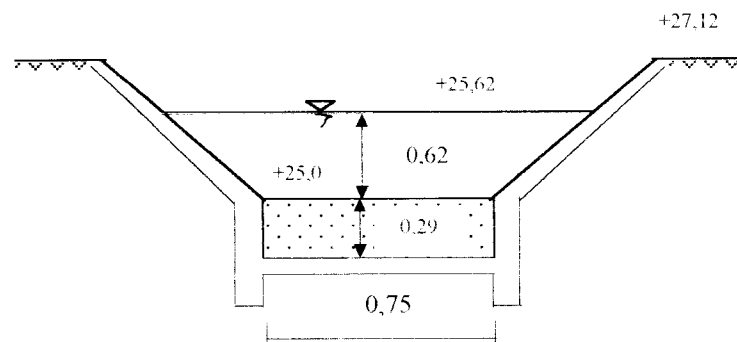
$$Q_s = Q_r = 0,33 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V_s = 1,5 \text{ m/dt (diambil)}$$

$$K_s = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{dt (untuk pembilasan)}$$

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{0,33}{1,5} = 0,22 \text{ m}^2$$

$$h_s = \frac{A_s}{B} = \frac{0,22}{0,75} = 0,29 \text{ m}$$



Gambar 6.17 Penampang kantong lumpur sebelah kiri.

$$P_s = b + 2h_s$$

$$P_s = 0,75 + 2 \times 0,29 = 1,314 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_s}{P_s} = \frac{0,29}{1,314} = 0,221 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{V_s^2}{(R_s^{2/3} \times K_s)^2} = \frac{1,5^2}{(0,221^{2/3} \times 45)^2} = 8,316 \times 10^{-3}$$

Agar pembilasan dapat dilakukan dengan baik, kecepatan aliran harus tetap dijaga agar selalu sub kritis, $Fr < 1$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{1,5}{\sqrt{9,8 \times 0,29}} = 0,889 < 1 \rightarrow \text{Oke!}$$

Dari diagram Shield (lampiran 9.b) dapat di peroleh diameter partikel maksimum yang akan terbilas.

$$\begin{aligned} \tau &= \rho \times g \times h_s \times I_s \\ &= 1000 \times 9,8 \times 0,29 \times 8,316 \times 10^{-3} = 23,634 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Partikel-partikel yang lebih kecil dari 25 mm akan terbilas.

Dianggap diameter butir terkecil yang diangkut $d_{0,07}$ ($t = 20^\circ$), maka

Kecepatan endap (w) = 4 mm/dt = 0,004 m/dt (Lampiran 10.a)

$$\frac{h}{w} = \frac{L}{v} \quad (3.13.2)$$

$$\frac{0,91}{0,004} = \frac{L}{0,4} \rightarrow L = 91 \text{ m.}$$

Volume kantong lumpur yang diperoleh adalah:

$$\begin{aligned} V &= 0,5 \times B \times L + 0,5 (I_s - I_n) L^2 \cdot B \quad (3.13.7) \\ &= 0,5 \times 0,75 \times 91 + 0,5 (8,316 \times 10^{-3} - 5,614 \times 10^{-4}) \times 91^2 \times 0,75 \\ &= 58,206 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$T = \frac{V}{0,0005 \times Qr} \quad (3.13.1)$$

$$= \frac{58,206}{0,0005 \times 0,33} = 352763,6364 \text{ dt} = 4 \text{ hr}$$

Waktu pembilasan (T) = 4 hari tidak sesuai dengan waktu perencanaan yang diinginkan yakni selama 7 hari, maka dilakukan pendimensian ulang dengan memperpanjang kantong lumpur (L).

Perhitungan :

- Panjang kantong lumpur

$$V = 0,5 \times B \times L + 0,5 (I_s - I_n) L^2 \cdot B \quad (3.13.7)$$

$$V = 100 \text{ m}^3 \text{ (Volume kantong lumpur selama 7 hari, hal 102)}$$

$$100 = 0,5 \times 0,75 \times L + 0,5 (8,316 \times 10^{-3} - 5,614 \times 10^{-4}) \times L^2 \times 0,75$$

$$100 = 0,367 L + 0,00285 L^2$$

$$L \approx 135 \text{ m}$$

- Tinjauan Berfungsinya Kantong Lumpur

a. *Efisiensi pengendapan pada waktu kantong penuh.*

$$L = 135 \text{ m}$$

$$h_n = 0,62 \text{ m}$$

$$V_n = 0,4 \text{ m/dt}$$

$$\frac{h_n}{w} = \frac{L}{v_n} \quad (\text{KP-02, 7.4.1})$$

$$w = \frac{h_n V_n}{L} = \frac{0,62 \times 0,4}{135} = 0,002 \text{ m/dt} \rightarrow \text{ untuk partikel } d_{0,05t} = 20^0$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{w}{v_0} \rightarrow \text{ KP-02 , Gbr 7.8}$$

$$w_0 = 0,004 \text{ m/dt} \rightarrow \text{ untuk partikel } d_{0,07} (t = 20^0)$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{0,002}{0,004} = 0,5$$

$$\frac{w}{v_0} = \frac{0,002}{0,4} = 0,005$$

Dari diagram Camp (Lampiran 10.b) didapatkan efisiensi pengendapan untuk partikel $d = 0,05$ mm sebesar 44 %

c. *pada waktu kantong kosong.*

Pada waktu kantong dalam keadaan kosong, kecepatan minimum harus diperiksa. Kecepatan ini tidak boleh terlalu kecil yang memungkinkan tumbuhnya vegetasi atau mengendapnya partikel partikel lempung.

Menurut **vlugter** :

$$v \geq \frac{w}{1,6.l} = \frac{0,006}{1,6 \times 8,316 \cdot 10^{-3}}$$

$$v = 0,45 \text{ m/dt} > 0,4 \text{ m/dt oke!}$$

$$L = 135 \text{ m}$$

$$h_n = 0,29 \text{ m}$$

$$V_n = 0,45 \text{ m/dt}$$

$$\frac{h_n}{w} = \frac{L}{v_n} \quad (\text{KP-02, 7.4.1})$$

$$w = \frac{h_n V_n}{L} = \frac{0,29 \times 0,45}{135} = 0,0009 \text{ m/dt} \rightarrow \text{ untuk partikel } d_{0,034t} = 20^0)$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{w}{v_0} \rightarrow \text{KP-02, Gbr 7.8}$$

$$w_0 = 0,004 \text{ m/dt} \rightarrow \text{ untuk partikel } d_{0,07} (t = 20^0)$$

$$\frac{w}{w_0} = \frac{0,0009}{0,004} = 0,23$$

$$\frac{w}{v_0} = \frac{0,0009}{0,45} = 0,002$$

Dari diagram Camp (Lampiran 10.b) didapatkan efisiensi pengendapan untuk partikel $d = 0,035$ mm sebesar 25 %

Gambar 6.18 Potongan memanjang kantong lumpur sebelah kiri

6.7 Bangunan Pembilas

Bangunan pembilas direncanakan menggunakan sistem pembilasan tidak kontinyu.

$$b \times h_s = b_{nf} \times h_f \quad (3.14)$$

6.7.1 Bangunan pembilas sebelah kanan

Dibuat bukaan satu pintu, dengan lebar pintu (b_{nf}) = 1 m

$$b = 1,65 \text{ m}$$

$$h_s = 0,4 \text{ m}$$

$$b \times h_s = b_{nf} \times h_f$$

$$1,65 \times 0,4 = 1 \times h_f \rightarrow h_f = 0,66 \text{ m}$$

Jadi kedalaman tambahan adalah : $h_f - h_s = 0,66 - 0,4 = 0,26 \text{ m}$

6.7.2 Bangunan pembilas sebelah kiri

Dibuat bukaan satu pintu, dengan lebar pintu (b_{nf}) = 0,5 m

$$b = 0,734 \text{ m}$$

$$h_s = 0,29 \text{ m}$$

$$b \times h_s = b_{nf} \times h_f$$

$$0,734 \times 0,29 = 0,5 \times h_f \rightarrow h_f = 0,43 \text{ m}$$

Jadi kedalaman tambahan adalah : $h_f - h_s = 0,43 - 0,29 = 0,14 \text{ m}$

6.8 Saluran Pembilas Pasir

Kecepatan aliran pada saluran pembilas diambil 1,5 m/dt, kemiringan talud diambil 1:1. Kemiringan yang diperlukan dapat ditentukan dengan rumus strickler dengan $K_s = 35 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$.

- Elevasi dasar sungai = + 19,29

- Elevasi m.a. banjir = + 21,01

6.8.1 Saluran pembilas kanan

Dari perencanaan bangunan pembilas kanan di dapatkan data sebagai berikut:

$$b_f = 1,0 \text{ m}$$

$$h_f = 0,66 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_f &= (b + m h_f) h_f \\ &= (1 + 1 \cdot 0,66) \times 0,66 \\ &= 1,096 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

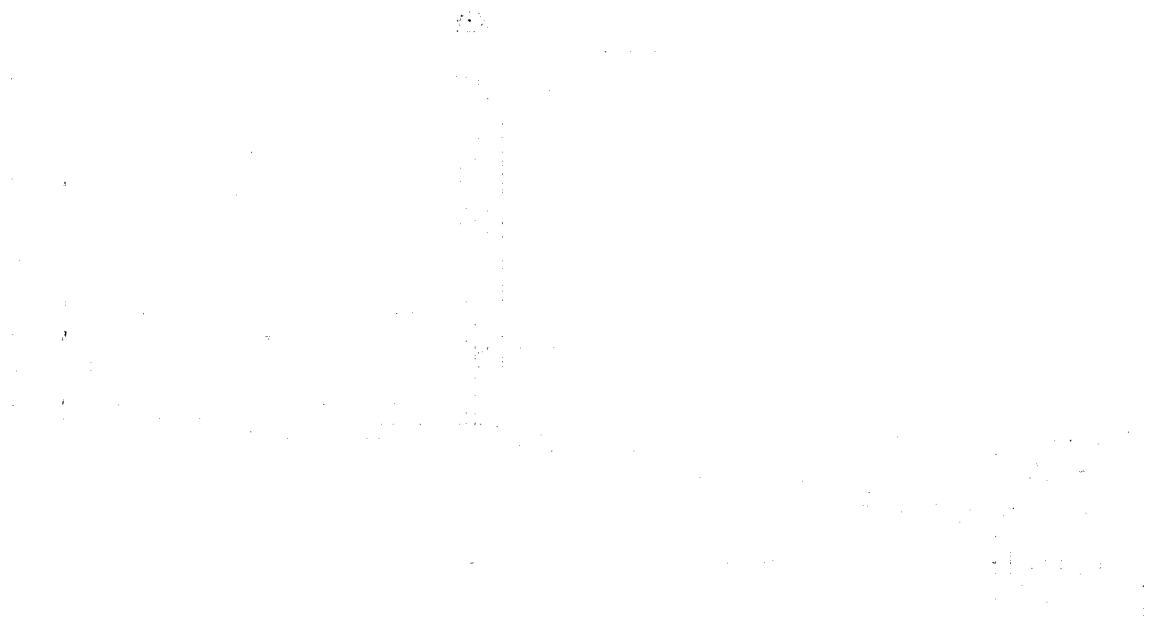
$$P_f = b_f + 2 \cdot h_f \sqrt{1 + m^2} = 2,867 \text{ m}$$

$$R_f = \frac{A_f}{P_f} = 0,382 \text{ m}^2$$

$$V_f = K_s \cdot R_f^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

$$1,5 = 35 \times 0,382^{2/3} \times i_f^{1/2}$$

$$i_f = 6,627 \times 10^{-3}$$



Gambar 6.19 Pot. memanjang akhir sal. pembilas kanan pada sungai

Rencana panjang saluran = 35 m

Muka rencana di hilir pintu pembilas menjadi :

$$+ 23,486 - (6,627 \times 10^{-3} \times 35) = + 23,254$$

Elevasi dasar titik temu sungai adalah : $+21,01 - 0,66 = +20,35$

6.8.2 Saluran pembilas kiri

Dari perencanaan bangunan pembilas kiri di dapatkan data sebagai berikut :

$$b_f = 0,5 \text{ m}$$

$$h_f = 0,29 \text{ m}$$

$$A_f = (b + m h_f) h_f$$

$$= (0,5 + 1 \cdot 0,29) \times 0,29 = 0,23 \text{ m}^2$$

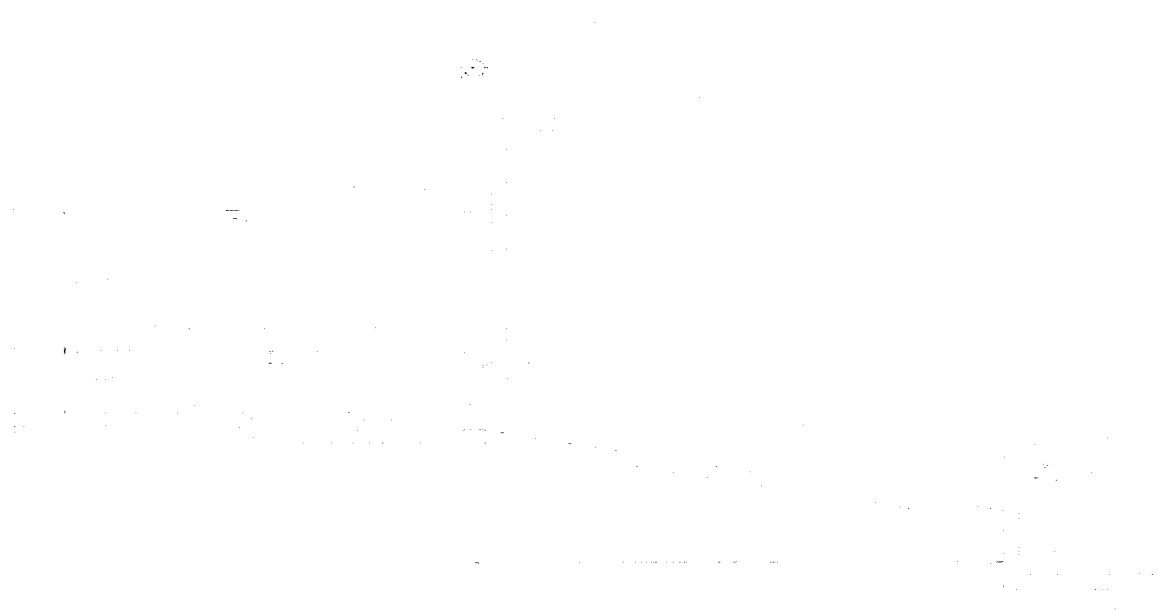
$$P_f = bf + 2.hf\sqrt{1+m^2} = 1,32 \text{ m}$$

$$R_f = \frac{A_f}{P_f} = 0,174 \text{ m}$$

$$V_f = K_s.R_f^{2/3}.j_f^{1/2}$$

$$1,5 = 35 \times 0,174^{2/3} \times j_f^{1/2}$$

$$j_f = 1,8 \times 10^{-2}$$



Gambar 6.20 Pot. Memanjang akhir sal. pembilas kiri pada sungai

Rencana panjang saluran = 30 m

Muka rencana di hilir pintu pembilas menjadi :

$$+ 24,071 - (1,8 \times 10^{-2} \times 30) = + 23,8$$

Elevasi dasar titik temu sungai adalah : $+21,01 - 0,29 = +20,72$

6.9 Perhitungan Bangunan Alat Ukur Saluran Primer

Jenis alat ukur yang dipakai pada saluran primer adalah alat ukur ambang lebar.

- a. Alat ukur saluran primer kanan

- Bagian pengontrol

$$Q_{\text{maks}} = 0,815 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{70} = 0,7 \times 0,815 = 0,571 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{min}} = 0,1 \times 0,815 = 0,0815 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Diasumsikan : } H_1/L = 0,5$$

$$C_v = 1$$

$$C_d = 0,93 + 0,1 \frac{H_1}{L} = 0,98$$

$$Q_{\text{maks}} = C_d \times C_v \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times g} \times b \times h^{1.5}$$

$$0,815 = 0,98 \times 1 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,81} \times 2 \times h_{1\text{maks}}^{1.5}$$

$$h_{1\text{maks}} = 0,4 \text{ m}$$

$$Q_{\text{min}} = C_d \times C_v \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times g} \times b \times h^{1.5}$$

$$0,0815 = 0,98 \times 1 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,81} \times 2 \times h_{1\text{min}}^{1.5}$$

$$h_{1\text{min}} = 0,085 \text{ m}$$

Pada lampiran 16, batas moduler (H_2/H_1) dengan ekspansi vertikal

/horizontal 1:6, $h_2/h_1 = 0,79$ (penampang segiempat).

Pada Q min diperlukan aliran modular yang tenang, jadi kedalaman air hilir maksimum yang diijinkan diatas mercu (h_2) menjadi :

$$- h_2 \text{ min} = 0,79 \times h \text{ min} = 0,79 \times 0,085 = 0,07$$

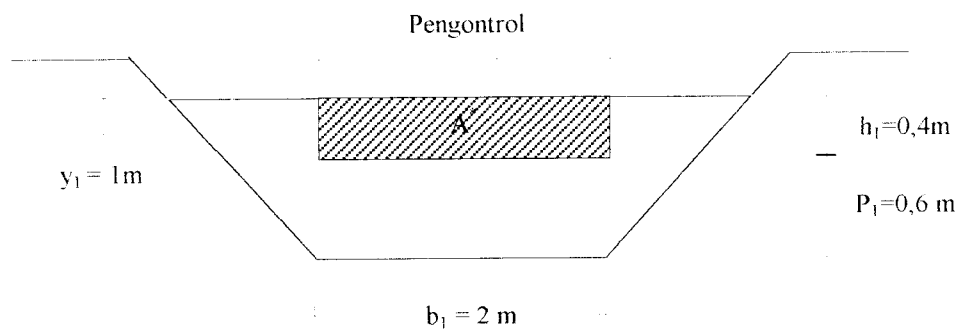
- Muka air hilir pada Q min = + 25,679, maka elevasi mercunya menjadi :

$$+24,579 - 0,07 = + 25,474$$

- Muka air rencana pada Q maks menjadi :

$$+ 25,474 + h_{1\text{maks}} = +25,874$$

Dengan dimensi yang ada sekarang, harga asumsi Cv dapat dikoreksi pada muka air rencana.



$$A = Bc \times h_1 = 2 \times 0,4 = 0,8 \text{ m}^2$$

$$A_1 = b_1 y_1 + m_1 y_1^2 = 2 \times 1 + 1 \times 1^2 = 3 \text{ m}^2$$

Sekarang kedalaman muka air rencana diatas mercu h_1 menjadi :

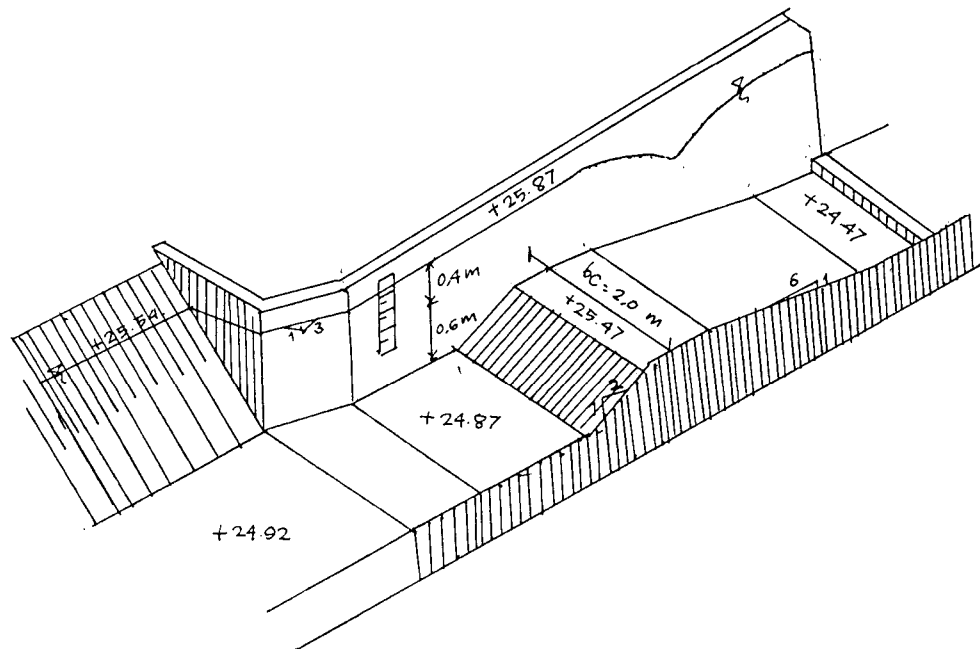
Lampiran 17, Cv sebagai fungsi perbandingan $C_d \frac{A^*}{A}$, didapatkan Cv

koreksinya sebesar :

$$0,98 \times \frac{0,8}{3} = 0,261 \rightarrow \text{Lampiran 17, Cv koreksi} = 1,015$$

$$\frac{h_1^{3/2}}{h_1 \text{ maks}} = \frac{C_v \text{ asumsi}}{C_v \text{ koreksi}}$$

$$h_1 = h_1 \text{ maks} \times \left(\frac{C_v \text{ asumsi}}{C_v \text{ koreksi}} \right)^{2/3} = 0,4 \times \left(\frac{1}{1,015} \right)^{2/3} = 0,4 \text{ m}$$



Gambar 6.21 Alat Ukur ambang lebar

6.10 Dimensi Bangunan Pengambilan Saluran Primer

Bangunan pengambilan saluran primer dilengkapi dengan pintu mencegah agar selama pembilasan air tidak mengalir kembali ke saluran primer dan mencegah masuknya air pembilas yang mengandung sedimen ke saluran.

$$Q_n = \mu \cdot b_i \cdot h_i \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (3.15)$$

Dimana: $Q_n = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$\mu = 0,9; \quad z = 0,1$$

6.10.1 Ambang Pengambilan Saluran primer sebelah kanan

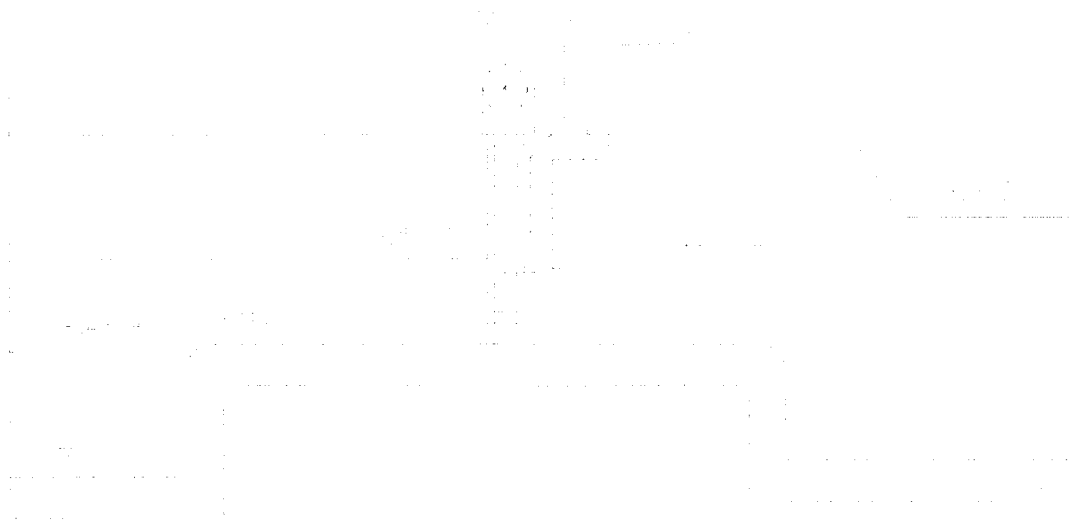
- Elevasi kantong lumpur dalam keadaan penuh hilir = + 24,579
- Ambang pengambilan disaluran primer diambil = 0,1 +
- Elevasi ambang pengambilan disaluran primer = + 24,679
- Kehilangan energi pada tinggi bukaan pintu, $n = 0,05$ m
- Kecepatan aliran disaluran primer, $V = \sqrt{2 \cdot g \cdot z} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 1,4 \text{ m/dt}$
- Elevasi m.a. hulu pengambilan primer menjadi + 24,579 + 1,1 = + 25,679
- Tinggi bukaan pintu, $a = 25,679 - 0,1 - 0,05 - + 24,679 = 0,85$ m

$$Q_n = \mu \cdot b_i \cdot h_i \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \quad (3.15)$$

$$0,978 = 0,9 \times b_i \times 0,85 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}$$

$$0,978 = 1,071 b_i \rightarrow b_i = 0,91 \text{ m}$$

Digunakan 1 buah pintu dengan lebar 1 m



Gambar 6.22 Potongan memanjang bangunan pengambilan saluran primer kanan

6.11 Perencanaan Tanggul

1. Tanggul sebelah kiri

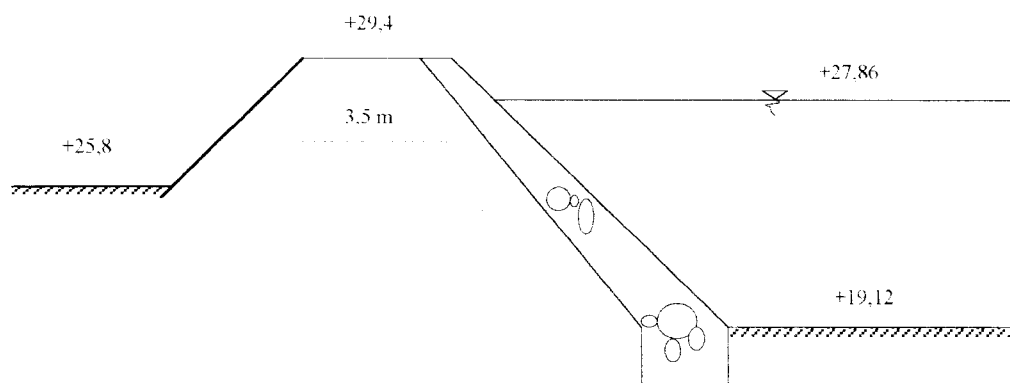
- ◆ Elevasi muka tanah pada tebing sungai +25,8
- ◆ Tinggi energi hulu = elevasi m.a setelah pembendungan

$$= \text{elevasi mercu} + H$$

$$= +25,8 + 2,06 = +27,86 > 25,8 \text{ m}$$

→ diperlukan tanggul

- ◆ Tinggi jagaan tanggul diambil $F = 1,5 \text{ m}$
- ◆ Jadi, elevasi muka tanggul = $+27,86 + 1,5 = +29,36$



Gambar 6.23 Potongan melintang tanggul sebelah kiri

2. Tanggul sebelah kanan

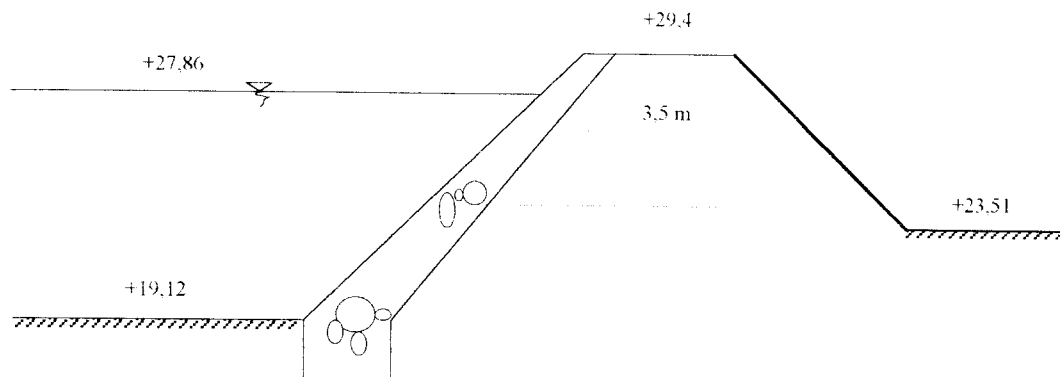
- ◆ Elevasi muka tanah pada sungai +23,51
- ◆ Tinggi energi hulu = elevasi m.a setelah pembendungan

$$= \text{elevasi mercu} + H$$

$$= + 25,8 + 2,06 = + 27,86 > 23,51 \text{ m}$$

→ diperlukan tanggul

- ◆ Tinggi jagaan tanggul diambil $F = 1,5 \text{ m}$
- ◆ Jadi, elevasi muka tanggul = $+ 27,86 + 1,5 = + 29,36$



Gambar 6.24 Potongan melintang tanggul sebelah kanan

6.12 Stabilitas Bendung

1. Stabilitas bendung selama debit rendah

- ◆ Elevasi air hulu = elevasi mercu bendung = +25,8
- ◆ Elevasi ambang kolam olak = + 16,6

Gaya - gaya yang bekerja pada bendung adalah :

- a. Gaya "Up-Lift" pressure
- b. Gaya berat tubuh bendung
- c. Gaya gempa

6.12.1 Gaya 'Up-Lift' Pressure

'Up-Lift' Pressure adalah tahanan yang bekerja didasarkan bidang kontak bendung disebabkan adanya aliran air tanah. Besarnya tahanan dipengaruhi oleh beda tinggi air dan Elevasi bidang kontak yang ditinjau serta panjang garis aliran.

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \cdot \Delta H \quad (3.16)$$

dimana : $\sum L$ = jumlah total creep line (m)

$$\Delta H = +25,8 - + 16,6 = 9,2 \text{ m}$$

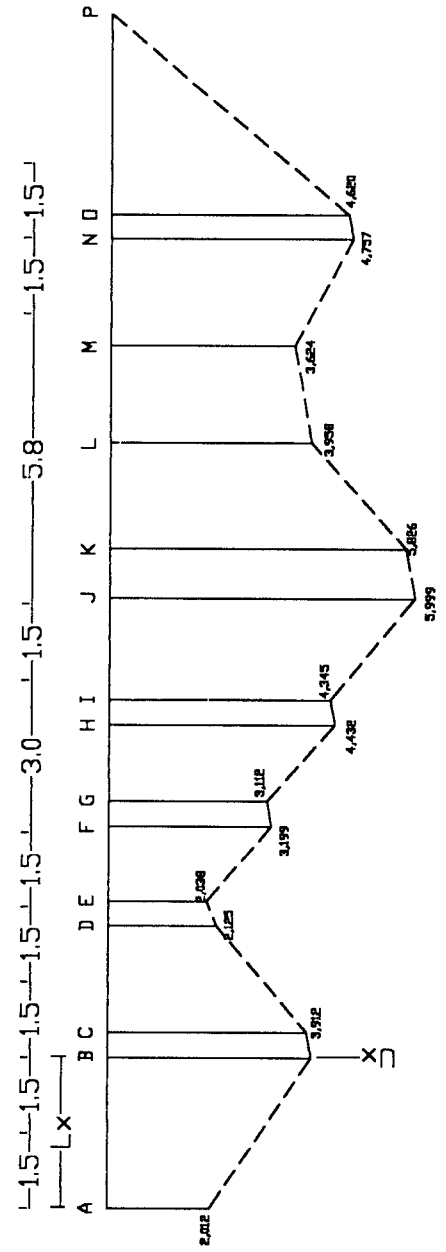
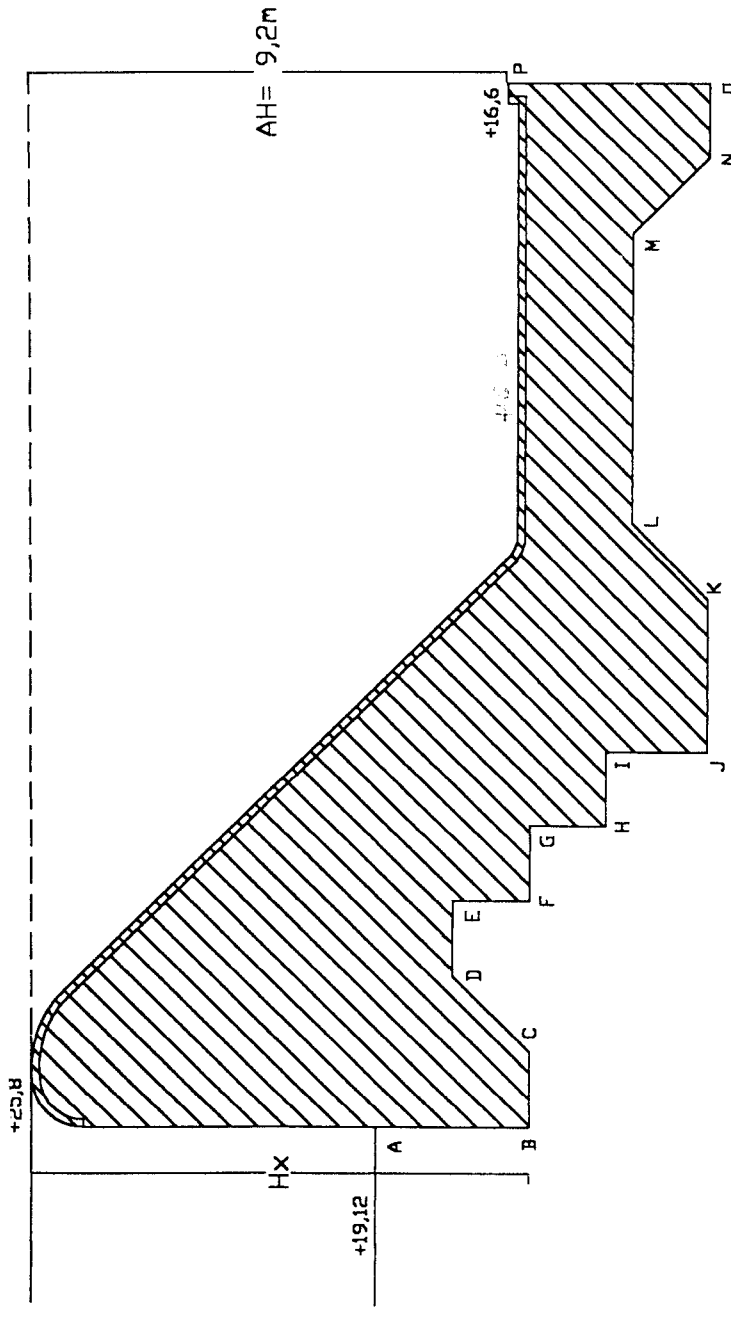
$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} l_h = 30,34 + \frac{1}{3} \times 68,3 = 53,11 \text{ m}$$

Tabel 6.5 mengacu pada gambar 6.8.2 yang memperlihatkan panjang jalur rembesan L_x , pengurangan tekanan air ΔH dan jumlah tekanan air. Untuk memperhitungkan rembesan, panjang jalur rembesan sebaiknya diambil sampai kepangkal hilir bendung (titik P). Panjang rembesan sampai titik P (L_x) adalah 53,11 m

Tabel 6.5 Jalur rembesan dan Tekanan Air (Lane)

TITIK POINT	GARIS LANE	PANJANG REMBESAN				$\left(\frac{L_x}{\sum L}\right) \times \Delta H$	Hx	Ux
		VERT	HORZ	1/3 HORZ	Lx		T/m ²	T/m ²
		m	m	m	m			
		1	2	3=2/3	4	5=(4/ΣL)×ΔH	6	7=6-5
A0	A0-A1	1.5	0		0	0	6.68	6.68
A1	A1-A2	0	1	0.3333333	1.5	0.25983807	8.18	7.920162
A2	A2-A3	1	0		1.83333	0.31757987	8.18	7.86242
A3	A3-A4	0	8	2.6666667	2.83333	0.49080525	7.18	6.689195
A4	A4-A5	1	0		5.16667	0.8949978	7.18	6.285002
A5	A5-A6	0	1	0.3333333	6.16667	1.06822318	8.18	7.111777
A6	A6-A7	1	0		6.5	1.12596498	8.18	7.054035
A7	A7-A8	0	8	2.6666667	7.5	1.29919036	7.18	5.88081
A8	A8-A9	1	0		9.83333	1.70338292	7.18	5.476617
A9	A9-A10	0	1	0.3333333	10.8333	1.8766083	8.18	6.303392
A10	A10-A11	1	0		11.1667	1.93435009	8.18	6.24565
A11	A11-A12	0	8	2.6666667	12.1667	2.10757547	7.18	5.072425
A12	A12-A13	1	0		14.8333	2.56950982	7.18	4.61049
A13	A13-A14	0	1	0.3333333	15.8333	2.7427352	8.18	5.437265
A14	A14-A15	1	0		16.1667	2.800477	8.18	5.379523
A15	A15-A16	0	8	2.6666667	17.1667	2.97370238	7.18	4.206298
A16	A16-A17	1	0		19.8333	3.43563673	7.18	3.744363
A17	A17-A18	0	1	0.3333333	20.8333	3.60886211	8.18	4.571138
A18					21.1667	3.6666039	8.18	4.513396

TITIK POINT	GARIS LANE	PANJANG REMBESAN				$\left(\frac{Ix}{\Sigma L}\right) \times \Delta H$	Hx	Ux
		VERT	HORZ	1/3 HORZ	Lx		T/m ²	T/m ²
		m	m	m	m			
		1	2	3=2/3	4		5=(4/ΣL)×ΔH	6
A19	A18-A19	1	0		22.1667	3.83982929	7.18	3.340171
A20	A19-A20	0	8	2.6666667	24.8333	4.30176364	7.18	2.878236
A21	A20-A21	1	0		25.8333	4.47498902	8.18	3.705011
A22	A21-A22	0	1	0.3333333	26.1667	4.53273081	8.18	3.647269
A23	A22-A23	1	0		27.1667	4.70595619	7.18	2.474044
A	A23-A	0	8	2.6666667	29.8333	5.16789054	7.18	2.012109
B	A-B	2.5	0		32.3333	5.60095399	9.6	3.999046
C	B-C	0	1.5	0.5	32.8333	5.68756669	9.6	3.912433
D	C-D	2.12	0		34.9533	6.05480449	8.18	2.125196
E	D-E	0	1.5	0.5	35.4533	6.14141718	8.18	2.038583
F	E-F	1.5	0		36.9533	6.40125526	9.6	3.198745
G	F-G	0	1.5	0.5	37.4533	6.48786795	9.6	3.112132
H	G-H	1.5	0		38.9533	6.74770602	11.18	4.432294
I	H-I	0	1.5	0.5	39.4533	6.83431871	11.18	4.345681
J	I-J	2	0		41.4533	7.18076947	13.18	5.999231
K	J-K	0	3	1	42.4533	7.35399485	13.18	5.826005
L	K-L	2.12	0		44.5733	7.72123266	11.68	3.958767
M	L-M	0	5.8	1.9333333	46.5067	8.05613507	11.68	3.623865
N	M-N	2.12	0		48.6267			
	N-O	0	1.5	0.5		8.42337287	13.18	4.756627



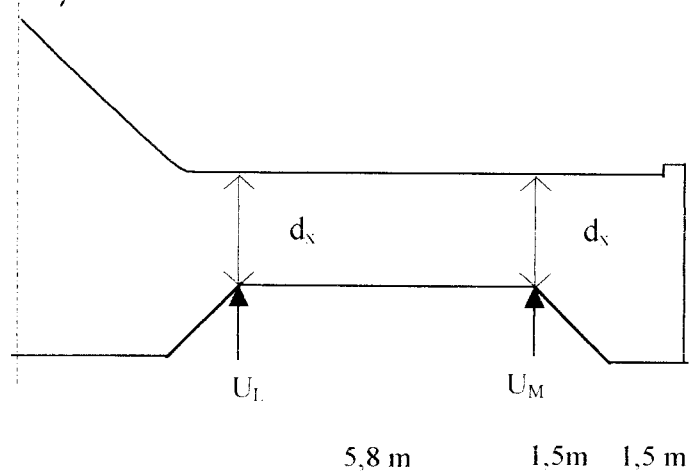
GAMBAR 6.25 GAYA ANGGAT PADA PONDASI BENDUNG

TITIK POINT	GARIS LANE	PANJANG REMBESAN				$\left(\frac{L_x}{\Sigma L}\right) \times \Delta H$	H _x	U _x
		VERT	HORZ	1/3 HORZ	L _x		T/m ²	T/m ²
		m	m	m	m			
		1	2	3=2/3	4	5=(4/ΣL)×ΔH	6	7=6-5
O	O-P				49.1267	8.50998556	13.18	4.670014
P		3.98	0		53.11	9.2	9.2	0
	Σ	30,34	70,3	23,433				

Kontrol terhadap patah tarik

Guna menghindari terjadinya patah tarik pada bagian hilir bendung dimana tebal kolom olak di hitung dengan rumus :

$$d_x \geq S \frac{U_x - W_x \times \gamma_w}{\gamma_b t} \quad (3.17)$$



- ♦ Sejarak 8,8 m dari hilir

$$d_x = 2,28 \text{ m} : U_L = 3,958 \text{ T/m}^2 ; S = 1,5$$

$$W_x = 0,67 \text{ m}$$

$$2,28 \geq 1,5 \times \frac{3,958 - 0,67}{2,2}$$

$$2,28\text{m} \geq 2,24 \text{ m} \dots\dots\dots\text{Aman}$$

- ◆ Sejarak 3 m dari hilir

$$d_x = 2,8 \text{ m} : U_M = 3,624 \text{ T/m}^2 ; S = 1,5$$

$$W_x = 0$$

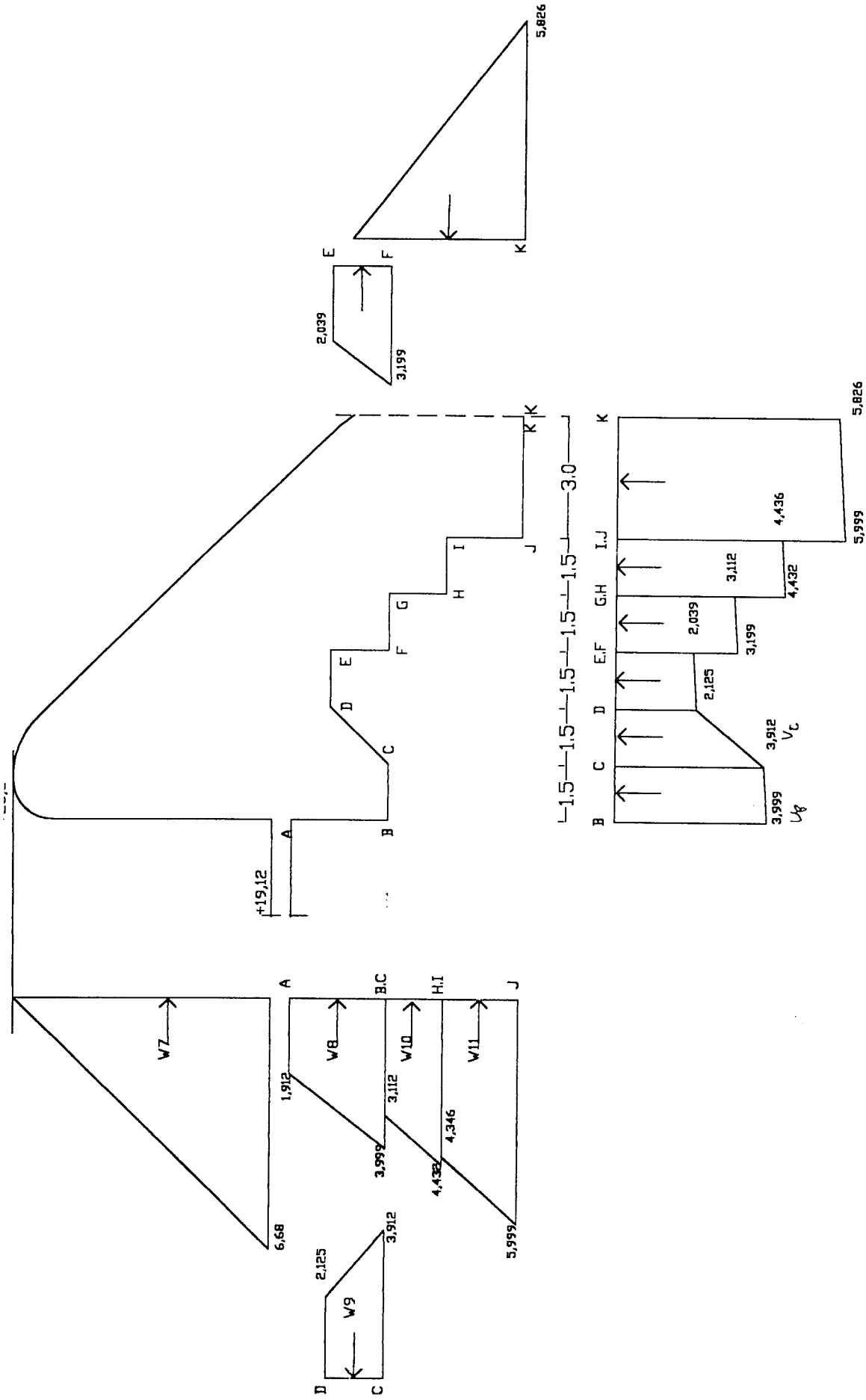
$$2,28 \geq 1,5 \times \frac{3,624 - 0,67}{2,2}$$

$$2,28\text{m} \geq 2,014 \text{ m} \dots\dots\dots\text{Aman}$$

Tabel 6.6 Perhitungan tinggi tekanan Up -Lift Pressure pada titik tertentu

Titik	Hx (m)	Lx (m)	$(Lx/\Sigma L) \times \Delta H$ (m)	U (T/m ²)
A	7,18	29.8333	5.16789054	2.012109
B	9,68	32.3333	5.60095399	3.999046
C	9,68	32.8333	5.68756669	3.912433
D	8,18	34.9533	6.05480449	2.125196
E	8,18	35.4533	6.14141718	2.038583
F	9,68	36.9533	6.40125526	3.198745
G	9,68	37.4533	6.48786795	3.112132
H	11,18	38.9533	6.74770602	4.432294
I	11,18	39.4533	6.83431871	4.345681
J	12,68	41.4533	7.18076947	5.999231
K	12,68	42.4533	7.35399485	5.826005

Sketsa gaya nya dapat dilihat pada gambar 6.26



Gambar 6.26 Tekanan Hidrostatik Air

Tabel 6.7 Perhitungan momen dan gaya Up-Liftt keadaan normal

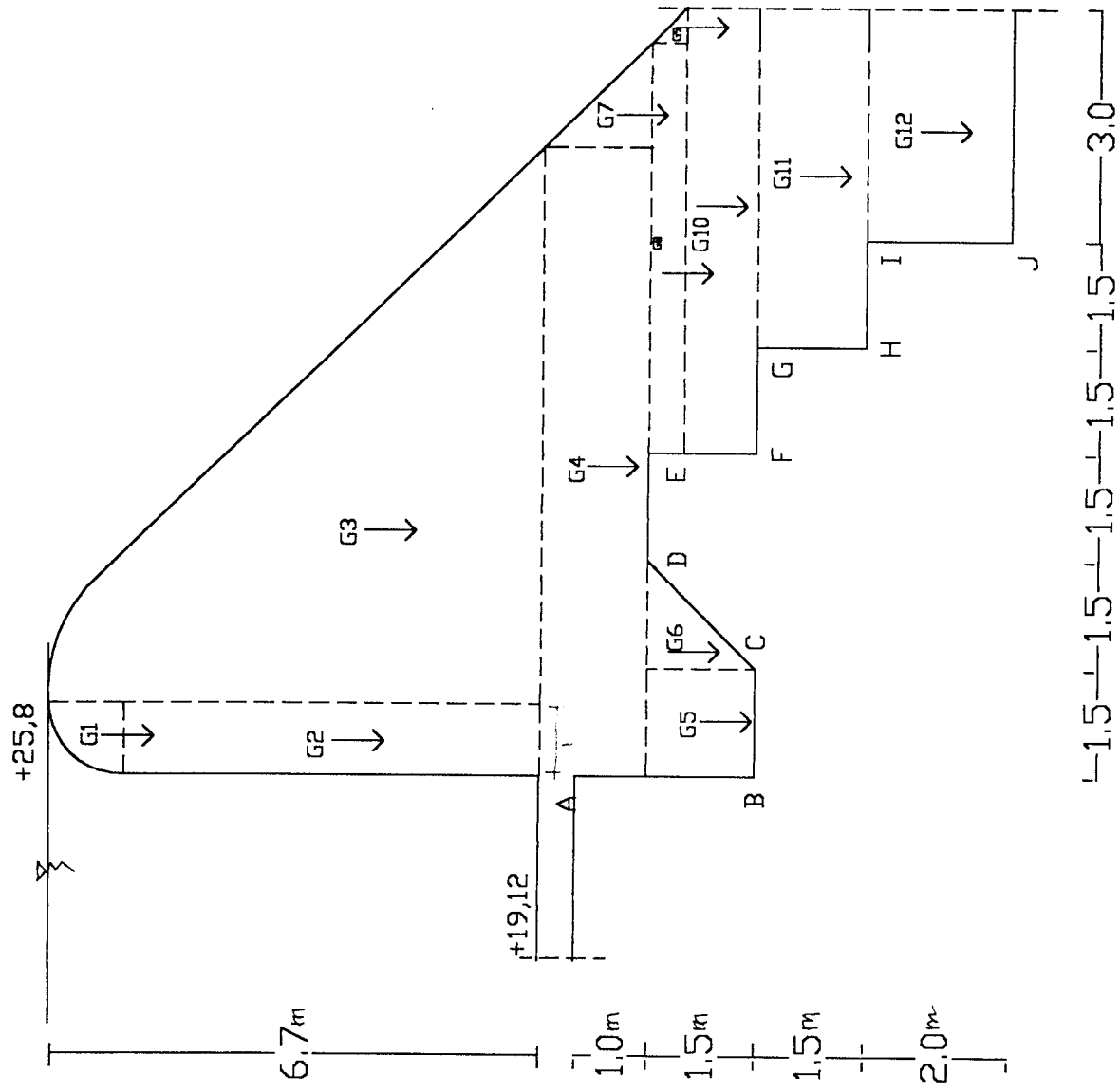
Gaya	Luas × Tekanan	Gaya (Ton)		Lengan thp K (m)	Momen (Tm)
		H	V		
W1	$0,5(3,999+3,912) \times 1,5$		5,933	9,75	57,847
W2	$0,5(3,912+2,125) \times 1,5$		4,528	8,25	37,356
W3	$0,5(2,125+2,039) \times 1,5$		3,123	6,75	21,080
W4	$0,5(3,199+3,112) \times 1,5$		4,733	5,25	24,848
W5	$0,5(4,432+4,346) \times 1,5$		6,584	3,75	24,690
W6	$0,5(5,999+5,826) \times 3$		17,738	1,5	26,607
W7	$0,5 \times 6,68 \times 6,68$	23,11		8,727	201,681
W8	$0,5(3,999+2,012) \times 2,5$	7,514		4,753	35,713
W9	$0,5(3,912+2,125) \times 1,5$	-4,528		4,25	-19,243
W10	$0,5(4,432+3,112) \times 1,5$	5,658		2,75	15,559
W11	$0,5(5,999+4,346) \times 2$	10,345		1	10,315
W12	$0,5(3,199+2,039) \times 1,5$	3,929		4,25	16,698
W13	$0,5 \times 5,826 \times 4,5$	-13,109		1,5	-19,663
		$\Sigma H=32,54$	$\Sigma V=41,63$		$\Sigma Ma=426,678$

6.12.2 Gaya berat bendung

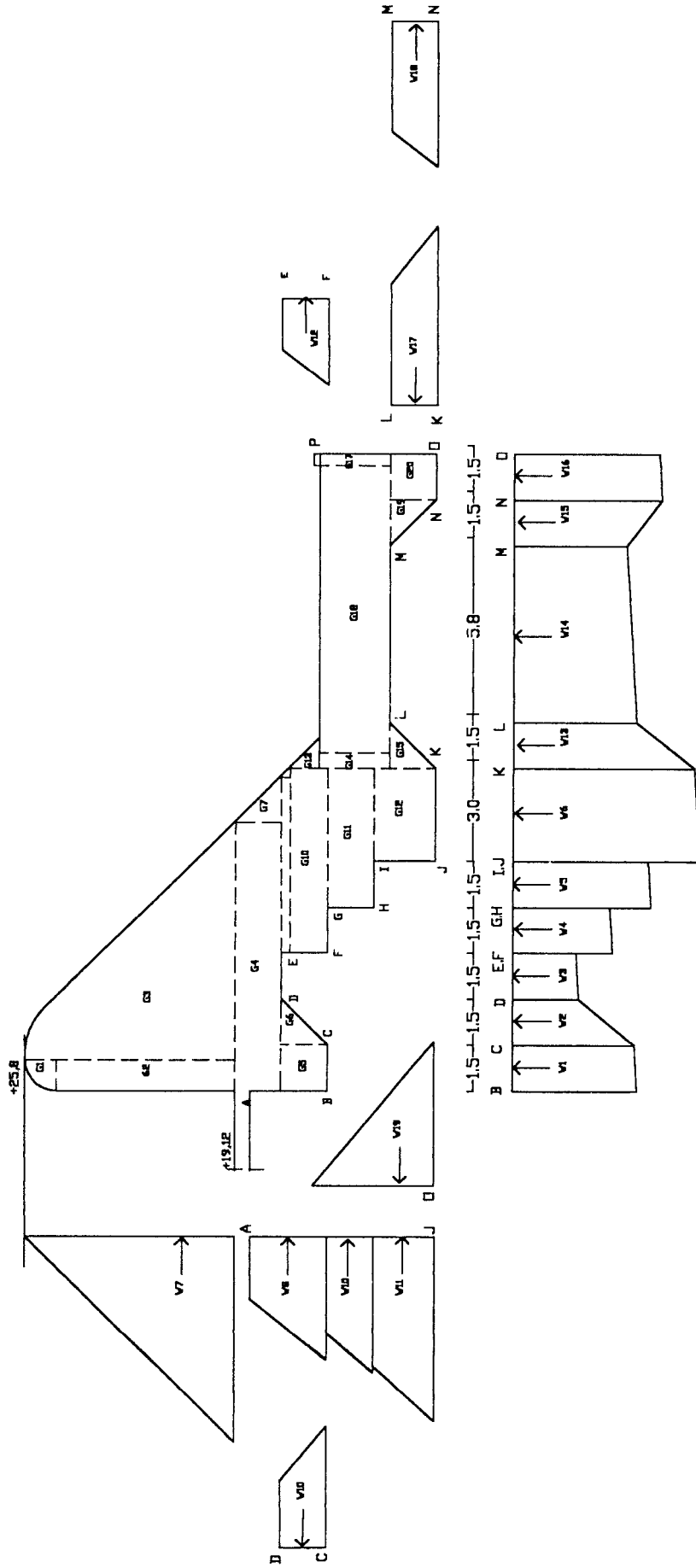
Pada perhitungan kestabilan konstruksi tubuh bendung diambil berat dan momennya tiap 1 m lebar dengan dipandang pada pias potongan (I-I) sampai potongan (II-II). Berat jenis pasangan batu (γ batu = $2,2 \text{ t/m}^3$), perhitungan berat konstruksi dan momen guling disajikan pada tabel 6.8. Sketsa gaya berat tubuh bendung bisa di lihat pada gambar 6.27

Tabel 6.8 Perhitungan berat konstruksi bendung dan momen Vertikal

Gaya	Berat Konstruksi (G) (Ton)	Jarak thd K (m)	Momen (Tm)
G1	$0,25 \times 3,14 \times 1^2 \times 2,2 = 1,727$	9,833	16,982
G 2	$1 \times 5,68 \times 2,2 = 12,496$	10	124,96
G 3	$0,5 \times 7,5 \times 6,68 \times 2,2 = 55,11$	6,703	369,402
G 4	$8,5 \times 1,5 \times 2,2 = 28,05$	6,25	175,313
G 5	$1,5 \times 1,5 \times 2,2 = 4,95$	9,75	48,263
G 6	$0,5 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,2 = 2,475$	8,501	21,04
G 7	$0,5 \times 2 \times 1,5 \times 2,2 = 3,3$	1,5	4,95
G 8	$5,5 \times 0,5 \times 2,2 = 6,05$	3,25	19,663
G 9	$0,5 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,2 = 0,275$	0,333	0,092
G 10	$6 \times 1 \times 2,2 = 13,2$	3	39,6
G 11	$4,5 \times 1,5 \times 2,2 = 14,85$	2,25	33,413
G 12	$3 \times 2 \times 2,2 = 13,2$	1,5	19,8
	$\Sigma G = 155,683$		$\Sigma MG = 873,478$



Gambar 6.27 Berat Sendiri Tubuh Bending



GAMBAR 6.28 DIAGRAM GAYA BERAT DAN TEKANAN AIR

6.12.3 Akibat Gempa

Untuk menghitung gaya akibat gempa, maka dipakai rumus :

$K = k \times G$ (Soewarno,Ir, 1972, PERHITUNGAN BENDUNG TETAP,
Direktorat Jenderal Pengairan)

Dimana : K = Gaya akibat gempa, diambil arah horizontal (\rightarrow)

k = koefisien gempa

G = berat tubuh bendung

Dari lampiran (13;14;15) di dapat :

- tanah dasar termasuk aluvium

- $n = 1,56$; $m = 0,89$

- zone (z) = 1

- periode ulang 100 thn (ac) = 160

$$ad = n \times (ac \times z)^m = 1,56 \times (160 \times 1)^{0,89} = 142,821 \text{ cm/dt}^2$$

$$k = ad / g = \frac{142,821}{9,81 \times 10^2} = 0,146$$

Tabel 6.9 Perhitungan gaya dan momen akibat gempa

Gaya	G (Ton)	k	K (Ton)	Lengan (m)	Momen (Tm)
G1	1,727	0,146	0,252	12,513	3,155
G 2	12,496	0,146	1,824	9,84	17,952
G 3	55,11	0,146	8,046	8,727	70,218
G 4	28,05	0,146	4,095	5,75	23,548
G 5	4,95	0,146	0,723	4,25	3,071
G 6	2,475	0,146	0,361	4,501	1,626
G 7	3,3	0,146	0,482	5,5	2,65
G 8	6,05	0,146	0,883	4,75	4,196
G 9	0,275	0,146	0,040	4,667	0.187
G 10	13,2	0,146	1,927	4	7,709
G 11	14,85	0,146	2,168	2,75	5,962
G 12	13,2	0,146	1,927	1	1,927
			$\Sigma G = 22,73$		$\Sigma MG = 142,202$

6.12.4 Rencana Pembebanan

Tabel 6.10 Beban Rencana dalam keadaan air normal

No	Jenis Beban	Gaya (Ton)		Momen (TM)	
		H	V	Mah	MaV
1	Berat sendiri	-	155,683	-	873,478
2	Tekanan Up-Lift	32,54	41,63	426,678	-
3	Beban Tetap	32,54	114,053	426,678	873,478
4	Beban Gempa	22,734	-	142,202	-
5	Beban Sementara	55,27	114,053	568,88	873,478

Stabilitas bendung dalam keadaan normal, ditinjau terhadap :

1. Penggulingan

Stabilitas terhadap guling di cek sampai titik K

$$\text{Beban Tetap : } SF = \frac{\sum M_{.dv}}{\sum M_{.th}} \geq 1,5 \quad (3.18.1)$$

$$= \frac{873,478}{426,678} = 2,047 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

$$\text{Beban Sementara : } SF = \frac{\sum M_{.dv}}{\sum M_{.th}} \geq 1,5$$

$$= \frac{873,478}{568,88} = 1,54 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

2. Penggeseran

Stabilitas terhadap geser di cek sampai titik O, dengan keseluruhan gaya yang bekerja pada bendung

Tabel 6.11 Perhitungan momen dan gaya Up-Liftt keadaan normal

Gaya	Luas × Tekanan	Gaya (Ton)		Lengan thd O (m)	Momen TM
		H	V		
W1	0,5 (3,999+3,912)×1,5		5.93325	20.5	121.6316
W2	0,5(3,912+2,125)×1,5		4.52775	18.55	83.98976
W3	0,5(2,125+2,039)×1,5		3.123	17.05	53.24715
W4	0,5(3,199+3,112)×1,5		4.73325	15.55	73.60204
W5	0,5(4,432+4,346)×1,5		6.5835	14.05	92.49818
W6	0,5(5,999+5,826)×3		17.7375	11.8	209.3025
W7	0,5×6,68×6,68	22.3112		8.727	194.7098
W8	0,5(3,999+2,012)×2,5	7.51375		4.753	35.71285
W9	0,5(3,912+2,125)×1,5	-4.52775		4.25	-19.2429
W10	0,5(4,432+3,112)×1,5	5.658		2.75	15.5595
W11	0,5(5,999+4,346)×2	10.345		1	10.345
W12	0,5(3,199+2,039)×1,5	3.9285		4.25	16.69613
W13	0,5(5,826+3,958)×2,5		7.338	9.55	70.0779
W14	0,5(3,958+3,624)×1,5		21.9878	5.9	129.728
W15	0,5(3,624+4,757)×1,5		6.28575	2.25	14.14294
W16	0,5(4,757+4,67)×2		7.07025	0.75	5.302688
W17	0,5(5,826+3,958)×1,5	-7.338		0.75	-5.5035
W18	0,5(4,757+3,624)×2,5	6.28575		0.75	4.714313
W19	0,5×4,67×3,98	-9.2933		1.99	-18.4937
		Σh = 34.883	Σv = 85.32		ΣMa = 1088.02

Tabel 6.12 Perhitungan berat konstruksi bendung dan momen Vertikal

Gaya	Luas × Tekanan	Gaya (Ton)		Lengan thd O (m)	Momen TM
		H	V		
G1	0,25×3,14×1 ² ×2,2	-	1.727	20.13	34.768
G 2	1×5,68×2,2	-	12.496	20	249.92
G 3	0,5×7,5×6,68×2,2	-	55.11	17.3	953.403
G 4	8,5×1,5×2,2	-	28.05	17	476.85
G 5	1,5×1,5×2,2	-	4.95	20.05	99.248
G 6	0,5×1,5×1,5×2,2	-	2.475	18.8	46.53
G 7	0,5×2×1,5×2,2	-	3.3	12	39.6
G 8	5,5×0,5×2,2	-	6.05	13.55	81.978
G 9	0,5×0,5×0,5×2,2	-	0.275	10.13	2.786
G 10	6×1×2,2	-	13.2	13.3	175.56
G 11	4,5×1,5×2,2	-	14.85	12.55	186.368
G 12	3×2×2,2	-	13.2	11.8	155.76
G 13	0,5×0,5×0,5×2,2	-	0.275	10.13	2.786
G 14	0,5×2,28×2,2	-	2.508	10.05	25.205
G 15	0,5×1,5×1,5×2,2	-	2.475	9.8	24.255
G 16	9,4×2,28×2,2	-	47.1504	7.7	363
G 17	0,4×0,2×2,2	-	0.176	0.2	0.352
G 18	0,4×2,28×2,2	-	2.0064	0.2	0.4012
G 19	0,5×1,5×1,5×2,2	-	2.475	2.5	6.1875
G 20	1,5×1,5×2,2	-	4.95	0.75	3.7125
			ΣG =217.698		ΣMG = 2919

Tabel 6.13 Perhitungan gaya dan momen akibat gempa

Gaya	G (Ton)	k	K (Ton)	Lengan thd O (m)	Momen (Tm)
G1	1.727	0.146	0.252142	12.513	3.155052846
G 2	12.496	0.146	1.824416	9.84	17.95225344
G 3	55.11	0.146	8.04606	8.727	70.2421038
G 4	28.05	0.146	4.0953	5.75	23.547975
G 5	4.95	0.146	0.7227	4.25	3.071475
G 6	2.475	0.146	0.36135	4.5	1.62643635
G 7	3.3	0.146	0.4818	5.5	2.6499
G 8	6.05	0.146	0.8833	4.75	4.195675
G 9	0.275	0.146	0.04015	4.667	0.18738005
G 10	13.2	0.146	1.9272	4	7.7088
G 11	14.85	0.146	2.1681	2.75	5.962275
G 12	13.2	0.146	1.9272	1	1.9272
G 13	0.275	0.146	0.04015	3.946	0.1584319
G 14	2.508	0.146	0.366168	2.64	0.96668352
G 15	2.475	0.146	0.36135	1	0.36135
G 16	47.1504	0.146	6.8839584	2.64	18.17365018
G 17	0.176	0.146	0.025696	3.88	0.09970048
G 18	2.0064	0.146	0.2929344	2.64	0.773346816
G 19	2.475	0.146	0.36135	1	0.36135
G 20	4.95	0.146	0.7227	0.75	0.542025
			$\Sigma G = 31.784$		$\Sigma MG = 163.663$

Tabel 6.14 Beban Rencana dalam keadaan air normal pada titik tinjau O

No	Jenis Beban	Gaya (Ton)		Momen (TM)	
		H	V	Mah	MaV
1	Berat sendiri		217.698		2919
2	Tekanan Up-Lift	34.883	85.32	1088.02	
3	Beban Tetap	34.883	132.378	1088.02	2919
4	Beban Gempa	31.784		163.663	
5	Beban Sementara	66.667	132.378	1251.683	2919

$f = \text{Koefisien geser} = 0,40$ (KP-02, Tabel 6.4, hal 121)

$$\text{Beban Tetap : } SF = \frac{\sum V \cdot f}{\sum H} \geq 1,5 \quad (3.18.2)$$

$$= \frac{132,228 \times 0,4}{34,883}$$

$$= 1,52 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

3. Kontrol terhadap kern / eksentrisitas

Beban Tetap :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6}B \quad (3.18.4)$$

$$\frac{1}{6} \times 20,8 = 3,46m$$

$$= \frac{20,8}{2} - \frac{(2919 - 1088.02)}{132,378}$$

$$= 3,431 < 3,46 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

Beban sementara :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6}B \quad (3.18.4)$$

$$\frac{1}{6} \times 20,8 = 3,46m$$

$$= \frac{20,8}{2} - \frac{(2919 - 1251,683)}{132,378}$$

$$= 2,2 < 3,46 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

4. Kontrol terhadap tekanan tanah yang timbul

Berdasarkan Lampiran 11, tekanan tanah yang diijinkan sebesar

$$\bar{\sigma} = 24,62 \text{ T/m}^2$$

Beban tetap :

$$\sigma = \frac{V}{A} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right)$$

$$\sigma = \frac{132,378}{20,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 3,431}{20,8} \right)$$

$$\sigma \text{ maks} = 12,663 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma} = 24,62 \text{ T/m}^2 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

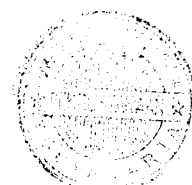
$$\sigma = \frac{132,378}{20,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 3,431}{20,8} \right)$$

$$\sigma \text{ min} = 0,065 \text{ T/m}^2 > 0$$

Beban Sementara :

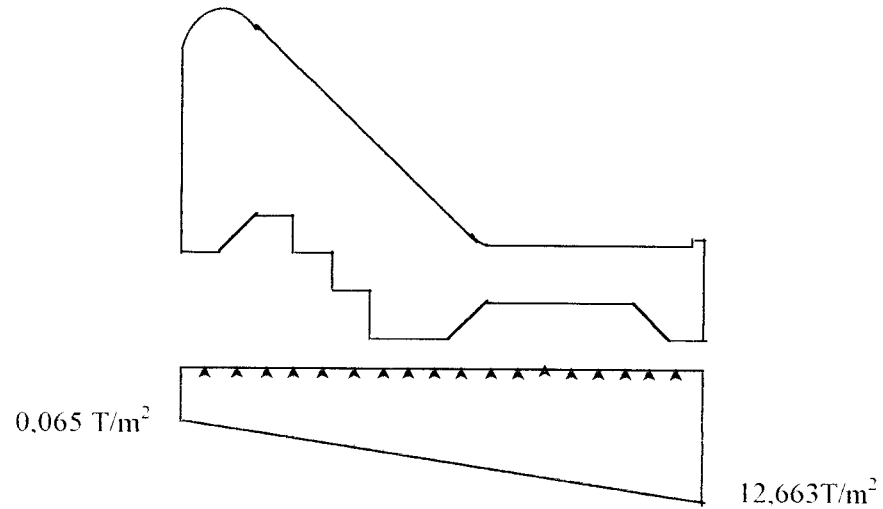
$$\sigma = \frac{132,378}{20,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 2,2}{20,8} \right)$$

$$\sigma \text{ maks} = 10,403 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma} = 24,62 \text{ T/m}^2 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

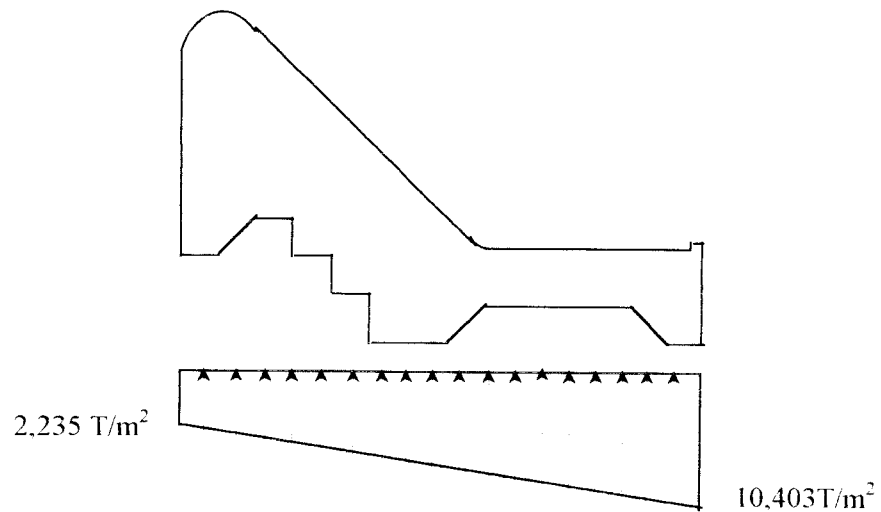


$$\sigma = \frac{132,378}{20,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 2,2}{20,5}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 2,325 \text{ T/m}^2 > 0$$



Gambar 6.29 Diagram tekanan tanah untuk Beban tetap



Gambar 6.30 Diagram tekanan tanah untuk Beban sementara

5. Kontrol tegangan ijin tanah

$$C = 0,5 \text{ kg/cm}^2 = 5 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \gamma t = 1,66 \text{ t/m}^3$$

(Data tanah, Lampiran 11)

$$\phi = 33^\circ \rightarrow N_\gamma = 30 \quad ; \quad B = \text{Lebar pondasi} = 20,8 \text{ m}$$

$$N_c = 38 \quad ; \quad D_f = \text{kedalaman pondasi} = 5,5 \text{ m}$$

$$N_q = 20$$

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

$$= 5 \times 38 + 1,66 \times 5,5 \times 30 + 0,5 \times 20,8 \times 1,66 \times 29 = 999,5 \text{ T/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{tanah} = \frac{q_{ult}}{3} = \frac{999,5}{3} = 333,18 \text{ T/m}^2 > 24,62 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

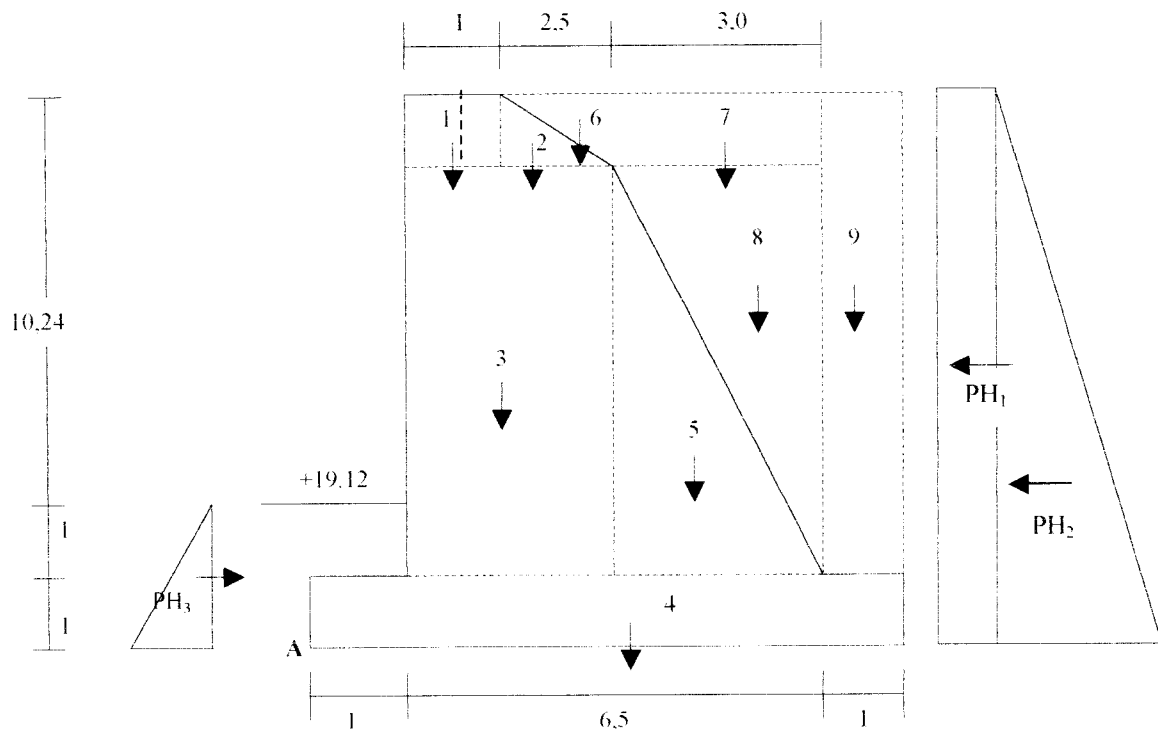
6.13 Stabilitas Tembok Penahan Tanah

Data tanah yang diperlukan untuk mengontrol stabilitas tembok penahan tanah diambil berdasarkan lampiran 11 adalah sebagai berikut :

- Berat volume pasangan batu (γ_{bt}) = 2,2 t/m³
- Berat volume tanah basah (γ_b) = 1,660 t/m³
- Derajat kekenyangan air = 56,41 %
- Sudut geser dalam butir tanah (Φ) = 33°
- Sudut geser antara dinding dan tanah (Φ') = 27°

Analisis gaya-gaya yang bekerja

a. Akibat tekanan tanah aktif dan pasif



Gambar 6.31 Gaya dan Diagram tekanan tembok penahan tanah

Tabel 6.15 Gaya verikal dan momen total

Bagian	Gaya vertical (W) Ton	Lengan terhadap titik A (m)	Momen (Tm)
1	1 . 1 . 2,2 = 2,2	1,5	3,3
2	0,5 . 2,5 . 1 . 2,2 = 2,75	2,83	7,78
3	3,5 . 10,24 . 2,2 = 78,85	2,75	216,84
4	8,5 . 1 . 2,2 = 18,7	4,25	79,48
5	0,5 . 3 . 10,24 . 2,2 = 33,79	5,5	185,85
6	0,5 . 2,5 . 1 . 1,66 = 2,08	3,67	7,63
7	3 . 1 . 1,66 = 4,98	6	29,88
8	0,5 . 3 . 10,24 . 1,66 = 25,50	6,5	165,75
9	1 . 11,24 . 1,66 = 18,66	7	130,62
	$\sum W = 187,51$		$\sum M = 827,13$

Titik berat semua beban vertical terhadap titik A

$$e1 = \frac{\sum M}{\sum W} = \frac{827,13}{187,51} = 4,411 \text{ m (tanpa beban gempa)}$$

Perhitungan koefisien tanah :

$$\alpha = \text{arc tg } \frac{11,24}{2}$$

$$= 79,91^\circ$$

- Koefisien tanah aktif (K_a)

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \Phi') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \Phi') \cdot \sin(\Phi - \delta)}{\sin(\alpha - \Phi') \cdot \sin(\alpha + \delta)}} \right]^2}$$

- Koefisien tanah pasif (K_p)

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \Phi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \Phi') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \Phi') \cdot \sin(\Phi + \delta)}{\sin(\alpha + \Phi') \cdot \sin(\alpha + \delta)}} \right]^2}$$

Dimana :

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

α = Sudut dinding bagian bawah

Φ = Sudut gesek dalam antar butir tanah

Φ' = Sudut gesek antara tanah dan dinding

δ = Kemiringan tanah

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\sin^2(79,91 + 33)}{\sin^2 79,91 \cdot \sin(79,91 - 27) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(33 + 27) \cdot \sin(33 - 0)}{\sin(79,91 - 27) \cdot \sin(79,91 + 0)}} \right]^2} \\ &= \frac{0,848}{0,9693 \cdot 0,7977 \cdot 3,1505} \\ &= 0,348 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_p &= \frac{\sin^2(79,91 - 33)}{\sin^2 79,91 \cdot \sin(79,91 + 27) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(33 + 27) \cdot \sin(33 + 0)}{\sin(79,91 + 27) \cdot \sin(79,91 + 0)}} \right]^2} \\
 &= \frac{0,65}{0,9693 \cdot 0,9568 \cdot 0,0855} \\
 &= 8,197
 \end{aligned}$$

Tabel. 6.16 Gaya Horizontal dan Momen

Bagian	Berat Horizontal (PH) Ton	Lengan		Momen		Titik Berat Gaya Total
		Thd A (m)		(Tm)		
		y	x	My	Mx	
PH ₁	$1,0 \times 12,24 \times 0,348 = 4.259$	-	6.12	-	26.065	X = 0
PH ₂	$0,5 \times 1,66 \times 12,24^2 \times 0,348$ = 43.273	-	4.08	-	176.554	$Y = \frac{\sum Mx}{\sum PH}$
PH ₃	$0,5 \times 1,66 \times 2^2 \times 8,197$ = -27.214	-	0.67	-	18.152	$= \frac{220,771}{20,318}$ = 10,866
	$\sum PH = 20,318$				$\sum Mx = 20,77$	

Tabel. 6.17 Gaya Horizontal dan Momen

No	Berat Tembok (W1)	Lengan thd A (m)		Momen (Tm)		Ttk Berat Tembok
		X	Y	Mx	My	
1	$1 \times 1 \times 2,2 = 2,2$	1,5	11.74	3,3	25.828	$X_1 = \frac{\sum My}{\sum W_1}$ $= \frac{493.25}{136.29}$ $= 3.619$ $Y_1 = \frac{\sum Mx}{\sum W_1}$ $= \frac{699.599}{136.29}$ $= 5,133$
2	$0,5 \times 2,5 \times 1 \times 2,2 = 2,75$	2,83	11.91	7,78	32.744	
3	$3,5 \times 10,24 \times 2,2 = 78,85$	2.75	6.12	216,84	482.562	
4	$8,5 \times 1 \times 2,2 = 18,7$	4,25	0.5	79,48	9.35	
5	$0,5 \times 3 \times 10,24 \times 2,2 = 33,79$	5,5	4.413	185,85	149.115	
	$\sum W_1 = 136.29$			$\sum My =$ 493.25	$\sum Mx =$ 699.599	
	Berat Tanah (W2)					Titik Berat Tanah
6	$0,5 \times 2,5 \times 1 \times 1,66 = 2,08$	3,67	11.57	7,63	24.072	$X_2 = \frac{333.88}{51.22}$ $= 6.519$ $Y_2 = \frac{405.655}{51.22}$ $= 7.919$
7	$3 \times 1 \times 1,66 = 4,98$	6	11.74	29,88	58.465	
8	$0,5 \times 3 \times 10,24 \times 1,66 = 25,5$	6,5	7.827	165,8	199.589	
9	$1 \times 11,24 \times 1,66 = 18,66$	7	6.62	130,6	123.529	
	$\sum W_2 = 51.22$			$\sum My =$ 333.88	$\sum Mx =$ 405.655	

b. Akibat gaya gempa

Gaya gempa (K) bekerja pada tembok penahan tanah, diuraikan sebagai berikut :

$K = f \cdot \Sigma W$ tembok : $f =$ (berdasarkan lampiran 13-15 dan hitungan hal 126)

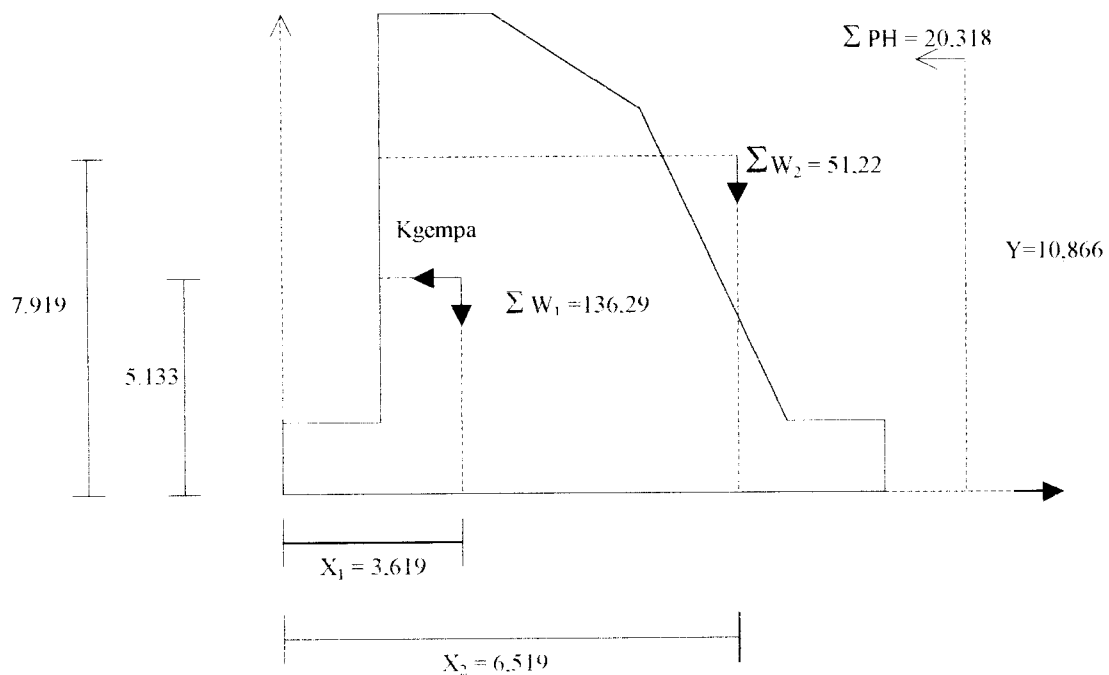
$$K = 0,146 \times 136,29 = 19,898 \text{ Ton.}$$

Apabila gaya gempa dihitung terhadap adanya tekanan tanah di belakang tembok, maka besarnya adalah :

$$\begin{aligned} K \text{ total} &= f \cdot \Sigma W \text{ total} \\ &= 0,146 \times (136,29 + 51,22) = 27,377 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kontrol Stabilitas.

- Tinjauan terhadap guling di titik A



Gambar 6.32 Titik berat beban yang bekerja

BAB VII

PEMBAHASAN

Pada tugas akhir ini redesain bangunan bendung dilakukan dengan suatu cara atau metode desain yang berbeda dengan perencanaan sebenarnya sehingga didapatkan suatu desain bangunan bendung yang memenuhi persyaratan kekuatan dan kestabilan.

Redesain bendung ini dimulai dengan menganalisis data hujan dengan tujuan untuk memperoleh berapa besar curah hujan rencana yang nantinya digunakan dalam menetapkan dan menentukan besarnya banjir perencanaan untuk kala ulang T tahun rencana. Selanjutnya banjir rencana ini nantinya digunakan untuk mendesain bangunan bendung sehingga didapatkan suatu bendung yang memenuhi persyaratan kestabilannya.

Dari hasil analisis terhadap data curah hujan selama 10 tahun didapatkan debit banjir rencana untuk kala ulang 100 tahun sebesar $703.439 \text{ m}^3/\text{dtk}$, besarnya debit banjir rencana ini diperoleh dengan menggunakan metode Rational Jepang.

Sebagai perbandingan debit banjir rencana yang digunakan dalam perencanaan teknis bendung ini, penulis juga menganalisis dengan menggunakan data curah hujan lebih dari 10 tahun, dimana data curah hujan 10 tahun dirubah menjadi data curah hujan dengan 20 series data curah hujan. Langkah perhitungannya sama dengan data curah hujan 10 tahun, dengan rincian sebagai berikut:

A. Data Curah hujan dengan data 20 series

Tabel 7.1 Data curah hujan dengan data 20 series

DATA SERIES	STASIUN		
	PUNDONG	SILUK	KARANG PLOSO
1	180	180	137
2	157	163	122
3	143	160	121.5
4	140	151	114
5	132	140	112
6	119	124	109.5
7	114	123.8	102
8	110	120	92
9	108.6	115.5	91
10	108	105	90
11	104	97	89
12	101	95	84
13	98.5	92	79
14	98	90.5	76
15	96.4	90	75
16	95	88.2	74
17	94.6	87	72
18	87	86	71
19	86	85	70
20	78	80	69

Selanjutnya dihitung hujan rerata atau hujan kawasan yang mewakili daerah pengaliran dengan 2 cara yakni cara rata-rata aljabar dan ARF (Areal Reduction Factor). Rekapitulasi hujan kawasan ini dapat dilihat pada tabel 7.2 dibawah ini.

Tabel 7.2 Rekapitulasi Hujan Kawasan untuk data 20 series

Data Series	Rata-rata aljabar (mm)	Point Rainfall (mm)
1	165.667	158.4
2	147.333	143.44
3	141.5	140.8
4	135	132.88
5	128	123.2
6	117.5	109.12
7	113.267	108.944
8	107.333	105.6
9	105.033	101.64
10	101	92.4
11	96.667	85.36
12	93.333	83.6
13	89.833	80.96
14	88.167	79.64
15	87.133	79.2
16	85.733	77.616
17	84.533	76.56
18	81.333	75.68
19	80.333	74.8
20	75.667	70.4

b. Analisis Hujan Rencana

Dengan menggunakan perhitungan hujan kawasan dengan cara ARF (areal reduction factor), dihitung hujan rata-rata nya untuk dapat memilih jenis sebaran yang digunakan.

Tabel 7.3 Perhitungan untuk menentukan jenis sebaran

m	Xi	$\frac{100.m\%}{n+1}$	\bar{x}	(Xi - x)	(Xi - x) ²	(Xi - x) ³	(Xi - x) ⁴
1	158.4	4.7619048	100.012	58.388	3409.159	199053.949	11622361.98
2	143.44	9.5238095	100.012	43.428	1885.991	81904.8251	3556962.746
3	140.8	14.285714	100.012	40.788	1663.661	67857.4026	2767767.737
4	132.88	19.047619	100.012	32.868	1080.305	35507.4787	1167059.809
5	123.2	23.809524	100.012	23.188	537.6833	12467.8014	289103.3784
6	109.12	28.571429	100.012	9.108	82.95566	755.560188	6881.64219
7	108.944	33.333333	100.012	8.932	79.78062	712.600534	6364.947966
8	105.6	38.095238	100.012	5.588	31.22574	174.489457	975.0470884
9	101.64	42.857143	100.012	1.628	2.650384	4.31482515	7.024535347
10	92.4	47.619048	100.012	-7.612	57.94254	-441.05864	3357.338405
11	85.36	52.380952	100.012	-14.652	214.6811	-3145.5075	46087.97641
12	83.6	57.142857	100.012	-16.412	269.3537	-4420.6336	72551.43941
13	80.96	61.904762	100.012	-19.052	362.9787	-6915.4703	131753.5396
14	79.64	66.666667	100.012	-20.372	415.0184	-8454.7545	172240.2591
15	79.2	71.428571	100.012	-20.812	433.1393	-9014.496	187609.6913
16	77.616	76.190476	100.012	-22.396	501.5808	-11233.404	251583.315
17	76.56	80.952381	100.012	-23.452	549.9963	-12898.513	302495.9344
18	75.68	85.714286	100.012	-24.332	592.0462	-14405.669	350518.7314
19	74.8	90.47619	100.012	-25.212	635.6449	-16025.88	404044.4948
20	70.4	95.238095	100.012	-29.612	876.8705	-25965.891	768901.9509
Σ	2000.24			4.26×10^{-14}	13682.665	285517.1443	22108628.98

$$\bar{x} = \frac{2000.24}{20} = 100,012$$

$$S = \sqrt{\frac{(X_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{13682,655}{20-1}} = 26,835$$

$$C_s = \frac{n \cdot (X_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2) \cdot S^3} = -0,864$$

$$C_v = \frac{S}{x} = 0,268$$

Berdasarkan Tabel 5.5, hal 52 mengenai jenis sebaran, maka hasil yang didapatkan dari hitungan diatas (Tabel 7.3), maka jenis sebaran yang terbaik untuk digunakan adalah metode log person III karena memenuhi syarat $C_s < 0$.

Tabel 7.4 Curah hujan rerata dengan metode Log Pearson III untuk data 20 seri

No	X	log X	(log X - $\overline{\log X}$)	(log X - $\overline{\log X}$) ²	(log X - $\overline{\log X}$) ³
1	158.4	2.199755177	0.213755177	0.045691276	0.009766747
2	143.44	2.156670277	0.170670277	0.029128343	0.004971342
3	140.8	2.148602655	0.162602655	0.026439623	0.004299153
4	132.88	2.123459619	0.137459619	0.018895147	0.00259732
5	123.2	2.090610708	0.104610708	0.0109434	0.001144797
6	109.12	2.037904357	0.051904357	0.002694062	0.000139834
7	108.944	2.037203317	0.051203317	0.00262178	0.000134244
8	105.6	2.023663918	0.037663918	0.001418571	5.34289E-05
9	101.64	2.007064656	0.021064656	0.00044372	9.3468E-06
10	92.4	1.965671971	-0.020328029	0.000413229	-8.40013E-06
11	85.36	1.931254406	-0.054745594	0.00299708	-0.000164077
12	83.6	1.922206277	-0.063793723	0.004069639	-0.000259617
13	80.96	1.908270499	-0.077729501	0.006041875	-0.000469632
14	79.64	1.901131251	-0.084868749	0.007202704	-0.000611285
15	79.2	1.898725182	-0.087274818	0.007616894	-0.000664763
16	77.616	1.889951257	-0.096048743	0.009225361	-0.000886084
17	76.56	1.884001925	-0.101998075	0.010403607	-0.001061148
18	75.68	1.878981123	-0.107018877	0.01145304	-0.001225691
19	74.8	1.873901598	-0.112098402	0.012566052	-0.001408634
20	70.4	1.847572659	-0.138427341	0.019162129	-0.002652563
Σ		39.72660283	0.006602835	0.229427532	0.013704317

- $\overline{\log X} = \frac{\sum \log x}{n} = \frac{39,727}{20} = 1,986$
- $(S \log X) = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,2294}{20-1}} = 0,109$
- $C_s = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1) \times (n-2) \times S \log X^3} = \frac{20 \times -0,0137}{(20-1) \times (20-2) \times 0,109^3} = -0,619$

Tabel 7.5 Perhitungan Curah Hujan Metode Log Pearson III untuk data 20 seri

(T)	K	$\log X = \overline{\log X} + k(S \log X)$	Xt (mm)
5	0.857	2.079413	120.0640531
10	1.197	2.116473	130.7594244
25	1.520	2.15168	141.8012307
50	1.709	2.172281	148.6897393
100	1.866	2.189394	154.6656959

Tabel 7.6 Perhitungan Curah Hujan dengan Metode Haspers untuk data 20 seri

(T)	R (mm)	S	U	$R_t = R + S.U$ (mm)
5	100.012	26.835	0,64	117.186
10	100.012	26.835	1,26	133.824
25	100.012	26.835	2,1	156.366
50	100.012	26.835	2,75	173.808
100	100.012	26.835	3,43	192.056

c. Analisis Debit Rencana

Dengan menggunakan curah hujan dengan metode Haspers dilanjutkan dengan menghitung debit rencana atau Q desain 100 tahun yang di gunakan dalam perencanaan teknis bendung. Analisis debit rencana ini dihitung dengan 3 macam metode yaitu metode Haspers, FSR Jawa - Sumatera dan metode Rational Jepang. Rincian mengenai hitungan metode- metode di jelaskan dibawah ini.

1. Metode Haspers

Hitungan debit banjir rencana Metode Hasper.

$$A = 160,2 \text{ km}^2$$

$$L = 65 \text{ km}$$

Menghitung koefisien aliran

$$C = \frac{1 + 0,012A^{0,7}}{1 + 0,075A^{0,7}} = \frac{1 + 0,012 \times 160,2^{0,7}}{1 + 0,075 \times 160,2^{0,7}} = 0,392$$

Waktu konsentrasi

$$t = 0,1 \cdot L^{0,8} \cdot I^{-0,3} = 0,1 \times 65^{0,8} \times 0,025^{-0,3} = 8,530 \text{ jam}$$

Koefisien reduksi

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

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{8,35 + (3,7 \times 10^{-4} \times 8,30)}{(8,35^2 + 15)} \times \frac{160,2^4}{12} = 1,3699$$

$$\beta = 0,7299$$

Menghitung Intensitas hujan (Rt)

untuk 2 jam $\leq 8,530 \leq 19$ jam, maka:

Untuk t = 100 thn ($R_{24} = 192,056$ mm)

$$R_t = \frac{t \times R_{24, maks}}{t + 1} = \frac{8,53 \times}{8,53 + 1} = 171.903 \text{ mm / jam}$$

Menghitung hujan maksimum

$$q = \frac{Rt}{3,6t} = \frac{171.903}{3,6 \times 8,53} = 5,598 \text{ m}^3 / \text{dt} / \text{km}^2$$

Debit banjir maksimum 100 tahunan :

$$Q_{100} = C \times q \times A \times \beta = 0,392 \times 5,598 \times 160,2 \times 0,7299 = 256,593 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

2. Metode Manual Jawa - Sumatera

$$\text{AREA} = 160,2 \text{ Km}^2$$

$$\text{PBAR} = R_{100} = 192,056 \text{ mm}$$

$$\text{SIMS} = 0,025$$

$$\text{LAKE} = 0 \text{ (Untuk bendung)}$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \log \text{AREA}$$

$$= 1,02 - 0,0275 \log 160,2$$

$$= 0,96$$

$$\text{APBAR} = 192,056 \times 0,88 = 169,009 \text{ mm}$$

$$\text{MAF} = (8 \times 10^{-6}) \times (\text{AREA})^y \times (\text{APBAR})^{2,445} \times (\text{SIMS})^{0,117} \times (1 + \text{LAKE})^{-0,85}$$

$$= (8 \times 10^{-6}) \times (160,2)^{0,96} \times (169,009)^{2,445} \times (0,025)^{0,117} \times (1 + 0)^{-0,85}$$

$$= 190,267 \text{ m}^3/\text{dt}$$

GF (faktor pembesar periode ulang T) dilihat dari lampiran 5

$$Q_5 = GF_{100} \times MAF_{100}$$

$$= 2,78 \times 190,267 = 528,944 \text{ m}^3/\text{dt}$$

3. Metode Rational Jepang

$$A = 160,2 \text{ km}^2$$

$$R_{(24)100} = 192,056 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 \rightarrow (\text{Lampiran 8})$$

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

$$= 72 \times 0,025^{0,6} = 7,872$$

$$T = L / W = 65 / 7,872 = 8,257 \text{ mm}$$

$$R_o = \frac{R_{24}}{t} = \frac{192,056}{24} = 8,002 \text{ mm}$$

$$R_m = R_o \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} = 8,002 \times \left(\frac{24}{8,257}\right)^{2/3} = 16,303 \text{ mm}$$

Q desain 100 tahun :

$$Q_{\text{maks}} = \frac{1}{3,6} \times R_m \times f \times A = \frac{1}{3,6} \times 16,303 \times 0,75 \times 160,2 = 544,113 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Jadi dengan 20 buah data series diperoleh Q desain 100 tahun sebesar 544,113 m³/dt yang lebih kecil dibandingkan dengan data dengan menggunakan data curah hujan selama 10 tahun sebesar 703,439 m³/dt.

P: Dengan debit banjir 100 tahun sebesar $703,439 \text{ m}^3/\text{dtk}$ diperoleh ketinggian air diatas mercu bendung sebesar 2,06 m. Mercu bendung pada redesain ini direncanakan dengan tipe bulat dengan dua buah jari - jari yaitu $R_1= 1\text{m}$ dan $R_2= 2\text{m}$ karena dapat memberikan keuntungan yakni mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. (KP-02,hal 41)

benarnya Untuk melindungi bangunan agar tidak terlanda banjir maka tinggi jagaan tanggul direncanakan 1,5 m dari elevasi muka air banjir sehingga dapat menciptakan keamanan ekstra selama banjir rencana.

Pen Untuk menghindari terjadinya bahaya piping dan erosi bawah tanah maka perlu memperpanjang jalannya air / "creep line" dibawah pondasi bendung. Salah satu cara untuk memperpanjang jalannya aliran dibawah bendung ini antara lain dengan membuat lantai muka yang mana pada pelaksanaannya lebih mudah. Pada redesain ini panjang lantai mukanya adalah sebesar 46 m yang diletakkan di bagian hulu bendung yang hasilnya aman terhadap bahaya piping.

Se Kolam olak direncanakan dengan tipe Vlugter karena desain dan perhitungannya lebih sederhana dengan lantai belakang mendatar yang dilengkapi dengan ambang akhir. Untuk menghindari terjadinya bahaya patah tarik pada lantai belakang ini perlu dilakukan kontrol terhadap ketebalan kolam olaknya. Dari redesain dengan tipe Vlugter ini didapatkan panjang kolam olak sebesar 9,4 m dengan ketebalan 2,28 m ternyata hasilnya cukup aman terhadap kemungkinan adanya bahaya patah tarik akibat adanya gaya angkat ke atas.

Tabel 7.7 Perbandingan Redesain dengan Desain Sebenarnya (PU Pengairan)

No.	Uraian	Redesain	Desain Sebenarnya
1	Debit Rencana 100 tahun		
	- Data 10 series	703.439 m ³ /dt	-
	- Data 20 series	544.113 m ³ /dt	-
2	Mercu Bendung		
	- Elevasi Muka Air Banjir	+27.86	+28.3
	- Tinggi Air di atas mercu (h)	2.06 m	3.1 m
	- Jari-jari Mercu	R ₁ = 1 m ;R ₂ = 2 m	R =2 m
	-Elevasi Tanggul	+29.4	+29
	-Lebar Efektif Mercu	113,5 m	110 m
3	Kolam Olak		
	- Tipe Kolam Olak	Vlughter	Bak Tenggelam
	- Panjang Kolam Olak	9.4 m	10 m
	- Elevasi Kolam Olak	+16.40	+18.11
	- Tebal Kolam Olak	2,28 m	3,6 m
4	Lantai Muka		
	- Elevasi Lantai Muka	+19.12	-
	- Panjang Lantai Muka	46 m	Sheet Pile dengan kedalaman 12 m.
5	Rip rap		
	- Panjang Gerusan (LB)	20,5 m	-
	- Diameter Rip rap	0,35 m	Tidak pakai
7	Berat konstruksi	216,062 Ton	192,907 Ton
8	Sistem Pembilasan	Kontinyu	Kontinyu
		Gabungan bentuk trapesium dan persegi panjang	Bentuk Segiempat
9	Saluran Pembilas Pasir		

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan desain dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Analisis debit rencana pada perencanaan ini berdasarkan data curah hujan maksimum tahunan selama 10 tahun pengamatan dengan Q desain 100 tahun sebesar 703,439 m³/dt.
2. Panjangnya lantai muka yang diperoleh adalah sebesar 46 m, yang merupakan panjang lantai muka minimum yang diijinkan untuk mengurangi erosi bawah tanah.
3. Tebal kolam olak yang diperoleh dari redesain adalah sebesar 2,28 m dengan ketebalan minimum yang diijinkan sebesar 2m.
4. Berat konstruksi bendung yang didapatkan sebesar 216,062 ton memiliki kekuatan dan kestabilan yang memenuhi syarat terhadap adanya bahaya guling maupun bahaya pergeseran.

8.2 Saran

1. Dalam menganalisis debit banjir rencana disarankan agar mempunyai data debit hujan sehingga lebih mudah untuk diselesaikan, jika tidak memiliki data

debit dianjurkan untuk memakai data curah hujan minimal 20 tahun sehingga tingkat ketelitiannya lebih tinggi

2. Dalam menentukan besarnya debit rencana di sarankan jangan mengambil terlalu kecil yang nantinya akan berakibat pada meluapnya air bila terjadi banjir besar sehingga dapat merusak bangunan atau daerah - daerah disekitar bendung.
3. Debit banjir rencana juga jangan diambil terlalu besar sehingga menyebabkan ukuran bendung terlalu besar dan tidak ekonomis.
4. Untuk mencegah terjadinya rembesan dibawah bendung maka perlu memperpanjang jalur jalan air dibawah bendung dengan membuat lantai muka.
5. Dalam merencanakan tebal kolam olah disarankan untuk melakukan kontrol terhadap patah tarik guna menghindari terjadinya patah tarik pada bagian hilir bendung.

DAFTAR PUSTAKA

1. CV Hara Konsultan ,2002 **LAPORAN AKHIR PERENCANAAN JARINGAN IRIGASI DI.OPAK I KABUPATEN SLEMAN**
2. Direktorat Jenderal Pengairan,1986, **STANDAR PERENCANAAN IRIGASI KP-02**, PT. Galang Persada, Bandung
3. Direktorat Jenderal Pengairan,1986, **STANDAR PERENCANAAN IRIGASI KP-03**, PT. Galang Persada, Bandung
4. Direktorat Jenderal Pengairan,1986, **BUKU PETUNJUK PERENCANAAN IRIGASI**, PT. Galang Persada, Bandung
5. Joesron Loebis, Ir,M.Eng, 1987, **BANJIR RENCANA UNTUK BANGUNAN AIR**, Departemen Pekerjaan Umum
6. Muhammad Faisol dan Raden Zainul F, 1992, **PERENCANAAN ULANG BENDUNG PEKATINGAN DI KALI BUTUH JAWA TENGAH**
7. Soenarno,Ir, 1972, **PERHITUNGAN BENDUNG TETAP**, Direktorat Jenderal Pengairan

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID. STUDI
1	Winda Elita Cahaya	28511011	Teknik Sipil
2	Audi Apriani	28511113	Teknik Sipil

JUDUL TUGAS AKHIR :

.....

**PERIODE II : DESEMBER - MEI
 TAHUN : 2002 / 2003**

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Des.	Jan.	Peb.	Mar.	Apr.	Mei.
1.	Pendaftaran	■					
2.	Penentuan Dosen Pembimbing	■					
3.	Pembuatan Proposal		■				
4.	Seminar Proposal		■	■			
5.	Konsultasi Penyusunan TA.			■	■	■	■
6.	Sidang-Sidang					■	■
7.	Pendadaran.						■

DOSEN PEMBIMBING I
 DOSEN PEMBIMBING II

Ir. H. Munadhir, MS.
 Ir. Harbi Hadi, MI



Yogyakarta, 07 Jan 2003
 a.n. Dekan,

51

(Signature)
 Ir. H. Munadhir, MS
 (.....)

Catatan.

Seminar :
 Sidang :
 Pendadaran :

LAMPIRAN I

Tabel III - 7 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat
(uji satu sisi)

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,00052	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Boanier, 1980

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Bonnier, 1980.

Catatan : α = derajat kepercayaan.

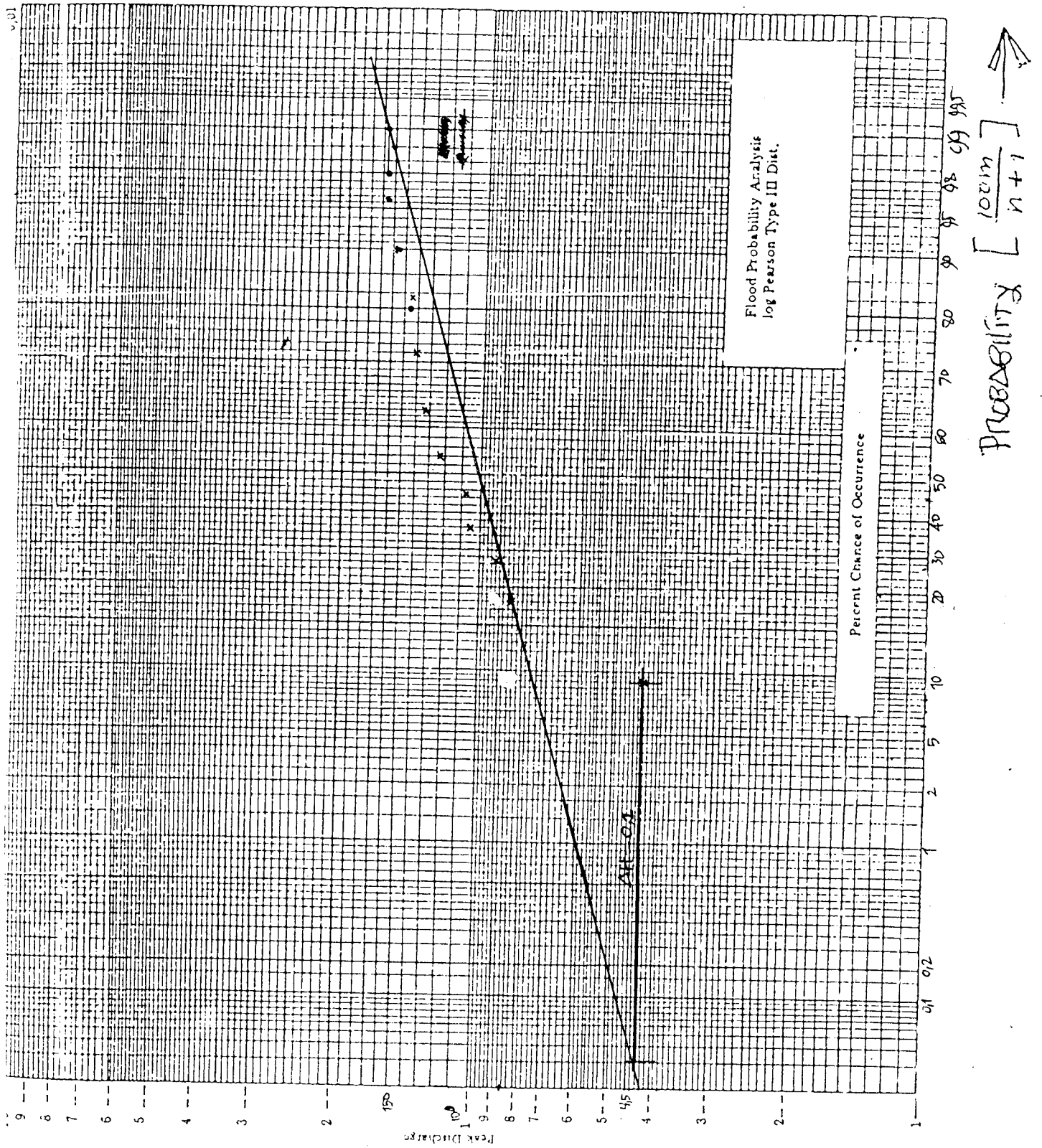
Tabel III - 3. Nilai k Distribusi Pearson tipe III dan Log Pearson ti

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,143	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,143	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Tabel 4.2. Nilai Faktor Pembesar (C)

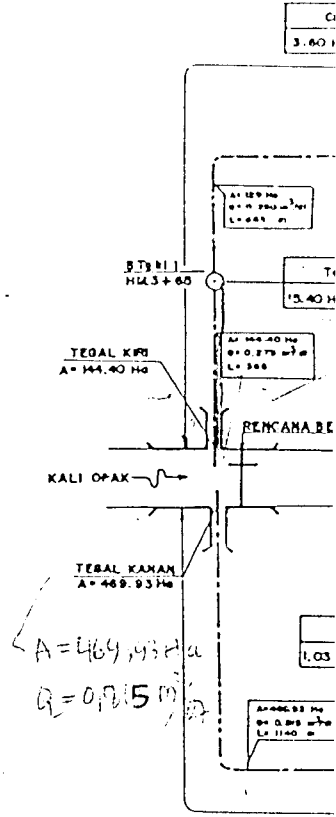
Periode Ulang <i>T</i>	Variasi Reduksi <i>Y</i>	Luas DPS (km ²)					
		< 180	300	600	900	1200	> 1500
5	1,50	1,28	1,27	1,24	1,22	1,19	1,17
10	2,25	1,56	1,54	1,48	1,44	1,41	1,37
20	2,97	1,88	1,84	1,75	1,70	1,64	1,59
50	3,90	2,35	2,30	2,18	2,10	2,03	1,96
100	4,60	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27
200	5,30	3,27	3,20	3,01	2,89	3,78	2,66
500	6,21	4,01	3,92	3,70	3,56	3,41	3,27
1.000	6,91	4,68	4,58	4,32	4,16	4,01	3,85

Sumber : IOH/DPMA, 1983.



Kertas Peluang Distribusi Log Pearson tipe III.

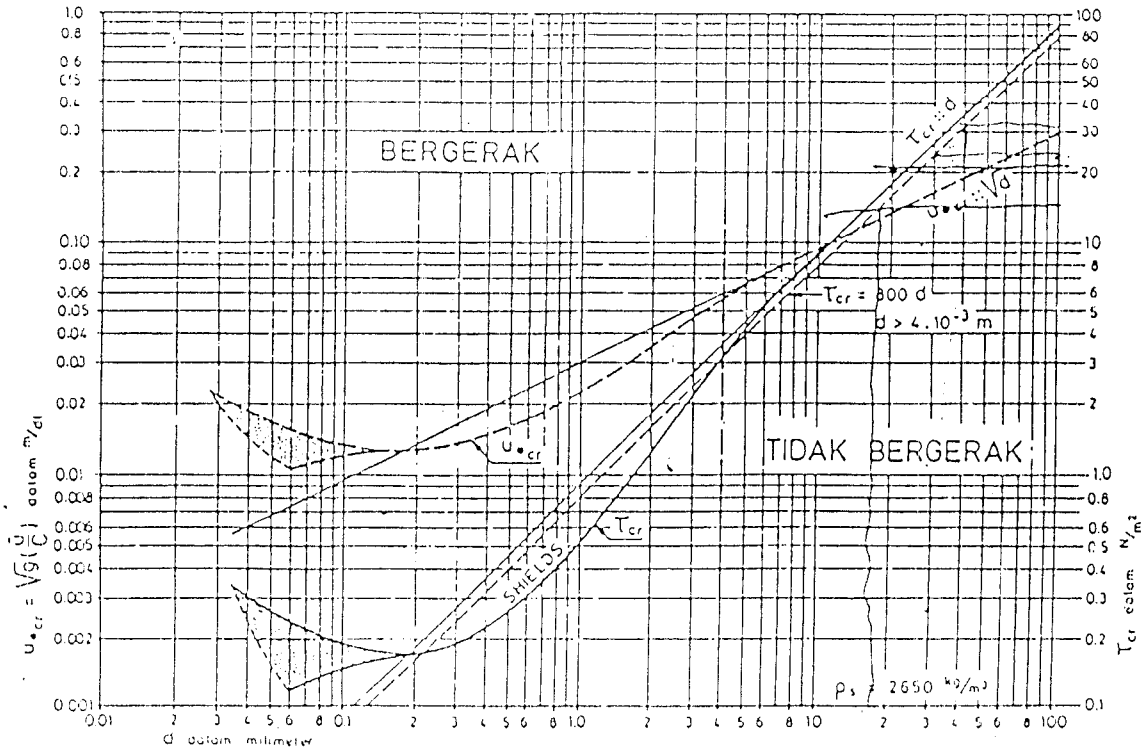
Contoh 9



	Kelompok hidrologis tanah	
	C	D
Hutan lebat	0,6	0,7
Hutan dengan kelembatan sedang	0,65	0,75
Tanaman ladang dan daerah-daerah gundul	0,75	0,8

Keterangan : Diambil dari KP-02, hal 143

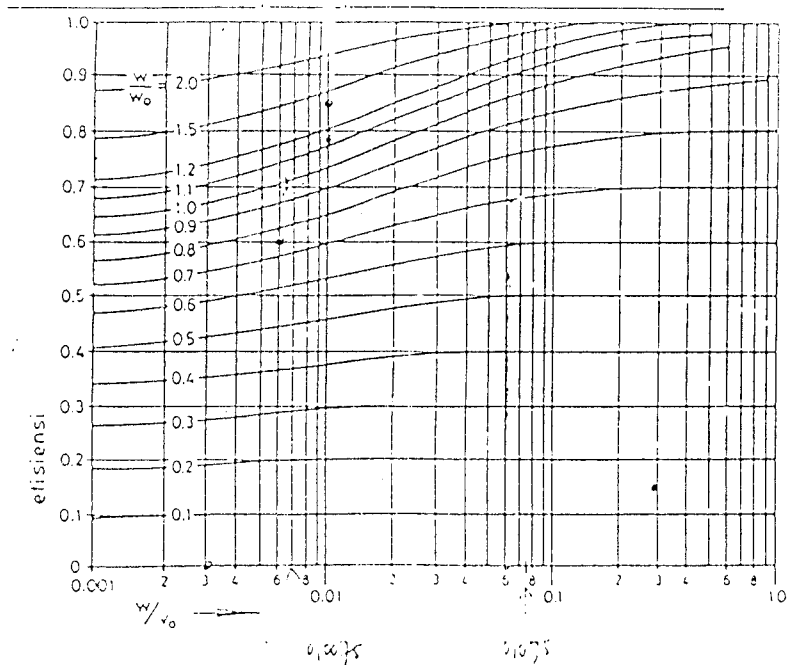
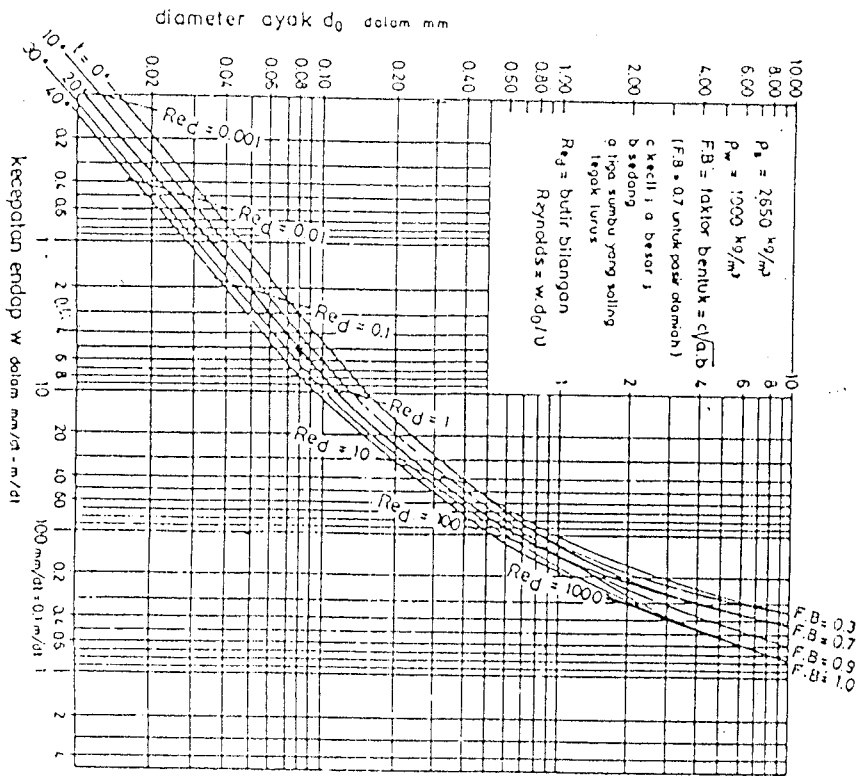
Lampiran 9.b Diagram shield



Lampiran 9.a Karakteristik saluran dan kemiringan

Q (debit) m^3/dt	Kemiringan talut 1 : m	Perbandingan b/h n	Faktor Kekasaran (k)
0.15 – 0.30	1.0	1.0	35
0.30 – 0.50	1.0	1.0 – 1.2	35
0.50 – 0.75	1.0	1.2 – 1.3	35
0.75 – 1.00	1.0	1.3 – 1.5	35
1.00 – 1.50	1.0	1.5 – 1.8	40
1.50 – 3.00	1.5	1.8 – 2.3	40
3.00 – 4.50	1.5	2.3 – 2.7	40
4.50 – 5.00	1.5	2.7 – 2.9	40
5.00 – 6.00	1.5	2.9 – 3.1	42.5
6.00 – 7.50	1.5	3.1 – 3.5	42.5
7.50 – 9.00	1.5	3.5 – 3.7	42.5
9.00 – 10.00	1.5	3.7 – 3.9	42.5
10.00 – 11.00	2.0	3.9 – 4.2	45
11.00 – 15.00	2.0	4.2 – 4.9	45
15.00 – 25.00	2.0	4.9 – 6.5	45
25.00 – 40.00	2.0	6.5 – 9.0	45

Lampiran 10.a Hubungan diameter saringan dan kecepatan endap



Lampiran 10.b Diagram Camp

2. Nilai SPT dan Rembesan

No. Lubang Bor	Kedalaman (m)	SPT		N	Permeability
		I	II		
Bor 1	6,50 - 6,95	12	25	25	K = $2,08 \times 10^{-4}$ cm/det K = $1,5 \times 10^{-4}$ cm/det
	12,00 - 12,45	14	29	29	
	5,00 - 10,00	-	-	-	
	0,00 - 15,00	-	-	-	
Bor 2	7,00 - 7,45	15	35	35	WL = 0, tidak dapat ditest
	12,00 - 12,45	14	36	36	
	10,00 - 15,00	-	-	-	
Bor 3	7,00 - 7,45	9	19	19	K = $3,60 \times 10^{-4}$ cm/det K = $2,8 \times 10^{-4}$ cm/det
	12,00 - 12,45	15	33	33	
	5,00 - 10,00	-	-	-	
	10,00 - 15,00	-	-	-	
Bor 4	7,00 - 7,45	12	26	26	WL = 0, tidak dapat ditest
	12,00 - 12,45	15	31	31	

3. Triaxial (pada lempung pasiriran Pasir Tufaan $Q = 27^\circ$: $C = 0,14$ kg/cm²
 $Q = 29^\circ$: $C = 0,20$ kg/cm²

Direct Shear Test pada lempung pasiriran Pasir Tufaan $Q = 33^\circ$: $C = 0,50$ kg/cm²
 $Q = 37,5^\circ$: $C = 0,36$ kg/cm²

4. q_{izin} berdasarkan SPT = 2,46 kg/cm²

RINGKASAN
 UJI LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 BENDUNG TEGAL

No.	LOCATION	DEPTH m	IDENTIFICATION			ATTERBERG LIMIT				GRAIN SIZE ANALYSIS				CLASSIFICATION	COMPACT OWC %	TRIAxIAL C	DIRECT C	PERMEABILITY (K) cm/det		
			V _s cm ³	NWC %	e	SR %	SL %	PL %	PP %	Gravel %	Sand %	Silt %	Clay %						Clay %	Silt %
1	Bendung Tegat (Bor 2)	6.00 - 8.00	1.660	17.26	0.771	56.41	2.504	37.20	26.05	11.15	-	38	60	2	1.523	20.40	0.14	0.5	33	4.177 x 10 ⁻⁵
		8.00 - 10.00	1.930	25.87	0.644	101.69	2.554	12.25	25.56	16.30	-	32	56	12	1.620	20.10	0.20	0.26	37.5	3.080 x 10 ⁻⁶
2	Borrow Area I (Bagi Kliring)	Sample 1 0.00 - 2.00	1.724	46.39	1.303	83.28	2.713	35.45	39.63	19.42	2	53	37	18	1.178	40.00	0.275	-	-	3.080 x 10 ⁻⁶
3	Borrow Area II (Keros, Ngasinan)	Sample 1 0.00 - 3.00	1.621	40.53	1.117	90.76	2.668	49.18	43.88	18.33	7	43	28	22	1.260	38.00	0.100	-	-	2.349 x 10 ⁻⁶
4		Sample 2 0.00 - 4.00	1.737	28.67	0.967	91.05	2.656	49.46	35.06	11.30	7	48	25	20	1.350	33.15	0.300	-	-	3.099 x 10 ⁻⁶

RSO TGL

Harga-harga minimum angka rembesan lane (CL) dan Bligh (CB)

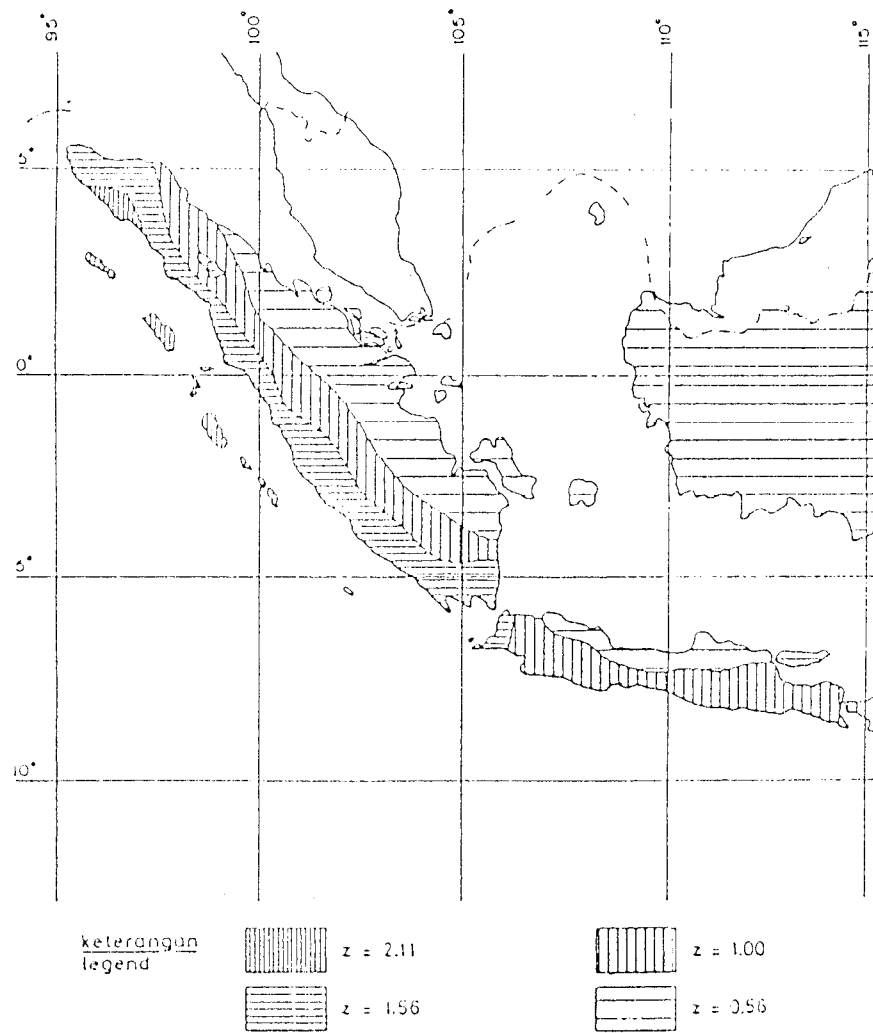
Pasir Sangat Halus atau lanau	8,5	18
Pasir halus	7,0	15
Pasir sedang	6,0	9
Pasir kasar	5,0	9
Kerikil halus	4,0	9
Kerikil sedang	3,5	9
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0	9
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5	9
Lempung lunak	3,0	9
Lempung sedang	2,0	4 - 6
Lempung keras	1,8	4 - 6
Lempung sangat keras	1,6	4 - 6

Tabel 3.8 Koefisien jenis tanah

jenis	n	m
Batu	2,76	0,71
Diluvium	0,87	1,05
Aluvium	1,56	0,89
Aluvium lunak	0,29	1,32

Tabel 3.9 Periode ulang dan percepatan dasar gempa, a_c

periode ulang *) tahun	a_c *) (gal = cm/dt ²)
20	85
100	160
500	225
1000	275



Gambar 3.12 Daerah-daerah gempa di Indonesia (Barat)