



**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH SAMPING
(SIDE CHANNEL SPILLWAY)
BENDUNGAN BUDONG-BUDONG KABUPATEN MAMUJU TENGAH**

PROVINSI SULAWESI BARAT

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Digunakan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



WARID MUTTAFAQ

NIM. 125060400111002

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

FAKULTAS TEKNIK

MALANG

2017

LEMBAR PENGESAHAN**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH SAMPIING
(SIDE CHANNEL SPILLWAY)
BENDUNGAN BUDONG-BUDONG KABUPATEN MAMUJU TENGAH
PROVINSI SULAWESI BARAT****SKRIPSI****TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Digunakan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



WARID MUTTAFAQ
NIM. 125060400111002

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 29 September 2017

Dosen Pembimbing I

Ir. Mohammad Taufiq, MT.
NIP. 19590703 198903 1 003

Dosen Pembimbing II

Dr. Very Dermawan, ST., MT.
NIP. 19730217 199903 1 001



Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Moh. Sholichin, MT., Ph.D.
NIP. 19670602 199802 1 001

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, 29 September 2017

Mahasiswa,



Warid Muttafaq

NIM. 125060400111002

TURNITIN



UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 667-70/UN10.F07.14.11/TU/2017

Sertifikat ini diberikan kepada :

WARID MUTTAFAQ

Dengan Judul Skripsi :

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH SAMPIG (SIDE CHANNEL SPILLWAY)
BENDUNGAN BUDONG-BUDONG KABUPATEN MAMUJU TENGAH PROVINSI SULAWESI
BARAT

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan
dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 2 Agustus 2017

99
Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Ir. M. Sholichin, MT., Ph.D
NIP. 19670602 199802 1 001

Untuk Bapak,
Almarhumah Ibu Susanti,
Ibu Ma'rufah dan
Calon Ibu anak-anak ku



RINGKASAN

Warid Muttafaq, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, September 2017, Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping (*Side Channel Spillway*) Bendungan Budong-Budong Kabupaten Mamuju Tengah Provinsi Sulawesi Barat, Dosen Pembimbing: Ir. Mohammad Taufiq, MT dan Dr. Very Dermawan, ST., MT.

Dalam rangka memenuhi kebutuhan irigasi dan air baku penduduk Kabupaten Mamuju Tengah maka akan di rencanakan suatu bendungan yang akan menampung air guna memenuhi kebutuhan tersebut. Sehingga akan direncanakan Bendungan Budong-Budong yang berada di Kabupaten Mamuju Tengah.

Secara teknis komponen-komponen utama bendungan adalah tubuh bendungan (*main dam*), pintu pengambilan (*intake*), dan pelimpah (*spillway*). Pelimpah merupakan bangunan pelengkap artinya bangunan beserta instalasinya yang memungkinkan beroperasinya bendungan dengan baik, bila bangunan ini tidak berfungsi/tidak ada maka dapat membahayakan konstruksi bendungan. Sehubungan dengan hal tersebut, maka perlu dilakukan kajian untuk merencanakan pembangunan Bendungan Budong-Budong. Salah satunya yaitu dengan melakukan Kajian Perencanaan Bangunan Pelimpah Bendungan Budong-Budong, Kabupaten Mamuju Tengah.

Tahapan awal dari studi ini yaitu merencanakan pelimpah sesuai dengan kondisi hidrologi, geoteknik dan topografi. Setelah itu dilakukan analisa mengenai stabilitas guling, geser, eksentrisitas dan daya dukung tanah dari bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan. Dari hasil analisa stabilitas didapatkan keadaan bangunan dan desain yang memenuhi persyaratan keamanan, dalam studi ini bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan menggunakan konstruksi beton bertulang.

Dari hasil studi didapatkan analisis berupa desain pelimpah samping dengan perencanaan hidrolika pelimpah telah memenuhi untuk kondisi Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} . Selanjutnya merencanakan bentuk dinding penahan dengan menggunakan dinding penahan tipe *gravity wall*. Selanjutnya analisis berupa stabilitas dan daya dukung ambang pelimpah dan dinding penahan memenuhi persyaratan. Daya dukung tanah pada ambang pelimpah dan dinding penahan dapat menahan tegangan yang terjadi pada bangunan. Pada konstruksi ambang pelimpah dan dinding penahan direncanakan beton $f'_c = 25$ MPa dan $f_y = 400$ MPa.

Kata kunci: pelimpah samping, *side channel spillway*, dinding penahan, dan beton bertulang.



SUMMARY

Warid Muttafaq, Water Resources Engineering Department, Faculty of Engineering, Brawijaya University, September 2017, *The Planning of Side Channel Spillway of Budong-Budong Dam Central Mamuju Regency West Sulawesi Province*. Academic Supervisor: Ir. Mohammad Taufiq, MT and Dr. Very Dermawan, ST., MT.

In order to meet the needs of irrigation and water for Central Mamuju Regency society, a dam which is expected to accommodate water to meet those needs will be planned. So, Budong-Budong Dam will be planned located in Central Mamuju Regency.

Technically, the main components of the dam are the main dam, intake, and spillway. The spillway is a supporting building which means the building and its installation allow the dam to operate well, if this building is not working or not exist then it can endanger the dam construction. Relating to those circumstances, it is necessary to conduct a study to plan the Budong-Budong Dam. One of them is by conducting Study of Spillway Planning of Budong-Budong Dam, Central Mamuju Regency.

The initial stage of the study is to plan the appropriate spillway construction relating to hydrology, geotechnics and topography. The next step is to analyze the possibility of overturning, shear stability, eccentricity and bearing capacity of the spillway and retaining walls. According to the result of stability analysis, it is found that the building conditions have met the safety requirements, in this study the spillway and retaining walls are using reinforced concrete construction.

The result of the analysis showed that the side channel spillway which designed through hydraulic planning has met the condition for Q_{100th} , Q_{1000th} , Q_{PMF} . Furthermore, planning of retaining wall using gravity wall type. Moreover, the analysis of overturning stability and bearing capacity for the spillway and retaining walls have met the requirements. However, the bearing capacity of spillway and retaining walls can overcome the stress of the building. The construction of spillway and retaining walls are planned to use of concrete with $f'_c = 25$ MPa and steel reinforcement with $f_y = 400$ Mpa.

Keywords: *side channel spillway, retaining wall, reinforced concrete.*



KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penyusun panjatkan kepada Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga Skripsi yang berjudul **“Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping (*Side Channel Spillway*) Bendungan Budong-Budong Kabupaten Mamuju Tengah Provinsi Sulawesi Barat**” ini dapat terselesaikan.

Skripsi ini disusun untuk memenuhi sebagai persyaratan memperoleh gelar Sarjana Teknik di Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang. Dalam penyelesaian skripsi ini, penyusun mengucapkan terima kasih kepada:

1. Alloh SWT atas segala pertolongan-Nya.
2. Almarhumah Ibu Susanti, semoga Alloh menempatkan beliau di sisi-Nya.
3. Bapak Sumarsono, Ibu Ma'rufah dan Tsabbit Aqdamy atas dukungan, nasehat, motivasi, serta doanya.
4. Bapak Ir. Moh. Sholichin, MT., Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan atas bimbingannya dalam pengesahan skripsi ini.
5. Ibu Emma Yuliani, ST., MT., Ph.D. selaku Sekretaris Jurusan Teknik Pengairan atas bimbingannya dalam pengesahan skripsi ini.
6. Bapak Ir. Dwi Priyantoro, MS. selaku Ketua Kelompok Dosen Keahlian (KKDK) Perencanaan Teknik Bangunan Air atas bimbingannya dalam pengesahan skripsi ini.
7. Bapak Ir. Mohammad Taufiq, MT. selaku Dosen Pembimbing I atas bimbingannya dalam penyusunan skripsi ini.
8. Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. selaku Dosen Pembimbing II atas bimbingannya dalam penyusunan skripsi ini.
9. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. selaku Dosen Penguji I atas bimbingannya dalam penyempurnaan skripsi ini.
10. Bapak Dr. Eng. Andre Primantyo H, ST., MT. selaku Dosen Penguji II atas bimbingannya dalam penyempurnaan skripsi ini.
11. Lia, Hendrick, Ichsan, Andra, Dimas, dan Akbar atas segala dukungan moral yang sudah banyak diberikan dalam proses penyusunan skripsi ini.
12. Nur Ismi Najamuddin atas dukungan, motivasi serta doa nya dalam proses penyusunan skripsi ini.



13. Teman - teman Himpunan Mahasiswa Pengairan Periode 2015-2016 yang telah memberikan dukungan dan motivasi dalam proses penyusunan skripsi ini.

14. Teman - teman Badan Eksekutif Mahasiswa Teknik Periode 2015-2016 yang telah memberikan dukungan dan motivasi dalam proses penyusunan skripsi ini.

15. Keluarga Besar Mahasiswa Pengairan dan Keluarga Besar Mahasiswa Teknik yang telah memberikan dukungan secara moral dalam proses penyusunan skripsi ini.

Penyusun menyadari sepenuhnya bahwa dalam penyusunan laporan ini masih banyak kekurangan, sehingga skripsi ini sangat mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun dari berbagai pihak demi penyempurnaan laporan ini. Semoga laporan ini bermanfaat bagi dunia pendidikan, khususnya bidang pengairan.

Malang, 29 September 2017

Penyusun



DAFTAR ISI

Halaman

KATA PENGANTAR

DAFTAR ISI

DAFTAR TABEL

DAFTAR GAMBAR

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

1.2. Identifikasi Masalah

1.3. Batasan Masalah

1.4. Rumusan Masalah

1.5. Tujuan

1.6. Manfaat

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Perencanaan Hidrolika Pelimpah

2.1.1. Umum

2.1.2. Ambang Pelimpah

2.1.3. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah

2.1.4. Saluran Samping

2.1.5. Saluran Transisi

2.1.6. Saluran Peluncur

2.1.6.1. Kavitasi

2.1.7. Peredam Energi

2.1.7.1. Peredam energi tipe loncatan (*water jump type*)

2.1.7.2. Peredam energi tipe kolam olakan (*stilling basin type*)

2.1.7.3. Peredam energi tipe bak pusran (*roller bucket type*)

2.1.8. Saluran Akhir (*Escape Channel*)

2.1.7. Tinggi Jagaan

2.2. Analisa Stabilitas Konstruksi

2.2.1. Stabilitas Terhadap Guling

2.2.2. Stabilitas Terhadap Geser

2.2.3. Eksentrisitas

2.2.4. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

2.2.5. Tekanan Angkat (*Up Lift*)

2.2.6. Angka Keamanan Untuk Tebal Lantai

2.2.7. Dasar Perhitungan Pembebanan

2.2.7.1. Beban Vertikal

2.2.7.2. Beban Horizontal

2.3. Pembetonan dan Penulangan pada Konstruksi

2.3.1. Kuat Tekan Beton (f'_c) dan Kuat Tarik Baja (f_y)



Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
2.3.2. Pembebanan pada Konstruksi	51	Repository Universitas Brawijaya
2.3.3. Tinggi atau Tebal Total Beton Bertulang (h)	51	Repository Universitas Brawijaya
2.3.4. Tebal Efektif	52	Repository Universitas Brawijaya
2.3.5. Perencanaan Tulangan	53	Repository Universitas Brawijaya
2.3.6. Luas Tulangan Perlu (As Total)	54	Repository Universitas Brawijaya
2.3.7. Tulangan Pokok dan Tulangan Pembagi	55	Repository Universitas Brawijaya
2.3.8. Kontrol Terhadap Geser	55	Repository Universitas Brawijaya
2.4. Perencanaan <i>Construction Joint</i> dan <i>Contraction Joint</i>	56	Repository Universitas Brawijaya
2.4.1. <i>Construction Joint</i>	56	Repository Universitas Brawijaya
2.4.2. <i>Contraction Joint</i>	56	Repository Universitas Brawijaya
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	57	Repository Universitas Brawijaya
3.1. Deskripsi Daerah Studi	57	Repository Universitas Brawijaya
3.1.1. Kondisi Daerah Aliran Sungai	58	Repository Universitas Brawijaya
3.2. Data-Data yang Dibutuhkan	58	Repository Universitas Brawijaya
3.3. Data Waduk dan Hidrologi Bendungan Budong-Budong	59	Repository Universitas Brawijaya
3.4. Data Mekanika Tanah	59	Repository Universitas Brawijaya
3.5. Tahapan Studi	63	Repository Universitas Brawijaya
3.6. Sistematika Perencanaan	63	Repository Universitas Brawijaya
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN	65	Repository Universitas Brawijaya
4.1. Analisa <i>Flood Routing</i> Melalui Pelimpah	65	Repository Universitas Brawijaya
4.1.1. Kurva Kapasitas Tampung Waduk	65	Repository Universitas Brawijaya
4.1.2. Rencana Elevasi dan Lebar Ambang Pelimpah	67	Repository Universitas Brawijaya
4.1.3. Kurva Hubungan Kedalaman Aliran dengan Debit Pelimpah	67	Repository Universitas Brawijaya
4.1.4. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah	69	Repository Universitas Brawijaya
4.2. Analisa Hidrolika	71	Repository Universitas Brawijaya
4.2.1. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah	71	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2. Perencanaan Saluran Samping	73	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.1. Perencanaan Bentuk Saluran Samping	73	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.2. Perhitungan Kombinasi “a” dan “n”	73	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.3. Perhitungan Penyesuaian Bentuk Dasar Saluran Samping	77	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.4. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping	84	Repository Universitas Brawijaya
4.2.3. Perencanaan Saluran Transisi	90	Repository Universitas Brawijaya
4.2.4. Perencanaan Saluran Peluncur	99	Repository Universitas Brawijaya
4.2.5. Perhitungan Indeks Kavitas Saluran Peluncur	106	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6. Perencanaan Peredam Energi (<i>Stilling Basin</i>)	109	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6.1. Perhitungan Kedalaman Aliran di Saluran Akhir	109	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6.2. Perhitungan Peredam Energi	111	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6.3. Kontrol Peredam Energi	116	Repository Universitas Brawijaya
4.3. Analisa Stabilitas Konstruksi	117	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1. Analisa Daya Dukung Tanah	117	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1.1. Daya Dukung Tanah pada Ambang Pelimpah	117	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1.2. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Samping	118	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1.3. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Transisi	118	Repository Universitas Brawijaya



4.3.1.4. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Peluncur...	118
4.3.1.5. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Peredam Energi....	119
4.3.2. Analisa Stabilitas Konstruksi Pelimpah	119
4.3.2.1. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Ambang Pelimpah	120
4.3.2.2. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Samping	133
4.3.2.3. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Transisi	147
4.3.2.4. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Peluncur	160
4.3.2.5. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Peredam Energi	169
4.3.2.6. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Apron Hulu Terhadap <i>Uplift</i>	177
4.3.2.7. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi Terhadap <i>Uplift</i>	178
4.4. Analisa Beton Bertulang	181
4.4.1. Analisa Beton Bertulang pada Ambang Pelimpah	181
4.4.2. Analisa Beton Bertulang pada Dinding Penahan	197
4.4.2.1. Dinding Penahan Saluran Samping	197
4.4.2.2. Dinding Penahan Saluran Transisi	215
4.4.2.3. Dinding Penahan Saluran Peluncur	235
4.4.2.4. Dinding Penahan Peredam Energi	253
4.5. <i>Construction dan Contraction Joint</i>	269
BAB V Kesimpulan	271
5.1. Kesimpulan	271
5.2. Saran	274
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1.	Nilai K dan n.....	11
Tabel 2.2.	Sifat fisik air pada tekanan atmosfer.....	22
Tabel 2.3.	Harga-harga perkiraan untuk koefisien gesekan.....	38
Tabel 2.4.	Faktor bentuk pondasi.....	40
Tabel 2.5.	Koefisien daya dukung dari Ohsaki.....	40
Tabel 3.1.	Debit Rancangan Inflow DAS Budong-Budong.....	47
Tabel 3.2.	Data Hasil Penyelidikan Geologi Site Pelimpah Bendungan Budong-Budong.....	49
Tabel 4.1.	Hubungan Elevasi Luas Genangan dan Kapasitas Tampungan Waduk.....	66
Tabel 4.2.	Perhitungan Koefisien Debit (Cd).....	68
Tabel 4.3.	Tabel Hasil Perhitungan Cd.....	69
Tabel 4.4.	Perhitungan Fungsi Tampungan Penelusuran Banjir Q_{1000th} melalui Pelimpah.....	69
Tabel 4.5.	Perhitungan Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) Q_{1000th} melalui Pelimpah.....	70
Tabel 4.6.	Rekapitulasi Hasil Penelusuran Banjir melalui Pelimpah.....	71
Tabel 4.7.	Koordinat Profil Ambang Pelimpah.....	72
Tabel 4.8.	Perhitungan Kombinasi "a" dan "n" untuk Q_{1000th}	76
Tabel 4.9.	Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping.....	78
Tabel 4.10.	Rekapitulasi Elevasi Dasar Saluran Samping.....	79
Tabel 4.11.	Rekapitulasi Elevasi Dasar Saluran Samping Setelah Penurunan.....	82
Tabel 4.12.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{100th}	85
Tabel 4.13.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{1000th}	85
Tabel 4.14.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{PMF}	86
Tabel 4.15.	Kontrol Aliran Tenggelam pada Q_{PMF}	89
Tabel 4.16.	Hasil Perhitungan untuk Kriteria BKB.....	89
Tabel 4.17.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{100th}	94
Tabel 4.18.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{1000th}	95
Tabel 4.19.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{PMF}	96
Tabel 4.20.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{100th}	102
Tabel 4.21.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{1000th}	103



Tabel 4.22.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{PMF}	103
Tabel 4.23.	Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{100th}	107
Tabel 4.24.	Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{1000th}	107
Tabel 4.25.	Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{PMF}	108
Tabel 4.26.	Perhitungan <i>Rating Curve</i> Sungai Hilir	110
Tabel 4.27.	Rekapitulasi Kedalaman Aliran pada Saluran Akhir	111
Tabel 4.28.	Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit <i>Outflow</i> Q_{100th} (panjang peredam energi 34 meter)	113
Tabel 4.29.	Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit <i>Outflow</i> Q_{100th} (panjang peredam energi 53 meter)	114
Tabel 4.30.	Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit <i>Outflow</i> Q_{1000th} (panjang peredam energi 53 meter)	116
Tabel 4.31.	Perhitungan Gaya Berat pada Ambang Pelimpah	122
Tabel 4.32.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Ambang Pelimpah Kondisi Penuh	126
Tabel 4.33.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF}	126
Tabel 4.34.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Normal	127
Tabel 4.35.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Gempa	127
Tabel 4.36.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Normal	128
Tabel 4.37.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Gempa	129
Tabel 4.38.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	130
Tabel 4.39.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa	131
Tabel 4.40.	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah	133
Tabel 4.41.	Perhitungan Gaya Berat pada Dinding Penahan Saluran Samping	134
Tabel 4.42.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir Q_{1000th}	139
Tabel 4.43.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir Q_{PMF}	139



Tabel 4.44.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Kosong Keadaan Normal	140
Tabel 4.45.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Kosong Keadaan Gempa	140
Tabel 4.46.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	141
Tabel 4.47.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa	142
Tabel 4.48.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	143
Tabel 4.49.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa	144
Tabel 4.50.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{1000th}	152
Tabel 4.51.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{PMF}	152
Tabel 4.52.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Kosong Keadaan Normal	153
Tabel 4.53.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Kosong Keadaan Gempa	153
Tabel 4.54.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	154
Tabel 4.55.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa	155
Tabel 4.56.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	156
Tabel 4.57.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa	157
Tabel 4.58.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Peluncur	
	Kondisi Banjir Q_{1000th}	161
Tabel 4.59.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Peluncur	
	Kondisi Banjir Q_{PMF}	161
Tabel 4.60.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur	
	Kondisi Kosong Keadaan Normal	162



Tabel 4.61.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	162
Tabel 4.62.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	163
Tabel 4.63.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	164
Tabel 4.64.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	165
Tabel 4.65.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	166
Tabel 4.66.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}	170
Tabel 4.67.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Keadaan Normal	170
Tabel 4.68.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	171
Tabel 4.69.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	172
Tabel 4.70.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	173
Tabel 4.71.	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah Samping.....	176
Tabel 4.72.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Lantai Apron Hulu Kondisi Banjir Q_{PMF}	177
Tabel 4.73.	Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Apron Hulu terhadap <i>Uplift</i> Kondisi Banjir Q_{PMF}	178
Tabel 4.74.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Lantai Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}	179
Tabel 4.75.	Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap <i>Uplift</i> Kondisi Banjir Q_{1000th}	180
Tabel 4.76.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Normal	184
Tabel 4.77.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	185
Tabel 4.78.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	186



Tabel 4.79.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	187
Tabel 4.80.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Normal.....	188
Tabel 4.81.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	189
Tabel 4.82.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	190
Tabel 4.83.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	191
Tabel 4.84.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Normal.....	192
Tabel 4.85.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	193
Tabel 4.86.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	194
Tabel 4.87.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	195
Tabel 4.88.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	200
Tabel 4.89.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa	201
Tabel 4.90.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	202
Tabel 4.91.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	203
Tabel 4.92.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	204
Tabel 4.93.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	205
Tabel 4.94.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	206
Tabel 4.95.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	207



Tabel 4.96.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	208
Tabel 4.97.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa	209
Tabel 4.98.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal.....	210
Tabel 4.99.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	211
Tabel 4.100.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	212
Tabel 4.101.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	213
Tabel 4.102.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	218
Tabel 4.103.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa	219
Tabel 4.104.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	220
Tabel 4.105.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	221
Tabel 4.106.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	222
Tabel 4.107.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	223
Tabel 4.108.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	224
Tabel 4.109.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	225
Tabel 4.110.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	226
Tabel 4.111.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	227
Tabel 4.112.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal	228



Tabel 4.113.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa	229
Tabel 4.114.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	230
Tabel 4.115.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	231
Tabel 4.116.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	232
Tabel 4.117.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	233
Tabel 4.118.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal	238
Tabel 4.119.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa	239
Tabel 4.120.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	240
Tabel 4.121.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa	241
Tabel 4.122.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	242
Tabel 4.123.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	243
Tabel 4.124.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	244
Tabel 4.125.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	245
Tabel 4.126.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal	246
Tabel 4.127.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa	247
Tabel 4.128.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	248
Tabel 4.129.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	249



Tabel 4.130.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	250
Tabel 4.131.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	251
Tabel 4.132.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal	256
Tabel 4.133.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	257
Tabel 4.134.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	258
Tabel 4.135.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	259
Tabel 4.136.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	260
Tabel 4.137.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa	261
Tabel 4.138.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal.....	262
Tabel 4.139.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	263
Tabel 4.140.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	264
Tabel 4.141.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa	265
Tabel 4.142.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal.....	266
Tabel 4.143.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	267



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1.	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_o	6
Gambar 2.2.	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_o	7
Gambar 2.3.	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_e	7
Gambar 2.4.	Koefisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpuannya	8
Gambar 2.5.	Profil ambang tegak	9
Gambar 2.6.	Profil ambang pelimpah tipe II	9
Gambar 2.7.	Profil ambang pelimpah tipe III	10
Gambar 2.8.	Profil ambang pelimpah tipe IV	10
Gambar 2.9.	Diagram penentuan penampang lintang saluran samping	12
Gambar 2.10.	Penyesuaian dasar saluran samping	14
Gambar 2.11.	Skema aliran pada saluran transisi	16
Gambar 2.12.	Perubahan penampang pada saluran transisi	16
Gambar 2.13.	Skema penampang memanjang pada saluran peluncur yang disederhanakan	18
Gambar 2.14.	Bentuk peredam energi tipe loncatan	24
Gambar 2.15.	Kedalaman gerusan oleh terjunan air di hilir peredam energi	25
Gambar 2.16.	Kolam olakan datar tipe I	26
Gambar 2.17.	Kolam olakan datar tipe II	27
Gambar 2.18.	Kolam olakan datar tipe III	28
Gambar 2.19.	Kolam olakan datar tipe IV	28
Gambar 2.20.	Kedalaman minimum air sungai di hilir peredam energi	30
Gambar 2.21.	Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar	31
Gambar 2.22.	Peredam energi tipe bak pusaran	32
Gambar 2.23.	Radius minimum lengkungan bak pusaran	33
Gambar 2.24.	Kedalaman minimum air sungai di hilir bak pusaran	34
Gambar 2.25.	Kedalaman maksimum air sungai di hilir bak pusaran	35
Gambar 2.26.	Titik kerja resultan gaya dan reaksi tanah pondasi	39
Gambar 2.27.	Kurva kapasitas dukung ijin dari uji SPT (Terzhagi dan Peck, 1967)	42
Gambar 2.28.	Tekanan angkat pada pondasi pelimpah	44
Gambar 2.29.	Tekanan angkat pada pondasi dinding penahan	45
Gambar 2.30.	Titik berat sendiri pada bangunan	46



Gambar 2.31. Skema pembebanan berat air pada bangunan.....	47
Gambar 2.32. Skema gaya hidrodinamis.....	48
Gambar 2.33. Distribusi tekanan tanah aktif dan pasif	49
Gambar 2.34. Peta Zona Gempa Indonesia Tahun 2004.....	50
Gambar 2.35. Hubungan h , d dan penutup beton p	52
Gambar 3.1. Peta Lokasi Studi	45
Gambar 3.2. Peta DAS Budong-Budong.....	46
Gambar 3.3. Flowchart Pengerjaan Skripsi.....	49
Gambar 4.1. Grafik hubungan elevasi luas genangan dan kapasitas tampungan waduk.....	67
Gambar 4.2. Grafik hidrograf <i>inflow-outflow</i> Q_{1000th}	71
Gambar 4.3. Lengkung Harold mercu Ogee tipe I.....	73
Gambar 4.4. Penyesuaian kemiringan dasar saluran samping	81
Gambar 4.5. Penyesuaian kemiringan dasar saluran samping setelah penurunan.....	83
Gambar 4.6. Profil muka air pada saluran samping kondisi Q_{100th}	87
Gambar 4.7. Profil muka air pada saluran samping kondisi Q_{1000th}	87
Gambar 4.8. Profil muka air pada saluran samping kondisi Q_{PMF}	88
Gambar 4.9. Skema penampang saluran transisi <i>section</i> 15 dan 16.....	91
Gambar 4.10. Profil muka air pada saluran transisi kondisi Q_{100th}	97
Gambar 4.11. Profil muka air pada saluran transisi kondisi Q_{1000th}	97
Gambar 4.12. Profil muka air pada saluran transisi kondisi Q_{PMF}	98
Gambar 4.13. Skema penampang saluran peluncur <i>section</i> 1 dan 2	99
Gambar 4.14. Profil muka air pada saluran peluncur kondisi Q_{100th}	104
Gambar 4.15. Profil muka air pada saluran peluncur kondisi Q_{1000th}	104
Gambar 4.16. Profil muka air pada saluran peluncur kondisi Q_{PMF}	105
Gambar 4.17. Grafik <i>rating curve</i> pada saluran akhir.....	110
Gambar 4.18. Penurunan elevasi peredam energi	113
Gambar 4.19. Detail peredam energi USBR Tipe II	115
Gambar 4.20. Pembagian gaya berat pada ambang pelimpah.....	121
Gambar 4.21. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi kosong.....	132
Gambar 4.22. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi penuh.....	132
Gambar 4.23. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi Q_{PMF}	133
Gambar 4.24. Pembagian gaya berat pada dinding penahan saluran samping.....	134
Gambar 4.25. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping.....	



kondisi kosong	145
Gambar 4.26. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{1000th}	146
Gambar 4.27. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{PMF}	147
Gambar 4.28. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi kosong	158
Gambar 4.29. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{1000th}	159
Gambar 4.30. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{PMF}	160
Gambar 4.31. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi kosong	167
Gambar 4.32. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{1000th}	168
Gambar 4.33. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{PMF}	169
Gambar 4.34. Diagram gaya pada dinding penahan peredam energi kondisi kosong	174
Gambar 4.35. Diagram gaya pada dinding penahan peredam energi kondisi banjir Q_{1000th}	175
Gambar 4.36. Diagram gaya pada lantai apron hulu kondisi banjir Q_{PMF}	177
Gambar 4.37. Diagram gaya pada lantai peredam energi kondisi banjir Q_{1000th}	178
Gambar 4.38. Penulangan ambang pelimpah	196
Gambar 4.39. Penulangan dinding penahan saluran samping	214
Gambar 4.40. Penulangan dinding penahan saluran transisi	234
Gambar 4.41. Penulangan dinding penahan saluran peluncur	252
Gambar 4.42. Penulangan dinding penahan peredam energi	268
Gambar 4.43. Sambungan kontraksi pada bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan	269

**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH SAMPING
(SIDE CHANNEL SPILLWAY)
BENDUNGAN BUDONG-BUDONG KABUPATEN MAMUJU TENGAH**

PROVINSI SULAWESI BARAT

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Digunakan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**WARID MUTTAFAQ
NIM. 125060400111002**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2017

**LEMBAR PENGESAHAN****PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH SAMPIING
(SIDE CHANNEL SPILLWAY)
BENDUNGAN BUDONG-BUDONG KABUPATEN MAMUJU TENGAH
PROVINSI SULAWESI BARAT****SKRIPSI****TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Digunakan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



WARID MUTTAFAQ
NIM. 125060400111002

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 29 September 2017

Dosen Pembimbing I

Ir. Mohammad Taufiq, MT.
NIP. 19590703 198903 1 003

Dosen Pembimbing II

Dr. Very Dermawan, ST., MT.
NIP. 19730217 199903 1 001



Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Moh. Sholichin, MT., Ph.D.
NIP. 19670602 199802 1 001

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, 29 September 2017

Mahasiswa,



Warid Muttafaq

NIM. 125060400111002

TURNITIN



UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 667-70/UN10.F07.14.11/TU/2017

Sertifikat ini diberikan kepada :

WARID MUTTAFAQ

Dengan Judul Skripsi :

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH SAMPIG (SIDE CHANNEL SPILLWAY)
BENDUNGAN BUDONG-BUDONG KABUPATEN MAMUJU TENGAH PROVINSI SULAWESI
BARAT

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan
dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 2 Agustus 2017

99
Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Ir. M. Sholichin, MT., Ph.D
NIP. 19670602 199802 1 001

Untuk Bapak,
Almarhumah Ibu Susanti,
Ibu Ma'rufah dan
Calon Ibu anak-anak ku



RINGKASAN

Warid Muttafaq, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, September 2017, Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping (*Side Channel Spillway*) Bendungan Budong-Budong Kabupaten Mamuju Tengah Provinsi Sulawesi Barat. Dosen Pembimbing: Ir. Mohammad Taufiq, MT dan Dr. Very Dermawan, ST., MT.

Dalam rangka memenuhi kebutuhan irigasi dan air baku penduduk Kabupaten Mamuju Tengah maka akan di rencanakan suatu bendungan yang akan menampung air guna memenuhi kebutuhan tersebut. Sehingga akan direncanakan Bendungan Budong-Budong yang berada di Kabupaten Mamuju Tengah.

Secara teknis komponen-komponen utama bendungan adalah tubuh bendungan (*main dam*), pintu pengambilan (*intake*), dan pelimpah (*spillway*). Pelimpah merupakan bangunan pelengkap artinya bangunan beserta instalasinya yang memungkinkan beroperasinya bendungan dengan baik, bila bangunan ini tidak berfungsi/tidak ada maka dapat membahayakan konstruksi bendungan. Sehubungan dengan hal tersebut, maka perlu dilakukan kajian untuk merencanakan pembangunan Bendungan Budong-Budong. Salah satunya yaitu dengan melakukan Kajian Perencanaan Bangunan Pelimpah Bendungan Budong-Budong, Kabupaten Mamuju Tengah.

Tahapan awal dari studi ini yaitu merencanakan pelimpah sesuai dengan kondisi hidrologi, geoteknik dan topografi. Setelah itu dilakukan analisa mengenai stabilitas guling, geser, eksentrisitas dan daya dukung tanah dari bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan. Dari hasil analisa stabilitas didapatkan keadaan bangunan dan desain yang memenuhi persyaratan keamanan, dalam studi ini bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan menggunakan konstruksi beton bertulang.

Dari hasil studi didapatkan analisis berupa desain pelimpah samping dengan perencanaan hidrolika pelimpah telah memenuhi untuk kondisi Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} . Selanjutnya merencanakan bentuk dinding penahan dengan menggunakan dinding penahan tipe *gravity wall*. Selanjutnya analisis berupa stabilitas dan daya dukung ambang pelimpah dan dinding penahan memenuhi persyaratan. Daya dukung tanah pada ambang pelimpah dan dinding penahan dapat menahan tegangan yang terjadi pada bangunan. Pada konstruksi ambang pelimpah dan dinding penahan direncanakan beton $f'_c = 25$ MPa dan $f_y = 400$ MPa.

Kata kunci: pelimpah samping, *side channel spillway*, dinding penahan, dan beton bertulang.



SUMMARY

Warid Muttafaq, Water Resources Engineering Department, Faculty of Engineering, Brawijaya University, September 2017, *The Planning of Side Channel Spillway of Budong-Budong Dam Central Mamuju Regency West Sulawesi Province*. Academic Supervisor: Ir. Mohammad Taufiq, MT and Dr. Very Dermawan, ST., MT.

In order to meet the needs of irrigation and water for Central Mamuju Regency society, a dam which is expected to accommodate water to meet those needs will be planned. So, Budong-Budong Dam will be planned located in Central Mamuju Regency.

Technically, the main components of the dam are the main dam, intake, and spillway. The spillway is a supporting building which means the building and its installation allow the dam to operate well, if this building is not working or not exist then it can endanger the dam construction. Relating to those circumstances, it is necessary to conduct a study to plan the Budong-Budong Dam. One of them is by conducting Study of Spillway Planning of Budong-Budong Dam, Central Mamuju Regency.

The initial stage of the study is to plan the appropriate spillway construction relating to hydrology, geotechnics and topography. The next step is to analyze the possibility of overturning, shear stability, eccentricity and bearing capacity of the spillway and retaining walls. According to the result of stability analysis, it is found that the building conditions have met the safety requirements, in this study the spillway and retaining walls are using reinforced concrete construction.

The result of the analysis showed that the side channel spillway which designed through hydraulic planning has met the condition for Q_{100th} , Q_{1000th} , Q_{PMF} . Furthermore, planning of retaining wall using gravity wall type. Moreover, the analysis of overturning stability and bearing capacity for the spillway and retaining walls have met the requirements. However, the bearing capacity of spillway and retaining walls can overcome the stress of the building. The construction of spillway and retaining walls are planned to use of concrete with $f'_c = 25$ MPa and steel reinforcement with $f_y = 400$ Mpa.

Keywords: *side channel spillway, retaining wall, reinforced concrete.*



KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penyusun panjatkan kepada Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga Skripsi yang berjudul **“Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping (*Side Channel Spillway*) Bendungan Budong-Budong Kabupaten Mamuju Tengah Provinsi Sulawesi Barat**” ini dapat terselesaikan.

Skripsi ini disusun untuk memenuhi sebagai persyaratan memperoleh gelar Sarjana Teknik di Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang. Dalam penyelesaian skripsi ini, penyusun mengucapkan terima kasih kepada:

1. Allah SWT atas segala pertolongan-Nya.
2. Almarhumah Ibu Susanti, semoga Allah menempatkan beliau di sisi-Nya.
3. Bapak Sumarsono, Ibu Ma'rufah dan Tsabbit Aqdamy atas dukungan, nasehat, motivasi, serta doanya.
4. Bapak Ir. Moh. Sholichin, MT., Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan atas bimbingannya dalam pengesahan skripsi ini.
5. Ibu Emma Yuliani, ST., MT., Ph.D. selaku Sekretaris Jurusan Teknik Pengairan atas bimbingannya dalam pengesahan skripsi ini.
6. Bapak Ir. Dwi Priyantoro, MS. selaku Ketua Kelompok Dosen Keahlian (KKDK) Perencanaan Teknik Bangunan Air atas bimbingannya dalam pengesahan skripsi ini.
7. Bapak Ir. Mohammad Taufiq, MT. selaku Dosen Pembimbing I atas bimbingannya dalam penyusunan skripsi ini.
8. Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. selaku Dosen Pembimbing II atas bimbingannya dalam penyusunan skripsi ini.
9. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. selaku Dosen Penguji I atas bimbingannya dalam penyempurnaan skripsi ini.
10. Bapak Dr. Eng. Andre Primantyo H, ST., MT. selaku Dosen Penguji II atas bimbingannya dalam penyempurnaan skripsi ini.
11. Lia, Hendrick, Ichsan, Andra, Dimas, dan Akbar atas segala dukungan moral yang sudah banyak diberikan dalam proses penyusunan skripsi ini.
12. Nur Ismi Najamuddin atas dukungan, motivasi serta doa nya dalam proses penyusunan skripsi ini.



13. Teman - teman Himpunan Mahasiswa Pengairan Periode 2015-2016 yang telah memberikan dukungan dan motivasi dalam proses penyusunan skripsi ini.

14. Teman - teman Badan Eksekutif Mahasiswa Teknik Periode 2015-2016 yang telah memberikan dukungan dan motivasi dalam proses penyusunan skripsi ini.

15. Keluarga Besar Mahasiswa Pengairan dan Keluarga Besar Mahasiswa Teknik yang telah memberikan dukungan secara moral dalam proses penyusunan skripsi ini.

Penyusun menyadari sepenuhnya bahwa dalam penyusunan laporan ini masih banyak kekurangan, sehingga skripsi ini sangat mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun dari berbagai pihak demi penyempurnaan laporan ini. Semoga laporan ini bermanfaat bagi dunia pendidikan, khususnya bidang pengairan.

Malang, 29 September 2017

Penyusun



DAFTAR ISI

Halaman

KATA PENGANTAR

DAFTAR ISI

DAFTAR TABEL

DAFTAR GAMBAR

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

1.2. Identifikasi Masalah

1.3. Batasan Masalah

1.4. Rumusan Masalah

1.5. Tujuan

1.6. Manfaat

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Perencanaan Hidrolika Pelimpah

2.1.1. Umum

2.1.2. Ambang Pelimpah

2.1.3. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah

2.1.4. Saluran Samping

2.1.5. Saluran Transisi

2.1.6. Saluran Peluncur

2.1.6.1. Kavitasi

2.1.7. Peredam Energi

2.1.7.1. Peredam energi tipe loncatan (*water jump type*)

2.1.7.2. Peredam energi tipe kolam olakan (*stilling basin type*)

2.1.7.3. Peredam energi tipe bak pusran (*roller bucket type*)

2.1.8. Saluran Akhir (*Escape Channel*)

2.1.7. Tinggi Jagaan

2.2. Analisa Stabilitas Konstruksi

2.2.1. Stabilitas Terhadap Guling

2.2.2. Stabilitas Terhadap Geser

2.2.3. Eksentrisitas

2.2.4. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

2.2.5. Tekanan Angkat (*Up Lift*)

2.2.6. Angka Keamanan Untuk Tebal Lantai

2.2.7. Dasar Perhitungan Pembebanan

2.2.7.1. Beban Vertikal

2.2.7.2. Beban Horizontal

2.3. Pembetonan dan Penulangan pada Konstruksi

2.3.1. Kuat Tekan Beton (f'_c) dan Kuat Tarik Baja (f_y)



Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya	Repository Universitas Brawijaya
2.3.2. Pembebanan pada Konstruksi	51	Repository Universitas Brawijaya
2.3.3. Tinggi atau Tebal Total Beton Bertulang (h)	51	Repository Universitas Brawijaya
2.3.4. Tebal Efektif	52	Repository Universitas Brawijaya
2.3.5. Perencanaan Tulangan	53	Repository Universitas Brawijaya
2.3.6. Luas Tulangan Perlu (As Total)	54	Repository Universitas Brawijaya
2.3.7. Tulangan Pokok dan Tulangan Pembagi	55	Repository Universitas Brawijaya
2.3.8. Kontrol Terhadap Geser	55	Repository Universitas Brawijaya
2.4. Perencanaan <i>Construction Joint</i> dan <i>Contraction Joint</i>	56	Repository Universitas Brawijaya
2.4.1. <i>Construction Joint</i>	56	Repository Universitas Brawijaya
2.4.2. <i>Contraction Joint</i>	56	Repository Universitas Brawijaya
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	57	Repository Universitas Brawijaya
3.1. Deskripsi Daerah Studi	57	Repository Universitas Brawijaya
3.1.1. Kondisi Daerah Aliran Sungai	58	Repository Universitas Brawijaya
3.2. Data-Data yang Dibutuhkan	58	Repository Universitas Brawijaya
3.3. Data Waduk dan Hidrologi Bendungan Budong-Budong	59	Repository Universitas Brawijaya
3.4. Data Mekanika Tanah	59	Repository Universitas Brawijaya
3.5. Tahapan Studi	63	Repository Universitas Brawijaya
3.6. Sistematika Perencanaan	63	Repository Universitas Brawijaya
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN	65	Repository Universitas Brawijaya
4.1. Analisa <i>Flood Routing</i> Melalui Pelimpah	65	Repository Universitas Brawijaya
4.1.1. Kurva Kapasitas Tampung Waduk	65	Repository Universitas Brawijaya
4.1.2. Rencana Elevasi dan Lebar Ambang Pelimpah	67	Repository Universitas Brawijaya
4.1.3. Kurva Hubungan Kedalaman Aliran dengan Debit Pelimpah	67	Repository Universitas Brawijaya
4.1.4. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah	69	Repository Universitas Brawijaya
4.2. Analisa Hidrolika	71	Repository Universitas Brawijaya
4.2.1. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah	71	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2. Perencanaan Saluran Samping	73	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.1. Perencanaan Bentuk Saluran Samping	73	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.2. Perhitungan Kombinasi “a” dan “n”	73	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.3. Perhitungan Penyesuaian Bentuk Dasar Saluran Samping	77	Repository Universitas Brawijaya
4.2.2.4. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping	84	Repository Universitas Brawijaya
4.2.3. Perencanaan Saluran Transisi	90	Repository Universitas Brawijaya
4.2.4. Perencanaan Saluran Peluncur	99	Repository Universitas Brawijaya
4.2.5. Perhitungan Indeks Kavitas Saluran Peluncur	106	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6. Perencanaan Peredam Energi (<i>Stilling Basin</i>)	109	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6.1. Perhitungan Kedalaman Aliran di Saluran Akhir	109	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6.2. Perhitungan Peredam Energi	111	Repository Universitas Brawijaya
4.2.6.3. Kontrol Peredam Energi	116	Repository Universitas Brawijaya
4.3. Analisa Stabilitas Konstruksi	117	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1. Analisa Daya Dukung Tanah	117	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1.1. Daya Dukung Tanah pada Ambang Pelimpah	117	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1.2. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Samping	118	Repository Universitas Brawijaya
4.3.1.3. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Transisi	118	Repository Universitas Brawijaya



4.3.1.4. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Peluncur...	118
4.3.1.5. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Peredam Energi....	119
4.3.2. Analisa Stabilitas Konstruksi Pelimpah	119
4.3.2.1. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Ambang Pelimpah	120
4.3.2.2. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Samping	133
4.3.2.3. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Transisi	147
4.3.2.4. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Peluncur	160
4.3.2.5. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Peredam Energi	169
4.3.2.6. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Apron Hulu Terhadap <i>Uplift</i>	177
4.3.2.7. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi Terhadap <i>Uplift</i>	178
4.4. Analisa Beton Bertulang	181
4.4.1. Analisa Beton Bertulang pada Ambang Pelimpah	181
4.4.2. Analisa Beton Bertulang pada Dinding Penahan	197
4.4.2.1. Dinding Penahan Saluran Samping	197
4.4.2.2. Dinding Penahan Saluran Transisi	215
4.4.2.3. Dinding Penahan Saluran Peluncur	235
4.4.2.4. Dinding Penahan Peredam Energi	253
4.5. <i>Construction dan Contraction Joint</i>	269
BAB V Kesimpulan	271
5.1. Kesimpulan	271
5.2. Saran	274
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1.	Nilai K dan n.....	11
Tabel 2.2.	Sifat fisik air pada tekanan atmosfer.....	22
Tabel 2.3.	Harga-harga perkiraan untuk koefisien gesekan.....	38
Tabel 2.4.	Faktor bentuk pondasi.....	40
Tabel 2.5.	Koefisien daya dukung dari Ohsaki.....	40
Tabel 3.1.	Debit Rancangan Inflow DAS Budong-Budong.....	47
Tabel 3.2.	Data Hasil Penyelidikan Geologi Site Pelimpah Bendungan Budong-Budong.....	49
Tabel 4.1.	Hubungan Elevasi Luas Genangan dan Kapasitas Tampungan Waduk.....	66
Tabel 4.2.	Perhitungan Koefisien Debit (Cd).....	68
Tabel 4.3.	Tabel Hasil Perhitungan Cd.....	69
Tabel 4.4.	Perhitungan Fungsi Tampungan Penelusuran Banjir Q_{1000th} melalui Pelimpah.....	69
Tabel 4.5.	Perhitungan Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) Q_{1000th} melalui Pelimpah.....	70
Tabel 4.6.	Rekapitulasi Hasil Penelusuran Banjir melalui Pelimpah.....	71
Tabel 4.7.	Koordinat Profil Ambang Pelimpah.....	72
Tabel 4.8.	Perhitungan Kombinasi "a" dan "n" untuk Q_{1000th}	76
Tabel 4.9.	Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping.....	78
Tabel 4.10.	Rekapitulasi Elevasi Dasar Saluran Samping.....	79
Tabel 4.11.	Rekapitulasi Elevasi Dasar Saluran Samping Setelah Penurunan.....	82
Tabel 4.12.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{100th}	85
Tabel 4.13.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{1000th}	85
Tabel 4.14.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{PMF}	86
Tabel 4.15.	Kontrol Aliran Tenggelam pada Q_{PMF}	89
Tabel 4.16.	Hasil Perhitungan untuk Kriteria BKB.....	89
Tabel 4.17.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{100th}	94
Tabel 4.18.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{1000th}	95
Tabel 4.19.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{PMF}	96
Tabel 4.20.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{100th}	102
Tabel 4.21.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{1000th}	103



Tabel 4.22.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{PMF}	103
Tabel 4.23.	Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{100th}	107
Tabel 4.24.	Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{1000th}	107
Tabel 4.25.	Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{PMF}	108
Tabel 4.26.	Perhitungan <i>Rating Curve</i> Sungai Hilir	110
Tabel 4.27.	Rekapitulasi Kedalaman Aliran pada Saluran Akhir	111
Tabel 4.28.	Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit <i>Outflow</i> Q_{100th} (panjang peredam energi 34 meter)	113
Tabel 4.29.	Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit <i>Outflow</i> Q_{100th} (panjang peredam energi 53 meter)	114
Tabel 4.30.	Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit <i>Outflow</i> Q_{1000th} (panjang peredam energi 53 meter)	116
Tabel 4.31.	Perhitungan Gaya Berat pada Ambang Pelimpah	122
Tabel 4.32.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Ambang Pelimpah Kondisi Penuh	126
Tabel 4.33.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF}	126
Tabel 4.34.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Normal	127
Tabel 4.35.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Gempa	127
Tabel 4.36.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Normal	128
Tabel 4.37.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Gempa	129
Tabel 4.38.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	130
Tabel 4.39.	Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa	131
Tabel 4.40.	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah	133
Tabel 4.41.	Perhitungan Gaya Berat pada Dinding Penahan Saluran Samping	134
Tabel 4.42.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir Q_{1000th}	139
Tabel 4.43.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir Q_{PMF}	139



Tabel 4.44.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Kosong Keadaan Normal	140
Tabel 4.45.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Kosong Keadaan Gempa	140
Tabel 4.46.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	141
Tabel 4.47.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa	142
Tabel 4.48.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	143
Tabel 4.49.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa	144
Tabel 4.50.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{1000th}	152
Tabel 4.51.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{PMF}	152
Tabel 4.52.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Kosong Keadaan Normal	153
Tabel 4.53.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Kosong Keadaan Gempa	153
Tabel 4.54.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	154
Tabel 4.55.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa	155
Tabel 4.56.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	156
Tabel 4.57.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi	
	Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa	157
Tabel 4.58.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Peluncur	
	Kondisi Banjir Q_{1000th}	161
Tabel 4.59.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Saluran Peluncur	
	Kondisi Banjir Q_{PMF}	161
Tabel 4.60.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur	
	Kondisi Kosong Keadaan Normal	162



Tabel 4.61.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	162
Tabel 4.62.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	163
Tabel 4.63.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	164
Tabel 4.64.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal	165
Tabel 4.65.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	166
Tabel 4.66.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}	170
Tabel 4.67.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Keadaan Normal	170
Tabel 4.68.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	171
Tabel 4.69.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal	172
Tabel 4.70.	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	173
Tabel 4.71.	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah Samping.....	176
Tabel 4.72.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Lantai Apron Hulu Kondisi Banjir Q_{PMF}	177
Tabel 4.73.	Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Apron Hulu terhadap <i>Uplift</i> Kondisi Banjir Q_{PMF}	178
Tabel 4.74.	Perhitungan <i>Uplift</i> pada Lantai Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}	179
Tabel 4.75.	Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap <i>Uplift</i> Kondisi Banjir Q_{1000th}	180
Tabel 4.76.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Normal	184
Tabel 4.77.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	185
Tabel 4.78.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	186



Tabel 4.79.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	187
Tabel 4.80.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Normal.....	188
Tabel 4.81.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	189
Tabel 4.82.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	190
Tabel 4.83.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	191
Tabel 4.84.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Normal.....	192
Tabel 4.85.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	193
Tabel 4.86.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	194
Tabel 4.87.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	195
Tabel 4.88.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	200
Tabel 4.89.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa	201
Tabel 4.90.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	202
Tabel 4.91.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	203
Tabel 4.92.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	204
Tabel 4.93.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	205
Tabel 4.94.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	206
Tabel 4.95.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	207



Tabel 4.96.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	208
Tabel 4.97.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa	209
Tabel 4.98.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal.....	210
Tabel 4.99.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	211
Tabel 4.100.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	212
Tabel 4.101.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	213
Tabel 4.102.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	218
Tabel 4.103.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa	219
Tabel 4.104.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	220
Tabel 4.105.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	221
Tabel 4.106.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	222
Tabel 4.107.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	223
Tabel 4.108.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	224
Tabel 4.109.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	225
Tabel 4.110.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	226
Tabel 4.111.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	227
Tabel 4.112.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal	228



Tabel 4.113.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa	229
Tabel 4.114.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	230
Tabel 4.115.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	231
Tabel 4.116.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	232
Tabel 4.117.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	233
Tabel 4.118.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal	238
Tabel 4.119.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa	239
Tabel 4.120.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	240
Tabel 4.121.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa	241
Tabel 4.122.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	242
Tabel 4.123.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	243
Tabel 4.124.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal	244
Tabel 4.125.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa	245
Tabel 4.126.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal	246
Tabel 4.127.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa	247
Tabel 4.128.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	248
Tabel 4.129.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	249



Tabel 4.130.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Normal.....	250
Tabel 4.131.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Q_{PMF} Keadaan Gempa.....	251
Tabel 4.132.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal	256
Tabel 4.133.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa.....	257
Tabel 4.134.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal	258
Tabel 4.135.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	259
Tabel 4.136.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	260
Tabel 4.137.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa	261
Tabel 4.138.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal.....	262
Tabel 4.139.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa.....	263
Tabel 4.140.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal	264
Tabel 4.141.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa	265
Tabel 4.142.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Normal.....	266
Tabel 4.143.	Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Q_{1000th} Keadaan Gempa	267



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1.	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_o	6
Gambar 2.2.	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_o	7
Gambar 2.3.	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_e	7
Gambar 2.4.	Koefisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpuannya	8
Gambar 2.5.	Profil ambang tegak	9
Gambar 2.6.	Profil ambang pelimpah tipe II	9
Gambar 2.7.	Profil ambang pelimpah tipe III	10
Gambar 2.8.	Profil ambang pelimpah tipe IV	10
Gambar 2.9.	Diagram penentuan penampang lintang saluran samping	12
Gambar 2.10.	Penyesuaian dasar saluran samping	14
Gambar 2.11.	Skema aliran pada saluran transisi	16
Gambar 2.12.	Perubahan penampang pada saluran transisi	16
Gambar 2.13.	Skema penampang memanjang pada saluran peluncur yang disederhanakan	18
Gambar 2.14.	Bentuk peredam energi tipe loncatan	24
Gambar 2.15.	Kedalaman gerusan oleh terjunan air di hilir peredam energi	25
Gambar 2.16.	Kolam olakan datar tipe I	26
Gambar 2.17.	Kolam olakan datar tipe II	27
Gambar 2.18.	Kolam olakan datar tipe III	28
Gambar 2.19.	Kolam olakan datar tipe IV	28
Gambar 2.20.	Kedalaman minimum air sungai di hilir peredam energi	30
Gambar 2.21.	Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar	31
Gambar 2.22.	Peredam energi tipe bak pusaran	32
Gambar 2.23.	Radius minimum lengkungan bak pusaran	33
Gambar 2.24.	Kedalaman minimum air sungai di hilir bak pusaran	34
Gambar 2.25.	Kedalaman maksimum air sungai di hilir bak pusaran	35
Gambar 2.26.	Titik kerja resultan gaya dan reaksi tanah pondasi	39
Gambar 2.27.	Kurva kapasitas dukung ijin dari uji SPT (Terzhagi dan Peck, 1967)	42
Gambar 2.28.	Tekanan angkat pada pondasi pelimpah	44
Gambar 2.29.	Tekanan angkat pada pondasi dinding penahan	45
Gambar 2.30.	Titik berat sendiri pada bangunan	46



Gambar 2.31. Skema pembebanan berat air pada bangunan.....	47
Gambar 2.32. Skema gaya hidrodinamis.....	48
Gambar 2.33. Distribusi tekanan tanah aktif dan pasif	49
Gambar 2.34. Peta Zona Gempa Indonesia Tahun 2004.....	50
Gambar 2.35. Hubungan h , d dan penutup beton p	52
Gambar 3.1. Peta Lokasi Studi	45
Gambar 3.2. Peta DAS Budong-Budong.....	46
Gambar 3.3. Flowchart Pengerjaan Skripsi.....	49
Gambar 4.1. Grafik hubungan elevasi luas genangan dan kapasitas tampungan waduk.....	67
Gambar 4.2. Grafik hidrograf <i>inflow-outflow</i> Q_{1000th}	71
Gambar 4.3. Lengkung Harold mercu Ogee tipe I.....	73
Gambar 4.4. Penyesuaian kemiringan dasar saluran samping	81
Gambar 4.5. Penyesuaian kemiringan dasar saluran samping setelah penurunan.....	83
Gambar 4.6. Profil muka air pada saluran samping kondisi Q_{100th}	87
Gambar 4.7. Profil muka air pada saluran samping kondisi Q_{1000th}	87
Gambar 4.8. Profil muka air pada saluran samping kondisi Q_{PMF}	88
Gambar 4.9. Skema penampang saluran transisi <i>section</i> 15 dan 16.....	91
Gambar 4.10. Profil muka air pada saluran transisi kondisi Q_{100th}	97
Gambar 4.11. Profil muka air pada saluran transisi kondisi Q_{1000th}	97
Gambar 4.12. Profil muka air pada saluran transisi kondisi Q_{PMF}	98
Gambar 4.13. Skema penampang saluran peluncur <i>section</i> 1 dan 2	99
Gambar 4.14. Profil muka air pada saluran peluncur kondisi Q_{100th}	104
Gambar 4.15. Profil muka air pada saluran peluncur kondisi Q_{1000th}	104
Gambar 4.16. Profil muka air pada saluran peluncur kondisi Q_{PMF}	105
Gambar 4.17. Grafik <i>rating curve</i> pada saluran akhir.....	110
Gambar 4.18. Penurunan elevasi peredam energi	113
Gambar 4.19. Detail peredam energi USBR Tipe II	115
Gambar 4.20. Pembagian gaya berat pada ambang pelimpah.....	121
Gambar 4.21. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi kosong.....	132
Gambar 4.22. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi penuh.....	132
Gambar 4.23. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi Q_{PMF}	133
Gambar 4.24. Pembagian gaya berat pada dinding penahan saluran samping.....	134
Gambar 4.25. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping.....	



kondisi kosong	145
Gambar 4.26. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{1000th}	146
Gambar 4.27. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{PMF}	147
Gambar 4.28. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi kosong	158
Gambar 4.29. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{1000th}	159
Gambar 4.30. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{PMF}	160
Gambar 4.31. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi kosong	167
Gambar 4.32. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{1000th}	168
Gambar 4.33. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{PMF}	169
Gambar 4.34. Diagram gaya pada dinding penahan peredam energi kondisi kosong	174
Gambar 4.35. Diagram gaya pada dinding penahan peredam energi kondisi banjir Q_{1000th}	175
Gambar 4.36. Diagram gaya pada lantai apron hulu kondisi banjir Q_{PMF}	177
Gambar 4.37. Diagram gaya pada lantai peredam energi kondisi banjir Q_{1000th}	178
Gambar 4.38. Penulangan ambang pelimpah	196
Gambar 4.39. Penulangan dinding penahan saluran samping	214
Gambar 4.40. Penulangan dinding penahan saluran transisi	234
Gambar 4.41. Penulangan dinding penahan saluran peluncur	252
Gambar 4.42. Penulangan dinding penahan peredam energi	268
Gambar 4.43. Sambungan kontraksi pada bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan	269



BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kabupaten Mamuju Tengah sebagai sebuah daerah otonomi baru di Provinsi Sulawesi Barat merupakan daerah pemekaran dari Kabupaten Mamuju. Berdasarkan proyeksi penduduk tahun 2015, jumlah penduduk Kabupaten Mamuju Tengah sebanyak 121.384 jiwa. Dibandingkan dengan proyeksi jumlah penduduk tahun 2014, penduduk Mamuju Tengah mengalami pertumbuhan sebesar 2,62% dengan tingkat kepadatan penduduk tahun 2015 mencapai 40 jiwa/km².

Seiring dengan bertambahnya jumlah penduduk dan adanya rencana pengembangan lahan pertanian oleh pemerintah Kabupaten Mamuju Tengah hal ini mengakibatkan jumlah kebutuhan akan sumber daya air yang harus dipenuhi juga semakin meningkat, salah satunya adalah kebutuhan air baku dan irigasi. Sehingga dibutuhkan pembangunan sarana dan prasarana sumber daya air yang dapat menunjang pemenuhan kebutuhan air masyarakat. Pembangunan sarana dan prasarana berguna untuk meningkatkan pemanfaatan dan pemenuhan terhadap kebutuhan air masyarakat. Terdapat berbagai macam sarana dan prasarana sumber daya air, diantaranya bendung, waduk, embung, dan bendungan.

Menurut Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomer 27 Tahun 2015, bendungan adalah bangunan yang berupa urukan tanah, urukan batu, dan beton, yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung limbah tambang, atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk. Secara teknis komponen-komponen utama bendungan adalah tubuh bendungan (*main dam*), pintu pengambilan (*intake*), dan pelimpah (*spillway*). Pelimpah merupakan bangunan pelengkap artinya bangunan beserta instalasinya yang memungkinkan beroperasinya bendungan dengan baik, bila bangunan ini tidak berfungsi/tidak ada maka dapat membahayakan konstruksi bendungan. Pelimpah berfungsi untuk membuang kelebihan air dari hulu ke hilir bendungan. Ditinjau dari bendungan yang bersangkutan, pelimpah menghindarkan ketinggian air yang melampaui tinggi air maksimum yang direncanakan. Ditinjau dari kepentingan bagian hilir, pelimpah menyalurkan air yang tidak dipergunakan oleh bendungan yang bersangkutan.

Perencanaan pelimpah dipengaruhi oleh beberapa aspek teknis, yaitu kondisi geologi, kondisi topografi, jenis material dasar sungai, morfologi sungai, hidrologi, dan hidrolika. Kondisi topografi dan geologi berpengaruh terhadap pemilihan letak posisi pelimpah dan rencana jalur saluran peluncur, selanjutnya jenis material dasar sungai dan morfologi berpengaruh terhadap pemilihan tipe peredam energi. Sedangkan aspek hidrologi yang terkait dengan debit banjir rancangan berpengaruh terhadap dimensi kebutuhan lebar pelimpah, kemudian aspek hidrolika terkait dengan profil muka air berpengaruh terhadap perencanaan bentuk bangunan secara hidrolis dan kebutuhan dimensi bangunan yang aman terhadap stabilitas konstruksi.

Sehubungan dengan hasil pemaparan di atas, maka perlu dilakukan kajian untuk merencanakan pembangunan Bendungan Budong-Budong. Salah satunya yaitu dengan melakukan Kajian Perencanaan Bangunan Pelimpah Bendungan Budong-Budong, Kabupaten Mamuju Tengah.

1.2. Identifikasi Masalah

Sebagai salah satu bangunan pelengkap bendungan, pelimpah mempunyai peran yang sangat penting sebagai fungsinya untuk pengamanan terhadap bahaya air banjir melimpas di atas bendungan (*overtopping*). Oleh sebab itu perencanaan pelimpah harus direncanakan dengan mempertimbangkan berbagai aspek teknis yang ada. Ada beberapa pertimbangan teknis yang perlu diperhatikan, yaitu lintasan jalur rencana as pelimpah harus di upayakan berada di atas tanah asli bukan tanah timbunan dan perencanaan bangunan pelimpah harus sesuai dengan pedoman perencanaan teknis yang ada sehingga diperlukan adanya perhitungan yang tepat dan perencanaan yang aman sesuai kriteria desain hidrologi, hidrolika, dan geoteknik.

1.3. Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam kajian perencanaan ini adalah sebagai berikut :

1. As bendungan dan pelimpah mengikuti data perencanaan dari konsultan.
2. Membahas perencanaan sistem bangunan pelimpah.
3. Koefisien gempa menggunakan analisa dari Peta Zona Gempa Indonesia Tahun 2004.
4. Tidak membahas rencana anggaran biaya.
5. Tidak membahas analisa ekonomi.

1.4. Rumusan Masalah

Dari batasan masalah di atas, maka dapat dirumuskan permasalahan yang akan dibahas pada kajian perencanaan ini adalah sebagai berikut :



1. Bagaimana perencanaan bangunan pelimpah samping pada Bendungan Budong-Budong yang sesuai dengan kondisi di daerah tersebut dengan pertimbangan topografi, hidrologi, dan hidrolika ?
2. Bagaimana stabilitas pada bangunan pelimpah samping, dinding penahan saluran samping, dinding penahan saluran transisi, dinding penahan saluran peluncur, dan dinding penahan peredam energi pada Bendungan Budong-Budong ?
3. Bagaimana desain penulangan dan pembetonan pada bangunan pelimpah samping, dinding penahan saluran samping, dinding penahan saluran transisi, dinding penahan saluran peluncur, dan dinding penahan peredam energi pada Bendungan Budong-Budong ?

1.5. Tujuan

Studi ini bertujuan untuk merencanakan bangunan pelimpah yang sesuai dan memenuhi syarat secara teknis, berupaya mencari kondisi hidrolik yang paling efektif sesuai dengan tata letak bendungan/pelimpah, hidrologi, hidrolika, topografi, geologi, dan morfologi sungai di hilir rencana peredam energi (*escape channel*). Menganalisa stabilitas konstruksi bangunan pelimpah, dinding penahan pelimpah samping, dinding penahan saluran transisi, dinding penahan saluran peluncur, dan dinding penahan peredam energi pada Bendungan Budong-Budong.

1.6. Manfaat

Manfaat dari studi ini yaitu untuk menambah wawasan pengetahuan pada bidang perencanaan pelimpah pada bendungan dan juga sebagai bentuk penerapan teori-teori yang sudah di dapatkan selama perkuliahan pada permasalahan yang ada di lapangan.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Perencanaan Hidrolika Pelimpah

Analisa hidrolika dilakukan untuk menganalisa hasil perhitungan secara empiris yang kemudian digunakan sebagai dasar pemilihan bentuk, tipe, dan perlakuan yang akan direncanakan dan dilaksanakan terhadap bangunan di lapangan.

2.1.1. Umum

Pelimpah samping (*side channel spillway*) adalah suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di udiknya. Biasanya saluran pengatur alirannya disebut saluran pengatur aliran tipe pelimpah samping dilengkapi dengan suatu bendung pengatur dan bahkan biasanya dipasang pintu-pintu (Sosrodarsono, 1977:190). Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah tipe ini adalah agar debit banjir yang melintasinya tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur. Untuk dapat memenuhi syarat tersebut, maka bangunan pelimpah direncanakan sedemikian rupa agar pada saat mengalirkan debit banjir abnormal, perbedaan elevasi permukaan air di udik dan hilir bendung pengatur tidak kurang dari 2/3 kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut.

Pada bangunan pelimpah yang kecil biasanya lebar dasar sepanjang dasar saluran samping dibuat seragam. Akan tetapi untuk saluran samping pada bangunan pelimpah yang besar, biasanya lebar dasar kolam akan semakin besar ke hilir, sedemikian rupa sehingga pada saat melewati debit banjir rencana permukaan air di dalam kolam tersebut membentuk bidang yang hampir datar dengan penampang basah paling efektif.

2.1.2. Ambang Pelimpah

Ambang pelimpah merupakan salah satu komponen dari saluran pengatur aliran yang dibuat untuk mengatur serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah.

Dimensi saluran pengatur tipe ambang pelimpah dapat diperoleh dengan rumus-rumus sebagai berikut :

1. Rumus debit yang melewati pelimpah dengan penampang segi empat (Sosrodarsono, 1977:181)

$$Q = C \cdot L_{eff} \cdot H_d^{3/2} \quad (2-1)$$

dengan:

Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rancangan, m^3/dt)

C = koefisien debit

L_{eff} = lebar efektif ambang pelimpah (m)

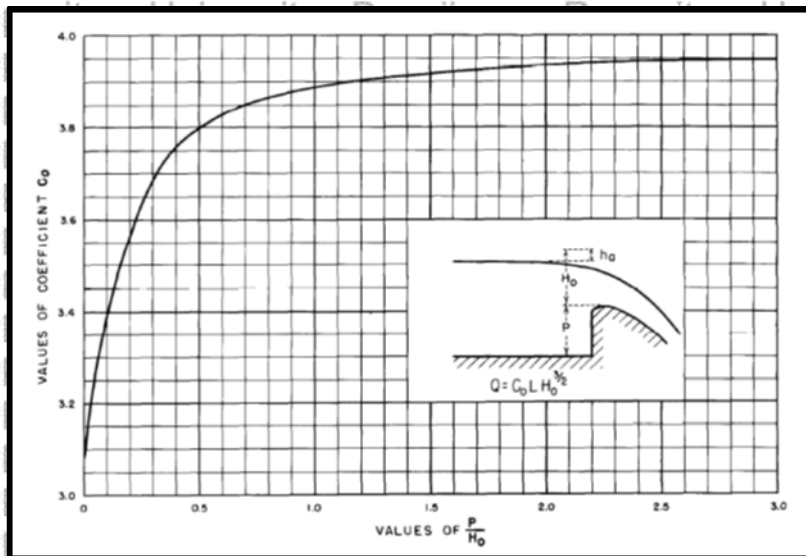
H_d = tinggi tekan di atas ambang pelimpah (m)

2. Koefisien debit

Secara teori besarnya koefisien debit akan berkurang akibat adanya gesekan. Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien debit adalah :

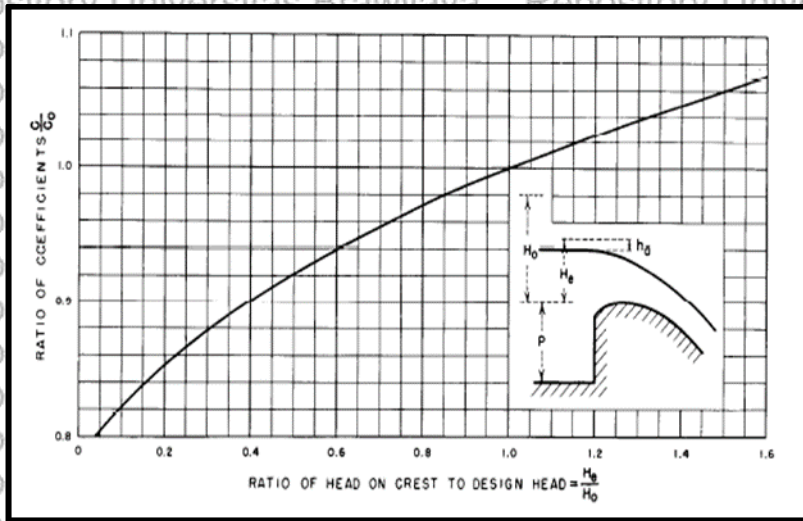
- Kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran.
- Kemiringan lereng hulu bendung.
- Tinggi air di atas mercu bendung.
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan.

Pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hulu bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada Gambar 2.1 sampai Gambar 2.3.

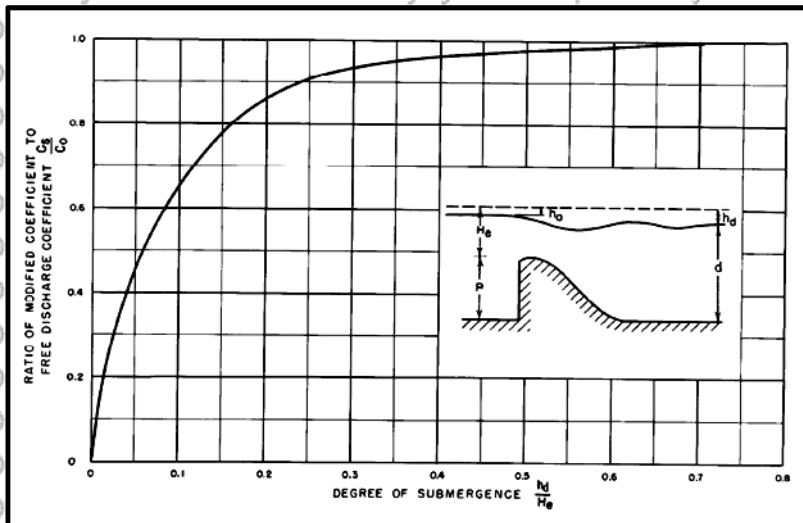


Gambar 2.1. Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_0

Sumber : Anonim (1973:378)



Gambar 2.2. Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_c/H_0
Sumber : Anonim (1973:378)



Gambar 2.3. Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_c
Sumber : Anonim (1973:379)

Koefisien debit juga dapat ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*, rumus ini hanya berlaku untuk tipe standar (Sosrodarsono, 1977:182).

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2-2)$$

$$C = 1,6 \frac{1+2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1+a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \quad (2-3)$$

dengan:

C = koefisien limpahan untuk semua tinggi tekan

C_d = koefisien limpahan untuk tinggi tekan rencana



8

h = tinggi air di atas mercu ambang (m)

H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu ambang (m)

P = tinggi ambang (m)

a = konstanta diperoleh pada saat $h = H_d$, yang berarti $C = C_a$

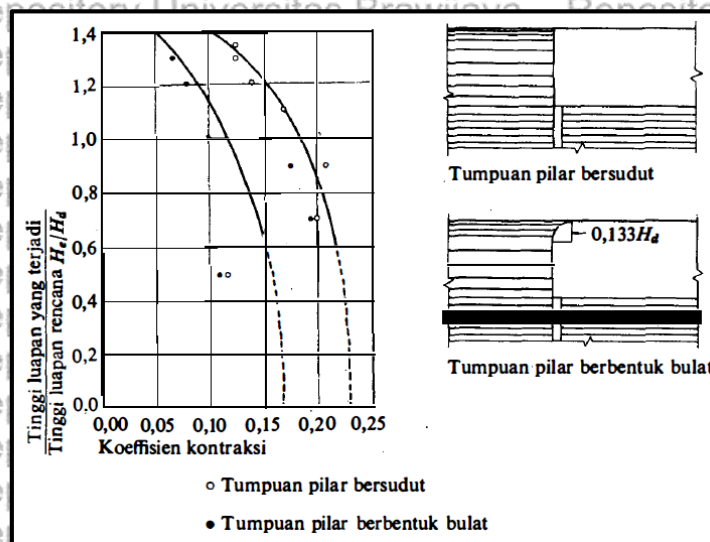
3. Lebar efektif ambang pelimpah (L_{eff})

Pada saat terjadi debit outflow yang melintasi mercu ambang pelimpah akan terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping maupun pilar-pilarnya. Debit air yang melewati mercu ambang pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara L_{eff} dan L dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air (Sosrodarsono, 1977:183).

$$L_{eff} = L - 2(N.K_p + K_a)H \quad (2-4)$$

Koefisien kontraksi tembok tepi sebagai berikut :

- tembok tepi bersudut runcing 0,2
- tembok tepi bersudut bulat/tumpul 0,1



Gambar 2.4. Koefisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpuannya

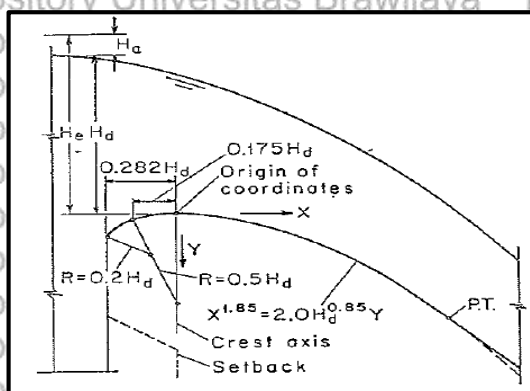
Sumber : Sosrodarsono (1977:184)

2.1.3. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah

Ada banyak tipe profil pelimpah OGEE modifikasi, tipe standar biasanya ditetapkan berdasarkan aliran di atas ambang rencana, dimana As ambang pelimpah tepat pada puncak ambang. Selain metode standar, ada metode lain untuk menentukan profil ambang pelimpah OGEE dengan metode yang telah disusun oleh U.S. Army Corps of Engineers melalui data U.S.B.R. berikut adalah bentuk-bentuk profil pelimpahnya :



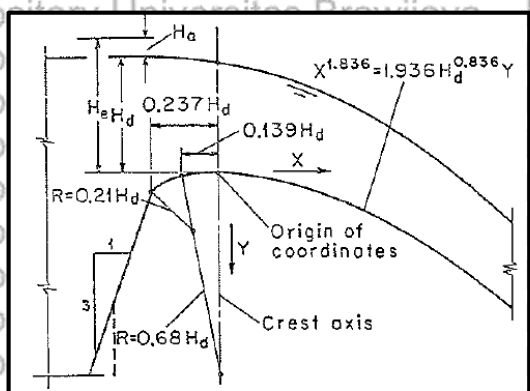
1. Tipe I (Tipe tegak)



Gambar 2.5. Profil ambang tegak

Sumber : Chow (1997:330)

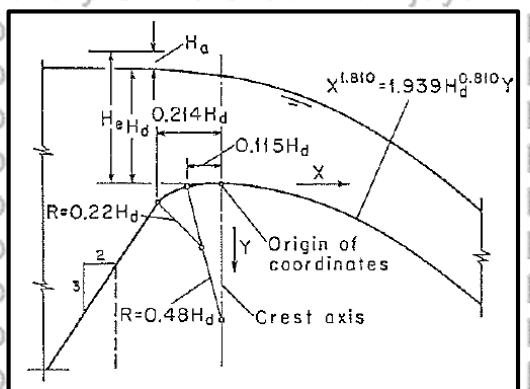
2. Tipe II (Hulu miring 3 : 1)



Gambar 2.6. Profil ambang pelimpah tipe II

Sumber : Chow (1997:330)

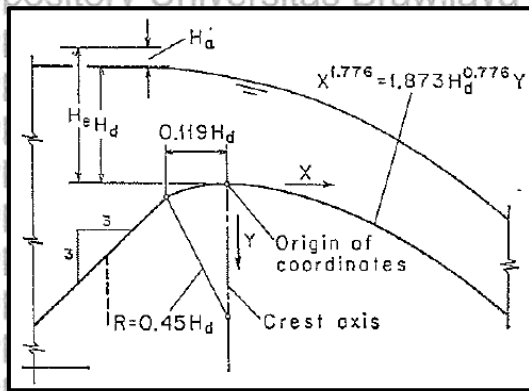
3. Tipe III (Hulu miring 3 : 2)



Gambar 2.7. Profil ambang pelimpah tipe III

Sumber : Chow (1997:330)

4. Type IV (Hulu miring 3 : 3)



Gambar 2.8. Profil ambang pelimpah tipe IV

Sumber : Chow (1997:330)

Tipe depan miring sesuai untuk head yang rendah, bentuk seperti ini menambah gaya vertikal, sehingga dapat menambah stabilitas konstruksi. Berdasarkan metode *U.S. Army Corps of Engineers* telah menyusun beberapa bentuk baku pelimpah, dinyatakan berdasar lengkung Harrold:

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} Y \quad (2-5)$$

dengan:

X = absis

Y = ordinat

K, n = parameter (tergantung kemiringan muka pelimpah bagian hulu)

 H_d = tinggi tekan rencana

Tabel 2.1. Nilai K dan n

Kemiringan muka hulu	K	n
Tegak	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
3 : 3	1,873	1,776

Sumber : Chow, 1997:330

Dari profil lengkung Harrold, bagian hilir pelimpah dirubah profilnya menjadi garis lurus dengan kemiringan 1 : 1 atau 1 : 0,8 atau berapa saja asal tidak terjadi banyak pembulatan angka.



2.1.4. Saluran Samping

Saluran samping merupakan saluran yang terletak pada akhir saluran pengatur, dalam saluran samping akan terjadi suatu proses peredaman energi karena terjadi benturan sesama masa air dan gesekan di antara molekul-molekul air, sehingga saluran tersebut akan menerima beban hidrodinamis berupa hampasan aliran air dan gaya-gaya.

Dalam perhitungan bentuk hidrodinamis pelimpah samping, dicari suatu bentuk yang memberikan keuntungan baik dari segi bentuk hidrolis maupun dari segi biaya konstruksi.

Metode yang digunakan untuk menentukan bentuk yang optimal adalah dengan menggunakan metode kombinasi “a” dan “n” yang diambil dari rumus Julian Hinds. Rumus dasar dari J. Hinds adalah sebagai berikut :

$$Q_x = q \cdot x \quad (2-6)$$

$$v = a \cdot x^n \quad (2-7)$$

$$y = \frac{n+1}{n} h_v \quad (2-8)$$

dengan:

Q_x = debit pada titik x (m^3/dt)

q = debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur (m^2/dt)

x = jarak antara tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung tersebut (m)

v = kecepatan rerata aliran air di dalam saluran samping pada suatu titik tertentu (m/dt)

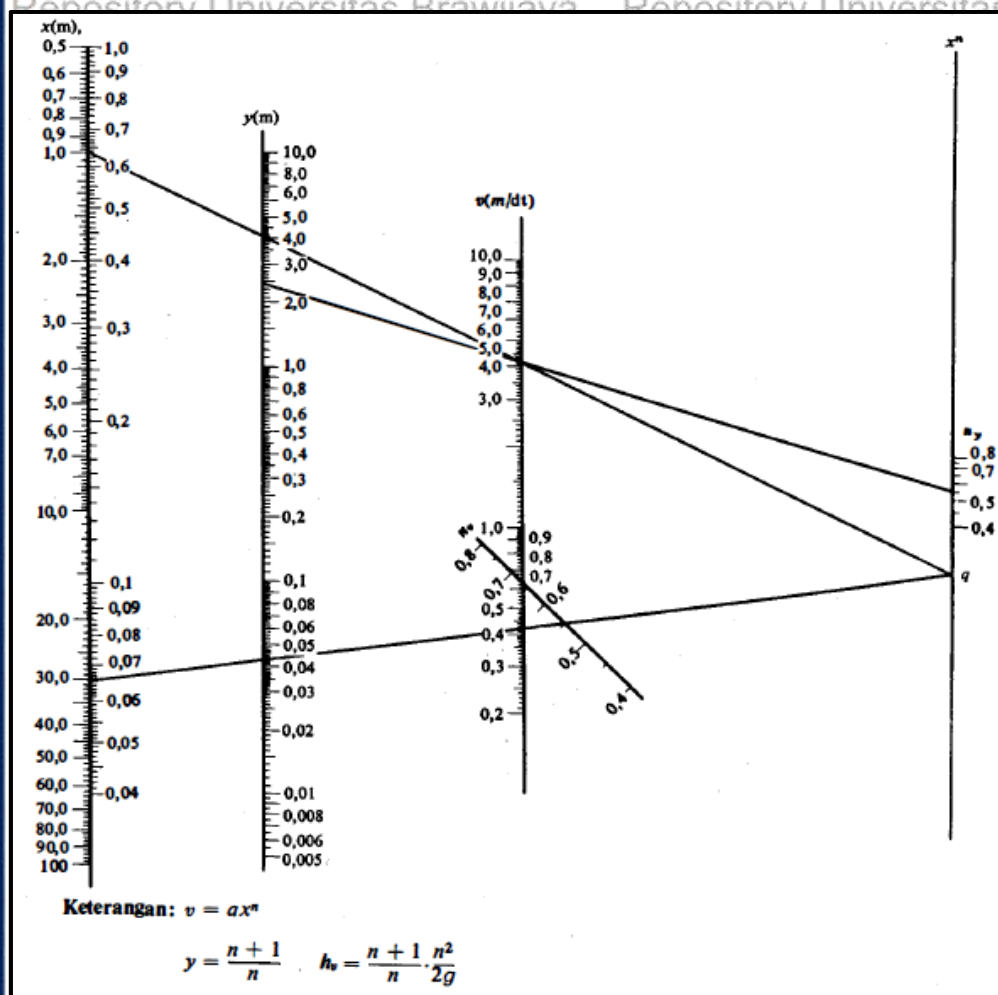
a = koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air di dalam saluran samping

n = eksponen untuk kecepatan aliran air di dalam saluran samping (antara 0,4 s/d 0,8)

y = perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan di dalam saluran samping pada bidang A_x yang melalui titik tersebut di atas.

h_v = tinggi tekanan kecepatan aliran ($h_v = v^2/2g$)

Bentuk penampang lintang saluran samping dan kecepatan aliran serta permukaan air yang terdapat di dalamnya dapat dihitung sengan Rumus (2-6) s/d (2-8). Untuk memudahkan perhitungan dapat pula dipergunakan diagram seperti pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9. Diagram penentuan penampang lintang saluran samping

Sumber : Sosrodarsono (1977:193)

1. Pemilihan kombinasi yang sesuai untuk angka koefisien “a” dan “n”.

Angka “a” dan “n” pada rumus di atas dicari dalam kombinasi sedemikian rupa, sehingga di satu pihak biaya konstruksi menjadi ekonomis dan juga mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Angka “a” dan “n” yang paling menguntungkan dapat diperoleh dengan beberapa metode. Berikut ini diperkenalkan 3 metode yang lazim digunakan sebagai berikut :

- a. Metode pertama

Dengan cara penentuan beberapa harga “a” dan “n” secara sembarang (sistem coba banding). Berdasarkan angka yang telah diambil langsung dihitung volume konstruksi secara kasar. Walaupun perhitungan ini pada hakekatnya hanya didasarkan pada volume konstruksi akan tetapi angka-angka “a” dan “n” yang paling cocok tersebut supaya disesuaikan dengan peninjauan setempat dimana saluran samping tersebut akan didirikan.



b. Metode kedua

Andaikan kecepatan aliran air dapat dihubungkan langsung dengan rumus $v = a \cdot x^n$, maka kedalaman air dalam saluran tersebut disesuaikan dengan bentuk yang diandaikan dengan demikian harga Q dan n, mungkin mempunyai persesuaian dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{A^3}{T} = \frac{n+1}{n} \frac{Q^2}{g} \quad (2-9)$$

dengan:

A = penampang basah saluran samping

T = lebar permukaan air

Q = debit

n = exponent untuk kecepatan aliran

Perhitungan dilakukan dengan system coba banding, dari perhitungan tersebut di atas, maka angka "a" akan didapatkan dengan mudah.

c. Metode ketiga

Pada hakekatnya besarnya biaya konstruksi suatu bangunan pelimpah tergantung dari besarnya volume galian yang harus dilaksanakan pada saluran peluncurnya. Sedang pemilihan kombinasi angka "a" dan "n" hanya ditujukan untuk pemilihan bentuk penampang lintang dari ujung hilir saluran samping. Dengan Rumus (2-9) untuk ujung hilir saluran samping, maka berbagai bentuk penampang lintangnya yang didasarkan pada berbagai harga "n" dapat digambarkan dan dengan demikian akan didapatkan angka "n" yang paling menguntungkan dan dengan demikian angka "a" sebagai kombinasi untuk "n" mudah diperoleh.

2. Penyesuaian bentuk dasar saluran samping.

Apabila bentuk penampang memanjang dasar saluran dibuat berdasarkan hasil perhitungan yang merupakan garis lengkung seperti yang tertera pada Gambar 2.10., maka pelaksanaan konstruksinya akan cukup sulit. Untuk menghindari kesulitan-kesulitan dalam pelaksanaan tersebut, maka bentuk penampang memanjang dasar saluran harus disesuaikan, yaitu dengan merubah dasar saluran dari hasil perhitungan yang berbentuk garis lengkung menjadi garis lurus.

Penyesuaian dilakukan dengan menghubungkan ujung hilir garis lengkung dengan titik yang terletak antara 1/3 s/d 1/10 dari panjang bendung, dan diukurkan dari ujung udik garis lengkung tersebut. Kemiringan dasar untuk saluran samping di buat $I \leq 1/13$, dengan angka Froude $< 0,5$ dianjurkan 0,44 (Anonim, 1999:21). Penyesuaian bentuk, elevasi serta kemiringan dasar dari

q = debit persatuan lebar



$$\Delta V = V_1 - V_2$$

g = percepatan gravitasi

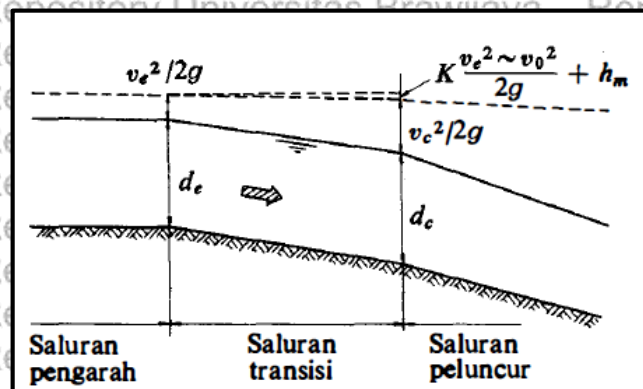
Proses perhitungan dilakukan dari hilir sampai hulu. Ada metode perhitungan dimana kehilangan geseran dapat diperhitungkan namun pengaruh terhadap kehilangan geser dapat ditiadakan karena getaran muka air pada saluran sangat turbulen.

2.1.5. Saluran Transisi

Saluran transisi merupakan saluran berbentuk segi empat yang terletak di hilir saluran samping, saluran ini di buat apabila:

1. Ada perbedaan lebar antara saluran samping dan peluncur, lebar saluran samping seringkali lebih besar daripada saluran peluncur.
2. Ada perbedaan bentuk antara penampang saluran samping dan saluran peluncur, ada kemungkinan saluran samping berbentuk trapesium sedangkan saluran peluncur berbentuk segi empat.
3. Untuk menenangkan aliran yang mempunyai turbulensi tinggi.

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir yang disalurkan tidak menimbulkan *back water* di bagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi paling menguntungkan baik pada aliran di dalam saluran transisi maupun aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur. Untuk menciptakan aliran kritis di ujung saluran transisi atau awal peluncur dapat dilakukan dengan cara mengatur kemiringan dasar atau membuat ambang kecil di ujung hilir saluran transisi.



Gambar 2.11. Skema aliran pada saluran transisi

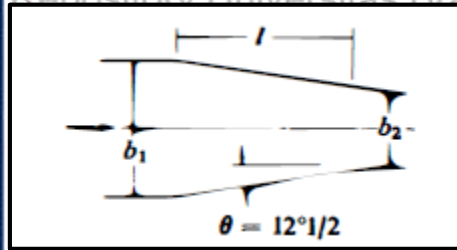
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 204)

Karena saluran transisi ini sangat besar pengaruhnya, maka bentuk saluran ini agar direncanakan dengan sangat hati-hati dan dengan bentuk sesimetris mungkin. Belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi oleh karena itu saluran tersebut



16

direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pengujian model hidrolika. Panjang saluran transisi bisa ditetapkan secara sembarang untuk penampang tanpa penyempitan, tetapi untuk bentuk penampang dengan penyempitan dapat di hitung dengan rumus sebagai berikut :



Gambar 2.12. Perubahan penampang pada saluran transisi
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 203)

$$L = \frac{1/2(B_B - B_C)}{\tan \theta} \quad (2-11)$$

dengan:

B_B = lebar ambang (hilir saluran samping)

B_C = lebar saluran peluncur

L = panjang saluran transisi

θ = sudut penyempitan ($12,5^\circ$)

Di ujung hilir saluran transisi dikondisikan terjadi aliran kritis, yang mana Y_c dicari dengan persamaan berikut :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-12)$$

$$V_c = \frac{q}{Y_c} \quad (2-13)$$

dengan:

q = debit per satuan lebar

Q = debit keluaran maksimum rencana

Y_c = kedalaman kritis di ujung hilir saluran transisi

V_c = kecepatan kritis

Agar terjadi aliran kritis tersebut kemiringan dasar saluran transisi diatur dengan menggunakan persamaan kekekalan energi untuk menetapkan kemiringan tersebut.

$$Z + Y_B + \frac{V_B^2}{2g} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \frac{K(V_B^2 - V_c^2)}{2g} + hf \quad (2-14)$$



$$hf = \frac{V^2 L}{nR^{4/3}} \quad (2-15)$$

$$S = \frac{Z}{L} \quad (2-16)$$

dengan:

Z = beda tinggi titik B dan C

V_B = tinggi aliran di titik B (ujung hulu transisi)

V_B = kecepatan air di titik B (ujung hulu transisi)

Y_C = kedalaman kritis di titik C (ujung hilir transisi)

V_C = kecepatan kritis di titik C (ujung hilir transisi)

K = koefisien kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (0,1 – 0,2)

h_f = kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

$$\bar{V} = \frac{V_B + V_C}{2}$$

n = koefisien Manning

R = jari-jari hidrolis rata-rata

S = slope kemiringan dasar

Dari perhitungan di atas, elevasi titik C (hilir transisi) dapat ditetapkan yaitu dengan cara mengurangi elevasi Titik B dan Z .

2.1.6. Saluran Peluncur

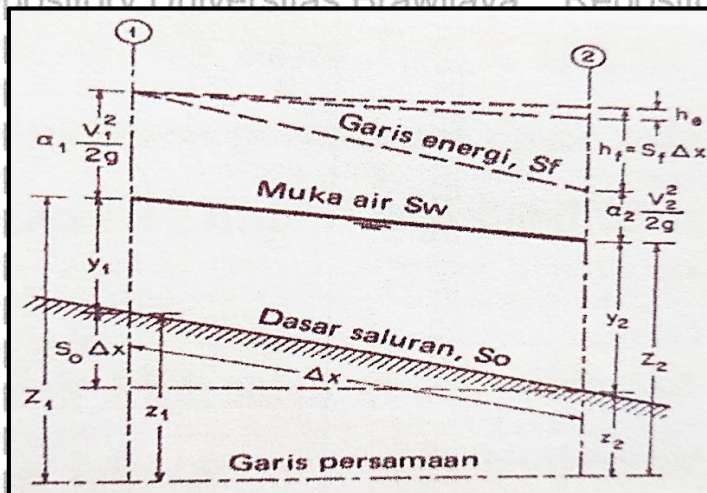
Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir saluran samping (tanpa saluran transisi) menuju peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume konstruksi yang kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan yang tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran superkritis dengan $F > 1$ tetapi $F < 9$. Adapun beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan saluran peluncur, yaitu :

1. Diusahakan agar saluran peluncur mempunyai tampak atas selurus mungkin, tetapi jika bentuk lengkung tidak dapat dihindari maka usahakan bentuk lengkungan yang terbatas dan dengan radius yang besar. Karena biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atas melengkung. Meskipun tidak ada standar yang dapat digunakan untuk menentukan besarnya radius lengkung, akan tetapi biasanya penggunaan radius yang lebih kecil dari 5x lebar saluran akan tidak menguntungkan.
2. Sebaiknya penampang lintang saluran peluncur agar dibuat bentuk persegi empat.



18

3. Kemiringan dasar saluran diusahakan sedemikian rupa, sehingga pada bagian hulunya berlereng landau tetapi semakin ke hilir menjadi semakin curam, agar kecepatan aliran dapat ditingkatkan secara berangsur-angsur, sehingga berkas aliran superkritis yang melintasi saluran tidak terangkat dari bidang dasar saluran peluncur tersebut. Terangkatnya aliran mungkin juga disebabkan karena bilangan Froude yang terlalu besar $F > 9$ hal ini dapat menimbulkan gejala kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran serta menimbulkan getaran-getaran yang dapat memberikan efek negatif pada stabilitas saluran peluncur.



Gambar 2.13. Skema penampang memanjang pada saluran peluncur yang disederhanakan
Sumber : Chow (1997:261)

Perencanaan teknis saluran peluncur didasarkan pada perhitungan hidrolika untuk memperoleh gambaran kondisi pengaliran melalui saluran tersebut pada debit-debit tertentu. Bentuk dan dimensi saluran serta tinggi dindingnya ditentukan berdasarkan kedalaman aliran air yang melintasi saluran tersebut. Untuk menentukan aliran pada saluran peluncur digunakan metode kekekalan energi, untuk saluran yang cukup panjang perhitungan dilakukan secara bertahap dengan jarak tertentu. Ada dua metode seperti tersebut di atas :

1. Metode Tahapan Standar

Dengan persamaan energi :

$$Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hf \quad (2-17)$$

$$hf = \frac{n^2 \bar{V}^2}{R^{4/3}} L \quad (\text{dari persamaan Manning}) \quad (2-18)$$

$$hf = \frac{\bar{V}^2 L}{C^2 R} \quad (\text{dari persamaan Chezy}) \quad (2-19)$$



dengan:

Z = energi potensial di titik yang bersangkutan

Y = kedalaman air di titik yang bersangkutan

V = kecepatan air di titik yang bersangkutan

hf = kehilangan energi

$$\bar{V} = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

n = koefisien Manning

C = koefisien Chezy

R = jari-jari hidraulis

Perhitungan ini dilakukan dengan cara coba-coba, karena antara Y_2 dan V_2 tidak diketahui dan merupakan variabel berubah karena aliran tidak seragam.

2. Metode Tahapan Langsung

$$S_o \cdot dx + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + S_f \cdot dx \quad (2-20)$$

$$S_f \text{ (energi spesifik): } E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$S_o \cdot dx + E_1 = E_2 + S_f \cdot dx$$

$$dx = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_f}$$

$$dx = \frac{\Delta^2}{C^2 R}$$

Agar jarak dx tidak terlalu panjang, maka perkiraan yang diambil berdasar perbedaan kecepatan : $V_2 = V_1 + 0,25 V_1$

$$hf = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (2-21)$$

atau

$$hf = \frac{\bar{V}^2 L}{C^2 R} \quad (2-22)$$

Disesuaikan dengan kondisi topografi, agar tidak terlalu tinggi (besar galiannya) serta untuk memperoleh hubungan yang menerus antara saluran peluncur dan peredam energi, maka sudut kemiringannya biasanya berubah-ubah dalam berbagai variasi.

Bentuk lengkungan dasar saluran peluncur diperoleh dengan rumus yang berasal dari persamaan parabolis sebagai berikut :

$$Y = x \tan \theta + \frac{K_x^2}{4h_v \cos^2 \theta} \quad (2-23)$$

$$S = \tan \theta + \frac{K_x^2}{2h_v \cos^2 \theta} \quad (2-24)$$

dengan:

Y = ordinat

X = absis

S = kemiringan dalaman lengkungan dasar saluran pada titik x

h_v = tinggi tekan karena kecepatan pada titik awal lengkungan saluran

θ = sudut kemiringan dasar saluran pada titik awal lengkungan

K = koefisien yang didasarkan pada gaya gravitasi, biasanya 0,5

2.1.6.1. Kavitasi

Titik awal terjadinya kavitasi adalah suatu keadaan pengaliran pada saluran dimana tekanan yang terjadi nilainya sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, dimana kondisi ini dicirikan oleh adanya gelembung-gelembung udara. Apabila gelembung-gelembung udara pada aliran terbawa ke daerah yang bertekanan lebih tinggi, gelembung-gelembung udara tadi tiba-tiba pecah dan di sekitar cairan tersebut udara akan mengalir dengan cepat mengisi rongga-rongga yang terjadi karena pecahnya gelembung udara tersebut. Kekuatan dorong yang terjadi akibat keadaan tersebut pada umumnya berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi yang dapat menyebabkan kerusakan pada konstruksi yaitu terjadinya lubang-lubang konstruksi. Gejala tersebut dikenal dengan kavitasi (Dake dalam Aniek Masrevaniah, 1983:196).

Kavitasi cenderung berpengaruh pada tempat-tempat yang alirannya mempunyai kecepatan tinggi, saluran peluncur yang tinggi khususnya di daerah dengan lengkungan yang berjari-jari kecil juga mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasi. Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitasi. Perhitungan kavitasi dengan persamaan (Roberson, Cassidy, Chaudry, 1998:386).

$$\sigma = \frac{p_0 - p_v}{\rho \frac{v_0^2}{2}} \quad (2-25)$$



$$C_p = \frac{p - p_0}{\frac{\rho v_0^2}{2}} \quad (2-26)$$

Jika $P = P_v$, maka $\sigma_1 = -C_p$

dengan:

σ = indeks kavitasi

σ_1 = angka batas kavitasi

P_0 = *ambient pressure* (kPa) $\longrightarrow$ 1 kPa = 1000 N/m²

$P = P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfer (101 kPa)

P_g = tekanan setempat (kPa) = $\rho \cdot g \cdot h$

h = tinggi muka air (m)

ρ = massa jenis cairan (kg/m³)

P_v = tekanan uap (kPa)

V_0 = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

P = tekanan setempat (kPa)

Kriteria kavitasi :

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi

$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu pada saat penelitian berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2. Sifat fisik air pada tekanan atmosfer

Temperatur (t) °C	Massa jenis (ρ) kg/m ³	Tekanan Uap Air (P_v) kPa	Kekentalan Kinematis ν m ² /dt. 10 ⁶
0	999,868	0,61	7,787
5	999,992	0,87	1,519
10	999,726	1,23	1,307

Temperatur (t) °C	Massa jenis (ρ) kg/m^3	Tekanan Uap Air (Pv) kPa	Kekentalan Kinematis ν $m^2/dt. 10^6$
15	999,125	1,70	1,140
20	998,228	2,33	1,004
25	997,069	3,16	0,893
30	995,671	4,23	0,801
35	994,055	5,62	0,724
40	992,238	7,58	0,658
45	990,233	9,58	0,602
50	998,052	12,30	0,553
60	983,200	19,90	0,475
70	977,770	31,10	0,413
80	971,800	47,30	0,365
90	965,310	70,10	0,326
100	958,360	101,30	0,294

Sumber : Falvey, Henry T. 1990:4

2.1.7. Peredam Energi

Aliran air dari saluran peluncur mempunyai kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis, aliran tersebut harus diperlambat dan dirubah kondisinya menjadi aliran sub kritis sebelum dikembalikan lagi ke dalam sungai agar tidak membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan. Guna mereduksi energi yang terdapat dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi.

Disesuaikan dengan tipe bendungan urugan, kondisi topografi serta sistem kerjanya, maka peredam energi mempunyai berbagai tipe dan khusus untuk bendungan urugan biasanya digunakan tipe-tipe sebagai berikut :

1. Tipe loncatan (*water jump type*)
2. Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
3. Tipe bak pusran (*roller bucket type*)

Untuk memperoleh tipe peredam energi yang sesuai untuk suatu bangunan pelimpah, maka perlu dipertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

1. Gambaran karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
2. Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendungan.
3. Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruksi dari bangunan pelimpah.



4. Kondisi topografi, geologi, dan hidrolika di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.

5. Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai di sebelah hilirnya.

2.1.7.1. Peredam energi tipe loncatan (*water jump type*)

Peredam energi tipe loncatan biasanya dibuat untuk sungi-sungai yang dangkal, dengan kedalaman yang kecil dibandingkan kedalaman loncatan hidrolis aliran di ujung udik peredam energi. Akan tetapi tipe ini hanya cocok untuk sungai dengan dasar alur yang kokoh (Sosrodarsono, 1977:214). Biaya pembuatannya cukup rendah tetapi tingkat efektifitas kerjanya juga lebih rendah dari tipe-tipe peredam energi yang lainnya dan biasanya menimbulkan olakan-olakan pada aliran di hilirnya.

Pondasi dasar bangunan peredam energi tipe ini harus terdiri dari batuan massif yang kokoh, demikian pula alur sungai pada tempat terjunan air serta daerah sekitar jangkauan gelombang yang ditimbulkan oleh terjunan tersebut. Dibandingkan tipe peredam energi lainnya, intensitas getaran yang terjadi pada peredam energi ini lebih besar. Sehingga diperlukan perhatian khusus agar konstruksinya mampu bertahan terhadap getaran-getaran tersebut agar pengaruhnya tidak membahayakan bangunan pelimpah maupun tubuh bendungannya. Pada prinsipnya telah dikembangkan dasar-dasar pembuatan peredam energi tipe loncatan, tetapi masih merupakan suatu standar yang masih kasar dan untuk mendapatkan bentuk yang paling tepat masih diperlukan penelitian-penelitian pada model hidrolika.

Standar sebagai dasar pembuatan peredam energi tersebut adalah sebagai berikut :

1. Penentuan posisi dan lokasi dari ujung hilir peredam energi.

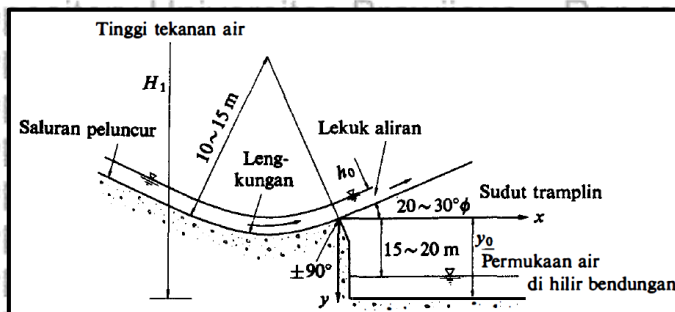
Elevasi dari ujung hilir peredam energi tipe loncatan biasanya dibuat 1,5 s/d 2,0 meter lebih tinggi dari elevasi permukaan air tertinggi sungai di hilirnya. Apabila perbedaan elevasi tersebut terlalu kecil, maka pada peredam energi akan bekerja dalam dua prinsip peredaman, yaitu :

a. Pada saat debit besar melintasi bangunan pelimpah, dan aliran air yang meluncur pada saluran peluncur mempunyai kecepatan yang tinggi, sehingga aliran air dapat meloncat melintasi ujung hilir peredam energi dan terjun di atas permukaan air sungai jauh di hilirnya, maka peredam energi tipe loncatan dapat berfungsi sebagaimana mestinya.

b. Pada saat debit kecil melintasi bangunan pelimpah dan aliran yang melintasi saluran peluncur tidak cukup cepat, sehingga tidak terjadi loncatan pada ujung hilir peredam energi, system kerjanya berubah menjadi system kerja seperti pada peredam energi tipe kolam olakan, tetapi dengan kondisi yang tidak sempurna. Dengan demikian sisa energi yang



terkandung dalam aliran belum sempat tereduksi dan masih mempunyai daya penggerusan yang cukup besar, yang dapat merusak tebing sungai dan membahayakan kestabilan alur sungai tersebut.



Gambar 2.14. Bentuk peredam energi tipe loncatan
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 215)

2. Bentuk ujung hilir peredam energi

Bentuk ujung hilir peredam energi tipe loncatan biasanya dibuat dengan sudut 20° dan cekungan di udiknya dibuat dengan radius antara 10 dan 15 meter, yang disesuaikan dengan jauhnya loncatan yang diharapkan. Selain itu ujung hilirnya pada titik dimana aliran air mulai meloncat dibuat sudut 90° dengan tujuan untuk dapat meningkatkan kondisi ventilasi pada titik permulaan loncatan tersebut, karena kondisi ventilasi yang kurang baik akan menimbulkan getaran tambahan yang berarti akan menambah beban hidrodinamika yang harus didukung oleh konstruksi peredam energi tersebut selain itu getaran tersebut akan mengurangi efektifitas kerja dari peredam energi.

3. Posisi terjunan

Sudut keluar pada ujung hilir dasar peredam energi merupakan faktor penting untuk menetapkan panjang dan tinggi trayektori loncatan air. Secara teoritis, jika gesekan, retardasi udara diabaikan, maka rumus berikut dapat digunakan untuk menentukan trayektori aliran tersebut :

$$\xi = \sin 2\phi + \sqrt{\sin^2 2\phi + 4\cos^2 \phi + \eta} \quad (2-27)$$

$$\xi = \frac{x}{H_1 - Y_0} \quad (2-28)$$

$$\eta = \frac{Y}{H_1 - Y_0} \quad (2-29)$$

dengan:

H_1 = total tinggi tekanan pada titik ujung hilir peredam energi



Y_o = perbedaan antara elevasi titik ujung hilir peredam energi dan elevasi permukaan air sungai

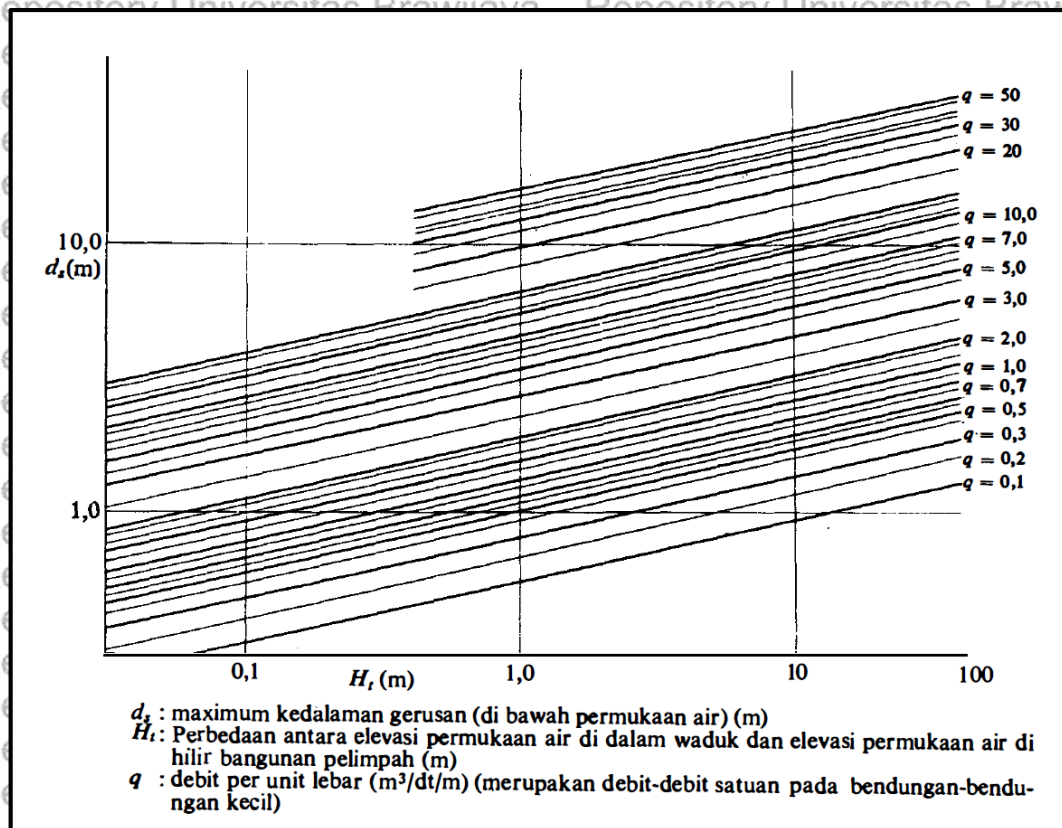
ϕ = sudut kemiringan dasar ujung hilir peredam energi

Agar memperoleh harga ξ terbesar, maka untuk Rumus (2-30), harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\cot \phi = \sqrt{1 + \eta} \quad (2-30)$$

4. Intensitas penggerusan yang disebabkan oleh terjunan

Kedalaman bantalan air yang diperlukan untuk menerima terjunan air sangat bervariasi, tergantung tinggi terjunan dan debitnya per unit lebar, dimana hubungan dari ketiga faktor tersebut tertera pada diagram Gambar 2.15.



Gambar 2.15. Kedalaman gerusan oleh terjunan air di hilir peredam energi

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 216)

2.1.7.2. Peredam energi tipe kolam olakan (*stilling basin type*)

Suatu bangunan peredam energi yang berbentuk kolam, dimana prinsip peredaman energinya yang sebagian besar terjadi akibat proses pergesekan di antara molekul-molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut dinamakan peredam energi tipe kolam



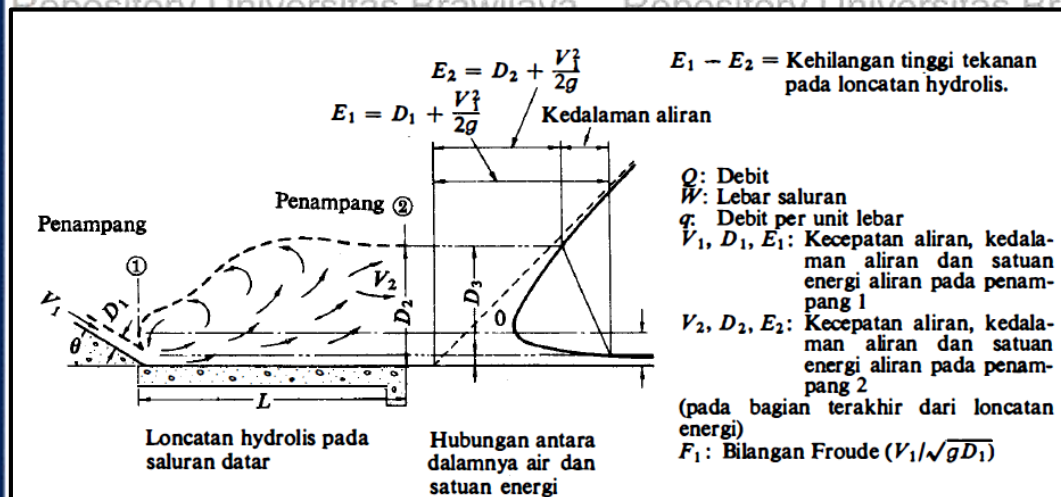
olakan atau disingkat dengan nama kolam olakan (Sosrodarsono, 1977:216). Secara umum kolam olakan masih bisa dibedakan menjadi 3 (tiga) tipe utama yaitu :

- Kolam olakan datar
- Kolam olakan miring ke hilir
- Kolam olakan miring ke udik

Kolam olakan tipe datar adalah yang paling umum digunakan, selanjutnya kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 (empat) tipe, yang dibedakan oleh hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, seperti uraian di bawah ini :

1. Kolam olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam (Sosrodarsono, 1977:216). Benturan langsung yang terjadi mengakibatkan peredaman energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perengkapan lain guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut. Kolam olakan tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil selain itu kolam olakan ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut.



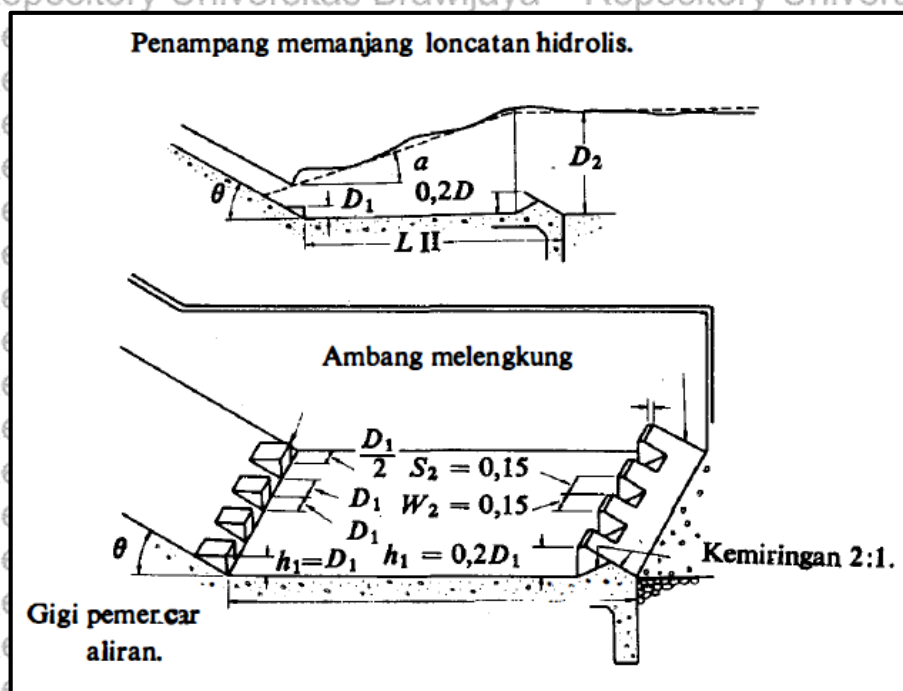
Gambar 2.16. Kolam olakan datar tipe I
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 215)



2. Kolam olakan datar tipe II

Pada kolam olakan datar tipe II peredaman energi yang terkandung di dalam aliran diakibatkan oleh gesekan antara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan yang dibuat yaitu berupa gigi-gigi pemencar aliran di pinggir udik dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya.

Kolam olakan tipe ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, tekanan hidrostatik $> 60 \text{ m}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Gigi pemencar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan efektifitas peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut.

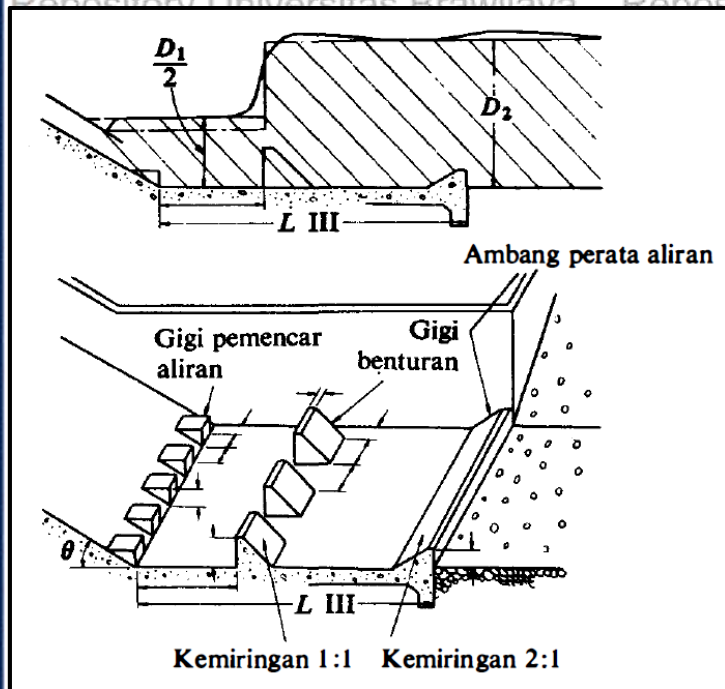


Gambar 2.17. Kolam olakan datar tipe II

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 218)

3. Kolam olakan datar tipe III

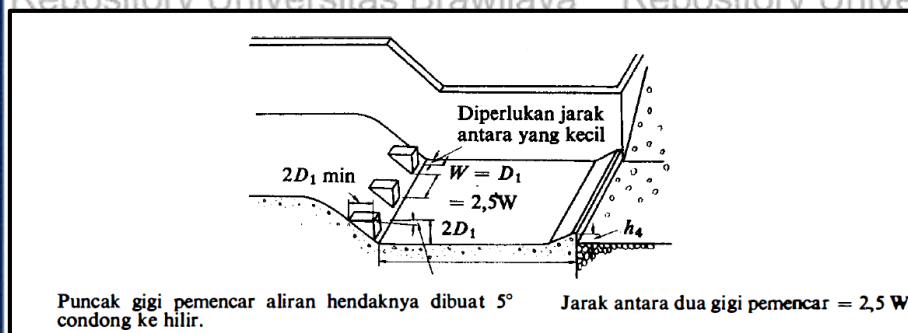
Prinsip kerja kolam olakan ini sangat mirip dengan sistem kerja dari kolam olakan datar tipe II, tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit lebih kecil ($q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18,0 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang dari kolam olakan ini, biasanya dibuat gigi pemencar aliran di tepi udik dasar kolam dan gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan.



Gambar 2.18. Kolam olakan datar tipe III
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 218)

4. Kolam olakan datar tipe IV

Kolam olakan datar tipe IV penggunaannya paling cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit per unit lebar yang besar, yaitu untuk aliran dalam kondisi superkritik dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5. Disamping perhitungan-perhitungan hidrolika serta pertimbangan kondisi konstruksinya, maka pemilihan tipe yang paling cocok untuk suatu bangunan pelimpah dilakukan pula dengan penelitian-penelitian pada model hidrolika.



Gambar 2.19. Kolam olakan datar tipe IV
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 219)



5. Kedalaman loncatan hidrolis dan kedalaman air minimal di hilirnya

Kolam olakan adalah suatu konstruksi yang berfungsi sebagai peredam energy yang terkandung dalam aliran dengan memanfaatkan loncatan hidrolis dari suatu aliran yang berkecepatan tinggi. Kedalaman kolam olakan sangat ditentukan oleh tinggi loncatan hidrolis yang terjadi di dalam aliran yang bersangkutan. Penentuan kedalaman dari ke empat tipe kolam olakan datar didasarkan pada tinggi loncatan hidrolis aliran ditambah tinggi jagaan yang diperlukan untuk mengimbangi kenaikan permukaan air yang terjadi di sebelah hilirnya.

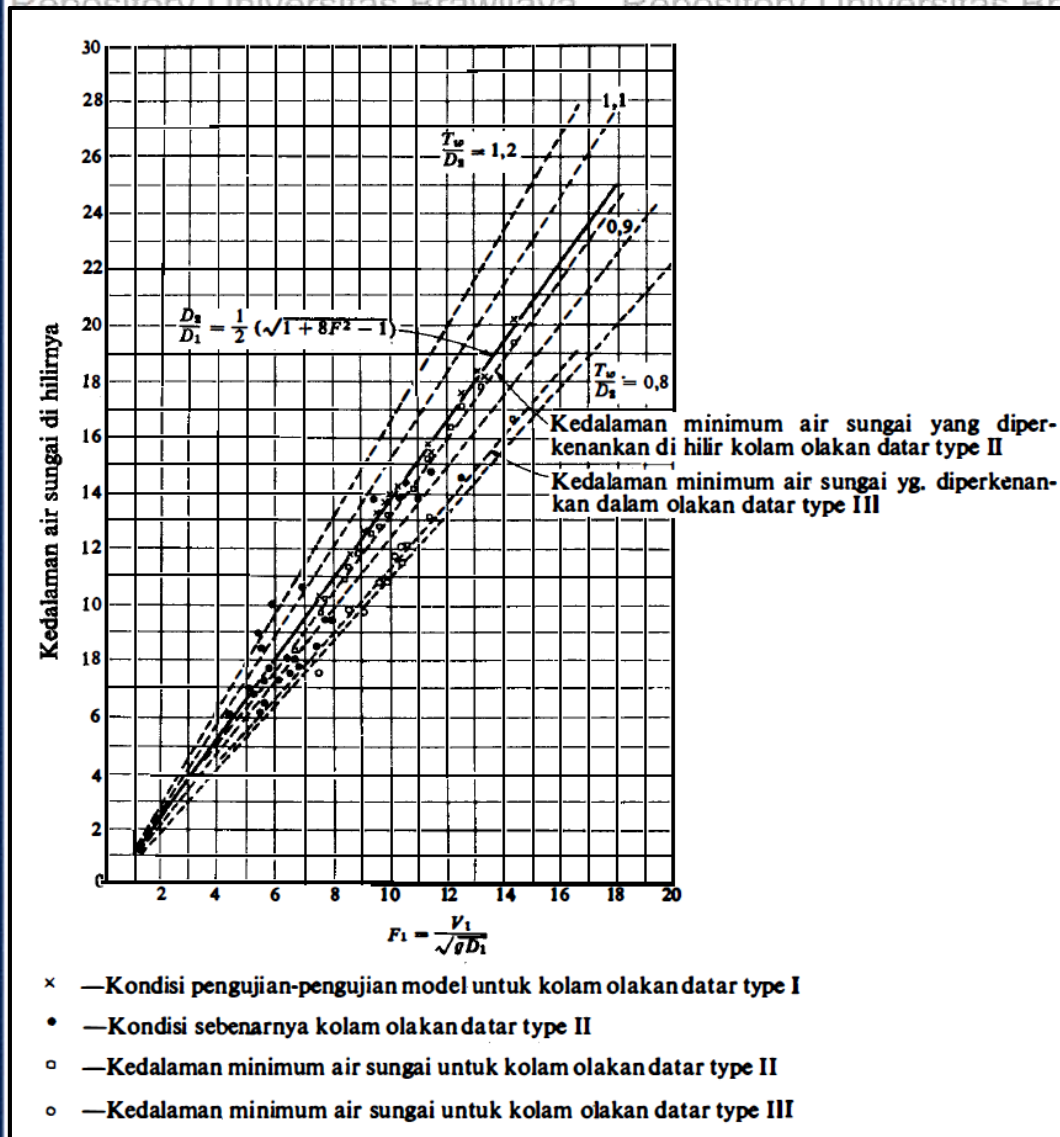
Kedalaman air pada bagian udik dan hilir loncatan hidrolis tersebut dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad (2-31)$$

Selanjutnya bilangan Froude dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} \quad (2-32)$$

Semakin rendah bilangan Froude suatu aliran, maka loncatan hidrolisnya semakin sensitif terhadap fluktuasi elevasi permukaan air di hilirnya, dimana dengan penurunan yang kecil sudah dapat mengakibatkan pergeseran posisi loncatan hidrolis yang begitu jauh, tetapi dengan kenaikan elevasi permukaan hilir sebesar 10% sudah mampu mengembalikan loncatan hidrolis pada posisi yang diharapkan.

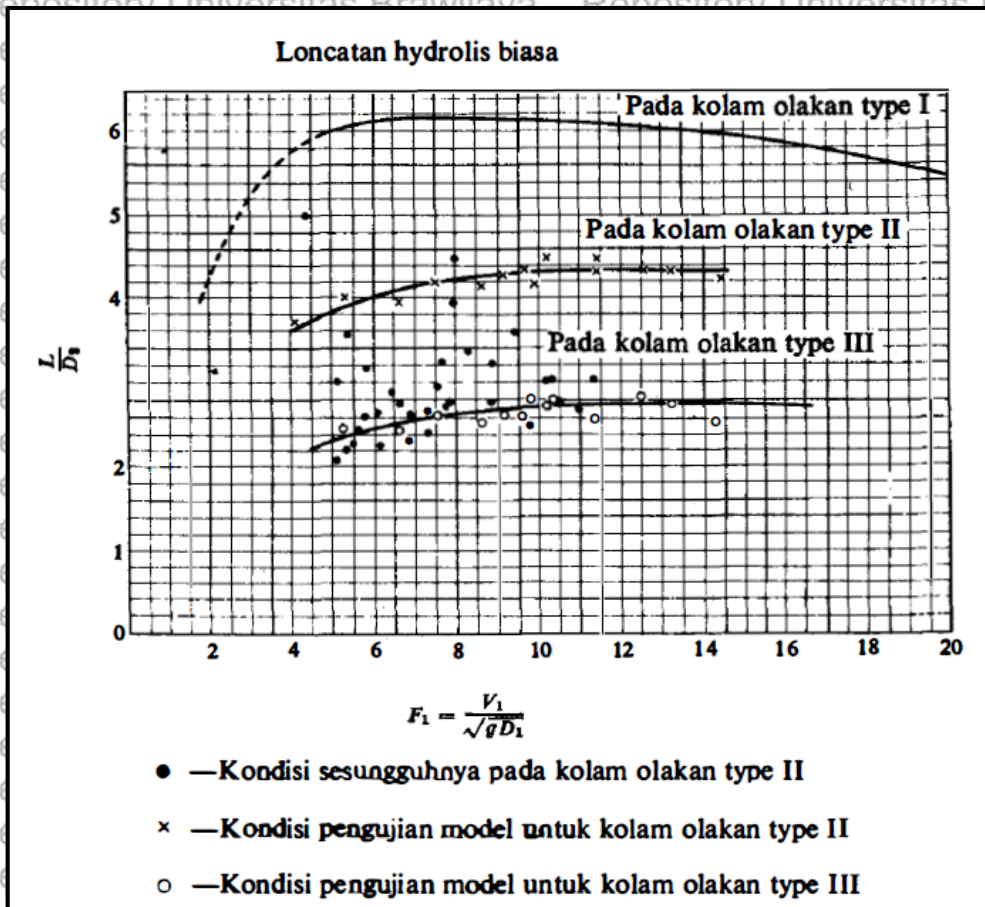


Gambar 2.20. Kedalaman minimum air sungai di hilir peredam energi

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 221)

6. Penentuan ukuran memanjang kolam olakan datar.

Ukuran memanjang kolam olakan datar biasanya tergantung pada bilangan Froude aliran yang akan melintasi kolam tersebut, sedang untuk pemilihan tipe dari kolam olakan datar tersebut dilakukan dengan penyesuaian yang didasarkan pada penelitian dan pengujian pada model hidrolika. Untuk penentuan panjang kolam olakan datar dapat digunakan ukuran standar, sebagaimana yang tertera pada Gambar 2.21.

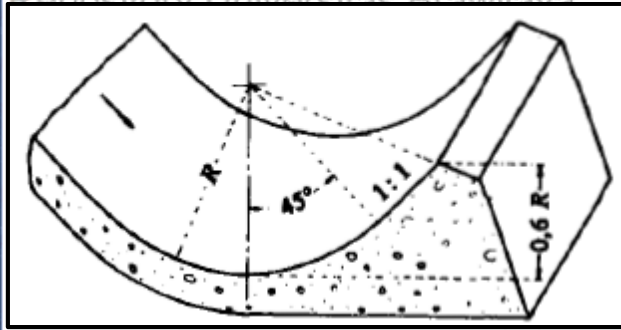


Gambar 2.21. Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar

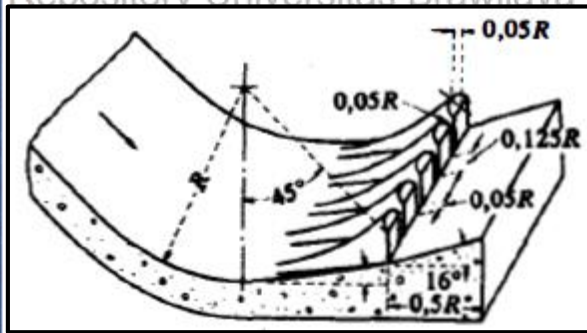
Sumber : Sosrodarsono (1977 : 222)

2.1.7.3. Peredam energi tipe bak pusaran (*roller bucket type*)

Peredam energi tipe bak pusaran (*roller bucket type*) adalah bangunan peredam energi yang terdapat di dalam aliran air dengan proses pergesekan di antara molekul-molekul air akibat timbulnya pusaran-pusaran vertikal di dalam suatu kolam. Selain membutuhkan pondasi batuan yang kokoh dan air yang cukup dalam di hilirnya, bak pusaran ini juga mempunyai bentuk serta modifikasi yang beragam, disesuaikan dengan kondisi topografi dan geologi tempat kedudukan serta kondisi fluktuasi permukaan air di hilir kolam tersebut. Metode pembuatan rencana teknisnya didasarkan pada penelitian-penelitian pada model hidrolika. Selanjutnya akan diuraikan dasar-dasar perencanaan teknis yang dihasilkan dari penelitian-penelitian oleh U.S.B.R.



(a) Bak pusran masip tipe Grand-coulée



(b) Bak pusran beralur tipe Angosture

Gambar 2.22. Peredam energi tipe bak pusran

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 226)

Pada perencanaan teknis bentuk detail bak pusran yang diperoleh dari metode U.S.B.R. masih perlu diuji pada model hidrolika untuk menyesuaikan dengan kondisi-kondisi teknis dimana bak pusran tersebut akan dibangun. Prosedur rencana pembuatan teknis kolam olak tipe bak pusran adalah sebagai berikut :

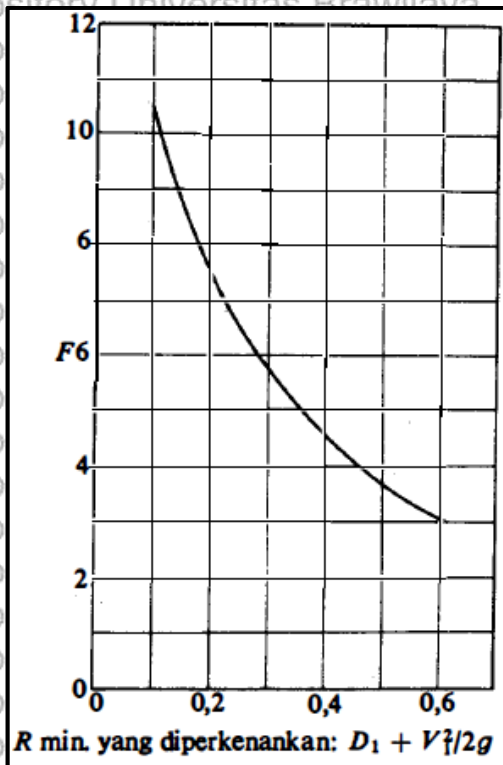
1. Didasarkan pada penetapan debit per unit lebar q ($m^3/dt/m$) yang akan melintasi kolam pusran serta didasarkan pada perbedaan elevasi permukaan di udik dan di hilir bendungan $H(m)$, maka kecepatan aliran air di ujung hilir saluran peluncur dengan kedalaman D_1 (m) dengan mudah dapat dihitung dan selanjutnya bilangan Froude (F) dari aliran tersebut dapat dihitung pula dengan rumus :

2. Dengan menggunakan diagram pada Gambar 2.23, maka dari harga bilangan F akan diperoleh harga $D_1 + \frac{V_1^2}{2g}$ dan dengan demikian R_{min} dapat dihitung

R_{min} yang diperkenankan

$$D_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

(2-33)



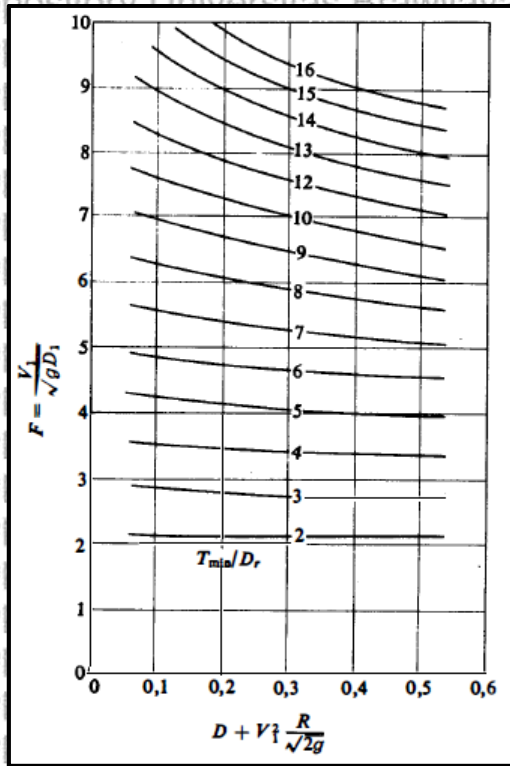
Gambar 2.23. Radius minimum lengkungan bak pusran

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 225)

3. Dari harga-harga bilangan F dan R_{min} yang diperkenankan tersebut dan dengan menggunakan diagram pada Gambar 2.24, maka akan dapat diketahui perbandingan antara kedalaman air minimum di sebelah hilirnya (T_{min}) dan kedalaman kritis aliran air di ujung hilir peluncur (D_1). Dengan demikian harga T_{min} dapat diketahui.



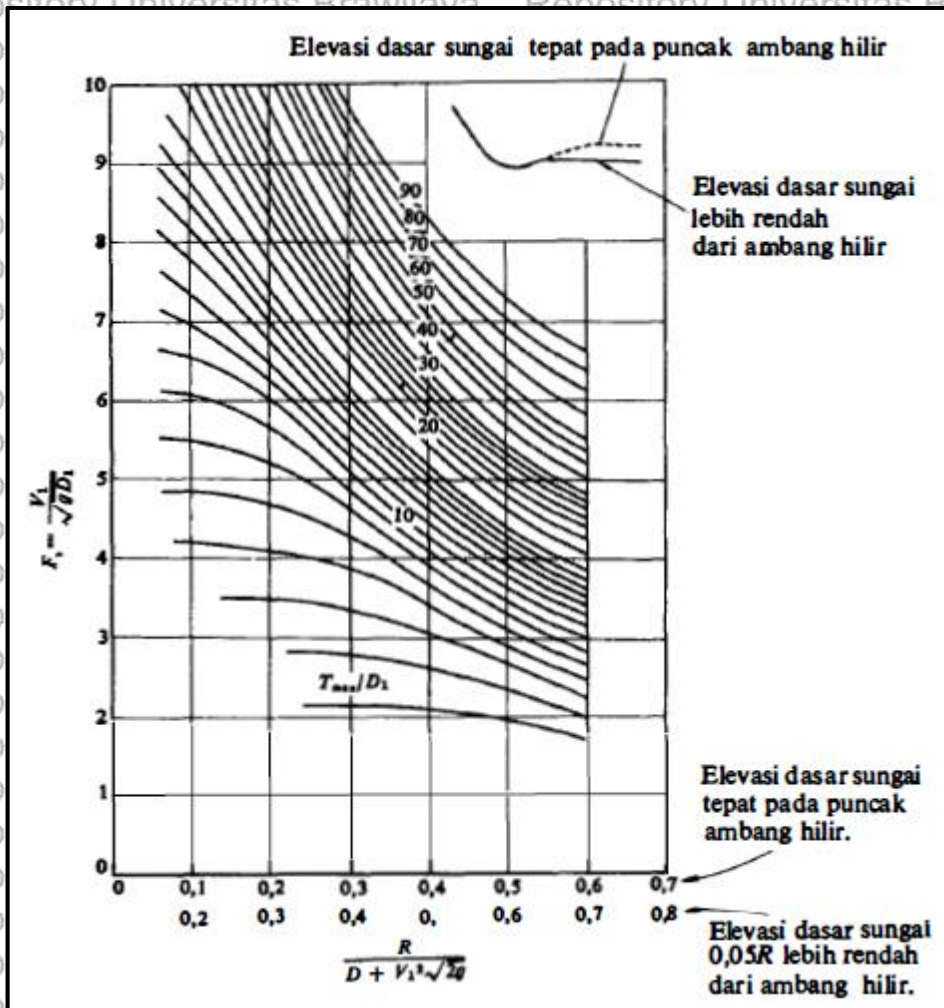
34



Gambar 2.24. Kedalaman minimum air sungai di hilir bak pusaran

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 225)

4. Dengan prosedur yang sama seperti halnya harga T_{min} , tetapi dengan menggunakan diagram pada Gambar 2.25, kedalaman air maksimum di sebelah hilir bak pusaran (T_{max}) mudah dicari.



Gambar 2.25. Kedalaman maksimum air sungai di hilir bak pusran

Sumber : Sosrodarsono (1977 : 226)

5. Dengan sistem coba-banding, elevasi ambang kolam pusran dapat ditentukan sedemikian rupa, sehingga elevasi di hilirnya terletak antara T_{max} dan T_{min} yang telah ditetapkan.

2.1.8. Saluran Akhir (Escape Channel)

Saluran ini merupakan saluran penghubung antara ujung hilir pelimpah, yaitu peredam energi dengan sungai. Fungsi saluran akhir adalah untuk mengatur muka air agar kedalaman air bagian hilir peredam energi memenuhi kebutuhan kedalaman konjugasi. Lebar dasar dari saluran dibuat sama dengan lebar peredam energi. Untuk menentukan dimensi saluran digunakan rumus Manning sebagai berikut :

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2-34)$$

dengan:

Q = debit keluaran maksimum pelimpah



36

A = luas basah saluran

n = koefisien Manning

R = jari-jari hidrolis

S = kemiringan dasar saluran

2.1.9. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah direncanakan untuk dapat menghindari terjadinya limpasan saat mengalirkan debit banjir rencana dan agar diuji pula pada saat pengaliran debit banjir abnormal. Apabila pada bangunan pelimpah terdapat bangunan-bangunan seperti jembatan, pintu, dan lain-lain, maka batas terbawah bangunan-bangunan tersebut terhadap permukaan air tertinggi yang mungkin terjadi agar diperitungkan dengan tinggi jagaan tidak kurang dari 1,5 meter.

Perhitungan untuk memperoleh tingi jagaan pada bangunan pelimpah dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$F_b = CVd^{1/2} \quad (2-35)$$

atau

$$F_b = 0,6 + 0,037Vd^{1/3} \quad (2-36)$$

dengan:

F_b = tinggi jagaan (m)

C = koefisien 0,10 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan

0,13 untuk penampang saluran berbentuk trapesium

V = kecepatan aliran (m/dt)

d = kedalaman air di dalam saluran (m)

2.2. Analisa Stabilitas Konstruksi

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi bangunan perlu dilakukan asumsi keadaan normal (tanpa gempa) dan keadaan gempa. Adapun setiap keadaan tersebut, bangunan pelimpah perlu diadakan tinjauan dengan 6 kondisi, yaitu :

1. Kondisi I : sesaat setelah selesai konstruksi pada keadaan normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : sesaat setelah selesai konstruksi pada keadaan gempa
3. Kondisi III : saat penuh pada keadaan normal (tanpa gempa)
4. Kondisi IV : saat penuh pada keadaan gempa
5. Kondisi V : saat banjir Q_{PMF} pada keadaan normal



6. Kondisi VI : saat banjir Q_{PMF} pada keadaan gempa
Perhitungan stabilitas pelimpah dilakukan dengan kondisi gaya pembebanan yang bekerja pada pelimpah adalah sebagai berikut :

1. Beban vertikal (gaya berat dari pelimpah sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau)
2. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
3. Tekanan air (statis dan dinamis)
4. Tekanan gaya angkat air (uplift)

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi dinding penahan perlu dilakukan asumsi keadaan normal (tanpa gempa) dan keadaan gempa. Adapun setiap keadaan tersebut masih diadakan tinjauan dengan 4 kondisi :

1. Kondisi I : sesaat setelah selesai konstruksi pada keadaan normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : sesaat setelah selesai konstruksi pada keadaan gempa
3. Kondisi I : saat banjir Q_{100} pada keadaan normal (tanpa gempa)
4. Kondisi II : saat banjir Q_{100} pada keadaan gempa

2.2.1. Stabilitas Terhadap Guling

Penggulingan (*overturning*) pada bangunan dapat terjadi apabila gaya horizontal yang menimbulkan momen horizontal (M_h) tidak dapat ditahan oleh momen pelawan sebagai akibat gaya vertikal (M_v). Apabila momen vertikal tidak dapat menahan maka bangunan mengalami kerusakan berupa terguling.

Stabilitas terhadap guling dihitung dengan menggunakan rumus :

– Keadaan normal

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5 \quad (2-37)$$

– Keadaan Gempa

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,25 \quad (2-38)$$

dengan:

SF = angka keamanan (*safety factor*)

M_v = momen tanah vertikal (t.m)

M_h = momen horizontal (t.m)

2.2.2. Stabilitas Terhadap Geser

Selain dapat mengakibatkan penggulingan, gaya horizontal juga dapat menyebabkan penggeseran pada bangunan. Gaya horizontal menggeser di bagian pondasi. Akibat adanya gaya vertikal, terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang pondasi.

Stabilitas terhadap geser (*sliding*) dihitung dengan menggunakan rumus :

Keadaan normal :

$$SF = \frac{\sum v \cdot \tan \phi}{\sum H} > 1,5 \quad (2-39)$$

Keadaan Gempa :

$$SF = \frac{\sum v \cdot \tan \phi}{\sum H} > 1,25 \quad (2-40)$$

dengan:

SF = angka keamanan

$\sum v$ = jumlah gaya vertikal (ton)

H = jumlah gaya horizontal (ton)

ϕ = tegangan geser antara tanah terhadap fondasi (°)

Tabel 2.3. Harga-harga perkiraan untuk koefisien gesekan

Jenis tanah	Koefisien geser ($f = \tan \phi$)
Lumpur encer	0,10
Lumpur agak keras	0,20
Pasir dengan lumpur basah	0,3
Pasir lembab	0,3
Pasir kering	0,5
Kerikil	0,5

Sumber : Sosrodarsono (1994:196)

Jenis tanah	Koefisien geser ($f = \tan \phi$)
Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50

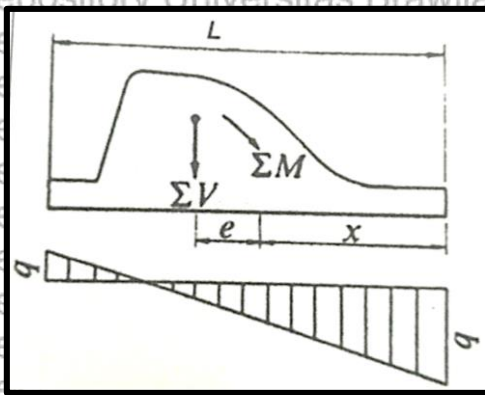


Jenis tanah	Koefisien geser ($f = \tan \phi$)
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber : Prastumi (2008:59)

2.2.3. Eksentrisitas

Letak arah resultan gaya horizontal dan gaya vertikal berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Bangunan akan stabil apabila arah resultan gaya terletak di dalam batas $1/6 B$ ke kanan maupun ke kiri titik tengah panjang pondasi.



Gambar 2.26. Titik kerja resultan gaya dan reaksi tanah pondasi

Sumber : Sosrodarsono (1994 : 216)

Untuk mencari nilai eksentrisitasnya, digunakan rumus sebagai berikut :

$$e = \left| \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| < \frac{B}{6} \quad (2-41)$$

Jika titik tangkap gaya resultan terletak di dalam batas $1/3$ dari tepi dasar masing-masing sisi (di dalam inti dari dasar pondasi) :

$$\sigma_{max/min} = \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin} \quad (2-42)$$

Jika titik tangkap gaya resultan terletak di luar batas $1/3$ dari tepi dasar masing-masing sisi (di luar inti dari dasar pondasi) :

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{L.x} \quad (2-43)$$

$$x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) \quad (2-44)$$

dengan:



40

e = eksentrisitas pembebanan

σ_{ijin} = daya dukung tanah ijin

$\sigma_{max/min}$ = besarnya reaksi daya dukung tanah (ton/m^2)

M_v = momen tanah vertikal (t.m)

M_h = momen horizontal (t.m)

Σv = jumlah gaya vertikal (ton)

B = lebar pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

x = lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (m)

2.2.4. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah adalah tekanan terkecil yang dapat menyebabkan keruntuhan geser pada tanah pendukung tepat di bawah dan di sekitar pondasi. Dalam perhitungan ini digunakan rumus

Terzaghi yang dimodifikasi :

Rumus daya dukung Terzaghi :

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma.D_f.N_q + \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma \quad (2-45)$$

Rumus daya dukung Terzaghi yang sudah dimodifikasi oleh Ohsaki :

$$q_{ult} = \alpha.c.N_c + \beta.\gamma.B.N_\gamma + \gamma.D_f.N_q \quad (2-46)$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{q_{ult}}{F} \quad (2-47)$$

dengan:

q_{ult} = daya dukung batas tanah (t.m^{-2})

σ_{ijin} = daya dukung tanah yang diijinkan (t.m^{-2})

F = faktor keamanan ($F=2$ untuk kondisi normal, $F=3$ untuk kondisi gempa)

γ = berat jenis tanah (t.m^{-3})

c = kohesi tanah penyangga pondasi

B = lebar pondasi (m)

D_f = kedalaman pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = koefisien daya dukung tanah



α, β = faktor bentuk pondasi

Tabel 2.4. Faktor bentuk Pondasi

Bentuk Pondasi	A	B
Menerus	1	0,5
Bujur Sangkar	1,3	0,4
Persegi empat	$1,0 + 0,3 (B/L)$	$0,5 - 0,1 (B/L)$
Lingkaran	1,3	0,3

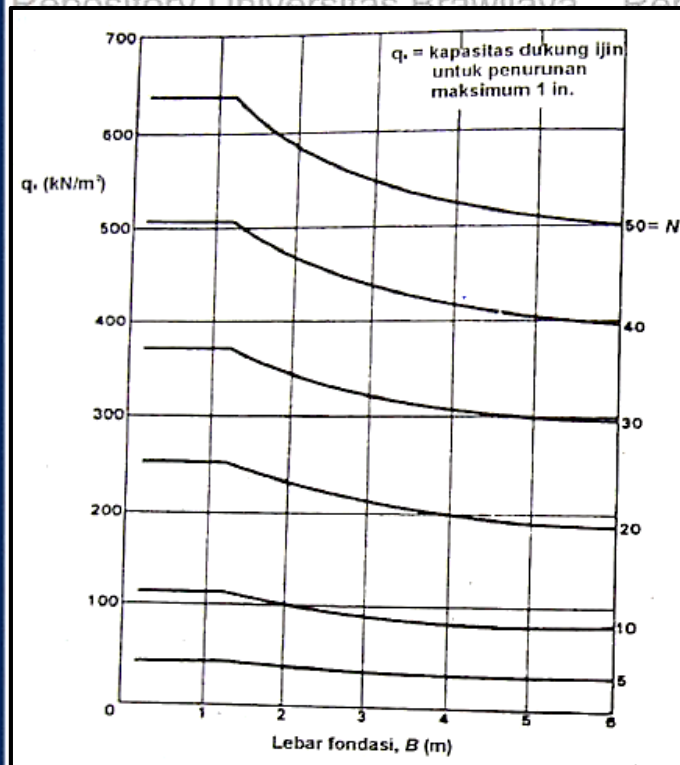
Sumber : Sosrodarsono, S., (1984:34)

Tabel 2.5. Koefisien daya dukung dari Ohsaki

$T (^\circ)$	N_c	N_q	N_γ
0	5,3	0,0	1,0
5	5,3	0,0	1,4
10	5,3	0,0	1,9
15	6,5	1,2	2,7
20	7,9	2,0	3,9
25	9,9	3,3	5,6
28	11,4	4,4	7,1
32	20,9	10,6	14,1
36	42,2	30,5	31,6
40	95,7	115,7	81,3
45	172,3	325,8	173,3
50	347,5	1073,4	415,1

Sumber : Sosrodarsono, S., (1984:32)

Selain menggunakan rumus diatas, kapasitas daya dukung tanah dapat juga di cari menggunakan nilai N dari hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*). Terzhagi dan Peck (1967) mengusulkan suatu kurva hubungan antara nilai N dari uji SPT dengan kapasitas dukung ijin untuk tanah yang didasarkan pada penurunan sebesar 2,54 cm. Kurva ini didasarkan pada asumsi bahwa jarak muka air tanah lebih besar dari $2B$ di bawah tanah pondasi, dengan B adalah sisi terkecil dari pondasi.



Gambar 2.27. Kurva kapasitas dukung ijin dari uji SPT (Terzaghi dan Peck, 1967)

Sumber : Hardiyatmo (2010 : 387)

Menurut Bowles (1968) menyarankan persamaan kapasitas dukung ijin neto yang dikaitkan dengan nilai SPT agar dinaikkan kurang lebih 50% nya dan sekaligus memberikan faktor kedalaman pondasi sebagai berikut :

$$q_a = 20 N' K_d \quad ; \text{ untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \quad (2-48)$$

$$q_a = 12,5 N' \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 K_d \quad ; \text{ untuk lebar } B > 1,2 \text{ m} \quad (2-49)$$

dengan :

q_a = kapasitas dukung ijin neto untuk penurunan 2,54 cm (kN/m^2)

$$K_d = \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right)$$

= faktor kedalaman pondasi, maksimal $K_d = 1,33$

B = lebar pondasi (m)

D = kedalaman pondasi (m)

Bowles (1968) juga menyarankan nilai N diambil dari nilai rata-rata statistic dari zona 0,5B di atas dasar pondasi sampai pada paling sedikit 2B di bawah dasar pondasi. Jika dibawah zona tersebut terdapat lapisan tanah dengan N sangat rendah, maka faktor penurunan menjadi



perhatian jika N tidak direduksi oleh pengaruh lapisan ini. Sebelum digunakan dalam perhitungan nilai N yang diperoleh dari pengujian SPT di lapangan harus dilakukan suatu koreksi. Koreksi ini berhubungan dengan prosedur pelaksanaan pengujian, seperti kondisi alat, cara pelaksanaan pengujian sehingga nilai N harus di reduksi menjadi persamaan berikut :

$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (2-50)$$

dengan:

N = nilai N yang tercatat dari hasil pengujian dilapangan (nilai $N > 15$ pukulan)

Koreksi ini diberikan karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15. Perubahan volume karena terlalu banyak pukulan mengakibatkan tekanan air pori yang tinggi yang akan menambah jumlah pukulan.

2.2.5. Tekanan Angkat (*Up lift*)

Tekanan angkat (*up lift*) terjadi karena adanya perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapat gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Adanya gaya angkat ke atas akan mengurangi berat bangunan, padahal makin berat bangunan akan semakin stabil terhadap geseran. Untuk perhitungan *up lift* pada pondasi pelimpah dapat digunakan rumus sebagai berikut :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H \quad (2-51)$$

dengan:

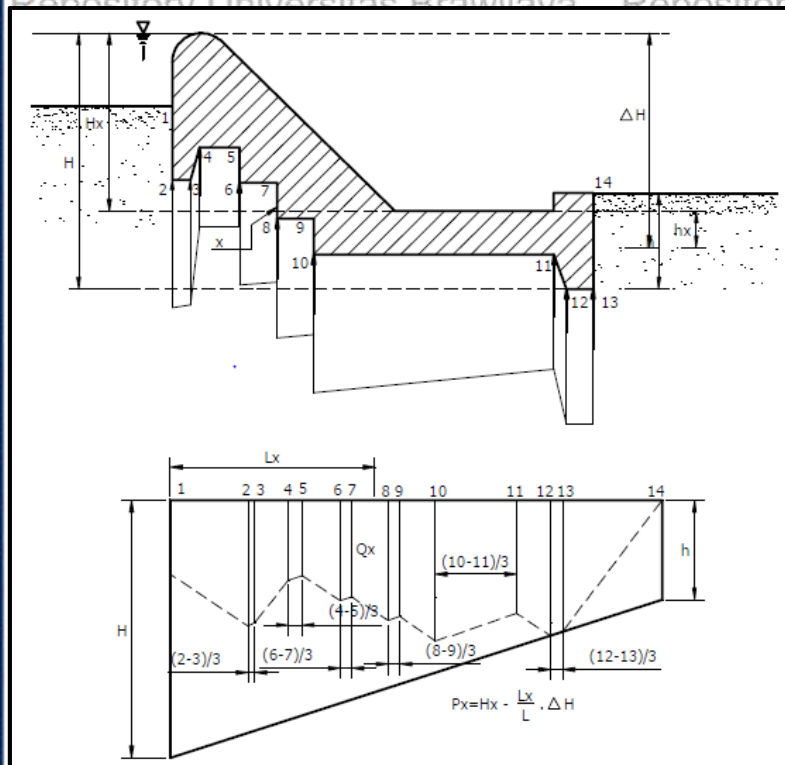
P_x = gaya angkat (*up lift*) pada titik x (ton/m²)

L = panjang total bidang kontak dan tanah bawah (m)

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

H_x = tinggi muka air di hulu pelimpah (m)

ΔH = beda tinggi muka air hulu dan hilir pelimpah (m)



Gambar 2.28. Tekanan angkat pada pondasi pelimpah
Sumber : KP-02 (2010 : 185)

Untuk pondasi pada dinding penahan tekanan angkat (*up lift*) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut (Soedibyo, 1993:110) :

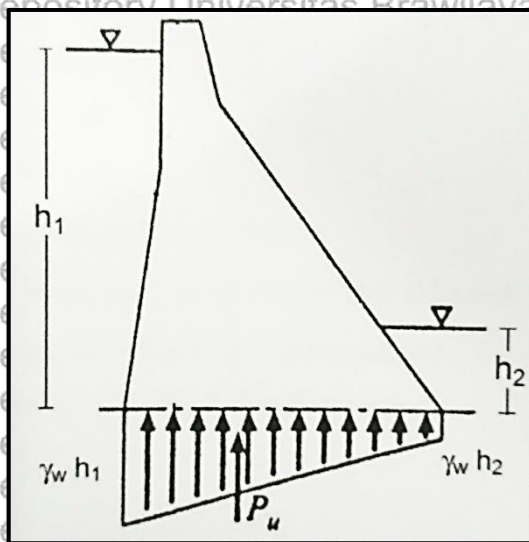
$$P_u = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) B \quad (2-52)$$

dengan:

U_1 = gaya *up lift* ($t.m^{-2}$)

h_1 = tinggi muka air hulu (m)

h_2 = tinggi muka air hilir (m)



Gambar 2.29. Tekanan angkat pada pondasi dinding penahan

Sumber : Novak (1990 : 84)

2.2.6. Angka Keamanan Untuk Tebal Lantai

Tebal lantai perlu diperhatikan keamanannya untuk menghindari terjadi kerusakan pada lantai tersebut. Ketebalan lantai dapat dikontrol menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (2-53)$$

dengan:

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

$\sum U$ = jumlah gaya *up lift* (ton)

Dimana untuk ketebalan normal, $SF \geq 1,50$ dan untuk keadaan gempa $SF \geq 1,20$.

2.2.7. Dasar Perhitungan Pembebanan

Analisis terhadap stabilitas bangunan perlu mempertimbangkan pembebanan yang diterima oleh bangunan. Faktor pembebanan pada bangunan berpengaruh terhadap gaya-gaya yang bekerja pada bangunan. Pembebanan terbagi menjadi pembebanan vertikal dan pembebanan horizontal.

2.2.7.1. Beban Vertikal

Dalam perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara vertikal adalah :

1. Berat Sendiri Bangunan

Gaya berat sendiri bangunan merupakan beban dari bahan yang dipakai bangunan. Gaya ini adalah berarah vertikal. Besar gaya berat sendiri bangunan per satuan lebar adalah :

$$P = A \gamma_b \quad (2-54)$$



46

dengan:

P = gaya berat sendiri bangunan (ton)

γ_b = berat jenis bahan bangunan (t/m^3)

A = luas penampang melintang bangunan (m^2)

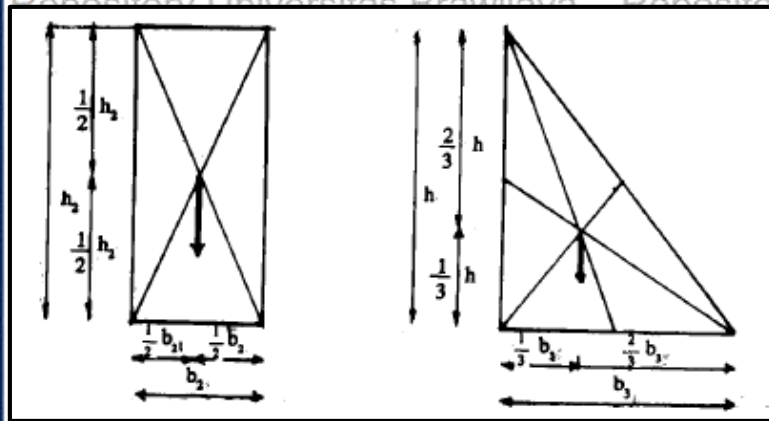
Sebagai pendekatan berat jenis untuk beberapa bahan bangunan adalah

– Pasangan batu : $2,2 \text{ ton}/m^3$

– Beton tumbuk : $2,3 \text{ ton}/m^3$

– Beton bertulang : $2,4 \text{ ton}/m^3$

Letak resultan gaya adalah sesuai dengan titik berat bidang.



Gambar 2.30. Titik berat sendiri pada bangunan

Sumber : Soedibyo (1993 : 108)

2. Berat Air

Air memiliki berat yang berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan. Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat air adalah sebagai berikut :

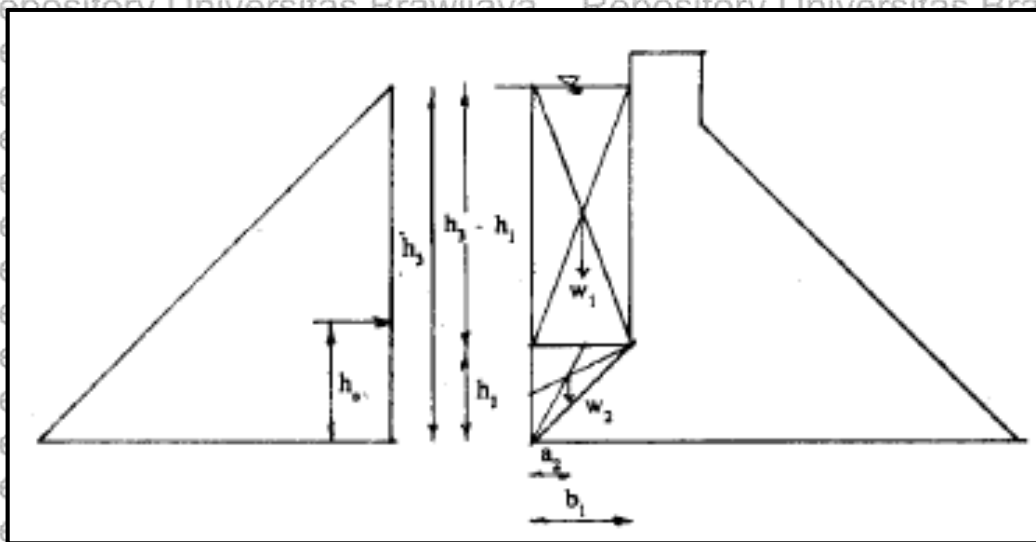
$$W_w = \gamma_w V \quad (2-55)$$

dengan:

W_w = berat air (t)

γ_w = berat jenis air ($t.m^{-3}$)

V = volume air (m^3)



Gambar 2.31. Skema pembebanan berat air pada bangunan

Sumber : Soedibyo (1993 : 109)

3. Up lift

Perhitungan gaya *up lift* yang bekerja menggunakan rumus seperti terdapat pada Rumus (2-51) dan Rumus (2-52).

2.2.7.2. Beban Horizontal

Perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara horizontal, yaitu :

1. Tekanan Hidrostatik

Merupakan air yang menahan bangunan ada atau tanpa angin (Soedibyo, 1993:111):

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (2-56)$$

dengan:

P_s = tekanan air statis (t/m^2)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H = kedalaman air (m)

2. Tekanan Hidrodinamis

Merupakan air yang menekan bangunan apabila ada gempa (Soedibyo, 1993:111):

$$P_d = \frac{7}{12} \gamma_w K_h H^2 (1 - Z^{1.5}) \quad (2-57)$$

$$y = H_2 \left[1 + \left(\frac{3}{5} \right) \frac{1 - Z^{2.5}}{1 - Z^{1.5}} \right] \quad (2-58)$$



48

dengan:

P_d = tekanan air dinamis (t/m^2)

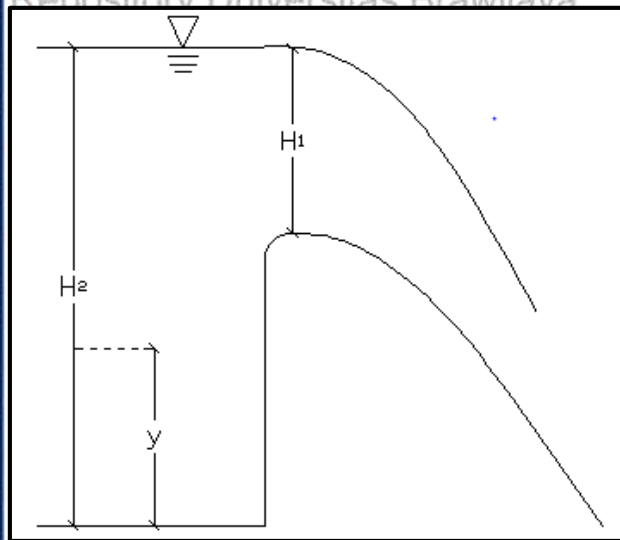
γ_w = berat jenis air (t/m^3)

K_h = koefisien gempa horizontal

y = titik tangkap gaya (lengan momen)

H = kedalaman air (m)

$Z = H_1/H_2$



Gambar 2.32. Skema gaya hidrodinamis

Sumber : Anonim

3. Tekanan Tanah Aktif

Tekanan tanah aktif adalah gaya tiap satuan panjang dinding akibat distribusi tekanan aktif (Craig, RF., 1991:165) :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2-59)$$

dengan:

P_a = tekanan tanah aktif (t/m^2)

γ = berat isi tanah (t/m^3)

H = tinggi tanah (m)

K_a = koefisien tanah tekanan aktif = $\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$



4. Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif adalah gaya tiap satuan panjang dinding akibat distribusi tekanan pasif (Craig, RF, 1991:165) :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2-60)$$

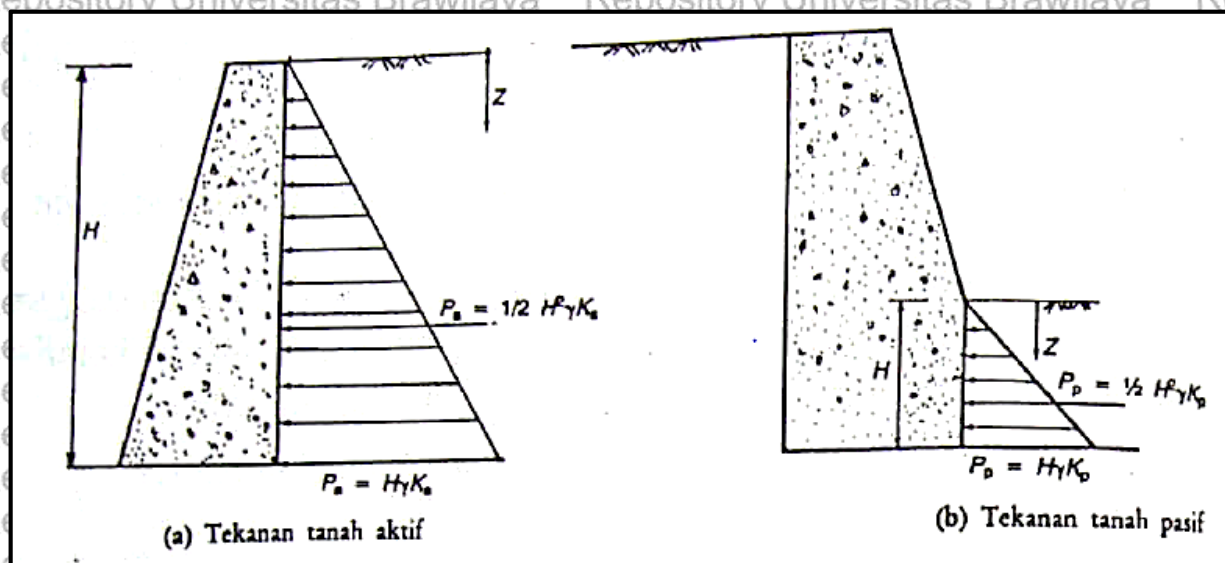
dengan:

P_p = tekanan tanah pasif (t/m^2)

γ = berat isi tanah (t/m^3)

H = tinggi tanah (m)

K_p = koefisien tanah tekanan pasif = $\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$



Gambar 2.33. Distribusi tekanan tanah aktif dan pasif

Sumber : Hardiyatmo (2010 : 257)

5. Gaya Akibat Gempa

Faktor beban akibat gempa yang digunakan dalam perencanaan didasarkan pada Pedoman Penentuan Beban Gempa Pada Bangunan Pengairan (tahun 2004). Gaya yang ditimbulkan akibat gempa berupa gaya dengan arah horisontal. Jika disederhanakan bentuknya sama dengan:

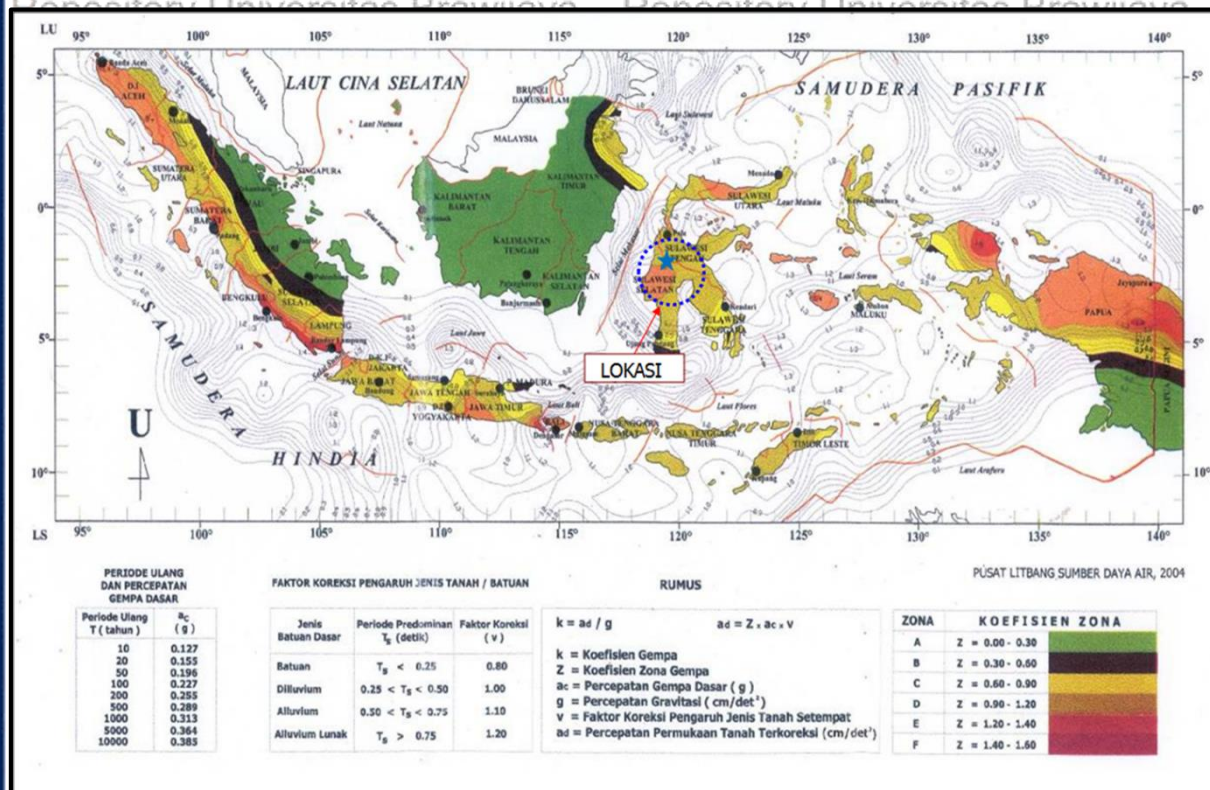
$$P' = k_h \cdot P \quad (2-61)$$

dengan:

P' = gaya horizontal akibat gempa (ton)

k_h = koefisien gempa horizontal

P = berat bangunan (ton)



Gambar 2.34. Peta Zona Gempa Indonesia Tahun 2004

Sumber : Satker Puslitbang SDA

2.3. Pembetonan dan Penulangan pada Konstruksi

Suatu bangunan yang telah direncanakan dimensinya, perlu juga dianalisa mengenai pembetonan dan penulangannya. Berikut merupakan hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan pembetonan dan penulangan konstruksi.

2.3.1. Kuat Tekan Beton (f'_c) dan Kuat Tarik Baja (f_y)

Beton bertulang merupakan gabungan dari dua jenis bahan yaitu beton yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi tetapi kekuatan tarik nya rendah dan batangan baja yang ditanamkan dalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan. Hasil kombinasi ini mempunyai beberapa keuntungan seperti, harga yang relatif murah, dimensi bangunan tidak terlalu besar, daya tahan yang baik terhadap pengaruh cuaca dan api, kekuatan tekan yang baik dari beton serta kekuatan tarik yang tinggi dari baja.

Kekuatan tekan beton ditentukan oleh pengaturan komposisi semen, agregat kasar, agregat halus, air, dan campuran lainnya. Perbandingan air terhadap semen merupakan faktor utama



didalam penentuan kekuatan beton. Air dalam jumlah tertentu diperlukan untuk memberikan aksi kimiawi dalam proses pengerasan beton, air yang berlebihan akan meningkatkan kemampuan pengerjaan untuk mencetak beton akan tetapi juga berakibat menurunkan kekuatan dari beton tersebut. Lambang untuk kekuatan tekan beton adalah f'_c .

Dalam sebuah perencanaan bangunan, *output* yang dihasilkan untuk beton adalah f'_c dalam satuan Mpa. Tetapi dalam spesifikasi teknis suatu proyek, mutu beton yang tercantum adalah menggunakan beton K. Kualitas beton dalam f'_c dan K tidaklah sama. Hal ini dikarenakan K adalah kuat tekan karakteristik beton kg/cm^2 dengan benda uji berupa suatu kubus bersisi 15 cm. Sedangkan f'_c dalam Mpa merupakan kuat tekan beton yang diisyaratkan Mpa atau kg/cm^2 dengan benda uji berupa silinder berdiameter 15 cm dengan tinggi 30 cm. Karena perbedaan benda uji maka mutu betonnya menjadi tidak sama.

2.3.2. Pembebanan pada Konstruksi

Faktor-faktor pembebanan (*load factor*) terdiri dari beban hidup (*live load*) dan beban mati (*dead load*). Untuk pembebanan mati dan hidup dikalikan faktor yang didapat dari beban-beban ijin dengan menggunakan hubungan seperti di bawah ini (Vis, 1993:34) :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad (2-62)$$

dengan:

U = kekuatan yang diperlukan (berdasarkan kemungkinan pelampauan batas)

D = beban mati

L = beban hidup

2.3.3. Tinggi atau Tebal Total Beton Bertulang (h)

Dalam hal mendukung beban lentur, jika ukuran balok maupun pelat terlalu kecil maka akan terjadi lendutan yang sangat berbahaya bagi keamanan struktur, bahkan akan timbul retak yang lebar sehingga dapat meruntuhkan balok (Asroni, 2010:40).

Jika persyaratan lendutan tidak diperhitungkan secara detail, maka SNI 03-2847-2013 memberikan tinggi penampang (h) minimal pada balok maupun pelat seperti tercantum pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6. Tebal minimum (h)

Komponen struktur	Tebal minimum (h)			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Pelat masif satu arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$

Komponen struktur	Tebal minimum (h)			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Balok atau pelat rusuk satu arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

Sumber : SNI 03-2847-2013

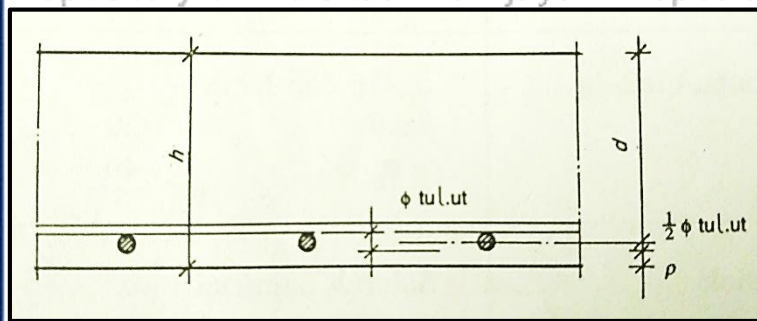
Ada beberapa catatan yang perlu diperhatikan dalam penggunaan Tabel 2.2. di atas, yaitu :

1. Panjang bentang dalam mm.
2. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu 420 Mpa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :

- Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*) w_c di antara 1440 sampai 1840 kg/cm³ harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
- Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2.3.4. Tebal Efektif

Dua besaran yang mempunyai peran penting pada analisis penampang beton bertulang adalah tinggi total h dan tinggi efektif d . Gambar 2.4. menunjukkan kedua besaran ini pada sebuah pelat.



Gambar 2.35. Hubungan h , d dan penutup beton p

Sumber : Vis (1993:43)

Hubungan antara h dan d untuk sebuah pelat adalah sebagai berikut :

$$h = d + \frac{1}{2} \phi_{tul. ut} + p \quad (2-63)$$

dengan:

h = tinggi total pelat (mm)

d = tebal efektif (mm)

p = tebal penutup beton (mm)



$\phi_{tul. ut}$ = diameter tulangan utama

Salah satu faktor yang menentukan perbedaan antara d dan h , baik dalam pelat maupun balok adalah penutup beton p . Sesuai dengan namanya penutup beton ini digunakan untuk melindungi baja tulangan. Lapisan pelindung yang digunakan sesuai dengan ketentuan tebal penutup beton akan berfungsi untuk (Vis, 1993:43) :

1. Menjamin penanaman tulangan dan lekatannya dengan beton.
2. Menghindarkan korosi pada tulangan.
3. Meningkatkan perlindungan struktur terhadap kebakaran.

Tabel 2.7. Tebal minimum penutup beton pada tulangan terluar

	Selimut beton (mm)
(a) Beton yang di cor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah	75
(b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca: Batang tulangan D-19 hingga D-57 Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	50 40
(c) Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah: Slab, dinding, balok usuk: Batang tulangan D-44 dan D-57 Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil Balok, kolom: Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral Komponen struktur cangkang, pelat lipat: Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	40 20 40 20 13

Sumber : SNI 03-2847-2013

2.3.5. Perencanaan Tulangan

Apabila momen M_u pada sebuah penampang diketahui, kemudian diperkirakan ukuran beton b dan d , selanjutnya mutu beton dan mutu baja ditentukan, maka jumlah tulangan yang diperlukan dapat dihitung (Vis, 1993:53). Dengan nilai $f'_c \leq 30$ Mpa maka persamaan umumnya dapat ditulis sebagai berikut :

$$\frac{M_u}{bd^2} = \rho \cdot 0,8 \cdot f_y \left(1 - 0,588 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (2-64)$$



54

dengan:

M_u = momen lapangan (Mpa)

b = panjang persatuan lebar (mm)

d = tebal efektif plat (mm)

f'_c = kuat tekan beton (Mpa)

f_y = kuat tarik baja (Mpa)

ρ = rasio tulangan

Pada persamaan ini ruas kanan hanya bergantung pada mutu beton dan mutu baja serta jumlah tulangan. Akan tetapi karena mutu beton dan baja sudah ditetapkan maka pada ruas ini telah mempunyai nilai tertentu. Sehingga yang belum diketahui hanyalah jumlah tulangan ρ .

Pertambahan tegangan baja yang tiba-tiba dapat mengakibatkan baja mendadak putus. Untuk mencegahnya, maka penampang beton bertulang yang dibebani lentur harus diberi sejumlah tulangan minimum tertentu. Hal ini dapat dinyatakan dengan nilai tulangan minimum ρ_{min} . Nilai tulangan minimum harus dipilih sedemikian rupa sehingga terdapat perbedaan yang kecil antaramomen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang tak retak dan momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang retak (Vis, 1993:50).

Tabel 2.8. Presentase tulangan minimum ρ_{min} yang disyaratkan

Seluruh mutu beton	$f_y = 250 \text{ MPa}$	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Balok dan umumnya	0,0056	0,0035
Alternatif	$\frac{4}{3} \cdot \rho_{an}$	$\frac{4}{3} \cdot \rho_{an}$
Pelat	0,0025	0,0018

Sumber : Vis (1993:51)

Di samping persyaratan tulangan minimum, dengan mempertahankan rasio tulangan yang lebih rendah dari ρ_{maks} akan menghasilkan struktur dengan kapasitas deformasi yang cukup. Pada

Tabel 2.9. diberikan harga ρ_{maks} untuk seluruh kombinasi mutu beton dan baja.

Tabel 2.9. Presentase tulangan maksimum ρ_{maks}

f_y MPa (kg/cm ²)	f'_c MPa (kg/cm ²)				
	15 (150)	20 (200)	25 (250)	30 (300)	35 (350)
240 (2400)	0,0242	0,0323	0,0404	0,0484	0,0538
400 (4000)	0,0122	0,0163	0,0203	0,0244	0,0271

Sumber : Vis (1993:52)



2.3.6. Luas Tulangan Perlu (As Total)

Luas tulangan perlu dihitung untuk mendapatkan luasan tulangan yang diperlukan oleh konstruksi tersebut. Perhitungan luas tulangan perlu dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$A_{s_{total}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2-65)$$

dengan:

$$A_{s_{total}} = \text{luas tulangan perlu (mm}^2\text{)}$$

ρ = rasio tulangan

b = panjang per satuan lebar (mm)

d = tebal efektif plat (mm)

2.3.7. Tulangan Pokok dan Tulangan Pembagi

Dalam pemilihan diameter tulangan dan jumlah tulangan harus sesuai dengan batas minimum luas tulangan perlu. Luas tulangan yang telah dipilih harus lebih dari luas tulangan perlu pada perhitungan sebelumnya, dengan perbandingan sebagai berikut :

$$A_{s_{total}} < A_s \quad (2-66)$$

Sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 dijelaskan bahwa luas penampang tulangan pokok harus lebih besar dari tulangan baja untuk susut dan suhu. Dengan melihat rasio tulangan minimum, maka dapat dihitung tulangan minimum menggunakan persamaan :

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (2-67)$$

Apabila persyaratan luas tulangan telah terpenuhi maka diameter tulangan dan jumlah tulangan dapat digunakan dalam perencanaan.

Sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.16.12. dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut) (Vis, 1993:78).

$$\text{Untuk } f_y = 240 \text{ Mpa : } A_s = \frac{0,25 \cdot b \cdot h}{100} \quad (2-68)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ Mpa : } A_s = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{100} \quad (2-69)$$

2.3.8. Kontrol Terhadap Geser

Kontrol terhadap geser bertujuan untuk memastikan perlu atau tidaknya suatu konstruksi memakai tulangan geser untuk menahan kelebihan gaya yang dapat ditahan oleh beton. Gaya geser itu sendiri dapat menyebabkan keretakan miring pada konstruksi. Syarat pemakaian tulangan geser yaitu :

$$V_u = \phi \cdot V_c$$

(2-70)

dengan:

V_u = total gaya yang terjadi pada beton

ϕ = nilai reduksi kekuatan

V_c = kekuatan geser nominal yang ditahan oleh beton

$$= b \cdot d \cdot \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right)$$

2.4. Perencanaan *Construction Joint* dan *Contraction Joint*

2.4.1. *Construction Joint*

Construction joint (sambungan konstruksi) memiliki peranan penting dalam berbagai struktur beton karena tidak mungkin untuk pembuatan suatu bangunan besar dapat dilakukan dalam satu kali pekerjaan, sehingga dibutuhkan sambungan konstruksi. Jarak dari sambungan ini kurang lebih 10-15 meter arah horizontal tergantung pada konstruksi bangunan dan kemudahan dalam proses pengerjaan. Jarak sambungan kurang lebih 1-2 meter ke arah vertikal. Sambungan konstruksi sering digunakan pada bangunan memanjang, sehingga pelaksanaan pengecoran tidak dapat dilakukan hanya dalam satu kali pengecoran saja.

2.4.2. *Contraction Joint*

Contraction joint (sambungan kontraksi) dipakai untuk mencegah terjadinya retakan. Retak dapat diminimalkan dengan memberikan rongga untuk pergerakan pada struktur beton. Hal yang biasa dilakukan adalah dengan membagi dinding menjadi beberapa bagian yang dipisahkan dengan panjang yang sesuai oleh sambungan yang memungkinkan terjadinya pergerakan. Dalam hal ini, sambungan tersebut menggunakan *water stop*. Dengan penggunaan *water stop* diharapkan mampu mencegah air bocor melalui celah pada sambungan kontraksi. Selain itu juga diperlukan adanya dowel, karena dowel memiliki rongga sebagai tempat pergerakan pada beton. Sehingga pada saat beton mengalami perubahan volume, penyusutan dan perubahan temperatur tidak mengalami keretakan.



BAB III METODE PENELITIAN

3.1. Deskripsi Daerah Studi

Lokasi Bendungan Budong-Budong terletak di Desa Salulebo, Kecamatan Topoyo, Kabupaten Mamuju Tengah. Secara geografis lokasi Bendungan Budong-Budong terletak pada $2^{\circ} 01' 06''$ LS dan $119^{\circ} 27' 16''$ BT. Sesuai letak geografisnya, wilayah Kabupaten Mamuju Tengah merupakan daerah lembah dan pegunungan. Kondisi ini berpotensi untuk pengembangan pembangunan berwawasan lingkungan di bidang pertanian dan perkebunan.



Gambar 3.1 Peta Lokasi Studi

Sumber : Citra Satelit Google Earth

3.1.1. Kondisi Daerah Aliran Sungai

DAS Budong-Budong merupakan bagian dari WS Kalukku Karama dengan Luas DAS Budong-Budong $\pm 2.444 \text{ km}^2$, dengan panjang sungai utamanya $\pm 131.45 \text{ km}$. Sungai Budong-Budong terletak di antara $7^{\circ}13'$ sampai $8^{\circ}00'$ Lintang Selatan dan $110^{\circ}00'$ sampai $110^{\circ} 27'$ Bujur Timur. Sungai Budong-Budong dan anak-anak sungainya terbentang di pegunungan Pasangkayu ($\pm 3.240 \text{ m}$), dan dan perbukitan Miliwintu ($\pm 2.986 \text{ m}$).

Tutupan lahan di bagian DAS hulu didominasi hutan kelapa sawit dan diikuti ke bagian tengah perkebunan kakao dan semak belukar, dan bagian hilir didominasi pemukiman. Pemukiman yang berada di DAS Budong-budong diantaranya Kecamatan Topoyo (100%), Kecamatan Tobadak (45%), Kecamatan Budong-budong (10,50%), Kecamatan Karossa 70%), dan Kecamatan Dapurang Kabupaten Mamuju Utara (30%).



Gambar 3.2 Peta DAS Budong-Budong

Sumber : Laporan Akhir FS Bendungan DAS Budong-Budong

3.2. Data-Data yang Dibutuhkan

Dalam studi perencanaan ini diperlukan data-data penunjang untuk melakukan perhitungan dan analisa. Data-data penunjang yang diperlukan dalam perhitungan dan analisa adalah :

- a. Peta batas administrasi lokasi studi.



- b. Peta topografi Daerah Aliran Sungai.
- c. Peta topografi lokasi site bendungan (daerah genangan waduk, rencana tata letak bendungan, dan bangunan pelengkap).
- d. Data debit banjir rancangan.
- e. Data hasil uji laboratorium karakteristik fisik tanah.

3.3. Data Waduk dan Hidrologi Bendungan Budong-Budong

Data kapasitas waduk dan elevasi muka air waduk telah dihitung oleh PT. METTANA

Engineering Consultant dengan hasil sebagai berikut :

- a. Elevasi muka air waduk

Muka air normal : +70,00

Muka air minimal : +52,40

- b. Volume tampungan waduk

Volume tampungan efektif : 46,54 juta m³

Volume tampungan mati : 10,72 juta m³

Volume tampungan total : 57,26 juta m³

Perhitungan hidrologi untuk debit banjir rancangan DAS Budong-Budong telah dihitung oleh PT. METTANA *Engineering Consultant* dengan hasil sebagai berikut :

Tabel 3.1. Debit Banjir Rancangan Inflow DAS Budong-Budong

Kala Ulang	Debit (m ³)
Q 2th	179.29
Q 5th	235.29
Q 10th	261.92
Q 25th	286.92
Q 50th	300.87
Q 100th	311.85
Q 200th	320.66
Q 1000th	338.32
Q PMF	568.58

Sumber : Laporan Akhir FS Bendungan DAS Budong-Budong

3.4. Data Mekanika Tanah dan Geologi

Dari hasil pengamatan tanah yang dilakukan oleh PT. METTANA *Engineering Consultant* didapat data mekanika tanah sebagai berikut :

- a. Gs : 2,667

- b. e : 1,042

c. Sudut geser : $20,43^\circ$

d. γ_{sat} tanah : $1,816 \text{ t/m}^3$

e. γ_t tanah : $1,760 \text{ t/m}^3$

f. Koefisien gempa horizontal (k_h) : $0,363$

g. Data hasil penyelidikan kemampuan tanah menggunakan data dari hasil pengujian lapangan yaitu *Standart Penetration Test* (SPT). Hasil pengujian SPT dan data hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.2.





Tabel 3.2. Data Hasil Penyelidikan Geologi Site Pelimpah Bendungan Budong-Budong

DRILL LOG

Hole No : BB - 04

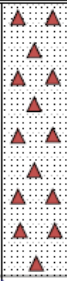
Sheet No. : 1 of 2

Project		FS Bendungan DAS Budong Budong				Depth		30.00 Meter		Drill Rig		UD 5							
Site		As Pelimpah		Coordinate		X: 772895		Y: 9777021		Inclination		Vertical		Drilled By		Hendar			
Elevation		76.00 Meter		Date		Okt 2016		to		Okt 2016		GWL		2.75 m		Logged By		Didiek A	
Date	Depth (m)	G.W.L	Elevation (m)	Unit Lithology	Column Section	Description	SPT N - Value Number of Blows per 30 Cm Penetration		Core Recovery (%)		RQD (%)		Laguna/ Penetration	Rock Classification	Core Barrel & Bit Type	Depth (m)			
	1			Residual Soil		0.0 – 5.0 m : Residual Soil Warna coklat, lanau lempungan, medium plasticity, boulder pecahan breksi, dijumpai akar tanaman				100							1		
	2										100								2
	3										100								3
	4										100								4
	5										100								5
	6			Breksi		5.0~ 30.0. M Breksi Berwarna abu-abu kehijauan, tingkat sementasi kuat, kondisi segar kompak dan keras, material penyusun , fragmen berupa batuan andesit, basal, berukuran 2 - 5 cm dengan massa dasar pasir berukuran kasar, bentuk butir menyudut tanggung, terpilah buruk, kemas terbuka, kloritisasi (alterasi)				100							6		
	7										100								7
	8										100								8
	9										100								9
	10										100								10
	11										100								11
	12										100								12
	13										100								13
	14										100								14
	15										100								15
	16										100								16
	17										100								17
	18										100								18
	19										100								19
	20										100								20
	21										100								21
	22										100								22
	23										100								23
	24										100								24
	25										100								25

DRILL LOG

Hole No : BB - 04

Sheet No. : 2 of 2

Project						FS Bendungan DAS Budong Budong				Depth		30.00 Meter				Drill Rig		UD 5							
Site						As Pelimpah		Coordinate		X: 772895		Y: 9777021		Inclination		Vertical		Drilled By		Hendar					
Elevation						76.00		Meter		Date		Okt 2016		to		28 Juni 2014		GWL		2.75 m		Logged By		Didiek A	
Date	Depth (m)	G.W.L	Elevation (m)	Unit Lithology	Column Section	Description		SPT N - Value Number of Blows per 30 Cm Penetration		Core Recovery (%)				RQD (%)				Lagoon / Permeability	Rock Classification	Core Barrel & Bit Type	Depth (m)				
	26			Breksi		5.0~ 30.0. M Breksi Berwarna abu-abu kehijauan, tingkat sementasi kuat, kondisi segar kompak dan keras, material penyusun , fragmen berupa batuan andesit, basal, berukuran 2 - 5 cm dengan massa dasar pasir berukuran kasar, bentuk butir menyudut tanggung, terpilah buruk, kemas terbuka, kloritisasi (alterasi)															26				
	27																							27	
	28																							28	
	29																							29	
	30																							30	
	31					END OF BORE HOLE 30 M															31				
	32																				32				
	33																				33				
	34																				34				
	35																				35				
	36																				36				
	37																				37				
	38																				38				
	39																				39				
	40																				40				
	41																				41				
	42																				42				
	43																				43				
	44																				44				
	45																				45				
	46																				46				
	47																				47				
	48																				48				
	49																				49				
	50																				50				

Sumber : Laporan Penunjang Geotek dan Mektan FS Bendungan DAS Budong-Budong

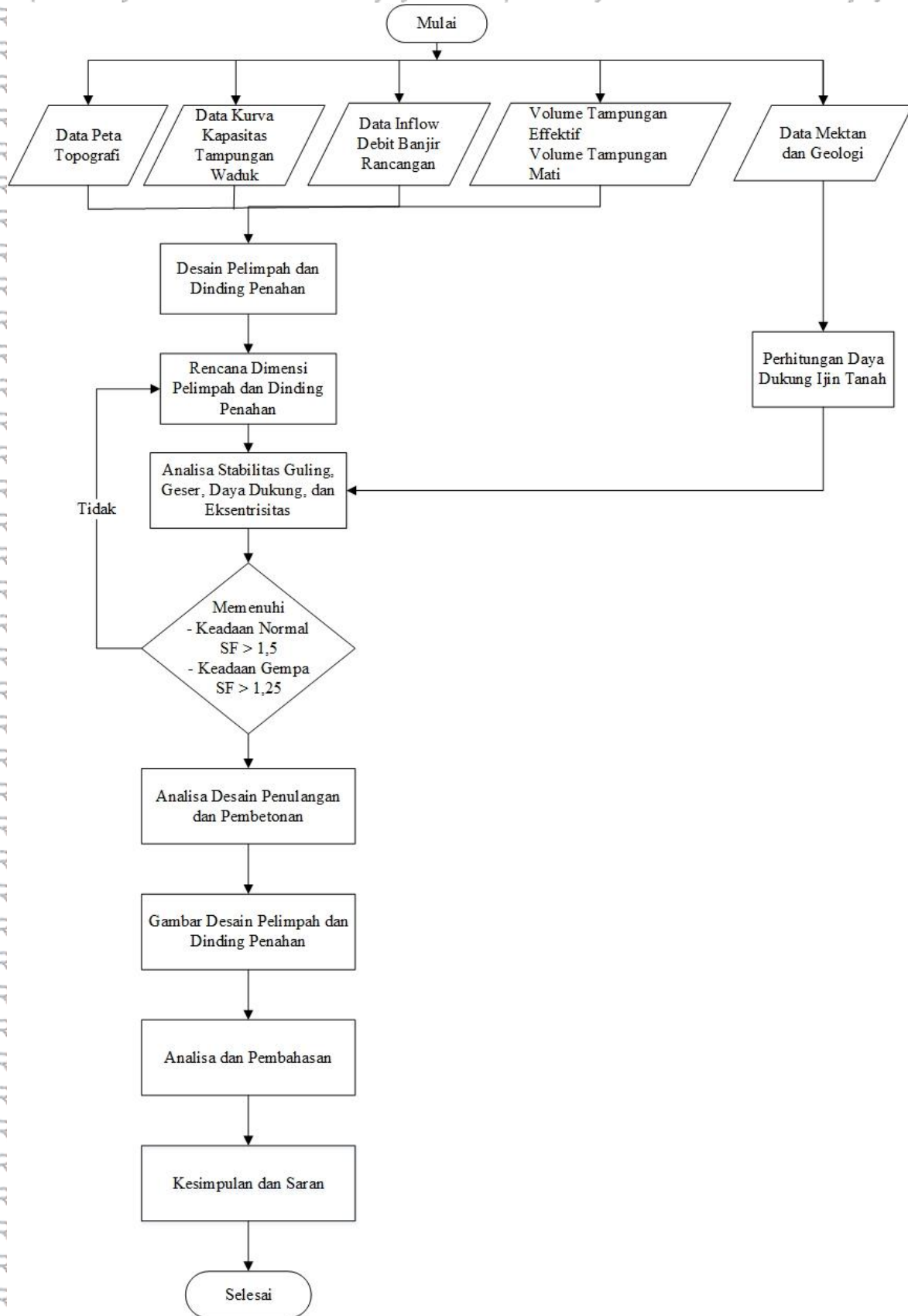


3.5. Tahapan Studi

1. Analisa hidrolika pelimpah dalam perencanaan ini meliputi beberapa analisa :
 - a. Analisa perhitungan debit *outflow* pelimpah dan dimensi lebar pelimpah.
 - b. Analisa hidrolika profil muka air pada saluran transisi, peluncur, dan peredam energi serta kedalaman muka air pada saluran di hilir peredam energi (*Tail Water Level*).
 - c. Analisa hidrolika penentuan tipe dan dimensi peredam energi.
2. Analisa stabilitas pelimpah dan dinding penahan
Dalam perencanaan ini, analisa stabilitas meliputi analisa dimensi konstruksi yang aman terhadap stabilitas guling, geser, eksentrisitas dan daya dukung tanah pada kondisi normal dan gempa.
3. Analisa desain penulangan dan pembetonan
Dalam perencanaan ini, analisa desain penulangan dan pembetonan meliputi perencanaan mutu beton, mutu baja, dimensi dan jumlah baja untuk perencanaan tulangan utama dan tulangan bagi.

3.6. Sistematika Perencanaan

Berdasarkan landasan teori, pendekatan masalah dan metodologi yang telah diuraikan di atas, maka sistematika perencanaan dibuat sesuai dengan urutan penyelesaian seperti disajikan dalam diagram alir berikut.



Gambar 3.3 Flowchart Pengerjaan Skripsi



BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa *Flood Routing* Melalui Pelimpah

Penelusuran banjir di waduk diperlukan untuk mengetahui debit *outflow* dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah yang nantinya debit *outflow* tersebut digunakan sebagai dasar perencanaan hidrolika.

4.1.1. Kurva Kapasitas Tampung Waduk

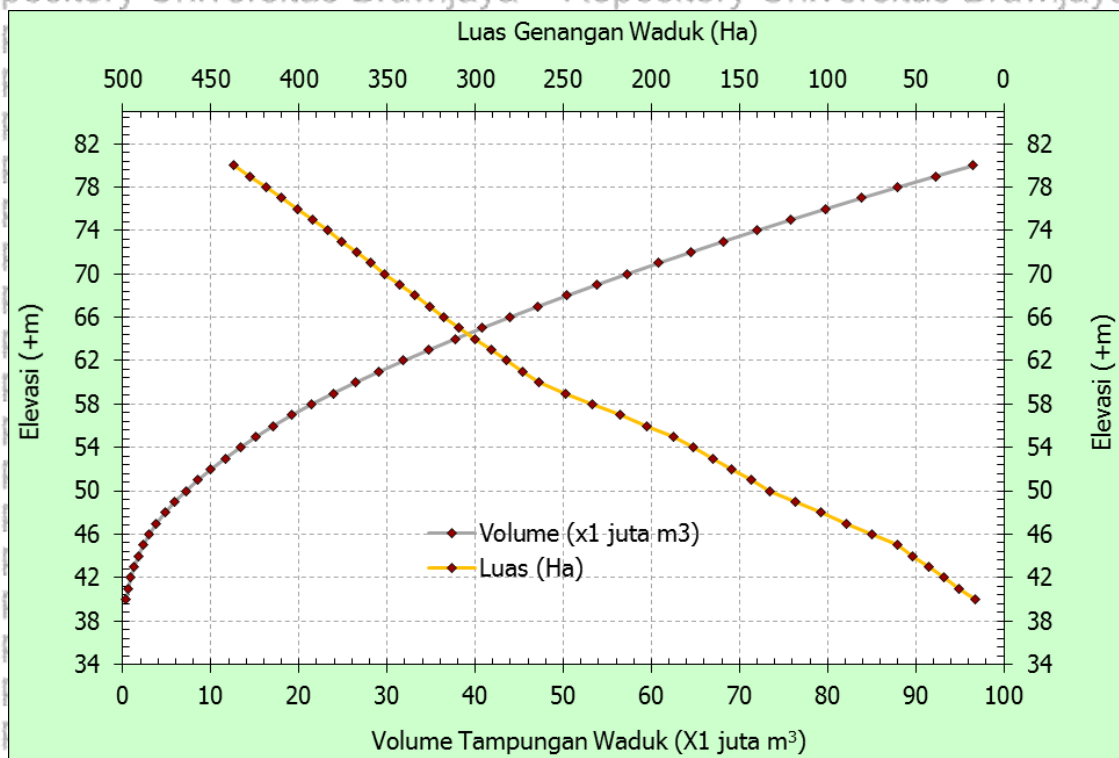
Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air dan stabilisator aliran air yang terjadi. Oleh karena itu, hal yang paling penting untuk diperhatikan dari karakter fisik waduk adalah berapa besar kapasitas tampungannya. Perencanaan lokasi waduk ditentukan dari peta kontur dan hasil survei topografi lokasi bendungan yang dilaksanakan.

Berdasarkan lokasi as bendungan yang dibuat berdasarkan survei topografi yang sudah dilakukan oleh konsultan perencana maka didapatkan data elevasi, luas genangan waduk, dan volume kapasitas tampungan waduk, seperti dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1. Hubungan Elevasi Luas Genangan dan Kapasitas Tampung Waduk

H (m)	Elevasi (+ m)	Area (m ²)	Vol.Tampung (X Juta m ³)
0.00	40	162,679.51	406,698.78
1.00	41.00	251,231.98	613,654.53
2.00	42.00	339,784.45	909,162.75
3.00	43.00	428,336.92	1,293,223.43
4.00	44.00	516,889.39	1,765,836.59
5.00	45.00	605,441.86	2,327,002.22
6.00	46.00	749,221.27	3,004,333.79
7.00	47.00	893,000.68	3,825,444.76
8.00	48.00	1,036,780.09	4,790,335.15
9.00	49.00	1,180,559.51	5,899,004.95
10.00	50.00	1,324,338.92	7,151,454.17
11.00	51.00	1,433,966.74	8,530,606.99
12.00	52.00	1,543,594.56	10,019,387.64
13.00	53.00	1,653,222.38	11,617,796.11
14.00	54.00	1,762,850.20	13,325,832.40
15.00	55.00	1,872,478.02	15,143,496.51
16.00	56.00	2,025,977.48	17,092,724.26
17.00	57.00	2,179,476.95	19,195,451.48
18.00	58.00	2,332,976.41	21,451,678.15
19.00	59.00	2,486,475.87	23,861,404.29
20.00	60.00	2,639,975.33	26,424,629.89
21.00	61.00	2,730,251.58	29,109,743.35
22.00	62.00	2,820,527.84	31,885,133.06
23.00	63.00	2,910,804.09	34,750,799.02
24.00	64.00	3,001,080.35	37,706,741.24
25.00	65.00	3,091,356.60	40,752,959.71
26.00	66.00	3,175,270.19	43,886,273.11
27.00	67.00	3,259,183.77	47,103,500.09
28.00	68.00	3,343,097.36	50,404,640.65
29.00	69.00	3,427,010.95	53,789,694.80
30.00	70.00	3,510,924.53	57,258,662.54
31.00	71.00	3,592,799.78	60,810,524.70
32.00	72.00	3,674,675.03	64,444,262.10
33.00	73.00	3,756,550.27	68,159,874.75
34.00	74.00	3,838,425.52	71,957,362.65
35.00	75.00	3,920,300.76	75,836,725.79
36.00	76.00	4,009,859.42	79,801,805.88
37.00	77.00	4,099,418.07	83,856,444.63
38.00	78.00	4,188,976.73	88,000,642.03
39.00	79.00	4,278,535.39	92,234,398.09
40.00	80.00	4,368,094.04	96,557,712.80

Sumber : Data Konsultan Perencana



Gambar 4.1. Grafik hubungan elevasi luas genangan dan kapasitas tampungan waduk.
Sumber : Data Konsultan Perencana

4.1.2. Rencana Elevasi dan Lebar Ambang Pelimpah

Berdasarkan data yang diperoleh dari konsultan PT. METTANA Engineering Consultant diperoleh data sebagai berikut :

- Volume tampungan efektif : 46,54 juta m³
- Volume tampungan mati : 10,72 juta m³
- Volume tampungan total : 57,26 juta m³

Sehingga dari Tabel 4.1. didapatkan elevasi ambang pelimpah +70,00 dan lebar ambang pelimpah direncanakan 60 meter.

4.1.3. Kurva Hubungan Kedalaman Aliran dengan Debit Pelimpah

Dalam perhitungan koefisien limpahan ini menggunakan rumus Iwasaki, dimana untuk menghitung nilai koefisien C pada hubungan antara kedalaman aliran dan debit yang melalui ambang pelimpah diperlukan nilai Hd, sedangkan nilai Hd tersebut diperoleh dari hasil *flood routing*. Maka, untuk perhitungan awal, nilai Hd diasumsikan dari debit *inflow*. Koefisien limpahan (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$\text{Debit inflow } Q_{1000th} = 338,320 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Lebar pelimpah } L = 60 \text{ meter}$$

$$\text{Tinggi pelimpah } P = 3 \text{ meter}$$

$$\text{Jumlah pilar } N = 0$$

$$\text{Kp} = \text{koefisien kontraksi pilar} = 0,02$$

K_a = koefisien kontraksi pada dinding samping kanan/kiri = 0,12

$$\begin{aligned} L_{\text{eff}} &= L - 2 \cdot (n \cdot K_p + K_a) H_d \\ &= 60 - 2 \cdot (0,02 + 0,12) H_d \\ &= 60 - 0,235 H_d \end{aligned}$$

Dengan menggunakan $C_{d\text{asumsi}} = 2,0$ maka perhitungannya menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{1000\text{th}} &= C_d \cdot L_{\text{eff}} \cdot H_d^{3/2} \\ 338,320 &= 2,0 \cdot (15 - 0,235 H_d) \cdot H_d^{3/2} \end{aligned}$$

Dengan cara *trial and error* maka didapatkan nilai $H_d = 2,01$ meter

Untuk selanjutnya nilai $C_d = 2,0$ dicek menggunakan Metode Iwasaki yaitu:

$$\begin{aligned} C_d &= 2,2 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \\ C_d &= 2,2 - 0,0416 \left(\frac{2,01}{3} \right)^{0,99} \\ C_d &= 2,172 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai $C_{d\text{asumsi}} \neq C_{d\text{hitung}}$ maka dilakukan *trial and error* lagi sampai menghasilkan nilai $C_{d\text{asumsi}} = C_{d\text{hitung}}$. Hasil coba-coba nilai C_d tersebut dicantumkan dalam Tabel 4.2, sebagai berikut.

Tabel 4.2. Perhitungan Koefisien Debit (C_d)

C_d asumsi	H_d	C_d hitung
2.0	2.01	2.172
2.172	1.90	2.174
2.174	1.90	2.174

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah dilakukan *trial and error* maka dihasilkan nilai $C_d = 2,174$ dan $H_d = 1,90$ meter.

Dari nilai ini, selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_d &= 1,60 \times \frac{1 + 2a(h/H_d)}{1 + a(h/H_d)} \\ 2,174 &= 1,60 \times \frac{1 + 2a(h/H_d)}{1 + a(h/H_d)}, \text{ karena } h = H_d \text{ maka:} \\ 2,174 &= 1,60 \times \frac{1 + 2a}{1 + a} \\ a &= 0,559 \end{aligned}$$

Tabel 4.3. Tabel Hasil Perhitungan Cd

Debit Rencana	Q (m ³ /dt)	Hd (m)	L (m)	Leff (m)	Cd (m ^{1/2} /dt)	Q (m ³ /dt)
Q _{100th}	311,854	1,796	60	59,58	2,175	311,856
Q _{1000th}	338,320	1,897	60	59,55	2,174	338,322
Q _{PMF}	568,578	2,697	60	59,40	2,163	568,584

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.4. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah

Perhitungan fungsi tampungan untuk penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan

Budong-Budong dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4. Perhitungan Fungsi Tampungan Penelusuran Banjir Q_{1000th} melalui Pelimpah

Elevasi (m)	h (m)	S (m ³)	ΔS (m ³)	ΔS/Δt (m ³ /det)	Q (m ³ /det)	Q/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	j (m ³ /det)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
70.000	0.0	57258662.544	0	0	0	0	0	0
70.200	0.2	57969034.975	710372	197.326	11.652	5.826	191.500	203.152
70.400	0.4	58679407.407	1420745	394.651	32.920	16.460	378.191	411.111
70.600	0.6	59389779.838	2131117	591.977	60.414	30.207	561.770	622.184
70.800	0.8	60100152.269	2841490	789.303	92.919	46.460	742.843	835.762
71.000	1.0	60810524.700	3551862	986.628	129.745	64.872	921.756	1051.501
71.200	1.2	61537272.181	4278610	1188.503	170.420	85.210	1103.293	1273.713
71.400	1.4	62264019.661	5005357	1390.377	214.611	107.305	1283.072	1497.682
71.600	1.6	62990767.142	5732105	1592.251	262.072	131.036	1461.215	1723.287
71.800	1.8	63717514.622	6458852	1794.126	312.629	156.314	1637.811	1950.440
72.000	2.0	64444262.103	7185600	1996.000	366.144	183.072	1812.928	2179.072
72.200	2.2	65187384.633	7928722	2202.423	422.520	211.260	1991.163	2413.683
72.400	2.4	65930507.162	8671845	2408.846	481.842	240.921	2167.925	2649.767
72.600	2.6	66673629.692	9414967	2615.269	544.078	272.039	2343.230	2887.308
72.800	2.8	67416752.222	10158090	2821.692	607.835	303.917	2517.774	3125.609
73.000	3.0	68159874.752	10901212	3028.115	673.857	336.928	2691.186	3365.043
73.200	3.2	68919372.330	11660710	3239.086	742.075	371.037	2868.049	3610.123
73.400	3.4	69678869.909	12420207	3450.058	812.415	406.207	3043.850	3856.265
73.600	3.6	70438367.488	13179705	3661.029	884.810	442.405	3218.624	4103.434
73.800	3.8	71197865.067	13939203	3872.001	959.198	479.599	3392.402	4351.600
74.000	4.0	71957362.646	14698700	4082.972	1035.523	517.761	3565.211	4600.734
74.200	4.2	72733235.275	15474573	4298.492	1113.731	556.865	3741.627	4855.358
74.400	4.4	73509107.903	16250445	4514.013	1193.773	596.887	3917.126	5110.899
74.600	4.6	74284980.531	17026318	4729.533	1275.604	637.802	4091.731	5367.335
74.800	4.8	75060853.159	17802191	4945.053	1359.182	679.591	4265.462	5624.644
75.000	5.0	75836725.788	18578063	5160.573	1444.465	722.233	4438.341	5882.806

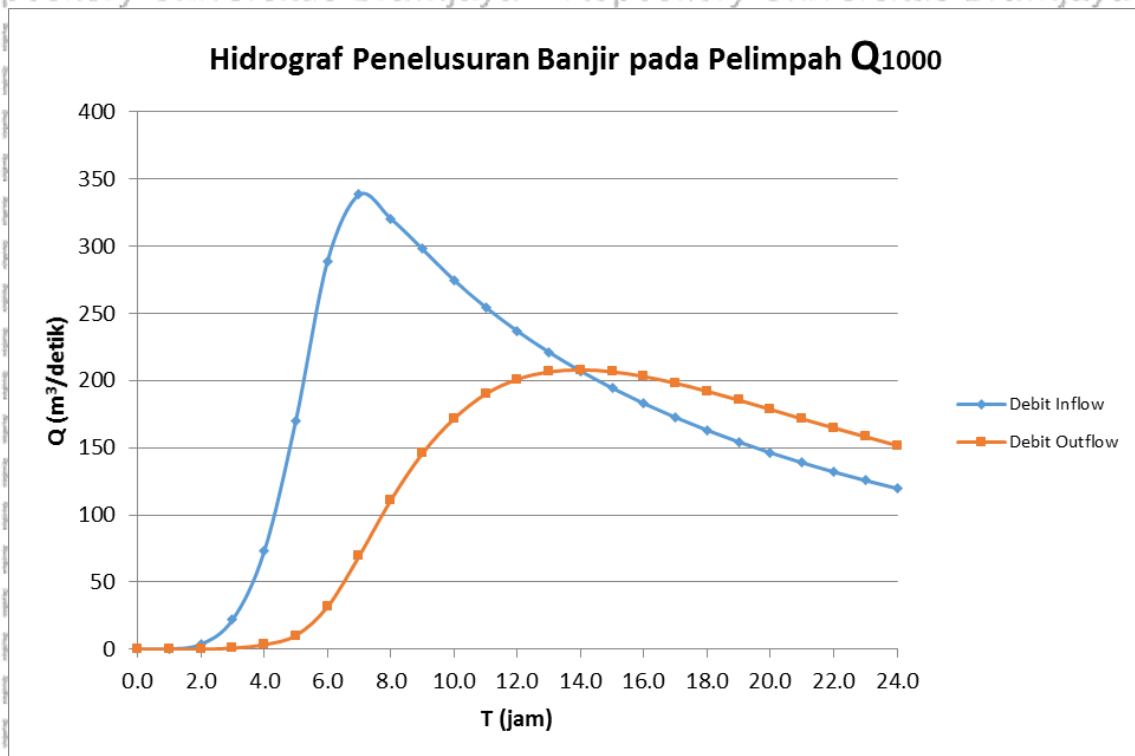
Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.5. Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) Q_{1000th} melalui Pelimpah

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	j	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.0	0.000				0.000	0.000	70.000
1.0	0.248	0.124	0.000	0.124	0.007	0.000	70.000
2.0	3.799	2.024	0.117	2.141	0.123	0.002	70.002
3.0	22.068	12.934	2.018	14.952	0.858	0.015	70.015
4.0	72.833	47.451	14.094	61.545	3.530	0.061	70.061
5.0	170.184	121.509	58.015	179.524	10.296	0.177	70.177
6.0	288.818	229.501	169.227	398.728	31.653	0.388	70.388
7.0	338.320	313.569	367.075	680.644	69.311	0.655	70.655
8.0	320.578	329.449	611.333	940.782	110.846	0.897	70.897
9.0	297.969	309.273	829.936	1139.210	145.800	1.079	71.079
10.0	274.767	286.368	993.410	1279.778	171.617	1.205	71.205
11.0	254.599	264.683	1108.161	1372.844	189.979	1.289	71.289
12.0	236.870	245.734	1182.865	1428.599	200.980	1.338	71.338
13.0	221.141	229.006	1227.619	1456.625	206.510	1.363	71.363
14.0	207.079	214.110	1250.115	1464.225	208.009	1.370	71.370
15.0	194.425	200.752	1256.216	1456.968	206.577	1.364	71.364
16.0	182.973	188.699	1250.390	1439.089	203.050	1.348	71.348
17.0	172.559	177.766	1236.040	1413.806	198.061	1.325	71.325
18.0	163.048	167.804	1215.745	1383.548	192.091	1.298	71.298
19.0	154.327	158.687	1191.457	1350.144	185.500	1.268	71.268
20.0	146.303	150.315	1164.644	1314.959	178.558	1.237	71.237
21.0	138.898	142.600	1136.401	1279.001	171.463	1.205	71.205
22.0	132.044	135.471	1107.538	1243.008	164.800	1.172	71.172
23.0	125.684	128.864	1078.209	1207.073	158.222	1.140	71.140
24.0	119.769	122.726	1048.851	1171.578	151.724	1.108	71.108
Max	338.320	329.449	1256.216	1464.225	208.009	1.370	71.370

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil flood routing Q_{1000th} didapatkan tinggi air maksimum di atas pelimpah sebesar 1,37 meter dan *outflow* $Q_{1000th} = 208,009 \text{ m}^3/\text{dt}$.



Gambar 4.2. Grafik hidrograf *inflow-outflow* Q_{1000th}

Sumber : Hasil Perhitungan

Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi penelusuran banjir melalui pelimpah pada Bendungan Budong-Budong :

Tabel 4.6. Rekapitulasi Hasil Penelusuran Banjir melalui Pelimpah

No	Kala Ulang Banjir	Tinggi air maksimum di atas pelimpah (m)	Q Inflow maksimum (m³/dt)	Q Outflow maksimum (m³/dt)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
1	100	1.29	311.85	189.63	71.29
2	1000	1.37	338.32	208.61	71.37
3	PMF	2.04	568.58	378.49	72.04

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2. Analisa Hidrolika

4.2.1. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah

Untuk perencanaan profil pelimpah menggunakan debit outflow maksimum dengan kala ulang Q_{1000th} .

Debit outflow maksimum Q_{1000th} : 208,01 m³/dt

Lebar ambang pelimpah : 60 m

Kedalaman aliran di atas ambang pelimpah H_d : 1,370 m

Kedalaman aliran kritis di atas ambang pelimpah H_c : 1,070 m

Rencana kemiringan pelimpah 1:Z, Z : 0,7

Profil ambang pelimpah direncanakan menggunakan OGEE Tipe I dengan perhitungan sebagai berikut :

$$R2 = 0,2 Hd = 0,274 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } R2 = 0,282 Hd = 0,386 \text{ m}$$

$$R1 = 0,5 Hd = 0,685 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } R1 = 0,175 Hd = 0,240 \text{ m}$$

Perhitungan lengkung Harrold :

$$x^{1,85} = 2, Hd^{0,85} \cdot y$$

$$\text{Maka } Y = 0,383 \cdot X^{1,85}$$

$$Y' = 0,708 \cdot X^{0,85}$$

Titik awal melalui gradient :

$$\text{Misal } Y' = 1/Z$$

$$Y' = 1/0,7$$

$$= 1,4286$$

$$Y' = 0,708 \cdot X^{0,85}$$

$$1,4286 = 0,708 \cdot X^{0,85}$$

$$X^{0,85} = 2,018$$

$$X = 2,285$$

$$Y = 0,383 \cdot X^{1,85}$$

$$Y = 1,764$$

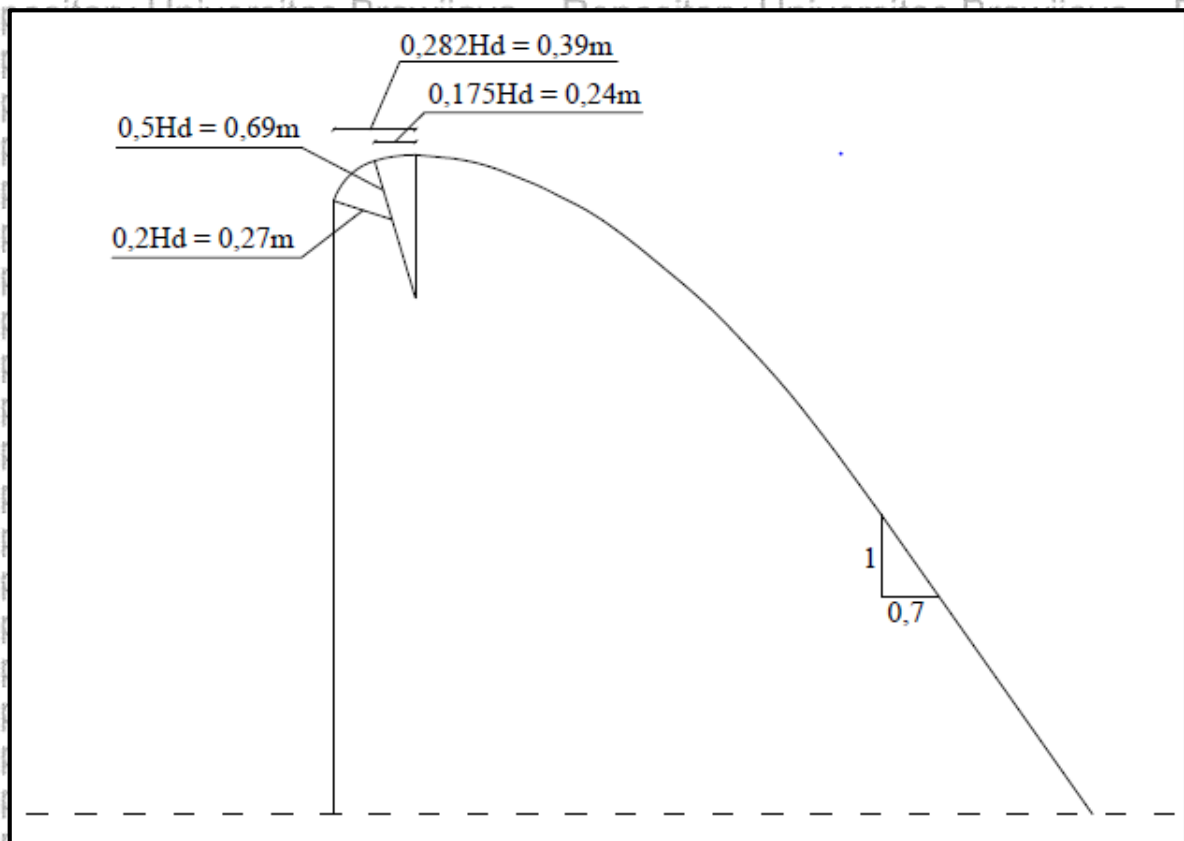
Maka koordinat titik akhir kurva (2,285 ; 1,764), untuk koordinat titik-titik kurva diperoleh $Y = 0,383 \cdot X^{1,85}$ dan perhitungan selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.7. Koordinat Profil Ambang Pelimpah

X	Y
0.10	0.01
0.20	0.02
0.30	0.04
0.40	0.07
0.50	0.11
0.60	0.15
0.70	0.20
0.80	0.25
0.90	0.31
1.00	0.38
1.20	0.54
1.40	0.71

X	Y
1,60	0,91
1,80	1,13
2,00	1,38
2,20	1,65
2,28	1,76

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.3. Lengkung Harold mercu Ogee tipe I

4.2.2. Perencanaan Saluran Samping

4.2.2.1. Perencanaan Bentuk Saluran Samping

Bentuk saluran samping direncanakan dengan menggunakan penampang berbentuk trapesium dengan kemiringan ambang $Z_1 = 0,7$ dan kemiringan dinding saluran $Z_2 = 0,5$. Lebar saluran samping bagian hulu 8 meter sedangkan lebar bagian hilir direncanakan 11 meter dengan panjang saluran 60 meter.

4.2.2.2. Perhitungan Kombinasi "a" dan "n"

Untuk pemilihan kombinasi angka koefisien a dan n digunakan rumus Julian Hinds. Angka kombinasi a dan n divariasikan antara 0,4 – 0,9. Kemiringan dasar saluran samping direncanakan berdasarkan $Q_{outflow}$ untuk Q_{1000th} sebesar $208,009 m^3/dt$. Untuk menentukan harga a dan n di atas perlu dicari dalam kombinasi sedemikian rupa sehingga disatu pihak biaya konstruksi saluran samping cukup ekonomis, sedangkan dilain pihak agar mempunyai

bentuk hidrolis yang menguntungkan. Dalam studi ini akan digunakan metode coba banding untuk menentukan harga a dan n . Titik yang ditinjau adalah:

- $X_1 = 10$ m, diperoleh $Q_{X1} = \frac{10}{60} \times 208,009 = 34,67 \text{ m}^3/\text{dt}$.

- $X_2 = 60$ m, diperoleh $Q_{X2} = \frac{60}{60} \times 208,009 = 208,01 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Bentuk penampang saluran samping dengan lebar (b) bervariasi berdasarkan jarak X serta kemiringan $Z_1 = 0,7$ dan $Z_2 = 0,5$.

Pada penampang hulu $X_1 = 10$ m, $B_1 = 8,50$ m.

$$Q_{X1} = 34,67 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Misalkan nilai $n = 0,4$ dan nilai $a = 0,4$ maka:

$$V_1 = a \cdot x_1^n = 0,4 \times 10^{0,4} = 1,005 \text{ m/det}$$

$$A_1 = Q_1 / V_1 = 34,67 / 1,005 = 34,504 \text{ m}^2$$

$$d_1 = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_1}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-8,50 + \sqrt{8,50^2 + 2 \times (0,7 + 0,5) \times 34,504}}{0,7 + 0,5} = 3,294 \text{ m}$$

$$h_{v1} = \alpha \cdot (v_1^2 / 2g) = 1,15 \cdot (1,005^2 / (2 \cdot 9,81)) = 0,059$$

$$y_1 = \left(\frac{n+1}{n} \right) h_{v1} = \left(\frac{0,4+1}{0,4} \right) \times 0,059 = 0,207 \text{ m}$$

$$D_1 = d_1 + y_1 = 3,294 + 0,207 = 3,501 \text{ m}$$

Pada penampang hilir $X_2 = 60$ m, $B_2 = 20$ m.

$$Q_{X2} = 208,01 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V_2 = a \cdot x_2^n = 0,4 \times 60^{0,4} = 2,057 \text{ m/det}$$

$$A_2 = Q_2 / V_2 = 208,01 / 2,057 = 101,103 \text{ m}^2/\text{det}$$

$$d_2 = \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_2}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-11 + \sqrt{11^2 + 2 \times (0,7 + 0,5) \times 101,103}}{0,7 + 0,5} = 6,725 \text{ m}$$

$$h_{v2} = \alpha \cdot (v_2^2 / 2g) = 1,15 \cdot (2,057^2 / (2 \cdot 9,81)) = 0,248 \text{ m}$$

$$y_2 = \left(\frac{n+1}{n} \right) h_{v2} = \left(\frac{0,4+1}{0,4} \right) \times 0,248 = 0,868 \text{ m}$$

$$D_2 = d_2 + y_2 = 6,725 + 0,868 = 7,593 \text{ m}$$

Maka pembiayaan (P) dari kolom penampang dapat dinyatakan sebagai:

$$P = D_1 + 2 D_2 = 3,501 + (2 \times 7,593) = 18,687$$



Selanjutnya perhitungan metode coba banding untuk mendapatkan kombinasi nilai "a" dan

"n" yang paling ekonomis diberikan pada Tabel 4.8.

Dari perhitungan pada Tabel 4.8 didapatkan harga-harga:

$$n = 0,50$$

$$a = 0,50$$

Tabel 4.8. Perhitungan Kombinasi "a" dan "n" untuk Q_{1000h}

n	a	$X_1=10 \text{ m}, Q_1=34.668 \text{ m}^3/\text{dt}$					$X_2=60 \text{ m}, Q_2= 208.009 \text{ m}^3/\text{dt}$					$P=D_1+2D_2$	
		$B_1= 8.50 \text{ m}$					$B_2=11 \text{ m}$						
		v	A	d_1	y_1	D_1	v	A	d_2	y_2	D_2		$2D_2$
0.4	0.4	1.005	34.504	3.294	0.207	3.501	2.057	101.103	6.725	0.868	7.593	15.186	18.687
0.4	0.5	1.256	27.603	2.724	0.324	3.047	2.572	80.882	5.626	1.357	6.983	13.966	17.014
0.4	0.6	1.507	23.003	2.325	0.466	2.791	3.086	67.402	4.846	1.954	6.800	13.600	16.391
0.4	0.7	1.758	19.717	2.029	0.634	2.663	3.600	57.773	4.262	2.659	6.921	13.842	16.505
0.4	0.8	2.010	17.252	1.801	0.828	2.629	4.115	50.551	3.806	3.474	7.279	14.558	17.187
0.4	0.9	2.261	15.335	1.619	1.048	2.668	4.629	44.934	3.440	4.396	7.836	15.672	18.339
0.5	0.4	1.265	27.408	2.707	0.281	2.988	3.098	67.135	4.830	1.688	6.519	13.037	16.025
0.5	0.5	1.581	21.926	2.229	0.440	2.668	3.873	53.708	4.007	2.638	6.644	13.289	15.957
0.5	0.6	1.897	18.272	1.896	0.633	2.529	4.648	44.756	3.428	3.798	7.226	14.452	16.981
0.5	0.7	2.214	15.662	1.650	0.862	2.512	5.422	38.363	2.997	5.170	8.167	16.334	18.846
0.5	0.8	2.530	13.704	1.461	1.125	2.587	6.197	33.567	2.664	6.752	9.417	18.833	21.420
0.5	0.9	2.846	12.181	1.312	1.424	2.736	6.971	29.838	2.399	8.546	10.945	21.889	24.625
0.6	0.4	1.592	21.771	2.215	0.396	2.611	4.666	44.579	3.416	3.403	6.819	13.638	16.250
0.6	0.5	1.991	17.417	1.816	0.619	2.435	5.833	35.663	2.811	5.317	8.128	16.257	18.692
0.6	0.6	2.389	14.514	1.540	0.892	2.432	6.999	29.719	2.390	7.657	10.047	20.094	22.526
0.6	0.7	2.787	12.440	1.337	1.214	2.551	8.166	25.474	2.080	10.422	12.502	25.003	27.555
0.6	0.8	3.185	10.885	1.182	1.585	2.767	9.332	22.290	1.841	13.612	15.454	30.907	33.675
0.6	0.9	3.583	9.676	1.059	2.007	3.066	10.499	19.813	1.652	17.228	18.880	37.760	40.826
0.7	0.4	2.005	17.293	1.805	0.572	2.377	7.027	29.602	2.382	7.029	9.410	18.821	21.198
0.7	0.5	2.506	13.834	1.474	0.894	2.368	8.784	23.681	1.946	10.983	12.929	25.857	28.226
0.7	0.6	3.007	11.529	1.247	1.287	2.534	10.540	19.734	1.646	15.815	17.461	34.922	37.456
0.7	0.7	3.508	9.882	1.080	1.752	2.832	12.297	16.915	1.427	21.526	22.952	45.905	48.737
0.7	0.8	4.009	8.647	0.953	2.288	3.242	14.054	14.801	1.259	28.115	29.374	58.749	61.990
0.7	0.9	4.511	7.686	0.853	2.896	3.749	15.811	13.156	1.127	35.583	36.710	73.420	77.169
0.8	0.4	2.524	13.736	1.465	0.840	2.305	10.582	19.656	1.640	14.769	16.409	32.818	35.123
0.8	0.5	3.155	10.989	1.192	1.313	2.505	13.228	15.725	1.333	23.076	24.409	48.818	51.323
0.8	0.6	3.786	9.158	1.006	1.890	2.896	15.873	13.104	1.123	33.230	34.352	68.704	71.600
0.8	0.7	4.417	7.849	0.870	2.573	3.443	18.519	11.232	0.970	45.229	46.199	92.398	95.841
0.8	0.8	5.048	6.868	0.767	3.360	4.127	21.165	9.828	0.854	59.075	59.929	119.857	123.984
0.8	0.9	5.679	6.105	0.685	4.253	4.938	23.810	8.736	0.762	74.767	75.529	151.058	155.996
0.9	0.4	3.177	10.911	1.185	1.249	2.434	15.937	13.052	1.118	31.427	32.545	65.091	67.524
0.9	0.5	3.972	8.729	0.962	1.952	2.914	19.921	10.442	0.905	49.105	50.009	100.018	102.932
0.9	0.6	4.766	7.274	0.810	2.811	3.620	23.905	8.702	0.760	70.711	71.470	142.940	146.561
0.9	0.7	5.560	6.235	0.699	3.826	4.525	27.889	7.458	0.655	96.245	96.900	193.799	198.324
0.9	0.8	6.355	5.456	0.615	4.997	5.612	31.873	6.526	0.575	125.708	126.283	252.566	258.178
0.9	0.9	7.149	4.849	0.549	6.324	6.873	35.857	5.801	0.513	159.099	159.612	319.224	326.097

Sumber : Hasil Perhitungan



4.2.2.3. Perhitungan Penyesuaian Bentuk Dasar Saluran Samping

Dengan kombinasi angka koefisien "a" dan n dari hasil perhitungan diatas kemudian dilanjutkan dengan perhitungan untuk menentukan bentuk dasar saluran samping.

Kehilangan tinggi akibat gesekan secara kasar dapat dihitung dengan rumus Manning dengan mengambil koefisien kekasaran $n = 0,014$ (beton).

Contoh perhitungan dasar saluran samping adalah sebagai berikut:

Untuk x (jarak antara tepi udik pelimpah dengan suatu titik pada mercu pelimpah) = 5 m:

$$V = a \cdot x^n = 0,5 \cdot (5)^{0,5} = 1,12 \text{ m/det}$$

$$Q = q \cdot x = 3,47 \cdot 5 = 17,33 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$A = Q / V = 17,33 / 1,12 = 15,50 \text{ m}^2$$

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-8,25 + \sqrt{8,25^2 + 2 \times (0,7 + 0,5) \times 15,50}}{0,7 + 0,5} = 1,68 \text{ m}$$

$$p = b + \left(\sqrt{(1 + Z_1^2)} + \sqrt{(1 + Z_2^2)} \right) d = 8,25 + \left(\sqrt{(1 + 0,7^2)} + \sqrt{(1 + 0,5^2)} \right) \times 1,68 = 12,17 \text{ m}$$

$$R = A/P = 15,50 / 12,17 = 1,27 \text{ m}$$

$$R_{rata2} = (R_{i-1} + R_i) / 2 = (0 + 1,27) / 2 = 0,64 \text{ m}$$

$$\Delta x = x_i - x_{i-1} = 5 - 0 = 5 \text{ m}$$

$$V_{rata2} = (V_{i-1} + V_i) / 2 = (0 + 1,12) / 2 = 0,56 \text{ m}$$

$$S_f = \left[\frac{n \cdot V_{rata2}}{R_{rata2}^{2/3}} \right]^2 = \left[\frac{0,014 \cdot 0,56}{0,64^{2/3}} \right]^2 = 0,000112$$

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = 0,000112 \cdot 5 = 0,000559$$

$$h_v = \alpha \cdot v^2 / 2g = 1,15 \cdot (1,12)^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,07 \text{ m}$$

$$y = \left(\frac{n+1}{n} \right) h_v = \left(\frac{0,5+1}{0,5} \right) 0,07 = 0,22 \text{ m}$$

$$D = d + y = 1,68 + 0,22 = 1,89 \text{ m}$$

$$D + H_f = 1,89 + 0,000559 = 1,90 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar teoritis} = \text{El. Mercu} - (D + H_f) = +70,00 - 1,90 = +68,10 \text{ m}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.9 berikut ini

Tabel 4.9. Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping

x	b	Q	A	d	h _v	y	D	P	R	R _{rata2}	Δx	V _{rata2}	S _f	h _f	D + h _f	El. Dasar	
(m)	(m)	m ³ /det	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	Teoritis	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
0.0	8.00	0	0	-	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	70.00	
5.0	8.25	1.12	17.33	15.50	1.68	0.07	0.22	1.89	12.17	1.27	0.64	5	0.56	0.000112	0.000559	1.90	68.10
10.0	8.50	1.58	34.67	21.93	2.23	0.15	0.44	2.67	13.71	1.60	1.44	5	1.35	0.000220	0.001101	2.67	67.33
15.0	8.75	1.94	52.00	26.85	2.60	0.22	0.66	3.26	14.84	1.81	1.70	5	1.76	0.000298	0.001489	3.26	66.74
20.0	9.00	2.24	69.34	31.01	2.89	0.29	0.88	3.77	15.76	1.97	1.89	5	2.09	0.000365	0.001827	3.77	66.23
25.0	9.25	2.50	86.67	34.67	3.12	0.37	1.10	4.22	16.54	2.10	2.03	5	2.37	0.000427	0.002135	4.22	65.78
30.0	9.50	2.74	104.00	37.98	3.31	0.44	1.32	4.63	17.23	2.20	2.15	5	2.62	0.000485	0.002423	4.63	65.37
35.0	9.75	2.96	121.34	41.02	3.47	0.51	1.54	5.01	17.86	2.30	2.25	5	2.85	0.000539	0.002696	5.01	64.99
40.0	10.00	3.16	138.67	43.85	3.61	0.59	1.76	5.36	18.43	2.38	2.34	5	3.06	0.000591	0.002957	5.37	64.63
45.0	10.25	3.35	156.01	46.51	3.73	0.66	1.98	5.70	18.96	2.45	2.42	5	3.26	0.000642	0.003209	5.71	64.29
50.0	10.50	3.54	173.34	49.03	3.83	0.73	2.20	6.03	19.46	2.52	2.49	5	3.44	0.000691	0.003453	6.03	63.97
55.0	10.75	3.71	190.68	51.42	3.92	0.81	2.42	6.34	19.93	2.58	2.55	5	3.62	0.000738	0.003690	6.35	63.65
60.0	11.00	3.87	208.01	53.71	4.01	0.88	2.64	6.64	20.37	2.64	2.61	5	3.79	0.000784	0.003921	6.65	63.35

Sumber : Hasil Perhitungan



Karena bentuk penampang memanjang dasar saluran samping hasil perhitungan (teoritis) seperti dapat dilihat pada Gambar 4.3. adalah berupa garis lengkung, maka pelaksanaan konstruksinya akan cukup sulit. Untuk menghindari kesulitan-kesulitan dalam pelaksanaan tersebut, maka bentuk penampang memanjang dasar saluran harus disesuaikan dengan merubahnya menjadi garis lurus.

Penyesuaian ini dilakukan dengan menghubungkan ujung hilir garis lengkung dengan titik yang letaknya $1/3$ sampai dengan $1/10$ dari panjang pelimpah, dan diukur dari ujung garis lengkung tersebut.

$$1/10 \times L = 1/10 \times 60 \text{ m} = 6 \text{ m}$$

$$1/3 \times L = 1/3 \times 60 \text{ m} = 20 \text{ m}$$

Contoh perhitungan mencari dasar saluran samping menjadi garis lurus :

Diambil titik ke 6 ($x = 20 \text{ m}$) dan 13 ($x = 60 \text{ m}$), sehingga garis lurus yang menghubungkan titik ke 6 dan titik ke 13 nantinya akan merupakan dasar saluran yang sesungguhnya.

$$X = \text{Jarak antara titik 13 sampai titik 6} = 60 - 20 = 40 \text{ m}$$

$$Y = \text{Perbedaan elevasi titik 13 dan 6} = 63,35 - 66,23 = 2,88 \text{ m}$$

$$\text{Interval antar pias } \Delta l = 5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah pias } (N) = X / \Delta l = 40 / 5 = 8$$

$$\text{Interval antar pias vertikal } (A) = Y / N = 2,88 / 8 = 0,360 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar titik 12 } (x = 55,0 \text{ m}) = \text{elevasi titik 13} + A = 63,35 + 0,360 = 63,71 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Slope} &= (\text{Elevasi titik 1} - \text{elevasi titik 13}) / L \\ &= (67,67 - 63,35) / 60 \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

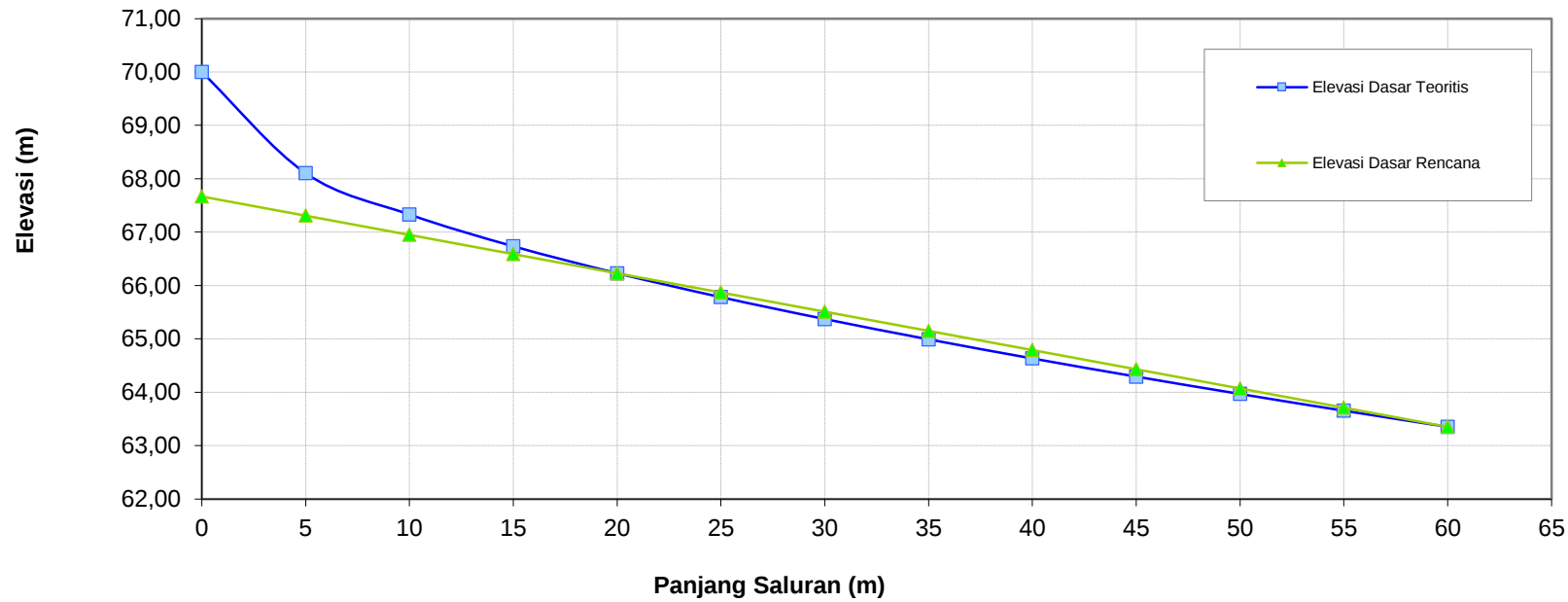
Hasil rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10. Rekapitulasi Elevasi Dasar Saluran Samping

No	X (m)	El. Dasar Teoritis (m)	El. Dasar Rencana (m)
1	0	70.00	67.67
2	5.0	68.10	67.31
3	10.0	67.33	66.95
4	15.0	66.74	66.59
5	20.0	66.23	66.23
6	25.0	65.78	65.87

No	X (m)	El. Dasar Teoritis (m)	El. Dasar Rencana (m)
7	30.0	65.37	65.51
8	35.0	64.99	65.15
9	40.0	64.63	64.79
10	45.0	64.29	64.43
11	50.0	63.97	64.07
12	55.0	63.65	63.71
13	60.0	63.35	63.35

Sumber : Hasil Perhitungan



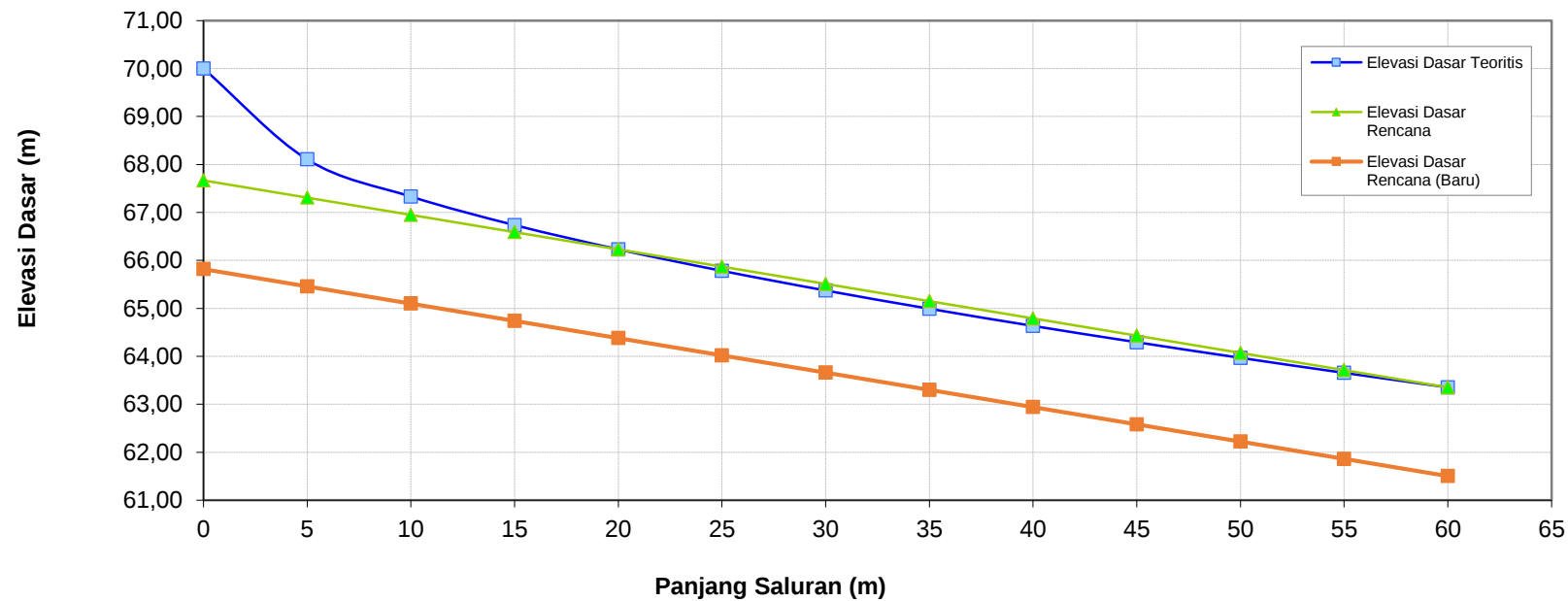
Gambar 4.4. Penyesuaian Kemiringan Dasar Saluran Samping

Untuk menghindari terjadinya aliran tenggelam pada saluran samping, maka elevasi dasar saluran rencana yang telah di hitung di turunkan sedalam 1,85 meter.

Tabel 4.11. Rekapitulasi Elevasi Dasar Saluran Samping Setelah Penurunan

No	X (m)	El. Dasar Rencana (m)	El. Dasar Rencana Baru (m)
1	0	67.67	65.82
2	5	67.31	65.46
3	10	66.95	65.10
4	15	66.59	64.74
5	20	66.23	64.38
6	25	65.87	64.02
7	30	65.51	63.66
8	35	65.15	63.30
9	40	64.79	62.94
10	45	64.43	62.58
11	50	64.07	62.22
12	55	63.71	61.86
13	60	63.35	61.50

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.5. Penyesuaian Kemiringan Dasar Saluran Samping Setelah Penurunan

4.2.2.4. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping

Langkah untuk perhitungan profil muka air pada saluran samping untuk saluran adalah sebagai berikut:

Panjang saluran samping dibagi dalam beberapa pias, dalam perhitungan diambil $\Delta x = 5$ m. Berdasarkan hasil perhitungan hidrolika pada titik hulu transisi diperoleh tinggi muka air di hilir saluran samping $d_{12} = 5,59$ m. (Q_{1000h})

$$\text{Elevasi muka air} = \text{Elevasi dasar} + d_{12} = +61,50 + 5,59 = +67,09$$

Maka luas penampang basah (A) dan kecepatan (V) pada titik d_{11} dapat dihitung:

$$A = \frac{(Z_1 + Z_2) d_{12} + 2.B}{2} d_{12} = \frac{(0,7 + 0,5) \times 5,59 + 2 \times 11}{2} \times 5,59 = 80,272 \text{ m}^2$$

$$Q = q \cdot x = 3,47 \times 60 = 208,01 \text{ m}^3/\text{det.}$$

$$V = Q / A = 208,01 / 80,272 = 2,59 \text{ m/dt.}$$

Untuk titik $x = 55$, ambil nilai $\Delta y = 0,066$ m (dengan cara coba-coba, sampai diperoleh hasil perhitungan Δy menggunakan persamaan rumus perbedaan tinggi = nilai Δy yang diambil).

Selanjutnya perhitungan di titik $x = 55$ dilanjutkan seperti diberikan berikut ini untuk memperoleh hasil yang disyaratkan di atas dengan nilai β diambil sebesar 1,05.

$$\begin{aligned} \text{Elevasi muka air di titik } (x = 55) &= \text{Elevasi muka air } d_{12} + \Delta y \\ &= +67,09 + 0,066 \\ &= +67,16 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi muka air } (d_{11}) &= \text{Elevasi muka air } (d_{11}) - \text{Elevasi dasar} \\ &= 67,16 - 61,86 \\ &= 5,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A = \frac{(Z_1 + Z_2) d_{11} + 2.B}{2} d_{11} = \frac{(0,7 + 0,5) \times 5,30 + 2 \times 10,75}{2} \times 5,30 = 73,79 \text{ m}^2$$

$$Q = 3,47 \times 55 = 190,68 \text{ m}^3/\text{det.}$$

$$V = Q / A = 190,68 / 73,79 = 2,58 \text{ m/dt.}$$

$$\begin{aligned} \Delta y &= \beta \frac{Q_1}{g} \frac{(V_1 + V_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(V_1 - V_2) + \frac{V_2}{Q_1} (Q_1 - Q_2) \right] \\ \Delta y &= 1,05 \times \frac{208,01}{9,81} \cdot \frac{(2,59 + 2,58)}{(208,01 + 190,68)} \left[(2,59 - 2,58) + \frac{2,58}{208,01} (208,01 - 190,68) \right] \end{aligned}$$

$$\Delta y = 0,064 \text{ m} \approx \Delta y \text{ yang diambil dengan cara coba-coba} = 0,066 \text{ m} \rightarrow \text{OK!}$$

Sedangkan perhitungan profil muka air selengkapnya untuk Q_{100} , Q_{1000} dan Q_{PMF} diberikan pada Tabel 4.12., 4.13., dan Tabel 4.14.

Tabel 4.12. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{100th}

X	ΔX	El. Dasar	ΔY	El. Mk Air	d	b	A	Q	V	Q ₁ +Q ₂	$\frac{Q_1}{9.81 \times (Q_1+Q_2)}$	V ₁ +V ₂	V ₂ -V ₁	Q ₂ -Q ₁	$\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	$\frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}$	[14]+[17]	Δy = [12] x [13] x [18]	hf	Δy'	P	R	Kesalahan	Froude	Kondisi	
(m)	(m)	(m)	coba-coba	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³ /dt)	(m/dt)	(m ³ /dt)		(m/dt)	(m/dt)	(m ³ /dt)	Q ₁	Q ₂	(m/dt)		(m)		(m)	(m)	[4] - [21]		Aliran	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]		[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]
60.0	5.0	61.50	0.000	66.85	5.34	11.00	75.91	189.88	2.50										0.0013	0.001	23.50	3.23	-	0.35	Sub kritis	
55.0	5.0	61.86	0.061	66.91	5.04	10.75	69.49	174.05	2.50	363.93	0.056	5.006	0.003	15.823	0.083	0.209	0.212	0.059	0.0014	0.061	22.55	3.08	0.00	0.36	Sub kritis	
50.0	5.0	62.22	0.068	66.97	4.75	10.50	63.45	158.23	2.49	332.29	0.056	4.998	0.011	15.823	0.091	0.227	0.238	0.067	0.0014	0.068	21.61	2.94	0.00	0.37	Sub kritis	
45.0	5.0	62.58	0.079	67.05	4.47	10.25	57.83	142.41	2.46	300.64	0.056	4.956	0.031	15.823	0.100	0.246	0.277	0.077	0.0015	0.079	20.71	2.79	0.00	0.38	Sub kritis	
40.0	5.0	62.94	0.091	67.14	4.20	10.00	52.63	126.59	2.41	268.99	0.057	4.868	0.057	15.823	0.111	0.267	0.324	0.089	0.0015	0.091	19.83	2.65	0.00	0.38	Sub kritis	
35.0	5.0	63.30	0.104	67.25	3.95	9.75	47.83	110.76	2.32	237.35	0.057	4.721	0.089	15.823	0.125	0.289	0.379	0.102	0.0015	0.104	18.98	2.52	0.00	0.38	Sub kritis	
30.0	5.0	63.66	0.116	67.36	3.70	9.50	43.41	94.94	2.19	205.70	0.058	4.503	0.129	15.823	0.143	0.312	0.441	0.114	0.0015	0.116	18.16	2.39	0.00	0.37	Sub kritis	
25.0	5.0	64.02	0.127	67.49	3.47	9.25	39.32	79.12	2.01	174.05	0.058	4.199	0.175	15.823	0.167	0.335	0.510	0.125	0.0013	0.126	17.36	2.26	0.00	0.35	Sub kritis	
20.0	5.0	64.38	0.133	67.62	3.24	9.00	35.50	63.29	1.78	142.41	0.059	3.795	0.229	15.823	0.200	0.357	0.586	0.132	0.0011	0.133	16.59	2.14	0.00	0.32	Sub kritis	
15.0	5.0	64.74	0.134	67.76	3.02	8.75	31.87	47.47	1.49	110.76	0.061	3.272	0.293	15.823	0.250	0.372	0.666	0.133	0.0009	0.134	15.81	2.02	0.00	0.28	Sub kritis	
10.0	5.0	65.10	0.125	67.88	2.78	8.50	28.30	31.65	1.12	79.12	0.064	2.608	0.371	15.823	0.333	0.373	0.744	0.125	0.0005	0.125	15.01	1.89	0.00	0.22	Sub kritis	
5.0	5.0	65.46	0.100	67.98	2.52	8.25	24.64	15.82	0.64	47.47	0.071	1.760	0.476	15.823	0.500	0.321	0.797	0.100	0.0002	0.100	14.15	1.74	0.00	0.13	Sub kritis	
0.0	5.0	65.82	0.043	68.03	2.21	8.00	20.58	0.00	0.00	15.82	0.107	0.642	0.642	15.823	1.000	0.000	0.642	0.044	0.0000	0.044	13.16	1.56	0.00	0.00	Sub kritis	

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.13. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{1000th}

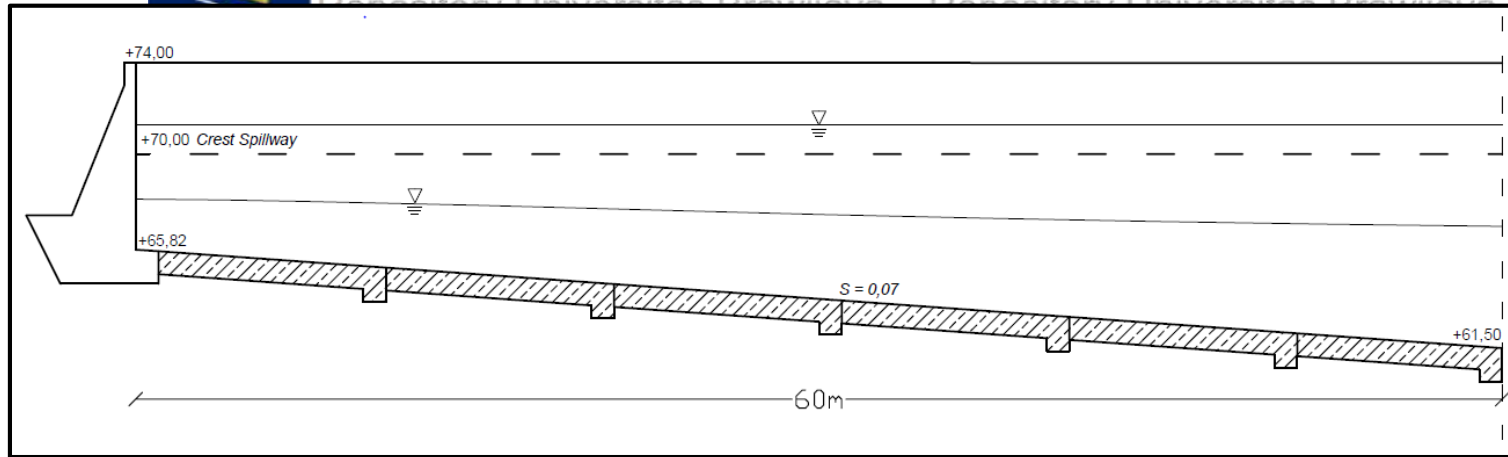
X	ΔX	El. Dasar	ΔY	El. Mka Air	d	b	A	Q	V	Q ₁ +Q ₂	Q ₁	V ₁ +V ₂	V ₂ -V ₁	Q ₂ -Q ₁	Q ₂ -Q ₁	V ₂ (Q ₂ -Q ₁)	[14]+[17]	Δy = [12] x	hf	Δy'	P	R	Kesalahan	Froude	Kondisi	
(m)	(m)	(m)	coba-coba	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³ /dt)	(m/dt)	(m ³ /dt)	9,81*(Q ₁ +Q ₂)	(m/dt)	(m/dt)	(m ³ /dt)	Q ₁	Q ₁	(m/dt)	[13] x [18]	(m)	(m)	(m)	(m)	[4] - [21]	[24]	[25]	Aliran
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]	
60.0	5.0	61.50	0.000	67.09	5.59	11.00	80.27	208.01	2.59										0.0013	0.001	24.08	3.33	-	0.36	Sub kritis	
55.0	5.0	61.86	0.066	67.16	5.30	10.75	73.79	190.68	2.58	398.68	0.056	5.175	0.007	17.334	0.083	0.215	0.223	0.064	0.0014	0.066	23.14	3.19	0.00	0.37	Sub kritis	
50.0	5.0	62.22	0.077	67.24	5.01	10.50	67.74	173.34	2.56	364.02	0.056	5.143	0.025	17.334	0.091	0.233	0.258	0.074	0.0015	0.076	22.23	3.05	0.00	0.37	Sub kritis	
45.0	5.0	62.58	0.085	67.32	4.74	10.25	62.07	156.01	2.51	329.35	0.056	5.072	0.045	17.334	0.100	0.251	0.297	0.085	0.0015	0.086	21.34	2.91	0.00	0.38	Sub kritis	
40.0	5.0	62.94	0.098	67.42	4.48	10.00	56.82	138.67	2.44	294.68	0.057	4.954	0.073	17.334	0.111	0.271	0.344	0.097	0.0015	0.098	20.47	2.78	0.00	0.38	Sub kritis	
35.0	5.0	63.30	0.109	67.53	4.23	9.75	51.94	121.34	2.34	260.01	0.057	4.777	0.104	17.334	0.125	0.292	0.397	0.108	0.0015	0.110	19.64	2.65	0.00	0.37	Sub kritis	
30.0	5.0	63.66	0.121	67.65	3.99	9.50	47.43	104.00	2.19	225.34	0.058	4.529	0.143	17.334	0.143	0.313	0.457	0.119	0.0014	0.121	18.83	2.52	0.00	0.36	Sub kritis	
25.0	5.0	64.02	0.129	67.78	3.76	9.25	43.23	86.67	2.00	190.68	0.058	4.198	0.188	17.334	0.167	0.334	0.522	0.128	0.0012	0.129	18.04	2.40	0.00	0.34	Sub kritis	
20.0	5.0	64.38	0.134	67.91	3.53	9.00	39.27	69.34	1.77	156.01	0.059	3.771	0.239	17.334	0.200	0.353	0.592	0.133	0.0010	0.134	17.26	2.28	0.00	0.31	Sub kritis	
15.0	5.0	64.74	0.132	68.04	3.30	8.75	35.45	52.00	1.47	121.34	0.061	3.233	0.299	17.334	0.250	0.367	0.666	0.132	0.0008	0.132	16.48	2.15	0.00	0.26	Sub kritis	
10.0	5.0	65.10	0.122	68.17	3.07	8.50	31.69	34.67	1.09	86.67	0.064	2.561	0.373	17.334	0.333	0.365	0.738	0.121	0.0005	0.122	15.67	2.02	0.00	0.20	Sub kritis	
5.0	5.0	65.46	0.096	68.26	2.80	8.25	27.82	17.33	0.62	52.00	0.071	1.717	0.471	17.334	0.500	0.312	0.782	0.096	0.0002	0.096	14.80	1.88	0.00	0.12	Sub kritis	
0.0	5.0	65.82	0.042	68.30	2.48	8.00	23.57	0.00	0.00	17.33	0.107	0.623	0.623	17.334	1.000	0.000	0.623	0.042	0.0000	0.042	13.81	1.71	0.00	0.00	Sub kritis	

Sumber : Hasil Perhitungan

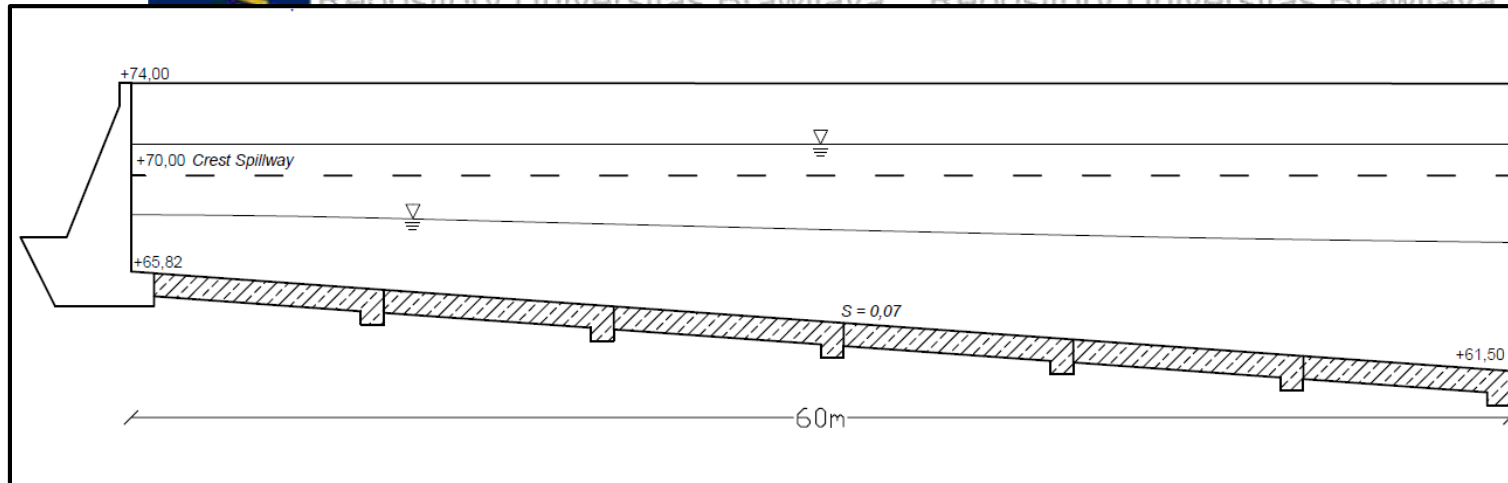
Tabel 4.14. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{PMF}

X	ΔX	El. Dasar	ΔV	h. Muka Air	d	b	A	Q	V	Q ₁ +Q ₂	Q ₁	V ₁ +V ₂	V ₂ -V ₁	Q ₂ -Q ₁	Q ₁ -Q ₂	V ₁ (Q ₂ -Q ₁)	[14]+[17]	Δy = [12] x	hf	Δy'	P	R	Kesalahan	Froude	Kondisi
(m)	(m)	(m)	(m³/m³)	(m)	(m)	(m²)	(m³/dt)	(m³/dt)	(m/dt)	(m³/dt)	9.81*(Q ₁ +Q ₂)	(m/dt)	(m/dt)	(m³/dt)	Q ₁	Q ₁	(m/dt)	[13] x [18]	(m)	(m)	(m)	(m)	[4] - [21]	[25]	[26]
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]
60.0	5.0	61.50	0.000	69.152	7.65	11.00	119.277	378.786	3.176									0.0015	0.001	28.89	4.13	-	0.38	Sub kritis	
55.0	5.0	61.86	0.124	69.277	7.42	10.75	112.704	347.220	3.081	726.006	0.056	6.257	0.095	31.565	0.083	0.257	0.352	0.123	0.0015	0.124	28.09	4.01	0.00	0.37	Sub kritis
50.0	5.0	62.22	0.132	69.409	7.19	10.50	106.463	315.655	2.965	662.875	0.056	6.046	0.116	31.565	0.091	0.270	0.385	0.131	0.0014	0.132	27.31	3.90	0.00	0.36	Sub kritis
45.0	5.0	62.58	0.139	69.547	6.97	10.25	100.525	284.089	2.826	599.744	0.056	5.791	0.139	31.565	0.100	0.283	0.421	0.137	0.0013	0.139	26.54	3.79	0.00	0.35	Sub kritis
40.0	5.0	62.94	0.144	69.692	6.75	10.00	94.853	252.524	2.662	536.613	0.057	5.488	0.164	31.565	0.111	0.296	0.460	0.143	0.0012	0.144	25.79	3.68	0.00	0.34	Sub kritis
35.0	5.0	63.30	0.147	69.839	6.54	9.75	89.391	220.958	2.472	473.482	0.057	5.134	0.190	31.565	0.125	0.309	0.499	0.146	0.0011	0.147	25.04	3.57	0.00	0.32	Sub kritis
30.0	5.0	63.66	0.148	69.987	6.33	9.50	84.118	189.393	2.252	410.351	0.058	4.723	0.220	31.565	0.143	0.322	0.542	0.148	0.0009	0.148	24.30	3.46	0.00	0.29	Sub kritis
25.0	5.0	64.02	0.146	70.133	6.11	9.25	78.966	157.827	1.999	347.220	0.058	4.250	0.253	31.565	0.167	0.333	0.586	0.145	0.0008	0.146	23.55	3.35	0.00	0.26	Sub kritis
20.0	5.0	64.38	0.140	70.273	5.89	9.00	73.873	126.262	1.709	284.089	0.059	3.708	0.289	31.565	0.200	0.342	0.631	0.139	0.0006	0.140	22.78	3.24	0.00	0.23	Sub kritis
15.0	5.0	64.74	0.128	70.401	5.66	8.75	68.766	94.696	1.377	220.958	0.061	3.086	0.332	31.565	0.250	0.344	0.676	0.128	0.0004	0.128	21.99	3.13	0.00	0.19	Sub kritis
10.0	5.0	65.10	0.105	70.510	5.41	8.50	63.554	63.131	0.993	157.827	0.064	2.370	0.384	31.565	0.333	0.331	0.715	0.109	0.0002	0.105	21.15	3.00	0.00	0.14	Sub kritis
5.0	5.0	65.46	0.079	70.589	5.13	8.25	58.112	31.565	0.543	94.696	0.071	1.537	0.450	31.565	0.500	0.272	0.722	0.079	0.0001	0.079	20.25	2.87	0.00	0.08	Sub kritis
0.0	5.0	65.82	0.032	70.621	4.80	8.00	52.248	0.000	0.000	31.565	0.107	0.543	0.543	31.565	1.000	0.000	0.543	0.032	0.0000	0.032	19.23	2.72	0.00	0.00	Sub kritis

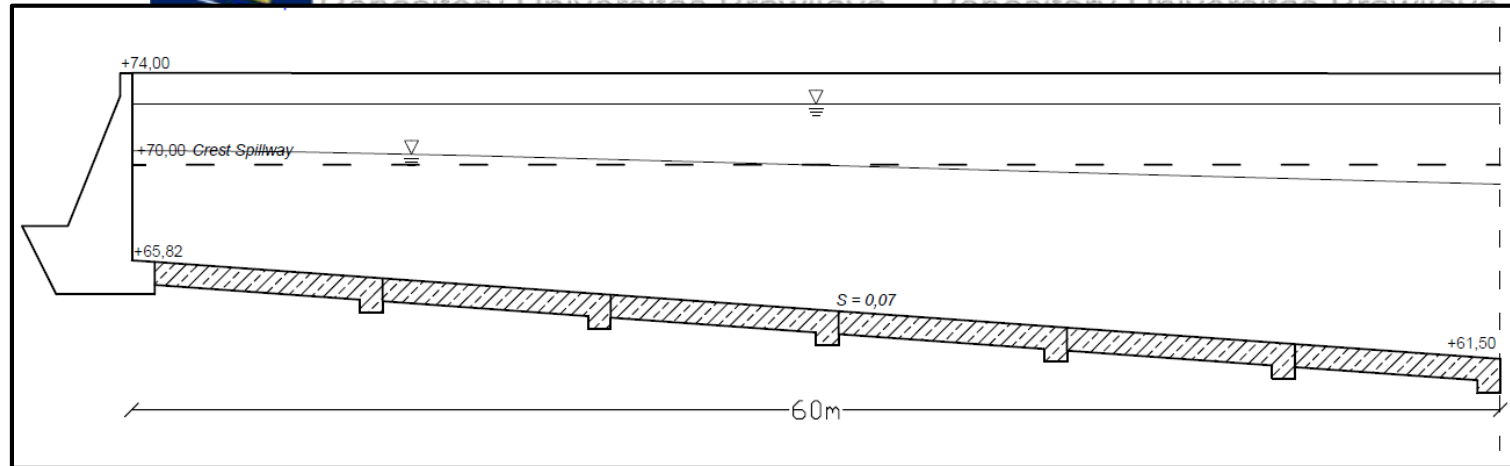
Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.6. Profil Muka Air pada Saluran Samping Kondisi Q_{100th}



Gambar 4.7. Profil Muka Air pada Saluran Samping Kondisi Q_{100th}



Gambar 4.8. Profil Muka Air pada Saluran Samping Kondisi Q_{PMF}

Tabel 4.15. Kontrol Aliran Tenggelam pada Q_{PMF}

Elevasi Hd	2/3 Hd	Elevasi Muka Air Side	ΔH
72.055	1.37	69.152	2.90
72.055	1.37	69.277	2.78
72.055	1.37	69.409	2.65
72.055	1.37	69.547	2.51
72.055	1.37	69.692	2.36
72.055	1.37	69.839	2.22
72.055	1.37	69.987	2.07
72.055	1.37	70.133	1.92
72.055	1.37	70.273	1.78
72.055	1.37	70.401	1.65
72.055	1.37	70.510	1.54
72.055	1.37	70.589	1.47
72.055	1.37	70.621	1.43

Sumber : Hasil Perhitungan

Ketentuan dan anjuran dari Balai Keamanan Bendungan (BKB) yang efektif dalam mengalirkan debit perencanaan pelimpah samping diantaranya :

- Kemiringan dasar saluran pada pelimpah samping dianjurkan $\leq 1/13$ ($\leq 0,08$)
- Perbandingan tinggi dan lebar saluran menurut ketentuan BKB $(d/B) = 0,5$
- Angka Froud pada saluran samping menurut ketentuan BKB adalah $< 0,5$ (dianjurkan 0,44)

Dari hasil perhitungan saluran samping sebelumnya didapatkan hasil seperti yang di perlihatkan pada Tabel 4.16. dibawah ini

Tabel 4.16. Hasil Perhitungan untuk Kriteria BKB

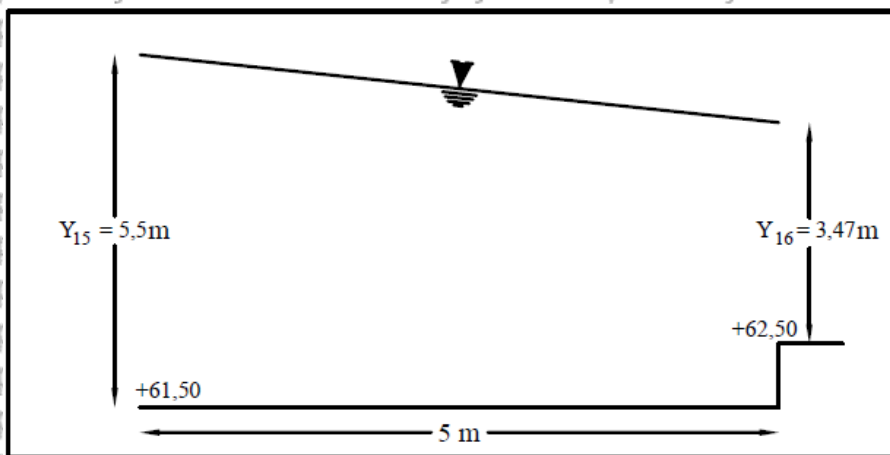
Debit	Side dengan slope transisi $S = 0$		
	Slope Dasar Sal. Samping	Angka Froud pada akhir side	(d/B)
Q_{100th}	0.07	0.35	0.49
Q_{1000th}	0.07	0.35	0.51
Q_{PMF}	0.07	0.37	0.70

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.3. Perencanaan Saluran Transisi

Perencanaan saluran transisi dihitung menggunakan debit *outflow* rancangan Q_{1000th} kemudian dikontrol dengan menggunakan Q_{PMF} . Saluran transisi direncanakan menggunakan sill pada hilir saluran yang berguna sebagai penampang kontrol dan untuk menghasilkan kondisi aliran sub kritis dengan syarat dari BKB yaitu Froude 0,44 dan nilai d/B 0,5 pada akhir saluran samping atau awal saluran transisi. Agar kondisi tersebut dapat terjadi, kita melakukan uji coba dengan pemberian sill setinggi 0,5 meter, dengan sill setinggi 0,5 meter ternyata membutuhkan panjang saluran lebih dari 80 meter untuk dapat menciptakan kondisi aliran sesuai dengan syarat di atas. Uji coba ke dua kita tambahkan sill setinggi 0,75 meter, setelah dihitung ternyata sama dengan sebelumnya membutuhkan panjang saluran transisi lebih dari 80 meter. Selanjutnya pada uji coba ke ketiga sill ditambahkan setinggi 1 meter, dan ternyata dengan panjang saluran 80 meter sudah bisa memenuhi syarat tersebut. Ketika sill nya dinaikkan lagi menjadi 1,5 meter kedalam air yang terjadi melampaui syarat. Dari hasil percobaan tersebut akhirnya diputuskan saluran transisi dengan sill setinggi 1 meter dan panjang saluran 80 meter. Berikut merupakan kondisi saluran transisi yang akan direncanakan :

- $Q_{1000th} = 208,01 \text{ m}^3/\text{det}$
- $B_{transisi} = 11 \text{ m}$
- Panjang transisi (L) = 80 m (dibagi dalam 16 section dengan jarak 5 m)
- Slope transisi (S_o) = 0
- El. Dasar saluran samping bagian hilir = +62,50
- Koefisien koreolis (α) = 1,15
- $Y_c = (\alpha(Q/B)^2/g)^{1/3}$
 $= (1,15 \cdot (208,01/11)^2/9,81)^{1/3}$
 $= 3,47 \text{ m}$
- $n = 0,014$



Gambar 4.9. Sketsa penampang saluran transisi section 15 dan 16

Sumber : Hasil Perencanaan

Adapun langkah-langkah perhitungan profil muka air pada saluran transisi adalah sebagai berikut :

Untuk Saluran Transisi Q_{1000h}

Perhitungan saluran transisi dimulai pada saluran transisi bagian hilir (section 16).

$$Y_{16} = Y_c = 3,47 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang basah} \quad A &= B \cdot Y_{16} \\ &= 11 \cdot 3,47 \\ &= 38,16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling basah} \quad P &= B + (2 \cdot Y_{16}) \\ &= 11 + (2 \cdot 3,47) \\ &= 17,94 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari Hidrolis} \quad R &= A/P \\ &= 38,16 / 17,94 \\ &= 2,13 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan} \quad V &= Q/A \\ &= 208,01 / 38,16 \\ &= 5,45 \text{ m/det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan tinggi akibat kecepatan} \quad h_v &= \alpha V^2 / 2 \cdot g \\ &= 1,15 \cdot 5,45^2 / 2 \cdot 9,81 \\ &= 1,741 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Perbedaan tinggi elevasi} \quad Z = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Bilangan Froud} \quad Fr_{16} &= V / (g \cdot Y_{16} / \alpha)^{0,5} \\ &= 5,45 / (9,81 \cdot 3,47 / 1,15)^{0,5} \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi dasar} = 1,00$$

$$\text{Elevasi dasar} = \text{Elevasi dasar saluran samping hilir} + Z$$

$$= 61,5 + 1$$

$$= +62,50 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air} = \text{Elevasi dasar} + Y_{16}$$

$$= 62,50 + 3,47$$

$$= +65,97 \text{ m}$$

Perhitungan saluran *section 15*

$$\text{Coba-coba } Y_{15} = 5,53 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang basah } A = B \cdot Y_0$$

$$= 11 \cdot 5,53$$

$$= 60,85 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling basah } P = B + (2 \cdot Y_0)$$

$$= 11 + (2 \cdot 5,53)$$

$$= 22,06 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari Hidrolis } R = A/P$$

$$= 60,85 / 22,06$$

$$= 2,76 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan } V = Q/A$$

$$= 208,01 / 60,85$$

$$= 3,42 \text{ m/det}$$

$$\text{Kehilangan tinggi akibat kecepatan } h_v = \alpha V^2 / 2 \cdot g$$

$$= 1,15 \cdot 3,42^2 / 2 \cdot 9,81$$

$$= 0,685 \text{ m}$$

$$\text{Perbedaan tinggi elevasi } Z = 0$$

$$\text{Kemiringan gesekan } S_f = n^2 \cdot V_{\text{rata-rata}}^2 / R_{\text{rata-rata}}^{4/3}$$

$$= 0,014^2 \cdot 4,43^2 / 2,44^{4/3}$$

$$= 0,00117$$

$$\text{Jarak lantai penampang } \Delta x = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Kehilangan tekan akibat gesekan } h_f = \Delta x \cdot S_f$$

$$= 5,0 \cdot 0,00117 = 0,0059 \text{ m}$$

$$\text{Kehilangan tekan akibat pusaran } h_e = 0$$

Persamaan energi antar section :



$$Y_{15} + Z_{15} + h_{v15}$$

$$5,53 + 0 + 0,685$$

$$6,217 \text{ m}$$

Bilangan Froud

$$= Y_{16} + Z_{16} + h_{v16} + h_f + h_e$$

$$= 3,47 + 1,0 + 1,741 + 0,0059 + 0$$

$$= 6,217 \text{ m}$$

$$Fr_{15} = V / (g \cdot Y_{15} / \alpha)^{0,5}$$

$$= 4,72 / (9,81 \cdot 5,53 / 1,15)^{0,5}$$

$$= 0,50$$

Elevasi dasar

= Elevasi dasar saluran samping hilir + Z

$$= 61,50 + 0$$

$$= +61,50 \text{ m}$$

Elevasi muka air

$$= \text{Elevasi dasar} + Y_{15} = 61,50 + 5,53$$

$$= +67,03 \text{ m}$$

Untuk lebih lanjut dapat dilihat pada Tabel 4.17., 4.18., dan Tabel 4.19. sebagai berikut.

Tabel 4.17. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{100th}

Section	X m	Z m	Y m	A m	V m/dt	V rata-rata m/dt	h _v m	P m	R m	R rata-rata m	S _f m	h _e m	h _f m	Z m	Y1 + h _{v1}	Y2 + h _{v2} + h _e + h _f	kontrol	El. Dsar	El. MA	Froude
0	0	0	5.344	58.78	3.23		0.612	21.69	2.71									61.50	66.85	0.45
1	5	5	5.340	58.74	3.23	3.23	0.613	21.68	2.71	2.71	0.00054	0	0.0027	0.0	5.955	5.955	0.00	61.50	66.84	0.48
2	10	5	5.336	58.69	3.24	3.23	0.613	21.67	2.71	2.71	0.00054	0	0.0027	0.0	5.952	5.952	0.00	61.50	66.84	0.48
3	15	5	5.332	58.65	3.24	3.24	0.614	21.66	2.71	2.71	0.00054	0	0.0027	0.0	5.949	5.949	0.00	61.50	66.83	0.48
4	20	5	5.328	58.61	3.24	3.24	0.615	21.66	2.71	2.71	0.00054	0	0.0027	0.0	5.946	5.946	0.00	61.50	66.83	0.48
5	25	5	5.324	58.56	3.24	3.24	0.616	21.65	2.71	2.71	0.00055	0	0.0027	0.0	5.943	5.943	0.00	61.50	66.83	0.48
6	30	5	5.320	58.52	3.24	3.24	0.617	21.64	2.70	2.70	0.00055	0	0.0027	0.0	5.940	5.940	0.00	61.50	66.82	0.48
7	35	5	5.316	58.48	3.25	3.25	0.618	21.63	2.70	2.70	0.00055	0	0.0027	0.0	5.937	5.937	0.00	61.50	66.82	0.48
8	40	5	5.312	58.44	3.25	3.25	0.619	21.62	2.70	2.70	0.00055	0	0.0027	0.0	5.934	5.934	0.00	61.50	66.81	0.48
9	45	5	5.308	58.39	3.25	3.25	0.620	21.62	2.70	2.70	0.00055	0	0.0028	0.0	5.931	5.931	0.00	61.50	66.81	0.48
10	50	5	5.304	58.35	3.25	3.25	0.621	21.61	2.70	2.70	0.00055	0	0.0028	0.0	5.928	5.928	0.00	61.50	66.81	0.48
11	55	5	5.301	58.31	3.26	3.26	0.622	21.60	2.70	2.70	0.00055	0	0.0028	0.0	5.925	5.925	0.00	61.50	66.80	0.48
12	60	5	5.297	58.26	3.26	3.26	0.623	21.59	2.70	2.70	0.00055	0	0.0028	0.0	5.922	5.922	0.00	61.50	66.80	0.48
13	65	5	5.293	58.22	3.26	3.26	0.623	21.59	2.70	2.70	0.00055	0	0.0028	0.0	5.919	5.919	0.00	61.50	66.79	0.49
14	70	5	5.289	58.18	3.26	3.26	0.624	21.58	2.70	2.70	0.00056	0	0.0028	0.0	5.916	5.916	0.00	61.50	66.79	0.49
15	75	5	5.285	58.13	3.27	3.27	0.625	21.57	2.70	2.70	0.00056	0	0.0028	0.0	5.913	5.913	0.00	61.50	66.79	0.49
16	80	5	5.265	58.02	5.29	4.28	1.638	17.53	2.05	2.37	0.00113	0	0.0057	1.0	5.910	5.909	0.00	62.50	65.77	1.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.18. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{1000th}

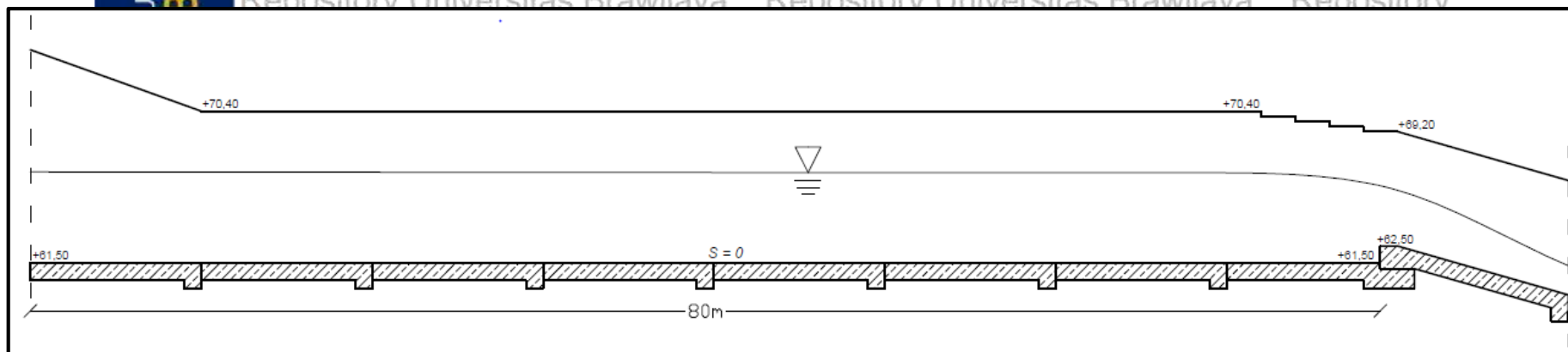
Section	X m	Y m	A m	V m/dt	V rata-rata m/dt	h _v m	P m	R m	R rata-rata m	S _f m	h _e m	h _f m	Z m	Y ₁ + h _{v1}	Y ₂ + h _{v2} + h _e + h _f	kontrol	El. Dsar	El. MA	Froude
0	0	0	5.59	61.51	3.38	0.670	22.18	2.77									61.50	67.09	0.49
1	5	5	5.59	61.47	3.38	0.671	22.18	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.262	6.262	0.00	61.50	67.09	0.49
2	10	5	5.58	61.42	3.39	0.672	22.17	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.259	6.259	0.00	61.50	67.09	0.49
3	15	5	5.58	61.38	3.39	0.673	22.16	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.256	6.256	0.00	61.50	67.08	0.49
4	20	5	5.58	61.34	3.39	0.674	22.15	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.253	6.253	0.00	61.50	67.08	0.49
5	25	5	5.57	61.29	3.39	0.675	22.14	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.250	6.250	0.00	61.50	67.07	0.49
6	30	5	5.57	61.25	3.40	0.676	22.14	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.247	6.247	0.00	61.50	67.07	0.49
7	35	5	5.56	61.21	3.40	0.677	22.13	2.77	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.244	6.244	0.00	61.50	67.07	0.49
8	40	5	5.56	61.16	3.40	0.678	22.12	2.76	2.77	0.00058	0	0.0029	0.0	6.241	6.241	0.00	61.50	67.06	0.49
9	45	5	5.56	61.12	3.40	0.679	22.11	2.76	2.76	0.00058	0	0.0029	0.0	6.238	6.238	0.00	61.50	67.06	0.49
10	50	5	5.55	61.08	3.41	0.680	22.10	2.76	2.76	0.00059	0	0.0029	0.0	6.235	6.235	0.00	61.50	67.05	0.49
11	55	5	5.55	61.03	3.41	0.681	22.10	2.76	2.76	0.00059	0	0.0029	0.0	6.232	6.232	0.00	61.50	67.05	0.50
12	60	5	5.54	60.99	3.41	0.682	22.09	2.76	2.76	0.00059	0	0.0029	0.0	6.229	6.229	0.00	61.50	67.05	0.50
13	65	5	5.54	60.94	3.41	0.683	22.08	2.76	2.76	0.00059	0	0.0029	0.0	6.226	6.226	0.00	61.50	67.04	0.50
14	70	5	5.54	60.90	3.42	0.684	22.07	2.76	2.76	0.00059	0	0.0030	0.0	6.223	6.223	0.00	61.50	67.04	0.50
15	75	5	5.53	60.85	3.42	0.685	22.06	2.76	2.76	0.00059	0	0.0030	0.0	6.220	6.220	0.00	61.50	67.03	0.50
16	80	5	3.47	38.16	5.45	1.741	17.94	2.13	2.44	0.00117	0	0.0059	1.0	6.217	6.217	0.00	62.50	65.97	1.00

Sumber : Hasil Perhitungan

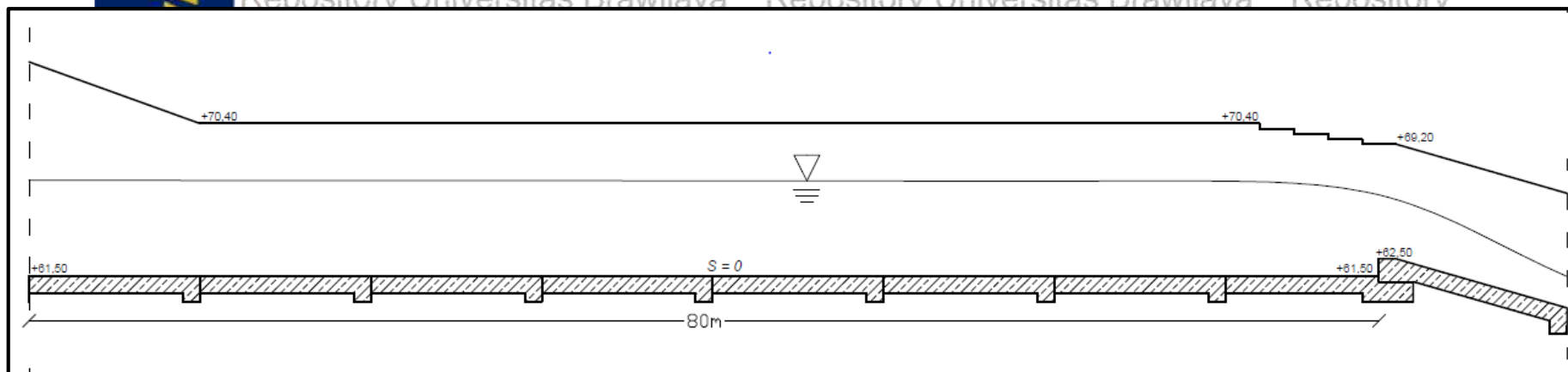
Tabel 4.19. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi QPMF

Section	X m	Y m	A m	V m/dt	V rata-rata	h _v m	P m	R m	R rata-rata	S _f m	h _e m	h _f m	Z m	Y1 + h _{v1} + Z1	Y2 + h _{v2} + h _e + h _f + Z2	Kontrol	El. Dasar	El. MA	Froude
0	0	0	7.65	84.16	4.501	1.187	26.30	3.20									61.50	69.15	0.56
1	5	5	7.64	84.09	4.504	1.189	26.29	3.20	3.20	0.00084	0	0.0042	0.0	8.838	8.838	0.000	61.50	69.15	0.56
2	10	5	7.64	84.03	4.508	1.191	26.28	3.20	3.20	0.00084	0	0.0042	0.0	8.834	8.834	0.000	61.50	69.14	0.56
3	15	5	7.63	83.97	4.511	1.193	26.27	3.20	3.20	0.00085	0	0.0042	0.0	8.830	8.830	0.000	61.50	69.13	0.56
4	20	5	7.63	83.90	4.515	1.195	26.25	3.20	3.20	0.00085	0	0.0042	0.0	8.826	8.826	0.000	61.50	69.13	0.56
5	25	5	7.62	83.84	4.518	1.196	26.24	3.19	3.20	0.00085	0	0.0042	0.0	8.822	8.822	0.000	61.50	69.12	0.56
6	30	5	7.62	83.77	4.522	1.198	26.23	3.19	3.19	0.00085	0	0.0043	0.0	8.818	8.818	0.000	61.50	69.12	0.56
7	35	5	7.61	83.71	4.525	1.200	26.22	3.19	3.19	0.00085	0	0.0043	0.0	8.814	8.814	0.000	61.50	69.11	0.56
8	40	5	7.60	83.64	4.528	1.202	26.21	3.19	3.19	0.00085	0	0.0043	0.0	8.810	8.810	0.000	61.50	69.11	0.56
9	45	5	7.60	83.58	4.532	1.204	26.20	3.19	3.19	0.00086	0	0.0043	0.0	8.806	8.806	0.000	61.50	69.10	0.56
10	50	5	7.59	83.52	4.535	1.206	26.18	3.19	3.19	0.00086	0	0.0043	0.0	8.802	8.802	0.000	61.50	69.09	0.56
11	55	5	7.59	83.45	4.539	1.208	26.17	3.19	3.19	0.00086	0	0.0043	0.0	8.798	8.798	0.000	61.50	69.09	0.56
12	60	5	7.58	83.39	4.542	1.209	26.16	3.19	3.19	0.00086	0	0.0043	0.0	8.794	8.794	0.000	61.50	69.08	0.56
13	65	5	7.57	83.32	4.546	1.211	26.15	3.19	3.19	0.00086	0	0.0043	0.0	8.790	8.790	0.000	61.50	69.08	0.57
14	70	5	7.57	83.26	4.550	1.213	26.14	3.19	3.19	0.00086	0	0.0043	0.0	8.786	8.786	0.000	61.50	69.07	0.57
15	75	5	7.56	83.19	4.553	1.215	26.13	3.18	3.18	0.00087	0	0.0043	0.0	8.782	8.782	0.000	61.50	69.06	0.57
16	80	5	7.57	83.12	4.558	1.217	26.12	3.18	3.18	0.00147	0	0.0074	1.0	8.778	8.778	0.000	62.50	67.67	1.00

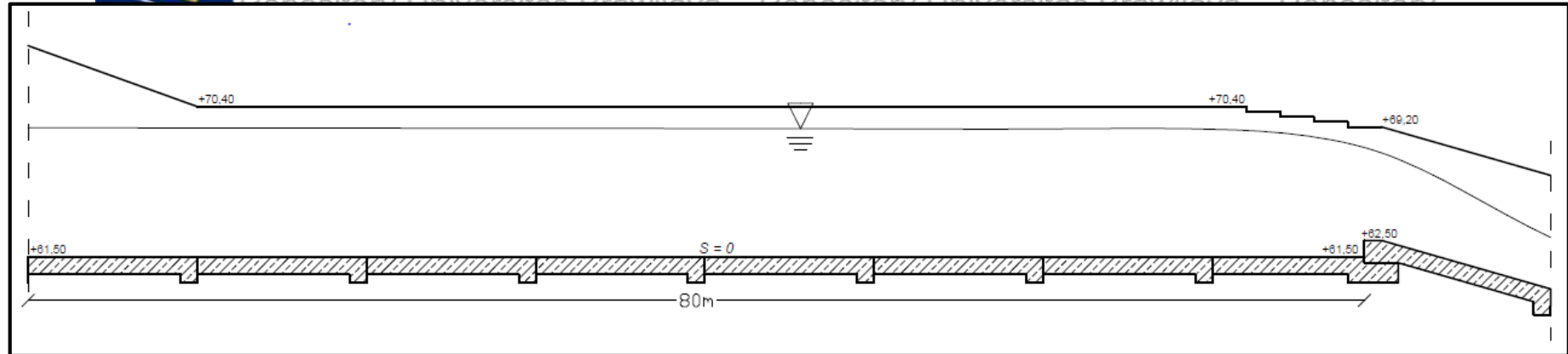
Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.10. Profil Muka Air pada Saluran Transisi Kondisi Q_{100th}



Gambar 4.11. Profil Muka Air pada Saluran Transisi Kondisi Q_{100th}



Gambar 4.12. Profil Muka Air pada Saluran Transisi Kondisi QPMF

4.2.4. Perencanaan Saluran Peluncur

Dalam perencanaan saluran peluncur direncanakan saluran peluncur berpenampang segi empat. Perhitungan hidrolika pada saluran peluncur didesain dengan menggunakan debit *outflow* kala ulang Q_{1000th} dan di kontrol menggunakan debit *outflow* kala ulang Q_{PMF} .

$$\text{Debit outflow maksimum } (Q_{1000th}) = 208,01 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Kedalaman aliran kritis di awal sal.peluncur } (d_c) = 3,47 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar saluran pada awal sal.peluncur} = +62,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dasar saluran peluncur} = 11 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan aliran pada titik permulaan} = 5,24 \text{ m/dt}$$

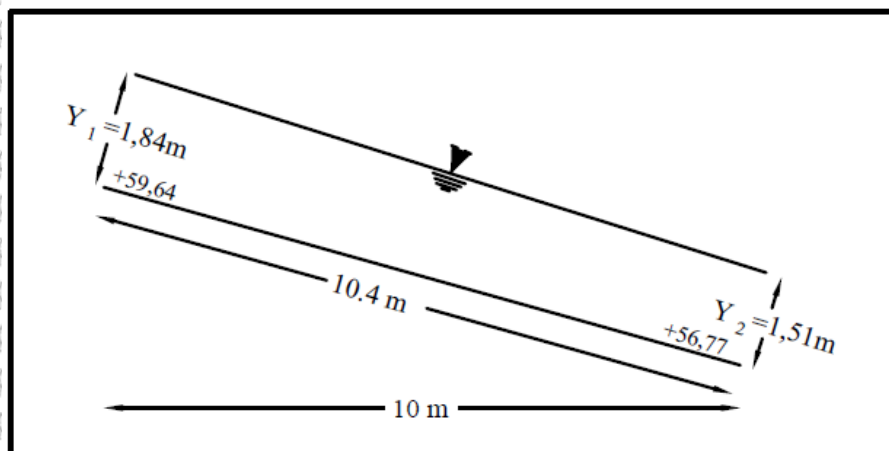
$$\text{Koefisien kekasaran Manning (beton)} = 0,014$$

$$\text{Koefisien koreolis } (\alpha) = 1,15$$

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

Perhitungan profil muka air pada saluran perluncur dihitung menggunakan persamaan kekekalan energi. Perhitungan profil muka air di saluran peluncur akan dihitung tiap pias dengan total jarak horizontal sebesar 110 meter, dengan dibagi menjadi 11 pias.

Contoh perhitungan profil muka air saluran peluncur Q_{1000th} (Section 1):



Gambar 4.13. Sketsa penampang saluran peluncur section 1 dan 2

Sumber : Hasil Perencanaan

$$\text{Kedalaman Air pada Section 1 } (Y_1) = 1,844 \text{ m}$$

$$\text{Lebar saluran } (b) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Luas hidrolis } (A_1) = Y_1 \times b$$

$$= 1,84 \times 11$$

$$= 20,29 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling basah } (P_1) = b + (2 \times Y_1)$$

$$= 11 + (2 \times 1,844)$$

$$= 14,69 \text{ m}$$



100

$$\text{Jari-jari hidrolis } (R_1) = A/P$$

$$= 20,29 / 14,69 = 1,38 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar penampang horisontal } (\Delta x) = 10 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Tan } \theta = \text{Beda elevasi peluncur} / \text{Total jarak horisontal peluncur}$$

$$= (62,50 - 31) / 110 = 0,29$$

$$\text{Perbedaan elevasi } (Z_1) = Z_{n-1} - (\text{Tan} \theta \times \Delta x)$$

$$= 31,5 - (0,29 \times 10)$$

$$= 28,6 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan pada Section 1 } (V_1) = Q / A$$

$$= 208,01 / 20,29$$

$$= 10,25 \text{ m/dt}$$

$$\text{Tinggi tekan kecepatan aliran } (h_{v1}) = \alpha (V^2/2g)$$

$$= 1,15 \cdot (10,25^2/2 \cdot 9,81)$$

$$= 6,16 \text{ m}$$

Dengan menggunakan cara coba-coba :

$$\text{Ditentukan kedalaman pada Section 2 } (Y_2) = 1,51 \text{ m}$$

$$\text{Luas hidrolis } (A_2) = Y_2 \times b$$

$$= 1,51 \times 11$$

$$= 16,66 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling basah } (P_2) = b + (2 \times Y_2)$$

$$= 11 + (2 \times 1,51)$$

$$= 14,03 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari hidrolis } (R_2) = A/P$$

$$= 16,66 / 14,03$$

$$= 1,19 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan pada Section 2 } (V_2) = Q/A$$

$$= 208,01 / 16,66$$

$$= 12,49 \text{ m/dt}$$

$$\text{Perbedaan elevasi } (Z_2) = Z_{n-1} - (\text{Tan} \theta \times \Delta x)$$

$$= 28,6 - (0,29 \times 10)$$

$$= 25,8 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi tekan kecepatan aliran } (h_{v2}) = \alpha (V^2/2g)$$

$$= 1,15 \cdot (12,49^2/2 \cdot 9,81) = 9,14 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \text{Rata-rata jari-jari hidrolis (R}_{\text{rata-rata}}) &= (R_1 + R_2) / 2 \\ &= (1,38 + 1,19) / 2 = 1,28 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan rata-rata (V}_{\text{rata-rata}}) &= (V_1 + V_2) / 2 \\ &= (10,25 + 12,49) / 2 \\ &= 11,37 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sisi miring antar penampang (}\Delta l) &= (\tan \theta \cdot \Delta x) / \sin \theta \\ &= (0,29 \cdot 10) / 0,28 \\ &= 10,40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan tinggi akibat gesekan (h}_f) &= (n^2 \cdot V_{\text{rata-rata}}^2 / R_{\text{rata-rata}}^{4/3}) \cdot \Delta l \\ &= (0,014^2 \cdot 11,37^2 / 1,28^{4/3}) \cdot 10,40 \\ &= 0,217 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Kehilangan tinggi akibat pusaran (h}_e) = 0$$

Sehingga untuk mencari kedalaman pada *Section 2* yang sesuai adalah dengan persamaan energi :

$$\begin{aligned} H_1 &= H_2 \\ (Y_1 + Z_1 + h_{v1}) &= (Y_2 + Z_2 + h_{v2} + h_f + h_e) \\ (1,84 + 28,6 + 6,16) &= (1,51 + 25,8 + 9,14 + 0,217 + 0) \\ 36,644 \text{ m} &= 36,644 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat di Tabel 4.20., 4.21, dan Tabel 4.22.

Tabel 4.20. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{100th}

Section	Elevasi dasar saluran	Jarak antar penampang horizontal	Beda tinggi antar penampang	Jarak sisi miring	Lebar dasar saluran	Kedalaman aliran (trial & error)	Luas penampang basah	Kecepatan aliran	Tinggi tekan kecepatan aliran	Kecepatan aliran rerata	Ketinggian basah	Radius hidrolik	Radius hidrolik rerata	Kehilangan tinggi akibat gesekan	Kehilangan tinggi akibat perubahan penampang	Tinggi tekan total penampang 1	Tinggi tekan total penampang 2	Kontrol	Elevasi muka air	Bilangan Froude	Keterangan
	El.ds	ΔX	ΔZ	ΔI	B	y	A	V	h _v	V _n	P	R	R _n	h _f	h _e	H ₁	H ₂	$\Delta H = H_1 - H_2$	El.ma	Fr	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]
0	62.50	0	31.5	0.0	11	3.27	35.92	5.29	1.64	-	17.53	2.05	-	-	-	-	-	-	65.767	1.00	kritis
1	59.64	10	28.6	10.4	11	1.71	18.78	10.11	5.99	7.70	14.42	1.30	1.68	0.070	0	36.405	36.404	0.00	61.346	2.65	Super kritis
2	56.77	10	25.8	10.4	11	1.40	15.38	12.34	8.93	11.23	13.80	1.11	1.21	0.229	0	36.334	36.334	0.00	58.172	3.57	Super kritis
3	53.91	10	22.9	10.4	11	1.23	13.50	14.06	11.59	13.20	13.46	1.00	1.06	0.378	0	36.105	36.105	0.00	55.138	4.35	Super kritis
4	51.05	10	20.0	10.4	11	1.12	12.27	15.47	14.03	14.77	13.23	0.93	0.97	0.535	0	35.727	35.727	0.00	52.162	5.01	Super kritis
5	48.18	10	17.2	10.4	11	1.04	11.39	16.66	16.28	16.07	13.07	0.87	0.90	0.696	0	35.192	35.192	0.00	49.219	5.61	Super kritis
6	45.32	10	14.3	10.4	11	0.98	10.73	17.69	18.34	17.08	12.95	0.83	0.85	0.857	0	34.496	34.496	0.00	46.295	6.13	Super kritis
7	42.46	10	11.5	10.4	11	0.93	10.22	18.58	20.24	18.14	12.86	0.79	0.81	1.017	0	33.639	33.639	0.00	43.384	6.60	Super kritis
8	39.59	10	8.6	10.4	11	0.89	9.81	19.36	21.97	18.97	12.78	0.77	0.78	1.171	0	32.622	32.622	0.00	40.483	7.02	Super kritis
9	36.73	10	5.7	10.4	11	0.86	9.47	20.04	23.54	19.70	12.72	0.74	0.76	1.319	0	31.451	31.451	0.00	37.589	7.39	Super kritis
10	33.86	10	2.8	10.4	11	0.84	9.20	20.64	24.97	20.34	12.67	0.73	0.74	1.459	0	30.132	30.132	0.00	34.700	7.73	Super kritis
11	31.00	10	0.0	10.4	11	0.82	8.97	21.17	26.27	20.91	12.63	0.71	0.72	1.591	0	28.673	28.673	0.00	31.815	8.03	Super kritis

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.21. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{100th}

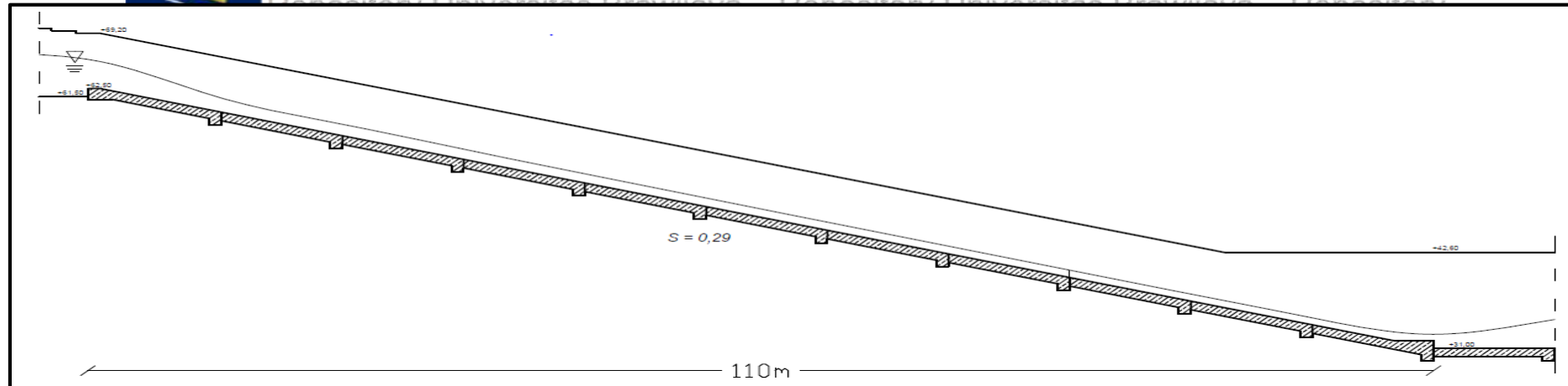
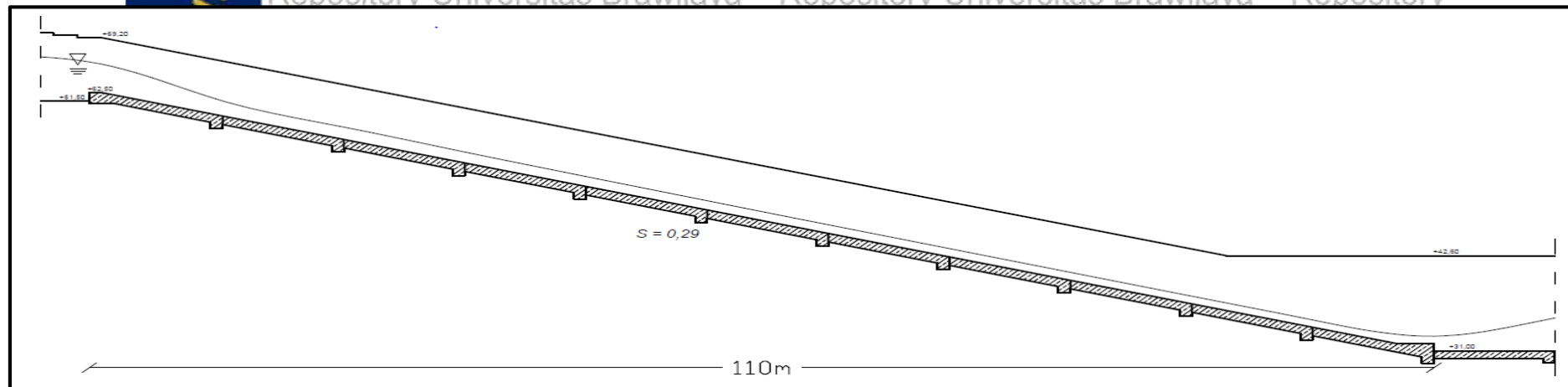
Section	Elevasi dasar saluran	Jarak antar penampang horizontal	Beda tinggi antar penampang	Jarak sisi miring	Lebar dasar saluran	Kedalaman aliran (trial & error)	Luas penampang basah	Kecepatan aliran	Tinggi tekan kecepatan aliran	Kecepatan aliran rerata	Ketinggian basah	Radius hidrolik	Radius hidrolik rerata	Kehilangan tinggi akibat gesekan	Kehilangan tinggi akibat perubahan penampang	Tinggi tekan total penampang 1	Tinggi tekan total penampang 2	Kontrol	Elevasi muka air	Bilangan Froude	Keterangan
	El.ds	ΔX	ΔZ	ΔI	B	y	A	V	h _v	V _n	P	R	R _n	h _f	h _e	H ₁	H ₂	$\Delta H = H_1 - H_2$	El.ma	Fr	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]
0	62.50	0	31.5	0.00	11	3.47	38.16	5.45	1.74	-	17.94	2.13	-	-	-	-	-	-	65.97	1.00	kritis
1	59.64	10	28.6	10.40	11	1.84	20.29	10.25	6.16	7.85	14.69	1.38	1.75	0.068	0	36.712	36.712	0.00	61.48	2.58	Super kritis
2	56.77	10	25.8	10.40	11	1.51	16.66	12.49	9.14	11.37	14.03	1.19	1.28	0.217	0	36.644	36.644	0.00	58.29	3.47	Super kritis
3	53.91	10	22.9	10.40	11	1.33	14.64	14.21	11.83	13.85	13.66	1.07	1.13	0.354	0	36.427	36.427	0.00	55.24	4.22	Super kritis
4	51.05	10	20.0	10.40	11	1.21	13.31	15.63	14.32	14.92	13.42	0.99	1.03	0.500	0	36.073	36.073	0.00	52.26	4.86	Super kritis
5	48.18	10	17.2	10.40	11	1.12	12.35	16.84	16.62	16.23	13.25	0.93	0.96	0.649	0	35.574	35.574	0.00	49.31	5.44	Super kritis
6	45.32	10	14.3	10.40	11	1.06	11.63	17.88	18.75	17.36	13.11	0.89	0.91	0.800	0	34.925	34.925	0.00	46.38	5.96	Super kritis
7	42.46	10	11.5	10.40	11	1.01	11.06	18.80	20.71	18.34	13.01	0.85	0.87	0.950	0	34.125	34.125	0.00	43.46	6.42	Super kritis
8	39.59	10	8.6	10.40	11	0.96	10.61	19.60	22.52	19.20	12.93	0.82	0.84	1.096	0	33.175	33.175	0.00	40.56	6.83	Super kritis
9	36.73	10	5.7	10.40	11	0.93	10.24	20.31	24.18	19.96	12.86	0.80	0.81	1.238	0	32.079	32.079	0.00	37.66	7.21	Super kritis
10	33.86	10	2.8	10.40	11	0.90	9.93	20.94	25.70	20.63	12.81	0.78	0.79	1.373	0	30.842	30.842	0.00	34.77	7.54	Super kritis
11	31.00	10	0.0	10.40	11	0.88	9.68	21.50	27.09	21.22	12.76	0.76	0.77	1.501	0	29.470	29.470	0.00	31.88	7.85	Super kritis

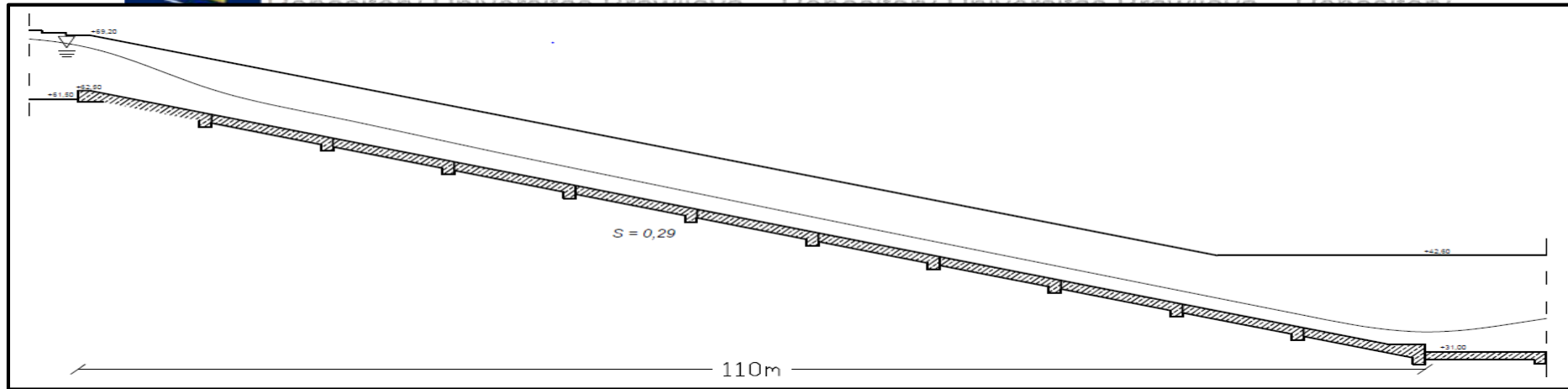
Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.22. Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur QPME

Section	Elevasi dasar saluran	Jarak antar penampang horisontal	Beda tinggi antar penampang	Jarak sisi miring	Lebar dasar saluran	Kedalaman aliran (trial & error)	Luas penampang basah	Kecepatan aliran	Tinggi tekan kecepatan aliran	Kecepatan aliran rerata	Ketinggian basah	Radius hidrolis	Radius hidrolis rerata	Kehilangan tinggi akibat gesekan	Kehilangan tinggi akibat perubahan penampang	Tinggi tekan total penampang 1	Tinggi tekan total penampang 2	Kontrol	Elevasi muka air	Bilangan Froude	Keterangan
	Elds	ΔX	Z	ΔT	B	y	A	V	hw	Vrt	P	R	Rrt	hf	he	H ₁	H ₂	$\Delta H = H_1 - H_2$	El.ma	Fr	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]
0	62.50	0	31.5	0.0	11	5.17	56.89	6.66	2.60	-	21.84	2.67	-	-	-	-	-	-	67.67	1.00	kritis
1	59.64	10	28.6	10.4	11	3.04	33.41	11.34	7.53	9.00	17.07	1.96	2.31	0.062	0	39.272	39.272	0.00	62.67	2.23	Super kritis
2	56.77	10	25.8	10.4	11	2.54	27.99	10.73	10.73	12.43	16.09	1.74	1.85	0.160	0	39.210	39.210	0.00	59.32	2.90	Super kritis
3	53.91	10	22.9	10.4	11	2.26	24.83	15.25	13.64	14.39	15.52	1.60	1.67	0.245	0	39.050	39.050	0.00	56.17	3.48	Super kritis
4	51.05	10	20.0	10.4	11	2.06	22.67	16.71	16.36	15.98	15.12	1.50	1.55	0.333	0	38.805	38.805	0.00	53.11	3.99	Super kritis
5	48.18	10	17.2	10.4	11	1.92	21.07	17.98	18.95	17.34	14.83	1.42	1.46	0.425	0	38.471	38.470	0.00	50.10	4.45	Super kritis
6	45.32	10	14.3	10.4	11	1.80	19.82	19.11	21.40	18.54	14.60	1.36	1.39	0.519	0	38.045	38.044	0.00	47.12	4.87	Super kritis
7	42.46	10	11.5	10.4	11	1.71	18.82	20.33	23.74	19.62	14.42	1.30	1.33	0.615	0	37.525	37.524	0.00	44.17	5.27	Super kritis
8	39.59	10	8.6	10.4	11	1.64	18.00	21.05	25.97	20.59	14.27	1.26	1.28	0.712	0	36.905	36.908	0.00	41.23	5.63	Super kritis
9	36.73	10	5.7	10.4	11	1.57	17.30	21.89	28.09	21.47	14.15	1.22	1.24	0.808	0	36.196	36.196	0.00	38.30	5.98	Super kritis
10	33.86	10	2.8	10.4	11	1.52	16.71	22.66	30.10	22.28	14.04	1.19	1.21	0.904	0	35.388	35.389	0.00	35.38	6.29	Super kritis
11	31.00	10	0.0	10.4	11	1.47	16.21	23.37	32.01	23.02	13.95	1.16	1.18	0.998	0	34.484	34.484	0.00	32.47	6.59	Super kritis

Sumber : Hasil Perhitungan


 Gambar 4.14. Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Kondisi Q_{100th}

 Gambar 4.15. Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Kondisi Q_{1000th}



Gambar 4.16. Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Kondisi QPMF

4.2.5. Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur

Perhitungan indeks kavitasi dipakai untuk memperkirakan kecenderungan ada atau tidaknya kavitasi pada saluran peluncur, dengan menggunakan indeks kavitasi yang merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) akan diketahui ada atau tidaknya kavitasi pada saluran peluncur.

Contoh perhitungan indeks kavitasi adalah sebagai berikut :

Untuk Q_{1000th} (section 0)

$$\gamma_w = \text{massa jenis air} = 997,8 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Tinggi muka air di section 0 } (h_0) = 3,47 \text{ m}$$

$$\text{Tekanan di section 0} = P_g = \gamma_w \cdot g \cdot h_0$$

$$= 997,8 \cdot 9,81 \cdot 3,47$$

$$= 33959,34 \text{ N/m}^2 = 33,96 \text{ kPa}$$

$$\text{Tekanan atmosfer } (P_a) = 101,00 \text{ kPa}$$

$$\text{Tekanan setempat } P_0 = P_g + P_a$$

$$= 33,96 + 101,00 = 134,96 \text{ kPa}$$

$$\text{Tekanan uap pada suhu } 22^\circ \text{C } (P_v) = 2,7 \text{ kPa}$$

$$\text{Kecepatan pada section 0} = 4,04 \text{ m/dt}$$

$$\text{Angka kavitasi } (\sigma) = (P_0 - P_v) / (\gamma_w \cdot (V_0^2/2))$$

$$= (134,96 - 2,7) / (997,8 \cdot (4,04^2/2))$$

$$= 0,01624$$

$$\text{Angka batas kavitasi } (\sigma_1) = (P_g - P_0) / (\gamma_w \cdot (V_0^2/2))$$

$$= (33,96 - 134,96) / (997,8 \cdot (4,04^2/2))$$

$$= 0,01240$$

kriteria angka kavitasi :

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi

$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

Sehingga dari perhitungan diatas menghasilkan $0,01624 > 0,01240$ (tidak terjadi kavitasi).

Perhitungan selanjutnya untuk indeks kavitasi dapat dilihat pada Tabel 4.23., 4.24., dan Tabel 4.25.

Tabel 4.23. Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{100th}

Section		(ρ)	h	Pg		Pa	Po	Pv	Vo	Vo ² /2	σ	σ_1	Kondisi
		(kg/m ³)	(m)	(N/m ²)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m ³)			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0		997.8	3.27	31958.05	31.96	101	132.96	2.7	4.04	8.17	0.01599	0.01240	Tidak terjadi kavitasi
1		997.8	1.71	16714.94	16.71	101	117.71	2.7	6.11	18.68	0.00617	0.00542	Tidak terjadi kavitasi
2		997.8	1.40	13686.41	13.69	101	114.69	2.7	6.85	23.46	0.00479	0.00431	Tidak terjadi kavitasi
3		997.8	1.23	12015.76	12.02	101	113.02	2.7	7.46	27.85	0.00397	0.00364	Tidak terjadi kavitasi
4		997.8	1.12	10920.67	10.92	101	111.92	2.7	8.00	31.99	0.00342	0.00316	Tidak terjadi kavitasi
5		997.8	1.04	10138.72	10.14	101	111.14	2.7	8.48	35.98	0.00302	0.00281	Tidak terjadi kavitasi
6		997.8	0.98	9550.66	9.55	101	110.55	2.7	8.93	39.84	0.00271	0.00254	Tidak terjadi kavitasi
7		997.8	0.93	9092.70	9.09	101	110.09	2.7	9.34	43.61	0.00247	0.00232	Tidak terjadi kavitasi
8		997.8	0.89	8727.40	8.73	101	109.73	2.7	9.73	47.30	0.00227	0.00214	Tidak terjadi kavitasi
9		997.8	0.86	8430.38	8.43	101	109.43	2.7	10.09	50.90	0.00210	0.00199	Tidak terjadi kavitasi
10		997.8	0.84	8185.51	8.19	101	109.19	2.7	10.43	54.44	0.00196	0.00186	Tidak terjadi kavitasi
11		997.8	0.82	7981.34	7.98	101	108.98	2.7	10.76	57.90	0.00184	0.00175	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.24. Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{1000th}

Section		(ρ)	h	Pg	Pa	Po	Pv	Vo	Vo ² /2	σ	σ_1	Kondisi	
		(kg/m ³)	(m)	(N/m ²)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m ³)			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0		997.8	3.47	33959.34	33.96	101	134.96	2.7	4.04	8.17	0.01624	0.01240	Tidak terjadi kavitasi
1		997.8	1.84	18052.38	18.05	101	119.05	2.7	6.11	18.68	0.00625	0.00542	Tidak terjadi kavitasi
2		997.8	1.51	14823.05	14.82	101	115.82	2.7	6.85	23.46	0.00483	0.00431	Tidak terjadi kavitasi
3		997.8	1.33	13027.64	13.03	101	114.03	2.7	7.46	27.85	0.00401	0.00364	Tidak terjadi kavitasi
4		997.8	1.21	11842.88	11.84	101	112.84	2.7	8.00	31.99	0.00345	0.00316	Tidak terjadi kavitasi
5		997.8	1.12	10992.10	10.99	101	111.99	2.7	8.48	35.98	0.00305	0.00281	Tidak terjadi kavitasi
6		997.8	1.06	10349.04	10.35	101	111.35	2.7	8.93	39.84	0.00273	0.00254	Tidak terjadi kavitasi
7		997.8	1.01	9845.82	9.85	101	110.85	2.7	9.34	43.61	0.00249	0.00232	Tidak terjadi kavitasi
8		997.8	0.96	9442.22	9.44	101	110.44	2.7	9.73	47.30	0.00228	0.00214	Tidak terjadi kavitasi
9		997.8	0.93	9112.35	9.11	101	110.11	2.7	10.09	50.90	0.00212	0.00199	Tidak terjadi kavitasi
10		997.8	0.90	8838.88	8.84	101	109.84	2.7	10.43	54.44	0.00197	0.00186	Tidak terjadi kavitasi
11		997.8	0.88	8609.61	8.61	101	109.61	2.7	10.76	57.90	0.00185	0.00175	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.25. Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{PMF}

Section	(ρ) (kg/m ³)	h (m)	P _g (N/m ²)	P _a (kPa)	P _o (kPa)	P _v (kPa)	V _o (m/dt)	V _o ² /2 (kg/m ³)	σ	σ_1	Kondisi
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	997.8	5.17	50620.49	50.62	101	151.62	2.7	4.04	0.01828	0.01240	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	3.04	29727.52	29.73	101	130.73	2.7	6.11	0.00687	0.00542	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	2.54	24909.92	24.91	101	125.91	2.7	6.85	0.00527	0.00431	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	2.26	22097.09	22.10	101	123.10	2.7	7.46	0.00433	0.00364	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	2.06	20172.26	20.17	101	121.17	2.7	8.00	0.00371	0.00316	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	1.92	18746.66	18.75	101	119.75	2.7	8.48	0.00326	0.00281	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	1.80	17638.04	17.64	101	118.64	2.7	8.93	0.00292	0.00254	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	1.71	16746.75	16.75	101	117.75	2.7	9.34	0.00264	0.00232	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	1.64	16012.87	16.01	101	117.01	2.7	9.73	0.00242	0.00214	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	1.57	15397.22	15.40	101	116.40	2.7	10.09	0.00224	0.00199	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	1.52	14873.33	14.87	101	115.87	2.7	10.43	0.00208	0.00186	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	1.47	14422.49	14.42	101	115.42	2.7	10.76	0.00195	0.00175	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan



4.2.6. Perencanaan Peredam Energi (*Stilling Basin*)

4.2.6.1. Perhitungan Kedalaman Aliran di Saluran Akhir

Saluran akhir merupakan saluran pelepasan dari peredam energi sebelum aliran menuju ke sungai asli. Oleh karena itu kedalaman aliran di hilir peredam energi sangat dipengaruhi oleh *rating curve* pada saluran akhir ini. Dengan pertimbangan saluran ini direncanakan terjadi aliran sub kritis. Agar terjadi aliran sub kritis pada saluran akhir, maka *slope* (kemiringan) pada saluran akhir tidak boleh melebihi kemiringan kritis. Oleh karena itu kemiringan kritis dapat dihitung dengan menggunakan desain ketinggian air kritis pada debit outflow Q_{100th} .

$$\text{Debit outflow maksimum } (Q_{100th}) = 189,88 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Lebar dasar saluran} = 11 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien kekasaran Manning (pasangan batu kali)} = 0,025$$

$$\text{Elevasi saluran akhir (escape channel)} = +35,00$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman aliran kritis } (Y_c) &= ((Q/B)^2/g)^{1/3} \\ &= ((189,88/11)^2/9,81)^{1/3} \\ &= 3,12 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas hidrolis } (A) &= Y_c \times b \\ &= 3,12 \times 11 \\ &= 34,28 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan } (V_c) &= Q/A \\ &= 189,88 / 34,28 \\ &= 5,54 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling basah } (P) &= b + (2 \times Y_c) \\ &= 11 + (2 \times 3,12) \\ &= 17,23 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari hidrolis } (R) &= A/P \\ &= 34,28 / 17,23 \\ &= 1,989 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan rumus Manning didapatkan :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{n} \cdot S_c^{1/2} \cdot R^{4/3} \\ 5,54 &= \frac{1}{0,025} \cdot S_c^{1/2} \cdot 1,989^{4/3} \\ S_c &= 0,0024 \end{aligned}$$

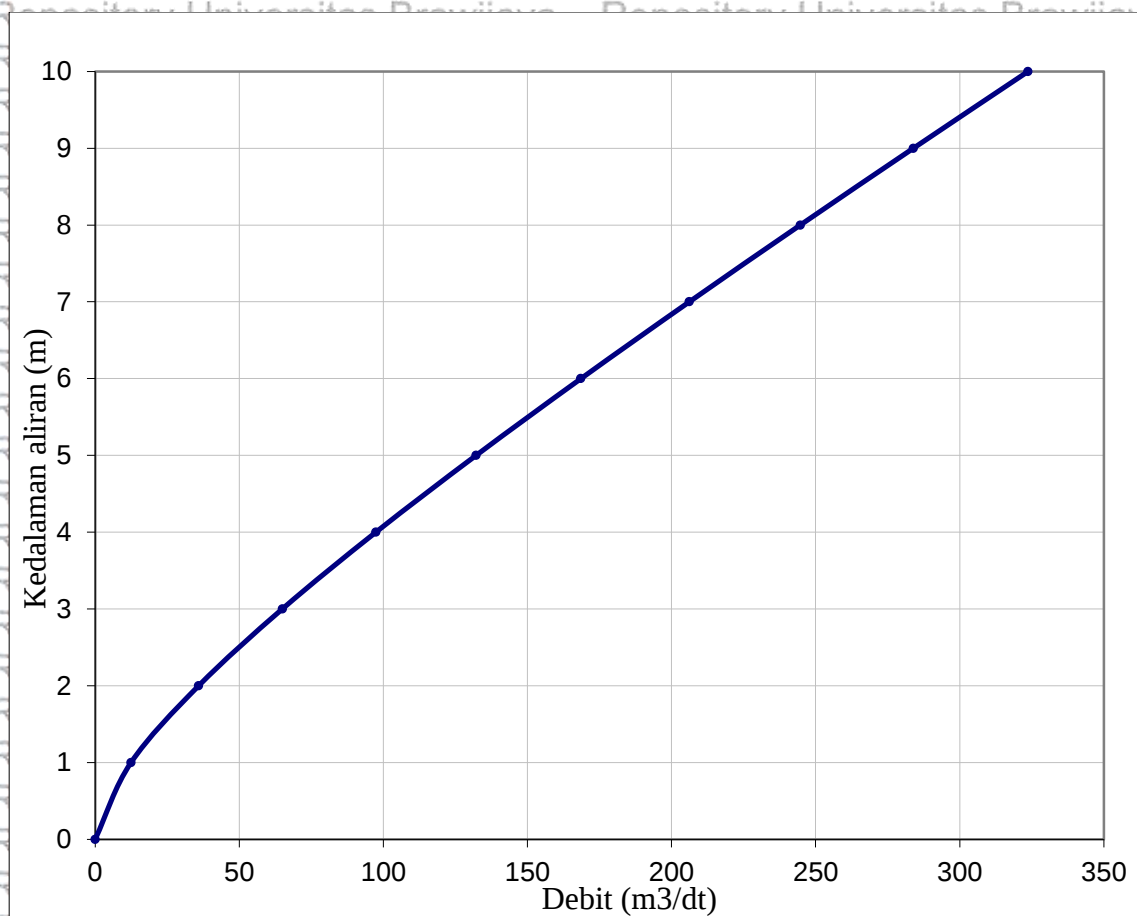
Agar terjadi aliran sub kritis ($S_o < S_c$) maka diambil kemiringan saluran akhir sebesar $S_o = 0,001$

Berikut adalah perhitungan *rating curve* di saluran akhir :

Tabel 4.26. Perhitungan *Rating Curve* Sungai Hilir

No.	Kedalaman Aliran (h) (m)	Luas Penampang Basah (A) (m ²)	Keliling Basah (P) (m)	Radius Hidrolik (R) (m)	Kecepatan Aliran (v) (m/detik)	Debit (Q) (m ³ /detik)
1	0.00	0	11	0.00	0.00	0.00
2	1.00	11	13	0.85	1.13	12.45
3	2.00	22	15	1.47	1.63	35.92
4	3.00	33	17	1.94	1.97	64.96
5	4.00	44	19	2.32	2.21	97.42
6	5.00	55	21	2.62	2.40	132.19
7	6.00	66	23	2.87	2.55	168.58
8	7.00	77	25	3.08	2.68	206.18
9	8.00	88	27	3.26	2.78	244.69
10	9.00	99	29	3.41	2.87	283.91
11	10.00	110	31	3.55	2.94	323.70
12	11.00	121	33	3.67	3.01	363.94
13	12.00	132	35	3.77	3.06	404.55

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.17. Grafik *rating curve* pada saluran akhir

Sumber : Hasil Perencanaan

Tabel 4.27. Rekapitulasi Kedalaman Aliran pada Saluran Akhir

Kala ulang T (Tahun)	Outflow Debit Banjir Rancangan Q (m ³ /det)	Kedalaman Aliran H (m)	Kecepatan Aliran V (m/dt)	Bilangan Froud Fr
100	189.88	6.57	2.62	0.33
1000	208.01	7.05	2.68	0.32
PMF	378.79	11.37	3.03	0.29

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.6.2. Perhitungan Peredam Energi

Dalam perencanaan peredam energi untuk menentukan letak (elevasi dasar) dan tipe peredam energi digunakan debit *outflow* dengan kala ulang Q_{100th} . Profil muka air pada saluran peredam energi digunakan untuk menentukan jenis peredam energi yang akan dipakai. Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang Q_{100th} , diperoleh nilai sebagai berikut:

Elevasi peredam energi = + 35,00 m

Debit outflow Q_{100th} = 189,88 m³/dt

Debit persatuan lebar q = 17,26 m³/dt/m

Lebar akhir saluran peluncur B = 11 m

Kedalaman air di akhir sal peluncur Y_1 = 0,86 m

Kecepatan aliran di akhir sal peluncur V_1 = 20,10 m/det

Bilangan Froude di akhir sal peluncur F_1 = 7,43

Kedalaman konjugasi $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$

$$Y_2 = 0,5 \cdot 0,86 \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot 7,43^2} - 1)$$

$$Y_2 = 8,60 \text{ m}$$

Kedalaman air di tail water (berdasarkan rating curve *escape channel*) Y_3 = 6,57 m

$$\begin{aligned} \text{Elevasi muka air pada saluran akhir } Y_3 &= 35,00 + Y_3 \\ &= 35,00 + 6,57 \\ &= +41,57 \end{aligned}$$

Perencanaan desain peredam energi dihitung menggunakan debit *outflow* kala ulang Q_{100th} dan dikontrol menggunakan debit *outflow* Q_{1000th} . Dari hasil perhitungan profil muka air peredam energi Q_{100th} didapatkan :

Debit per satuan lebar saluran $q = 17,26 \text{ m}^3/\text{dt/m}$

Kecepatan aliran di akhir sal peluncur $V = 20,10 \text{ m/det}$

Bilangan Froude di akhir sal peluncur $F_1 = 7,43$

Sehingga direncanakan menggunakan Kolam Olak USBR tipe II ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt/m}$, $V > 18 \text{ m/dt}$, $Fr > 4,5$). Berikut ini merupakan perhitungan Kolam Olak USBR tipe II :

$$y_1 = D_1 = 0,86 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } D_1 = 0,90 \text{ m}$$

$$y_2 = D_2 = 8,60 \text{ m}$$

$$h_1 = D_1 = 0,86 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } h_1 = 0,90 \text{ m}$$

$$S_1 = D_1 = 0,86 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } S_1 = 0,90 \text{ m}$$

$$W_1 = D_1 = 0,86 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } W_1 = 0,90 \text{ m}$$

$$0,5 D_1 = 0,45 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } 0,5 D_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$0,02 d_2 = 0,17 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } 0,02 d_2 = 0,20 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,2 d_2 = 1,72 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } h_2 = 1,70 \text{ m}$$

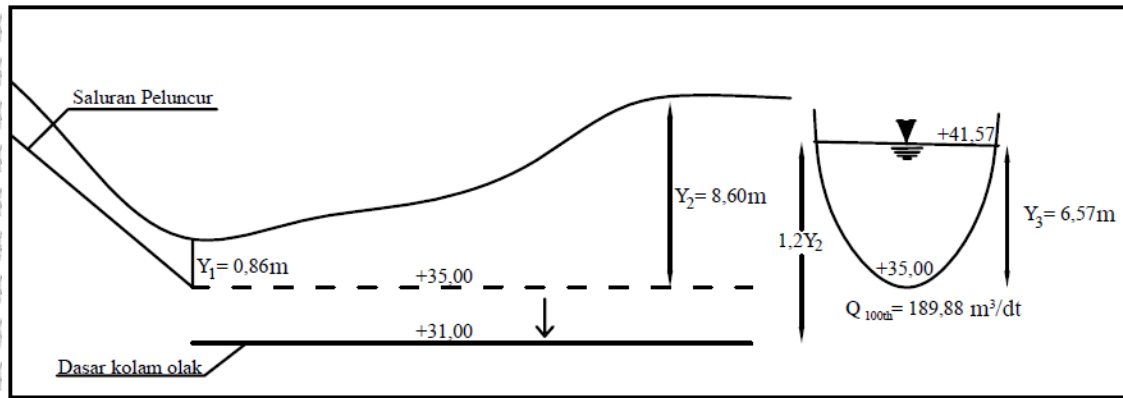
$$S_2 = 0,15 D_2 = 1,29 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } S_2 = 1,30 \text{ m}$$

$$W_2 = 0,15 D_2 = 1,29 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } W_2 = 1,30 \text{ m}$$

Agar proses peredaman energi menjadi efektif, sesuai dengan pengalaman yang terjadi pada model tes laboratorium hidrolika terapan yang ada di Teknik Pengairan dan usulan pengalaman dari Balai Keamanan Bendungan maka dilakukan sebuah pendekatan teori yaitu dengan melakukan penurunan elevasi dasar bangunan peredam energi dari elevasi +35,00 diturunkan sedalam $1,2Y_2$ dari elevasi muka air pada Y_3 .

$$\begin{aligned} \text{Elevasi dasar peredam energi} &= \text{Elevasi muka air pada } Y_3 - 1,2 \cdot Y_2 \\ \text{setelah diturunkan} &= +41,57 - 1,2 \cdot 8,60 \\ &= +41,57 - 10,32 \\ &= +31,25 \approx +31,00 \end{aligned}$$

Maka elevasi dasar peredam energi diturunkan sebesar 4 meter dari elevasi awal +35,00 menjadi elevasi +31,00.



Gambar 4.18. Penurunan elevasi peredam energi

Sumber : Hasil Perencanaan

Menentukan panjang Kolam Olak tipe USBR II dapat dihitung dengan menggunakan formula sebagai berikut (Montes, 2004:79) :

$$\begin{aligned} L &= 4 \cdot y_2 \\ &= 4 \cdot 8,60 \\ &= 34,40 \text{ meter} \end{aligned}$$

Untuk mengetahui apakah panjang kolam olak sudah dapat memenuhi kebutuhan dari panjang loncatan hidrolik, maka perlu di hitung panjang loncatan hidrolik yang terjadi dengan beberapa formula seperti yang tertera dalam tabel di bawah ini.

Tabel 4.28. Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit *Outflow* Q_{100th} (panjang peredam energi 34 meter)

No	Peneliti	Formula Panjang Loncatan	Hasil Perhitungan (m)	Keterangan
1	Riegel dan Beebe (1917)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	38,71	Tidak memenuhi
2	Safranez (1927)	$L_j = 5,2y_2$	44,73	Tidak memenuhi
3	Woyeieki (1934)	$L_j = (y_2 - y_1)(8 - 0,05 \frac{y_2}{y_1})$	58,06	Tidak memenuhi
4	Smetana (1934)	$L_j = 6(y_2 - y_1)$	46,45	Tidak memenuhi
5	Douma (1934)	$L_j = 5,2y_2$	44,73	Tidak memenuhi
6	Aravin (1935)	$L_j = 5,4(y_2 - y_1)$	41,80	Tidak memenuhi
7	Kinney (1935)	$L_j = 6,02(y_2 - y_1)$	46,60	Tidak memenuhi
8	Page (1935)	$L_j = 5,6y_2$	48,17	Tidak memenuhi
9	Chertoussov (1935)	$L_j = 10,3 \cdot y_1 (Fr_1 - 1)^{0,81}$	39,98	Tidak memenuhi
10	Bakhmetef, Matzke (1936)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	38,71	Tidak memenuhi
11	Ivanchenko (1936)	$L_j = 10,6(y_2 - y_1)(Fr_1^2)^{-0,185}$	39,07	Tidak memenuhi
12	Posey (1941)	$L_j = 4,5 \sim 7(y_2 - y_1)$	34,83	Tidak memenuhi
13	Wu (1949)	$L_j = 10(y_2 - y_1)Fr_1^{-0,16}$	56,16	Tidak memenuhi
14	Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9(y_2 - y_1)$	53,41	Tidak memenuhi

No	Peneliti	Formula Panjang Loncatan	Hasil Perhitungan (m)	Keterangan
15	Silvester (1964)	$L_j = [9,75(Fr_1 - 1)^{1,01}]y_1$	54,91	Tidak memenuhi
16	Simoës dkk (2012)	$L_j = 9,52(y_2 - y_1)$	73,69	Tidak memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas di dapatkan bahwa panjang kolam olak belum bisa memenuhi panjang loncatan hidrolik yang diakibatkan oleh debit *outflow* Q_{100th} . Oleh karena itu untuk perhitungan panjang kolam olak digunakan formula sebagai berikut :

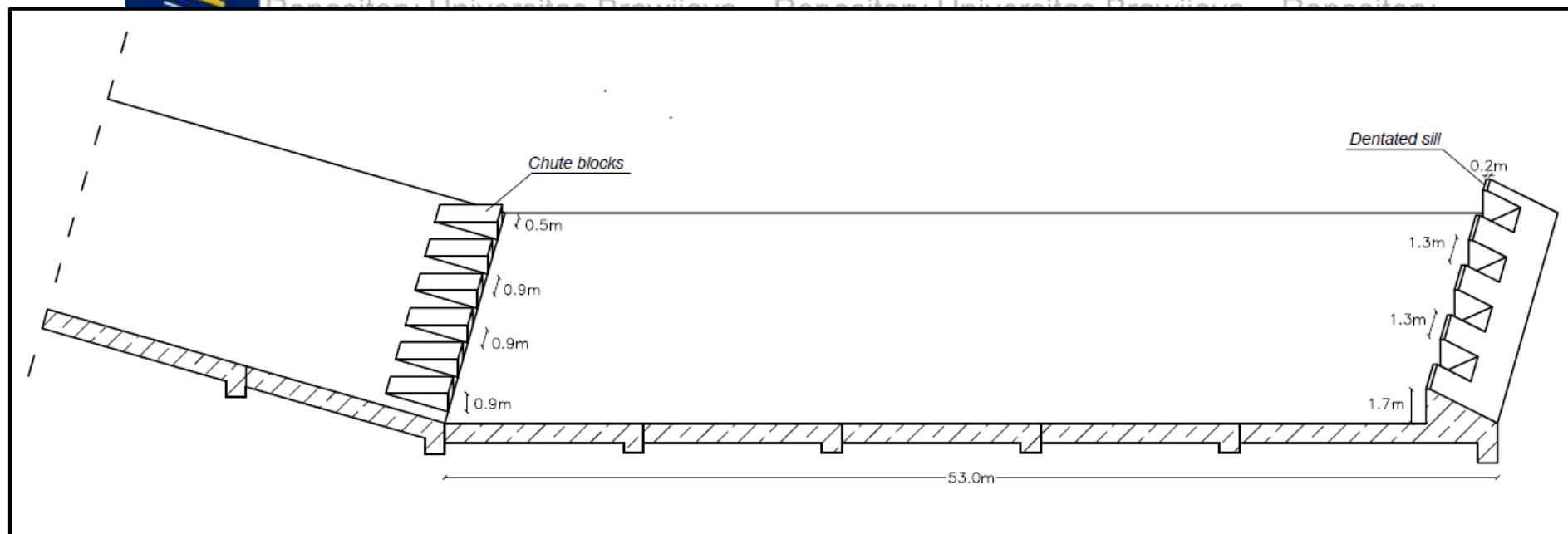
$$\begin{aligned}
 L &= 5 (\Delta H + y_3) \\
 &= 5 \cdot (4 + 6,57) \\
 &= 52,83 \text{ meter} \approx 53,00 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan panjang kolam olak dengan panjang 53 meter sudah bisa memenuhi 11 dari 16 formula perhitungan panjang loncatan hidrolik yang diakibatkan oleh debit *outflow* Q_{100th} . Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.29. Perhitungan Panjang Loncatan Hidrolik Debit *Outflow* Q_{100th} (panjang peredam energi 53 meter)

No	Peneliti	Formula Panjang Loncatan	Hasil Perhitungan (m)	Keterangan
1	Riegel dan Beebe (1917)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	38,71	Memenuhi
2	Safranez (1927)	$L_j = 5,2y_2$	44,73	Memenuhi
3	Woyeieki (1934)	$L_j = (y_2 - y_1)(8 - 0,05 \frac{y_2}{y_1})$	58,06	Tidak memenuhi
4	Smetana (1934)	$L_j = 6(y_2 - y_1)$	46,45	Memenuhi
5	Douma (1934)	$L_j = 5,2y_2$	44,73	Memenuhi
6	Aravin (1935)	$L_j = 5,4(y_2 - y_1)$	41,80	Memenuhi
7	Kinney (1935)	$L_j = 6,02(y_2 - y_1)$	46,60	Memenuhi
8	Page (1935)	$L_j = 5,6y_2$	48,17	Memenuhi
9	Chertoussov (1935)	$L_j = 10,3 \cdot y_1 (Fr_1 - 1)^{0,81}$	39,98	Memenuhi
10	Bakhmetef, Matzke (1936)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	38,71	Memenuhi
11	Ivanchenko (1936)	$L_j = 10,6(y_2 - y_1)(Fr_1^2)^{-0,185}$	39,07	Memenuhi
12	Posey (1941)	$L_j = 4,5 \sim 7(y_2 - y_1)$	34,83	Memenuhi
13	Wu (1949)	$L_j = 10(y_2 - y_1)Fr_1^{-0,16}$	56,16	Tidak memenuhi
14	Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9(y_2 - y_1)$	53,41	Tidak memenuhi
15	Silvester (1964)	$L_j = [9,75(Fr_1 - 1)^{1,01}]y_1$	54,91	Tidak memenuhi
16	Simoës dkk (2012)	$L_j = 9,52(y_2 - y_1)$	73,69	Tidak memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.19. Detail peredam energi USBR Tipe II

4.2.6.3. Kontrol Peredam Energi

Peredam energi di kontrol menggunakan debit *outflow* kala ulang Q_{1000th} . Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk debit *outflow* kala ulang Q_{1000th} , diperoleh nilai sebagai berikut:

$$\text{Elevasi peredam energi} = + 31,00 \text{ m}$$

$$\text{Debit outflow } Q_{1000th} = 208,01 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Debit persatuan lebar } q = 17,26 \text{ m}^3/\text{dt/m}$$

$$\text{Lebar akhir saluran peluncur } B = 11 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman air di akhir sal peluncur } Y_1 = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan aliran di akhir sal peluncur } V_1 = 21,50 \text{ m/det}$$

$$\text{Bilangan Froude di akhir sal peluncur } F_1 = 7,85$$

$$\text{Kedalaman konjugasi } \frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$Y_2 = 0,5 \cdot 0,88 \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot 7,85^2} - 1)$$

$$Y_2 = 9,33 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan profil muka air peredam energi Q_{1000th} didapatkan :

$$\text{Debit per satuan lebar saluran } q = 17,26 \text{ m}^3/\text{dt/m}$$

$$\text{Kecepatan aliran di akhir sal peluncur } V = 21,50 \text{ m/det}$$

$$\text{Bilangan Froude di akhir sal peluncur } F_1 = 7,85$$

Sehingga direncanakan menggunakan Kolam Olak USBR tipe II ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt/m}$, $V > 18 \text{ m/dt}$, $Fr > 4,5$) memenuhi. Selain itu perlu dilakukan kontrol untuk panjang loncatan hidrolik yang terjadi ketika debit *outflow* Q_{1000th} . Dari hasil perhitungan panjang kolam peredam energi dapat memenuhi 11 dari 16 formula perhitungan panjang loncatan hidrolik yang diakibatkan oleh debit *outflow* Q_{1000th} . Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.30. Perhitungan Loncatan Hidrolik Debit *Outflow* Q_{1000th}
(panjang peredam energi 53 meter)

No	Peneliti	Formula Panjang Loncatan	Hasil Perhitungan (m)	Keterangan
1	Riegel dan Beebe (1917)	$L_f = 5(y_2 - y_1)$	42,25	Memenuhi
2	Safranez (1927)	$L_f = 5,2y_2$	48,52	Memenuhi
3	Woyeieki (1934)	$L_f = (y_2 - y_1)(8 - 0,05 \frac{y_2}{y_1})$	63,12	Tidak memenuhi
4	Smetana (1934)	$L_f = 6(y_2 - y_1)$	50,70	Memenuhi
5	Douma (1934)	$L_f = 5,2y_2$	48,52	Memenuhi
6	Aravin (1935)	$L_f = 5,4(y_2 - y_1)$	45,63	Memenuhi

No	Peneliti	Formula Panjang Loncatan	Hasil Perhitungan (m)	Keterangan
7	Kinney (1935)	$L_j = 6,02(y_2 - y_1)$	50,87	Memenuhi
8	Page (1935)	$L_j = 5,6y_2$	52,25	Memenuhi
9	Chertoussov (1935)	$L_j = 10,3 \cdot y_1 (Fr_1 - 1)^{0,81}$	43,08	Memenuhi
10	Bakhmetef, Matzke (1936)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	42,25	Memenuhi
11	Ivanchenko (1936)	$L_j = 10,6(y_2 - y_1)(Fr_1^2)^{-0,185}$	41,79	Memenuhi
12	Posey (1941)	$L_j = 4,5 \sim 7(y_2 - y_1)$	38,03	Memenuhi
13	Wu (1949)	$L_j = 10(y_2 - y_1)Fr_1^{-0,16}$	60,77	Tidak memenuhi
14	Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9(y_2 - y_1)$	58,31	Tidak memenuhi
15	Silvester (1964)	$L_j = [9,75(Fr_1 - 1)^{1,01}]y_1$	59,91	Tidak memenuhi
16	Simoed dkk (2012)	$L_j = 9,52(y_2 - y_1)$	80,44	Tidak memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

4.3. Analisa Stabilitas Konstruksi

4.3.1. Analisa Daya Dukung Tanah

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perencanaan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan ke tanah di bawahnya, karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan keruntuhan pondasi.

4.3.1.1. Daya Dukung Tanah pada Ambang Pelimpah

Kapasitas daya dukung pada daerah studi ini didapatkan dari hasil pengujian lapangan menggunakan hasil uji *Standart Penetration Test* (SPT) yang dilakukan oleh konsultan perencana. Data *bor log* terdapat pada Tabel 3.2.

Dengan melihat hasil *bor log* yang mana jenis tanah yang akan digunakan sebagai pondasi pada konstruksi ambang pelimpah yaitu batuan breksi berwarna abu-abu kehijauan dengan tingkat sementasi kuat, kondisi segar kompak dan keras. Material penyusun fragmen berupa batuan andesit basal berukuran 2-5 cm dengan massa dasar pasir berukuran kasar. Pondasi terletak pada elevasi +60,5 m dengan nilai N-SPT yaitu 50.

Perhitungan daya dukung izin tanah berdasarkan data SPT yaitu:

Dengan N' merupakan nilai N yang tercatat dari hasil pengujian lapangan ($N-SPT = 50$)

maka sesuai dengan Persamaan (2-50) perhitungan nilai N_{koreksi} adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{Koreksi}} &= 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \\
 &= 15 + \frac{1}{2} (50 - 15) \\
 &= 32,5
 \end{aligned}$$

Menurut Bowles, persamaan di atas dinaikkan kurang dari 50% nya, dan karena lebar pondasi $\geq 1,2$ m (Lebar pondasi ambang pelimpah (B) = 8,4 m. Maka diberikan faktor kedalaman pondasi (Kd). Untuk kedalaman pondasi ambang pelimpah (D) sebesar 6,8 m. sehingga perhitungan daya dukung ijin netto sesuai dengan Persamaan (2-49) adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_a &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 Kd \\ &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right) \\ &= 12,5 \cdot 32,5 \cdot \left(\frac{8,4+0,3}{8,4} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{6,8}{8,4} \right) \\ &= 523,89 \text{ kN/m}^2 = 52,39 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

4.3.1.2. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Samping

Kedalaman pondasi (D) dinding penahan saluran samping sebesar 4 m dan lebar pondasi (B) sebesar 9 m. Dengan menggunakan rumus Bowles (Persamaan 2-49) maka perhitungannya sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_a &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 Kd \\ &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right) \\ &= 12,5 \cdot 32,5 \cdot \left(\frac{9+0,3}{9} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{4}{9} \right) \\ &= 473,53 \text{ kN/m}^2 = 47,35 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

4.3.1.3. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Kedalaman pondasi (D) dinding penahan saluran samping sebesar 3 m dan lebar pondasi (B) sebesar 4,6 m. Dengan menggunakan rumus Bowles (Persamaan 2-49) maka perhitungannya sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_a &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 Kd \\ &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right) \\ &= 12,5 \cdot 32,5 \cdot \left(\frac{4,6+0,3}{4,6} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{3}{4,6} \right) \\ &= 509,53 \text{ kN/m}^2 = 50,95 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

4.3.1.4. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Saluran Peluncur

Kedalaman pondasi (D) dinding penahan saluran samping sebesar 2,5 m dan lebar pondasi (B) sebesar 3,7 m. Dengan menggunakan rumus Bowles (Persamaan 2-49) maka perhitungannya sebagai berikut:



$$\begin{aligned}
 q_a &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 Kd \\
 &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right) \\
 &= 12,5 \cdot 32,5 \cdot \left(\frac{3,7+0,3}{3,7} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{2,5}{3,7} \right) \\
 &= 516,58 \text{ kN/m}^2 = 51,66 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

4.3.1.5. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan Peredam Energi

Kedalaman pondasi (D) dinding penahan saluran samping sebesar 3 m dan lebar pondasi (B) sebesar 5,8 m. Dengan menggunakan rumus Bowles (Persamaan 2-49) maka perhitungannya sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 q_a &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 Kd \\
 &= 12,5 N koreksi \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right) \\
 &= 12,5 \cdot 32,5 \cdot \left(\frac{5,8+0,3}{5,8} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{3}{5,8} \right) \\
 &= 487,74 \text{ kN/m}^2 = 48,77 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

4.3.2. Analisa Stabilitas Konstruksi Pelimpah

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi ambang pelimpah ini dilakukan perhitungan stabilitas terhadap faktor keamanan sebagai berikut :

1. Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
2. Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
3. Faktor keamanan konstruksi terhadap eksentrisitas
4. Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi
5. Faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift*

Dimana tinjauan stabilitas tersebut di atas, akan ditinjau terhadap beberapa keadaan sebagai berikut :

1. Tinjauan kondisi normal (tanpa gempa)
 - a. Saluran dalam keadaan kosong
 - b. Saluran dalam keadaan penuh
 - c. Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}
2. Tinjauan kondisi gempa
 - a. Saluran dalam keadaan kosong
 - b. Saluran dalam keadaan penuh
 - c. Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}

Untuk perencanaan stabilitas konstruksi dinding penahan, analisis dilakukan pada setiap 1 meter panjang dari dinding penahan. Pembebanan yang bekerja pada dinding penahan meliputi beban vertikal (gaya berat dari dinding penahan sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau), tekanan air (statis dan dinamis), tekanan tanah (aktif dan pasif) dan tekanan angkat atau gaya angkat air (uplift).

Bangunan dinding penahan dianalisa dengan beberapa kondisi, yaitu :

1. Tinjauan kondisi normal (tanpa gempa)
 - a. Saluran dalam kondisi kosong
 - b. Saluran dalam kondisi banjir Q_{1000th}
 - c. Saluran dalam kondisi banjir Q_{PMF}
2. Tinjauan kondisi gempa
 - a. Saluran dalam kondisi kosong
 - b. Saluran dalam kondisi banjir Q_{1000th}
 - c. Saluran dalam kondisi banjir Q_{PMF}

Beberapa perhitungan stabilitas pada dinding penahan dalam keadaan saluran kosong, banjir Q_{1000th} , Q_{PMF} dijabarkan pembebanannya untuk mengetahui beban-beban apa saja yang terjadi pada bangunan. Gaya berat dari dinding penahandisesuaikan dengan dimensi dari bangunan tersebut. Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil.

Sedangkan untuk perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift* ditinjau pada :

- Bagian lantai saluran pengarah
- Bagian lantai peredam energi,

Mengingat pada bagian konstruksi ini menerima beban paling berat terhadap *uplift*.

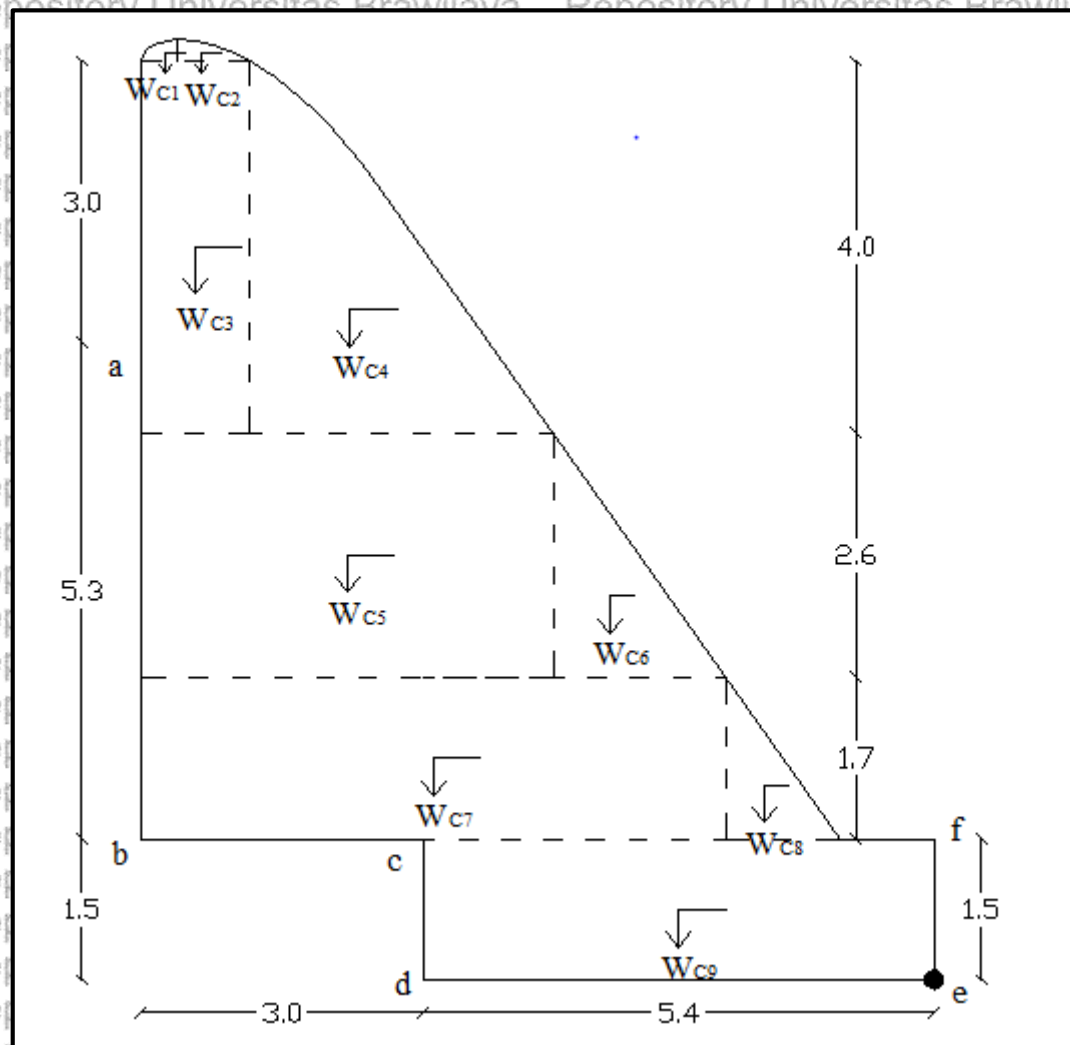
4.3.2.1. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Ambang Pelimpah

Dalam analisis stabilitas konstruksi bangunan analisa dilakukan pada setiap 1 meter panjang dari pelimpah tersebut. Pada perhitungan stabilitas pelimpah juga dijabarkan pembebanannya untuk mengetahui beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut.

Pembebanan dapat berupa pembebanan vertikal (gaya berat dari pelimpah sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau), tekanan air (statis dan dinamis), tekanan tanah (aktif dan pasif) dan tekanan angkat atau gaya angkat air (uplift) maupun horizontal.

Gaya berat dari pelimpah disesuaikan dengan dimensi dari bangunan tersebut. Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi

bagian-bagian kecil yang disajikan secara visual seperti pada Gambar 4.20. Perhitungan gaya berat pada pelimpah dapat dilihat pada Tabel 4.31.



Gambar 4.20. Pembagian gaya berat pada ambang pelimpah

Tabel 4.31. Perhitungan Gaya Berat pada Ambang Pelimpah

Notasi	Nilai				Volume m ³	γ (t/m ³)	Gaya Berat (ton)
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio			
	(m)	(m)	(m)				
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	0.400	0.200	1.000	0.500	0.040	2.400	0.096
Wc2	0.800	0.200	1.000	0.500	0.080	2.400	0.192
Wc3	1.200	4.000	1.000	1.000	4.800	2.400	11.520
Wc4	3.200	4.000	1.000	0.500	6.400	2.400	15.360
Wc5	4.400	2.600	1.000	1.000	11.440	2.400	27.456
Wc6	1.800	2.600	1.000	0.500	2.340	2.400	5.616
Wc7	6.200	1.700	1.000	1.000	10.540	2.400	25.296
Wc8	1.200	1.700	1.000	0.500	1.020	2.400	2.448
Wc9	5.400	1.500	1.000	1.000	8.100	3.400	27.540
TOTAL							115.524

Sumber: Hasil Perhitungan

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal. Besar gaya berat akibat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa, dimana nilai koefisien gempa pada daerah studi adalah 0,363.

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pelimpah. Tekanan air yang terdapat pada saat kondisi pelimpah penuh adalah tekanan hidrostatik dan hidrodinamis pada saat gempa, sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P_w &= \frac{1}{2} \cdot H^2 \times \text{panjang} \times \gamma_w \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,0^2 \times 1,0 \times 1,0 \\
 &= 4,50 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_d &= \frac{7}{12} \gamma_w K_h H^2 (1 - Z^{1,5}) \\
 &= \frac{7}{12} 1,0 \cdot 0,363 \cdot 3^2 (1 - 0^{1,5}) \\
 &= 1,906 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

Data:

- $\phi = 20,43^\circ$
- $\beta = 0,00^\circ$
- $\theta = 0^\circ$



- $\delta = 0,2/3 = 13,62^\circ$ (normal)
- $= 0$ (gempa)
- $kh = 0,363$
- $kv = \frac{1}{2} kh = 0,182$
- $\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{kh}{1-kv} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,363}{1-0,182} \right) = 24^\circ$

Tekanan tanah aktif:

- Kondisi normal

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

$$= \frac{\cos^2(20,43-22)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0+13,62) \left[1 + \frac{\sin(20,43+13,62) \cdot \sin(20,43-0)}{\cos(13,62+0) \cdot \cos(0-0)} \right]^2}$$

$$= 0,43$$

- Kondisi gempa

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\alpha - \theta - \Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \Psi) \left[1 + \frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(20,43-22-24)}{\cos 24 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+0+24) \left[1 + \frac{\sin(20,43+0) \cdot \sin(20,43-0-24)}{\cos(0+0+24) \cdot \cos(0-0)} \right]^2}$$

$$= 0,90$$

Tekanan tanah pasif:

- Kondisi normal

$$K_p = \frac{\cos^2(\alpha + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos^2(\delta - \theta) \left[1 + \frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(23,68+5,0)}{\cos^2 0 \cdot \cos^2(13,62-0) \left[1 + \frac{\sin(20,43+13,62) \cdot \sin(20,43+0,00)}{\cos(13,62-0) \cdot \cos(0,00-0)} \right]^2}$$

$$= 2,97$$

- Kondisi gempa

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\alpha + \theta - \Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta + \Psi) \left[1 - \frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta - \Psi)}{\cos(\delta - \theta + \Psi) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$



124

$$= \frac{\cos^2(20,43 + 22 - 24)}{\cos 24 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0 + 24)} \left[1 - \frac{\sin(20,43 + 0,00) \cdot \sin(20,43 + 0,00 - 24)}{\cos(0 - 0 + 24) \cdot \cos(0 - 0)} \right]^2$$

$$= 1,66$$

Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif (kondisi normal) adalah sebagai berikut:

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 0,43 \cdot 1,76 \cdot (6,8)^2$$

$$= 17,525 \text{ ton}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \cdot Kp \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,97 \cdot 1,76 \cdot (1,5)^2$$

$$= 5,881 \text{ ton}$$

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) pada kondisi penuh adalah sebagai berikut:

$$Pu_1 = \text{Volume} \times \gamma_w$$

$$= \text{lebar} \times \text{tinggi uplift} \times \text{panjang} \times \gamma_w$$

$$= 3,00 \times 3,589 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00$$

$$= -10,768 \text{ ton}$$

Analisis stabilitas konstruksi untuk kondisi penuh keadaan normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Berikut merupakan perhitungan dari nilai stabilitas gese, guling, eksentrisitas, dan daya dukung.

1. Stabilitas terhadap guling:

$$SF = \frac{\sum Mv}{\sum Mh} > 1,5$$

$$= \frac{487,4}{74,413}$$

$$= 6,55$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$SF \geq 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal})$$

$$\text{maka, } 6,55 > 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

2. Stabilitas terhadap geser:

Dengan: $f(\tan \phi) = 0,8$ (Dinding dengan batuan keras/kerikil padat)



$$SF = \frac{\sum V \cdot \tan \phi}{\sum H} > 1,5$$

$$= \frac{97,184 \cdot 0,8}{18,253}$$

$$= 4,26$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$SF > 1,5 \quad (SF \text{ dalam keadaan gempa})$$

$$\text{maka } 4,26 > 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

3. Nilai eksentrisitas:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h \cdot \frac{B}{2}}{\sum V} \right|$$

$$= \left| \frac{487,4 - 74,413 \cdot \frac{8,40}{2}}{97,184} \right|$$

$$= 0,05$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{maka, } e \leq \frac{8,40}{6}$$

$$0,05 \geq 1,40 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

4. Daya Dukung:

$$\sigma_{max/min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 11,98 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 11,16 \text{ ton/m}^2$$

Syarat daya dukung:

$$\sigma_{max} \text{ dan } \sigma_{min} < \text{Daya dukung izin tanah}$$

$$\sigma_{max} = 11,98 \text{ t/m}^2 < 52,39 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

$$\sigma_{min} = 11,16 \text{ t/m}^2 < 52,39 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Untuk selanjutnya, perhitungan analisa stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada Tabel 4.34 sampai dengan Tabel 4.39.

Tabel 4.32. Perhitungan *Uplift* pada Ambang Pelimpah Kondisi Penuh

Panjang Creep = 11.100

Tinggi air di hulu= 3

Tinggi air di hilir = 0

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]		
a					0.000	3.000	3.000
b	a-b	5.300			5.300	8.300	4.337
c	b-c		3.000	1.000	6.300	8.300	3.589
d	c-d	1.500			7.800	9.800	3.968
e	d-e		5.400	1.800	9.600	9.800	2.622
f	e-f	1.500			11.100	8.300	0.000
Panjang Rembesan Total					11.100		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.33. Perhitungan *Uplift* pada Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 11.100

Tinggi air di hulu= 5.3

Tinggi air di hilir = 7.7

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]		
a					0.000	5.300	5.300
b	a-b	5.300			5.300	10.600	9.215
c	b-c		3.000	1.000	6.300	10.600	8.954
d	c-d	1.500			7.800	12.100	10.062
e	d-e		5.400	1.800	9.600	12.100	9.592
f	e-f	1.500			11.100	10.600	7.700
Panjang Rembesan Total					11.100		

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.34. Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai									Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut θ				γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)						(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]				[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.400	x	0.200	x	1.000	x	0.500		2.400	=	0.096		8.2		0.79
Wc2	0.800	x	0.200	x	1.000	x	0.500		2.400	=	0.192		7.8		1.50
Wc3	1.200	x	4.000	x	1.000	x	1.000		2.400	=	11.520		7.9		91.01
Wc4	3.200	x	4.000	x	1.000	x	0.500		2.400	=	15.360		6.2		95.23
Wc5	4.400	x	2.600	x	1.000	x	1.000		2.400	=	27.456		6.2		170.23
Wc6	1.800	x	2.600	x	1.000	x	0.500		2.400	=	5.616		3.4		19.09
Wc7	6.200	x	1.700	x	1.000	x	1.000		2.400	=	25.296		5.3		134.07
Wc8	1.200	x	1.700	x	1.000	x	0.500		2.400	=	2.448		1.8		4.41
Wc9	5.400	x	1.500	x	2.000	x	1.000		2.400	=	38.880		2.7		104.98
	0.500	x	Ka	x	yt	x	H1	x	H1						
Pa	0.500	x	0.43	x	1.760	x	6.800	x	6.800			17.525		2.267	39.72
	0.500	x	Kp	x	yt	x	H1	x	H1						
Pp	0.500	x	2.97	x	1.760	x	1.500	x	1.500			-5.881		0.500	-2.94
TOTAL									ΣV	126.864			ΣMv	621.3	
									ΣH		11.644		ΣMh		36.783
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : $SF \text{ Guling} = \Sigma M v / \Sigma M h = 16.89 > 1.5 \text{ Aman}$ $SF \text{ Geser} = f \Sigma V / \Sigma H = 8.72 > 1.5 \text{ Aman}$ Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L = 8.40 \text{ m}$ $e = 0.41 <$ $L / 6 = 1.40 \text{ OK}$ $f = 0.8$ Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : $\text{Tegangan ijin tanah} = 52.39 \text{ ton/m}^2$ $\text{Tegangan maks} = 19.50 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$ $\text{Tegangan min} = 10.71 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$															

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.35. Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	0.400	x	0.200	x	1.000	x	0.500				2.400	=	0.096	0.035	8.20	9.30	0.787	0.324
Wc2	0.800	x	0.200	x	1.000	x	0.500				2.400	=	0.192	0.070	7.80	9.30	1.498	0.648
Wc3	1.200	x	4.000	x	1.000	x	1.000				2.400	=	11.520	4.182	7.90	7.30	91.008	30.527
Wc4	3.200	x	4.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	15.360	5.576	6.20	6.60	95.232	36.799
Wc5	4.400	x	2.600	x	1.000	x	1.000				2.400	=	27.456	9.967	6.20	4.00	170.227	39.866
Wc6	1.800	x	2.600	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.616	2.039	3.40	3.60	19.094	7.339
Wc7	6.200	x	1.700	x	1.000	x	1.000				2.400	=	25.296	9.182	5.30	1.90	134.069	17.447
Wc8	1.200	x	1.700	x	1.000	x	0.500				2.400	=	2.448	0.889	1.80	1.60	4.406	1.422
Wc9	5.400	x	1.500	x	2.000	x	1.000				2.400	=	38.880	14.113	2.70	0.50	104.976	7.057
	0.500	x	Kae	x	yt	x	H1	x	H	x	(1-kv)							
Pae1	0.500	x	0.90	x	1.760	x	6.800	x	6.800	x	0.819	=		29.901		2.267		67.776
	0.500	x	Kpe	x	yt	x	H1	x	H	x	(1-kv)							
Ppe1	0.500	x	1.66	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819	=		-2.689		0.500		-1.345
TOTAL											ΣV	126.864			ΣM_v	621.298		
											ΣH		73.263		ΣM_h		207.860	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling													= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =		2.99		> 1.2 Aman	
SF Geser													= $f \Sigma V / \Sigma H$		1.39		> 1.2 Aman	
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
L = 8.40 m																		
e = 0.94 <																		
L / 6 = 1.40 OK																		
f = 0.8																		
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =													52.39		ton/m ²			
Tegangan maks =													25.26		ton/m ²			
Tegangan min =													4.95		ton/m ²			
< Tegangan ijin tanah , Aman																		
< Tegangan ijin tanah , Aman																		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.36. Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan

Normal

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.400	x	0.200	x	1.000	x	0.500				2.400	=	0.096		8.2		0.79	
Wc2	0.800	x	0.200	x	1.000	x	0.500				2.400	=	0.192		7.8		1.50	
Wc3	1.200	x	4.000	x	1.000	x	1.000				2.400	=	11.520		7.9		91.01	
Wc4	3.200	x	4.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	15.360		6.2		95.23	
Wc5	4.400	x	2.600	x	1.000	x	1.000				2.400	=	27.456		6.2		170.23	
Wc6	1.800	x	2.600	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.616		8.4		19.09	
Wc7	6.200	x	1.700	x	1.000	x	1.000				2.400	=	25.296		5.3		134.07	
Wc8	1.200	x	1.700	x	1.000	x	0.500				2.400	=	2.448		1.8		4.41	
Wc9	5.400	x	1.500	x	2.000	x	1.000				2.400	=	38.880		2.7		104.98	
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H											
Pw	0.500	x	1.000	x	3.000	x	3.000				=		4.500		7.300		32.85	
	0.500	x	Ka	x	γ_t	x	H1	x	H1									
Pa	0.500	x	0.48	x	1.760	x	6.800	x	6.800		=		19.634		2.267		44.50	
	0.500	x	Kp	x	γ_t	x	H1	x	H1									
Pp	0.500	x	2.97	x	1.760	x	1.500	x	1.500		=		-5.881		0.500		-2.94	
Pu1	3.000	x	3.589	x	1.000	x	1.000				1.000	=	-10.768		6.9		-74.30	
Pu2	3.000	x	0.748	x	1.000	x	0.500				1.000	=	-1.122		7.4		-8.30	
Pu3	5.400	x	2.622	x	1.000	x	1.000				1.000	=	-14.157		2.7		-38.22	
Pu4	5.400	x	1.346	x	1.000	x	0.500				1.000	=	-3.634		3.6		-13.08	
TOTAL											ΣV	97.184			ΣM_v	487.4		
											ΣH		18.253		ΣM_h		74.413	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$														6.55	> 1.5 Aman			
SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H$														4.26	> 1.5 Aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
$L = 8.40 \text{ m}$																		
$e = 0.05 < L / 6 = 1.40 \text{ OK}$																		
f =	0.8	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																
Tegangan ijin tanah =												52.39	ton/m ²					
Tegangan maks =												11.98	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				
Tegangan min =												11.16	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.37. Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen						
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My			
	(m)		(m)		(m)						(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)			
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]			
Wc1	0.400	x	0.200	x	1.000	x	0.500				2.400	=	0.096	0.035	8.20	9.30	0.787	0.324			
Wc2	0.800	x	0.200	x	1.000	x	0.500				2.400	=	0.192	0.070	7.80	9.30	1.498	0.648			
Wc3	1.200	x	4.000	x	1.000	x	1.000				2.400	=	11.520	4.182	7.90	7.30	91.008	30.527			
Wc4	3.200	x	4.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	15.360	5.576	6.20	6.60	95.232	36.799			
Wc5	4.400	x	2.600	x	1.000	x	1.000				2.400	=	27.456	9.967	6.20	4.00	170.227	39.866			
Wc6	1.800	x	2.600	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.616	2.039	3.40	3.60	19.094	7.339			
Wc7	6.200	x	1.700	x	1.000	x	1.000				2.400	=	25.296	9.182	5.30	1.90	134.069	17.447			
Wc8	1.200	x	1.700	x	1.000	x	0.500				2.400	=	2.448	0.889	1.80	1.60	4.406	1.422			
Wc9	5.400	x	1.500	x	2.000	x	1.000				2.400	=	38.880	14.113	2.70	0.50	104.976	7.057			
	7 / 12	x	γ_w	x	H ²	x	hd/H ¹	x	kh												
Pd	0.583	x	1.000	x	9.000	x	1.000	x	0.363			=		1.906		7.500		14.293			
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)										
Pae1	0.500	x	0.90	x	1.760	x	6.800	x	6.800	x	0.819		=	29.901		2.267		67.776			
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)										
Ppe1	0.500	x	1.66	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819		=	-2.689		0.500		-1.345			
Pu1	3.000	x	3.589	x	1.000	x	1.000				1.000	=	-10.768		6.900		-74.296				
Pu2	3.000	x	0.748	x	1.000	x	0.500				1.000	=	-1.122		7.400		-8.300				
Pu3	5.400	x	2.622	x	1.000	x	1.000				1.000	=	-14.157		2.700		-38.223				
Pu4	5.400	x	1.346	x	1.000	x	0.500				1.000	=	-3.634		3.600		-13.083				
TOTAL											ΣV	97.184			ΣM_v	487.396					
											ΣH		75.169			ΣM_h		222.153			
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																					
SF Guling													= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =	2.19	> 1.2 Aman						
SF Geser													= $f \Sigma V / \Sigma H$	1.03	< 1.2 Tidak aman						
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																					
Eksentrisitas :																					
L													=	8.40	m						
e													=	1.47	>	L / 6 =	1.40	No			
f = 0.8													Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :								
Tegangan ijin tanah =													52.39	ton/m ²							
Tegangan maks =													23.74	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman						
Tegangan min =													0.00	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman						

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.38. Analisa Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF}

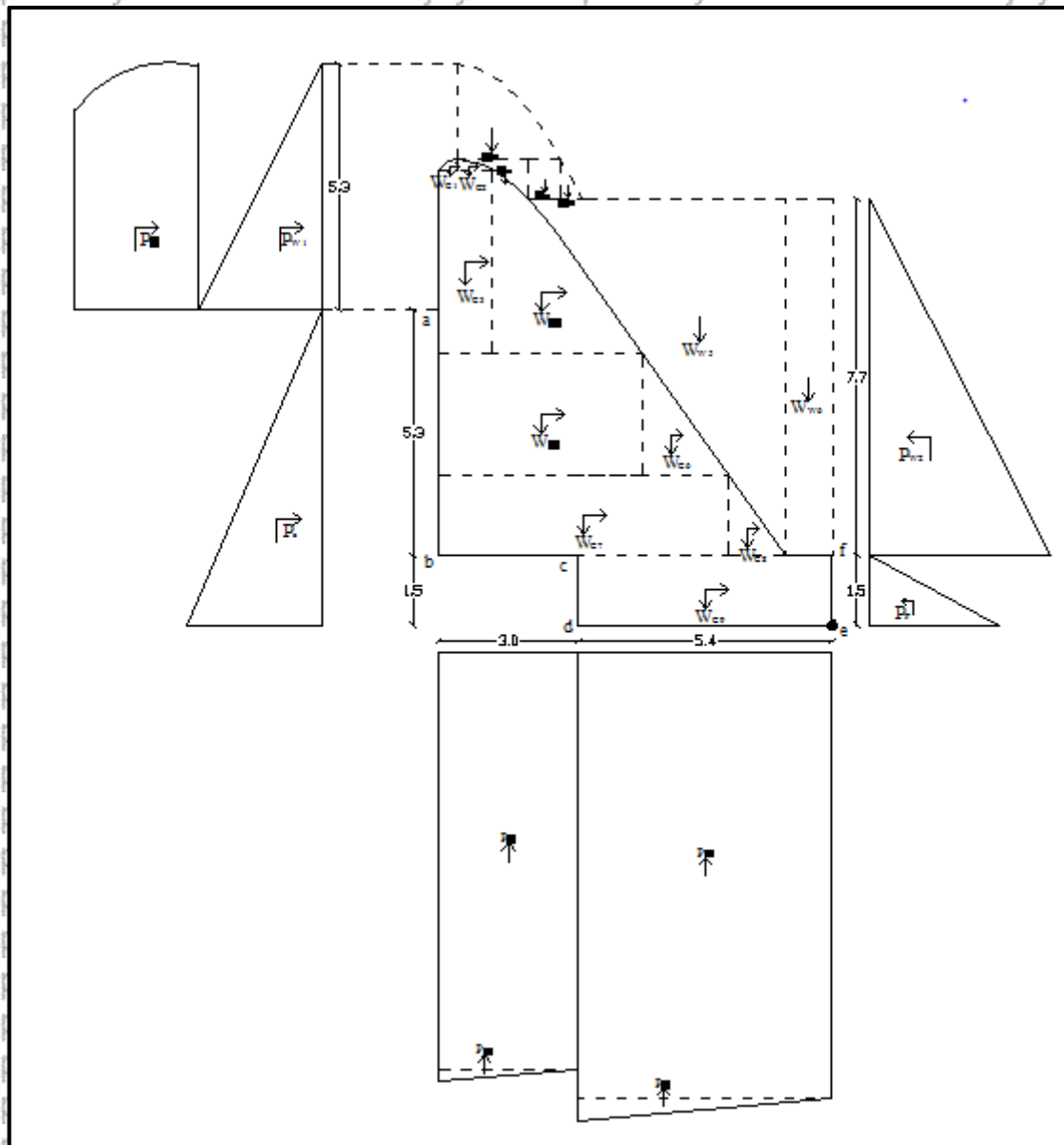
Keadaan Normal

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen				
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ			γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)							(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]			[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.400	x	0.200	x	1.000	x	0.500					2.400	=	0.096		8.2		0.79	
Wc2	0.800	x	0.200	x	1.000	x	0.500					2.400	=	0.192		7.8		1.50	
Wc3	1.200	x	4.000	x	1.000	x	1.000					2.400	=	11.520		7.9		91.01	
Wc4	3.200	x	4.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	15.360		6.2		95.23	
Wc5	4.400	x	2.600	x	1.000	x	1.000					2.400	=	27.456		6.2		170.23	
Wc6	1.800	x	2.600	x	1.000	x	0.500					2.400	=	5.616		3.4		19.09	
Wc7	6.200	x	1.700	x	1.000	x	1.000					2.400	=	25.296		5.3		134.07	
Wc8	1.200	x	1.700	x	1.000	x	0.500					2.400	=	2.448		1.8		4.41	
Wc9	5.400	x	1.500	x	2.000	x	1.000					2.400	=	38.880		2.7		104.98	
Ww1	2.200	x	2.300	x	1.000	x	0.500					1.000	=	2.530		7.3		18.47	
Ww2	1.500	x	0.900	x	1.000	x	0.500					1.000	=	0.675		7		4.73	
Ww3	0.700	x	0.900	x	1.000	x	1.000					1.000	=	0.630		6.2		3.91	
Ww4	0.500	x	0.900	x	1.000	x	0.500					1.000	=	0.225		5.7		1.28	
Ww5	5.500	x	7.700	x	1.000	x	0.500					1.000	=	21.175		2.8		59.29	
Ww6	1.000	x	7.000	x	1.000	x	1.000					1.000	=	7.000		0.5		3.50	
	0.500	x	γw	x	H	x	H												
Pw1	0.500	x	1.000	x	5.300	x	5.300						=		14.045		8.067		113.30
Pw2	0.500	x	1.000	x	7.700	x	7.700						=		-29.645		4.067		-120.56
	0.500	x	Ka	x	γt	x	H1	x	H1										
Pa	0.500	x	0.48	x	1.760	x	6.800	x	6.800				=		19.634		2.267		44.50
	0.500	x	Kp	x	γt	x	H1	x	H1										
Pp	0.500	x	2.97	x	1.760	x	1.500	x	1.500				=		-5.881		0.500		-2.94
Pu1	3.000	x	8.954	x	1.000	x	1.000					1.000	=	-26.862		6.9		-185.35	
Pu2	3.000	x	0.261	x	1.000	x	0.500					1.000	=	-0.392		7.4		-2.90	
Pu3	5.400	x	9.592	x	1.000	x	1.000					1.000	=	-51.796		2.7		-139.85	
Pu4	5.400	x	0.470	x	1.000	x	0.500					1.000	=	-1.270		3.6		-4.57	
TOTAL												ΣV	78.779			ΣMv	379.8		
												ΣH		1.847		ΣMh		34.303	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																			
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =														11.07	> 1.5 Aman				
SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H$														34.12	> 1.5 Aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																			
Eksentrisitas :																			
L = 8.40 m																			
e = 0.19 <														L / 6 = 1.40	OK				
f = 0.8	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =														52.39	ton/m ²				
Tegangan maks =														10.62	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =														8.13	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber: Hasil Perhitungan

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.22. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi penuh



Gambar 4.23. Diagram gaya pada ambang pelimpah kondisi banjir QPMF

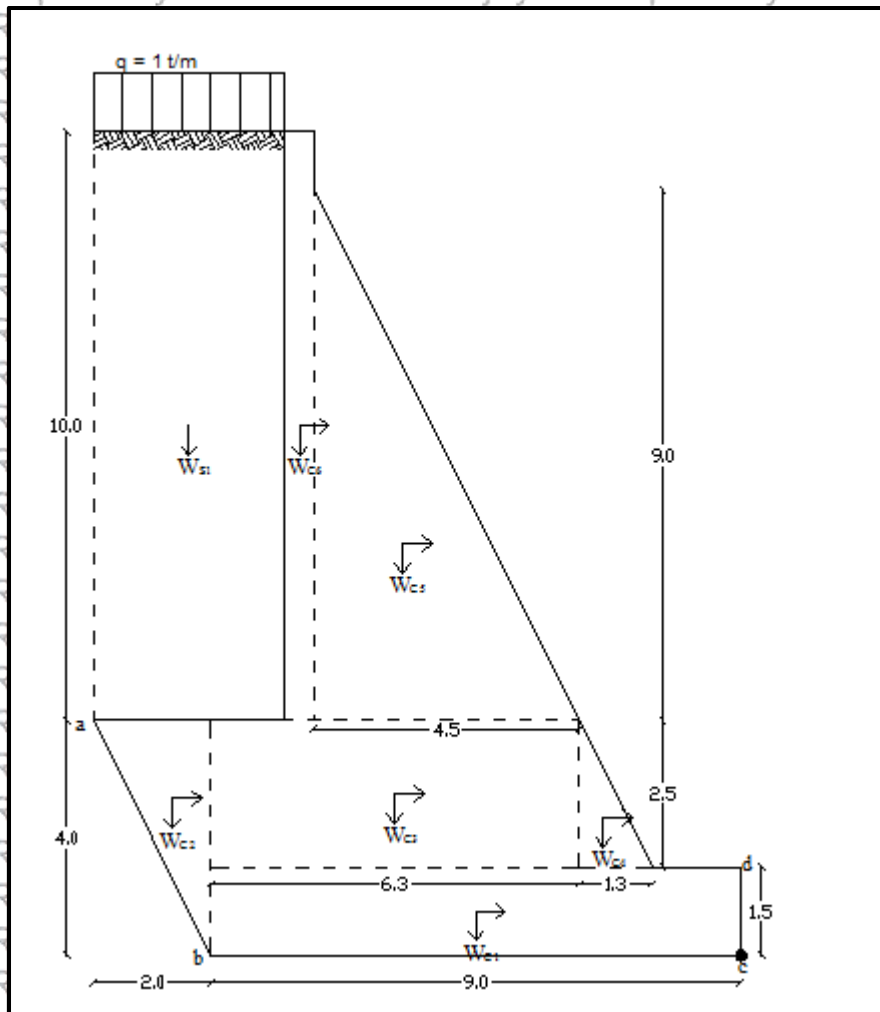
Tabel 4.40. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah

No.	Tinjauan analisa stabilitas	Angka keamanan terhadap guling SF Guling		Angka keamanan terhadap geser SF Geser		Eksentrisitas e	L/6	Kontrol Eksentrisitas e < L/6	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m ² < σ ijin
A	Tinjauan kondisi normal	(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)				e < L/6				< σ ijin
1	Saluran keadaan kosong	16.89	aman	8.72	aman	0.41	1.40	OK	19.50	10.71	52.4	OK
2	Saluran keadaan penuh	6.55	aman	4.26	aman	0.05	1.40	OK	11.98	11.16	52.4	OK
3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	11.07	aman	34.12	aman	0.19	1.40	OK	10.62	8.13	52.4	OK
B	Tinjauan kondisi gempa	(SF >= 1,2)		(SF >= 1,2)				e < L/6				< σ ijin
1	Saluran keadaan kosong	2.99	aman	1.39	aman	0.94	1.40	OK	25.26	4.95	52.4	OK
2	Saluran keadaan penuh	2.19	aman	1.03	tidak aman	1.47	1.40	NO	2.83	0.00	52.4	OK
3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	1.54	aman	0.81	tidak aman	2.50	1.40	NO	3.68	0.00	52.4	OK

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.2.2. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Samping

Perhitungan gaya berat pada dinding penahan saluran samping dapat dilihat pada Tabel 4.41, dan secara visual akan disajikan pada Gambar 4.24.



Gambar 4.24. Pembagian gaya berat pada dinding penahan saluran samping

Tabel 4.41. Perhitungan Gaya Berat pada Dinding Penahan Saluran Samping

Notasi	Nilai				Volume m^3	γ (t/m^3)	Gaya Berat (ton)
	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Ratio			
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	9.000	1.500	1.000	1.000	13.500	2.400	32.400
Wc2	2.000	4.000	1.000	0.500	4.000	2.400	9.600
Wc3	6.300	2.500	1.000	1.000	15.750	2.400	37.800
Wc4	1.300	2.500	1.000	0.500	1.625	2.400	3.900
Wc5	4.500	9.000	1.000	0.500	20.250	2.400	48.600
Wc6	0.500	10.000	1.000	1.000	5.000	2.400	12.000
TOTAL							144.300

Sumber: Hasil Perhitungan



Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal.

Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa, dimana nilai koefien gempa pada daerah studi adalah 0,363.

Berat air dan tanah timbunan termasuk di dalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air dan volume tanah dikalikan dengan berat jenis tanah didapatkan gaya berat air dan tanah yang berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan. Di bawah ini adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat yang terdapat pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{1000h} :

$$\begin{aligned} W_{w1} &= \text{Volume} \times \gamma_w \\ &= (\text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{panjang}) \times \gamma_w \\ &= (1,5 \times 5,6 \times 1,00) \times 1,00 \\ &= 8,40 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{s1} &= \text{Volume} \times \gamma_t \\ &= (\text{rasio} \times \text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{panjang}) \times \gamma_t \\ &= (1 \times 3,2 \times 10 \times 1,0) \times 1,760 \\ &= 56,32 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan. Salah satu tekanan air yang terdapat pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{1000h} adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{1}{2} \cdot H^2 \times \text{panjang} \times \gamma_w \\ &= \frac{1}{2} \times 5,6^2 \times 1,0 \times 1,0 \\ &= 15,680 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

Data:

- $\phi = 20,43^\circ$
- $\beta = 0,00^\circ$
- $\theta = 0^\circ$
- $\delta = \phi \cdot 2/3 = 13,62^\circ$ (normal)
- $= 0$ (gempa)
- $k_h = 0,363$
- $k_v = \frac{1}{2} k_h = 0,182$



136

$$\bullet \Psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1-k_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,363}{1-0,182} \right) = 24^\circ$$

Tekanan tanah aktif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\alpha-\theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta+\delta) \left[1 + \frac{\sin(\alpha+\delta) \cdot \sin(\alpha-\beta)}{\cos(\delta+\theta) \cdot \cos(\beta-\theta)} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(20,43-22)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0+13,62) \left[1 + \frac{\sin(20,43+13,62) \cdot \sin(20,43-0)}{\cos(13,62+0) \cdot \cos(0-0)} \right]^2} \\ &= 0,43 \end{aligned}$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned} K_{ae} &= \frac{\cos^2(\alpha-\theta-\Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta+\delta+\Psi) \left[1 + \frac{\sin(\alpha+\delta) \cdot \sin(\alpha-\beta-\Psi)}{\cos(\delta+\theta+\Psi) \cdot \cos(\beta-\theta)} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(20,43-22-24)}{\cos 24 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+0+24) \left[1 + \frac{\sin(20,43+0) \cdot \sin(20,43-0-24)}{\cos(0+0+24) \cdot \cos(0-0)} \right]^2} \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{\cos^2(\alpha+\theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos^2(\delta-\theta) \left[1 + \frac{\sin(\alpha+\delta) \cdot \sin(\alpha+\beta)}{\cos(\delta-\theta) \cdot \cos(\beta-\theta)} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(23,68+5,0)}{\cos^2 0 \cdot \cos^2(13,62-0) \left[1 + \frac{\sin(20,43+13,62) \cdot \sin(20,43+0,00)}{\cos(13,62-0) \cdot \cos(0,00-0)} \right]^2} \\ &= 2,97 \end{aligned}$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned} K_{pe} &= \frac{\cos^2(\alpha+\theta-\Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta-\theta+\Psi) \left[1 - \frac{\sin(\alpha+\delta) \cdot \sin(\alpha+\beta-\Psi)}{\cos(\delta-\theta+\Psi) \cdot \cos(\beta-\theta)} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(20,43+22-24)}{\cos 24 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0-0+24) \left[1 - \frac{\sin(20,43+0,00) \cdot \sin(20,43+0,00-24)}{\cos(0-0+24) \cdot \cos(0-0)} \right]^2} \\ &= 1,66 \end{aligned}$$



Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif kondisi banjir Q_{1000th} keadaan normal adalah sebagai berikut:

$$Pa_1 = K_a \cdot q \cdot H \text{ (beban merata)}$$

$$= 0,43 \cdot 1.000 \cdot 10$$

$$= 4.307 \text{ ton}$$

$$Pa_2 = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot h_1^2 \cdot \gamma_t \text{ (aktif 1)}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 0,43 \cdot (10)^2 \cdot 1,760$$

$$= 37,90 \text{ ton}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,97 \cdot 1,760 \cdot 1,5^2$$

$$= -5,881 \text{ ton}$$

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) adalah sebagai berikut:

$$Pu_2 = \text{Volume} \times \gamma_w$$

$$= \text{lebar} \times \text{tinggi uplift} \times \text{panjang} \times \gamma_w$$

$$= 9 \times 5,5 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00$$

$$= 49,500 \text{ ton}$$

Perhitungan uplift untuk semua kondisi akan disajikan pada Tabel 4.42. dan Tabel 4.43.

Analisis stabilitas konstruksi untuk banjir Q_{1000th} keadaan normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Berikut merupakan perhitungan dari nilai stabilitas geser, guling, eksentrisitas, dan daya dukung.

1. Stabilitas terhadap Guling:

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5$$

$$= \frac{1136,4}{284,485}$$

$$= 3,99$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$SF > 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal})$$

$$\text{maka, } 3,99 > 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

2. Stabilitas terhadap Geser:

Dengan: $f (\tan \phi) = 0,8$ (Dinding dengan batuan keras/kerikil padat)



138

$$SF = \frac{\sum v \cdot \tan \phi}{\sum H} > 1,5$$

$$= \frac{160,11 \cdot 0,8}{20,646}$$

$$= 6,20$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$SF > 1,5 \quad (SF \text{ dalam keadaan gempa})$$

$$\text{maka } 6,20 > 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

3. Nilai eksentrisitas:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$

$$= \left| \frac{1136,4 - 284,485}{160,11} - \frac{9,00}{2} \right|$$

$$= 0,82$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{maka, } e \leq \frac{9,00}{6}$$

$$0,82 \leq 1,50 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

4. Daya Dukung:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 27,53 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 8,05 \text{ ton/m}^2$$

Syarat daya dukung:

$$\sigma_{\max} \text{ dan } \sigma_{\min} < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_{\max} = 27,53 \text{ t/m}^2 < 47,35 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

$$\sigma_{\min} = 8,05 \text{ t/m}^2 < 47,35 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Untuk selanjutnya, perhitungan analisa stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada Tabel 4.44 sampai dengan Tabel 4.49.



Tabel 4.42. Perhitungan *Uplift* pada Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir

Q_{1000th}

Panjang Creep = 8.500

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 5.6

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]		
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	4.000					
b					4.000	4.000	5.459
	b-c		9.000	3.000			
c					7.000	4.000	6.553
	c-d	1.500					
d					8.500	2.500	5.600
Panjang Rembesan Total					8.500		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.43. Perhitungan *Uplift* pada Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir

Q_{PMF}

Panjang Creep = 8.500

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 7.6

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]		
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	4.000					
b					4.000	4.000	6.400
	b-c		9.000	3.000			
c					7.000	4.000	8.200
	c-d	1.500					
d					8.500	2.500	7.600
Panjang Rembesan Total					8.500		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.44. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut Θ			γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	9.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	2.400	=	32.400		4.5	145.80	
Wc2	2.000	x	4.000	x	1.000	x	0.500	2.400	=	9.600		9.7	93.12	
Wc3	6.300	x	2.500	x	1.000	x	1.000	2.400	=	37.800		5.9	223.02	
Wc4	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500	2.400	=	3.900		2.3	8.97	
Wc5	4.500	x	9.000	x	1.000	x	0.500	2.400	=	48.600		5.8	281.88	
Wc6	0.500	x	10.000	x	1.000	x	1.000	2.400	=	12.000		7.5	90.00	
Ws1	3.200	x	10.000	x	1.000	x	1.000	1.760	=	56.320		9.4	529.41	
q	3.200	x	1.000						=	3.200		9.4	30.08	
Pa1	1.000	x	0.43	x	10.000				=		4.307	9.000		38.76
Pa2	0.500	x	0.43	x	1.760	x	10.000		=	37.900		7.333		277.93
Pp	0.500	x	2.97	x	1.760	x	1.500		=	-5.881		0.500		-2.94
TOTAL								ΣV	203.820			ΣMv	1402.3	
								ΣH		36.326		ΣMh		313.754
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : $SF \text{ Guling} = \Sigma M v / \Sigma M h = 4.47 > 1.5 \text{ Aman}$ $SF \text{ Geser} = f \Sigma V / \Sigma H = 4.49 > 1.5 \text{ Aman}$ Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L = 9.000 \text{ m}$ $e = 0.84 < L / 6 = 1.50 \text{ OK}$ $f = 0.8$ Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : $\text{Tegangan ijin tanah} = 47.35 \text{ ton/m}^2$ $\text{Tegangan maks} = 35.34 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$ $\text{Tegangan min} = 9.96 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$														

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.45. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen																								
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ			γ		Pv		Ph		x		y		Mx		My															
	(m)		(m)		(m)							(t/m ³)		(ton)		(ton)		(m)		(m)		(ton.m)		(ton.m)															
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]			[6]		[7]		[8]		[9]		[10]		[11]		[12]															
Wc1	9.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	32.400		11.761		4.50		0.80		145.800		9.409															
Wc2	2.000	x	4.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	9.600		3.485		9.70		2.70		93.120		9.409															
Wc3	6.300	x	2.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	37.800		13.721		5.90		2.80		223.020		38.420															
Wc4	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500					2.400	=	3.900		1.416		2.30		2.30		8.970		3.256															
Wc5	4.500	x	9.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	48.600		17.642		5.80		7.00		281.880		123.493															
Wc6	0.500	x	10.000	x	1.000	x	1.000					2.400	=	12.000		4.356		7.50		9.00		90.000		39.204															
Ws1	3.200	x	10.000	x	1.000	x	1.000					1.760	=	56.320				9.40				529.408																	
q	3.200	x	1.000										=	3.200				9.4				30.08																	
	q	x	Kae	x	H1																																		
Pa1	1.000	x	0.90	x	10.000								=			8.978				9.000				80.80															
	0.500	x	Kae	x	γt	x	H1	x	H	x	(1-kv)																												
Pea2	0.500	x	0.90	x	1.760	x	10.000	x	10.000	x	0.819		=			64.665				7.333				474.208															
	0.500	x	Kpe	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)																												
Pep1	0.500	x	1.66	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819		=			-2.689				0.500				-1.345															
TOTAL												ΣV	203.820			ΣMv	1402.278																						
												ΣH		123.334		ΣMh		776.854																					
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																																							
SF Guling															$= \Sigma M v / \Sigma M h =$					1.81					> 1.2 Aman														
SF Geser															$= f \Sigma V / \Sigma H$					1.32					> 1.2 Aman														
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																																							
Eksentrisitas :																																							
L =															9.000					m																			
e =															1.43					<					L / 6 =					1.50					OK				
f = 0.8																																							
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																																							
Tegangan ijin tanah =															47.35					ton/m ²																			
Tegangan maks =															44.26					ton/m ²					< Tegangan ijin tanah , Aman														
Tegangan min =															1.03					ton/m ²					< Tegangan ijin tanah , Aman														

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.46. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut θ			γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	9.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000		2.400	=	32.400		4.5	145.80
Wc2	2.000	x	4.000	x	1.000	x	0.500		2.400	=	9.600		9.7	93.12
Wc3	6.300	x	2.500	x	1.000	x	1.000		2.400	=	37.800		5.9	223.02
Wc4	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500		2.400	=	3.900		2.3	8.97
Wc5	4.500	x	9.000	x	1.000	x	0.500		2.400	=	48.600		5.8	281.88
Wc6	0.500	x	10.000	x	1.000	x	1.000		2.400	=	12.000		7.5	90.00
Ws1	3.200	x	10.000	x	1.000	x	1.000		1.760	=	56.320		9.4	529.41
q	3.200	x	1.000							=	3.200		9.4	30.08
Ww1	1.500	x	5.600	x	1.000	x	1.000		1.000	=	8.400		0.75	6.30
Ww2	2.800	x	5.600	x	1.000	x	0.500		1.000	=	7.840		2.4	18.82
Pw	0.500	x	yw	x	H	x	H			=	-15.680		1.867	-29.27
	0.500	x	1.000	x	5.600	x	5.600							
Pa1	1.000	x	0.43	x	10.000					=				
	0.500	x	Ka	x	yt	x	H1	x	H1		4.307		9.000	38.76
Pa2	0.500	x	0.43	x	1.760	x	10.000	x	10.000		37.900		7.333	277.93
	0.500	x	Kp	x	yt	x	H2	x	H2					
Pp	0.500	x	2.97	x	1.760	x	1.500	x	1.500		-5.881		0.500	-2.94
Pu1	2.000	x	5.500	x	1.000	x	0.500			=	-5.500		9.7	-53.35
Pu2	9.000	x	5.500	x	1.000	x	1.000			=	-49.500		4.5	-222.75
Pu3	9.000	x	1.100	x	1.000	x	0.500			=	-4.950		3	-14.85
TOTAL								ΣV	160.110			ΣMv	1136.4	
								ΣH		20.646		ΣMh		284.485
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : $SF \text{ Guling} = \Sigma Mv / \Sigma Mh = 3.99 > 1.5 \text{ Aman}$ $SF \text{ Geser} = f \Sigma V / \Sigma H = 6.20 > 1.5 \text{ Aman}$ Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L = 9.000 \text{ m}$ $e = 0.82 < L / 6 = 1.50 \text{ OK}$ $f = 0.8$ Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : $\text{Tegangan ijin tanah} = 47.35 \text{ ton/m}^2$ $\text{Tegangan maks} = 27.53 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$ $\text{Tegangan min} = 8.05 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$														

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.47. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi

Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen							
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut θ			Pv	Ph	x	y	Mx	My			
	(m)		(m)		(m)							(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)			
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]		
Wc1	9.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	32.400	11.761	4.50	0.80	145.800	9.409	
Wc2	2.000	x	4.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	9.600	3.485	9.70	2.70	93.120	9.409	
Wc3	6.300	x	2.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	37.800	13.721	5.90	2.80	223.020	38.420	
Wc4	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500					2.400	=	3.900	1.416	2.30	2.30	8.970	3.256	
Wc5	4.500	x	9.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	48.600	17.642	5.80	7.00	281.880	123.493	
Wc6	0.500	x	10.000	x	1.000	x	1.000					2.400	=	12.000	4.356	7.50	9.00	90.000	39.204	
Ws1	3.200	x	10.000	x	1.000	x	1.000					1.760	=	56.320		9.40		529.408		
q	3.200	x	1.000										=	3.200		9.4		30.08		
Ww1	1.500	x	5.600	x	1.000	x	1.000					1.000	=	8.400		0.75		6.300		
Ww2	2.800	x	5.600	x	1.000	x	0.500					1.000	=	7.840		2.40		18.816		
	7 / 12	x	γw	x	Kh	x	H	x	H											
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	5.600	x	5.600				=	-6.640		3.740		-24.835		
	q	x	Kae	x	H1															
Pae1	1.000	x	0.90	x	10.000								=		8.978		9.000		80.80	
	0.500	x	Kae	x	γt	x	H1	x	H	x	(1-kv)									
Pea2	0.500	x	0.90	x	1.760	x	10.000	x	10.000	x	0.819				64.665		7.333		474.208	
	0.500	x	Kpe	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)									
Pep1	0.500	x	1.66	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819				-2.689		0.500		-1.345	
Pu1	2.000	x	5.500	x	1.000	x	0.500						=	-5.500		9.700		-53.350		
Pu2	9.000	x	5.500	x	1.000	x	1.000						=	-49.500		4.500		-222.750		
Pu3	9.000	x	1.100	x	1.000	x	0.500						=	-4.950		3.000		-14.850		
TOTAL												160.110				Σ Mv	1136.444			
												Σ H		116.693			Σ Mh		752.018	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																				
SF Guling											= Σ M v / Σ M h =				1.51		> 1.2 Aman			
SF Geser											= f Σ V / Σ H				1.10		< 1.2 Tidak aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																				
Eksentrisitas :																				
L =											9.000		m							
e =											2.10		>		L / 6 =		1.50		No	
f = 0.8																				
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																				
Tegangan ijin tanah =											47.35		ton/m ²							
Tegangan maks =											44.46		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman					
Tegangan min =											0.00		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman					

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.48. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi

Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

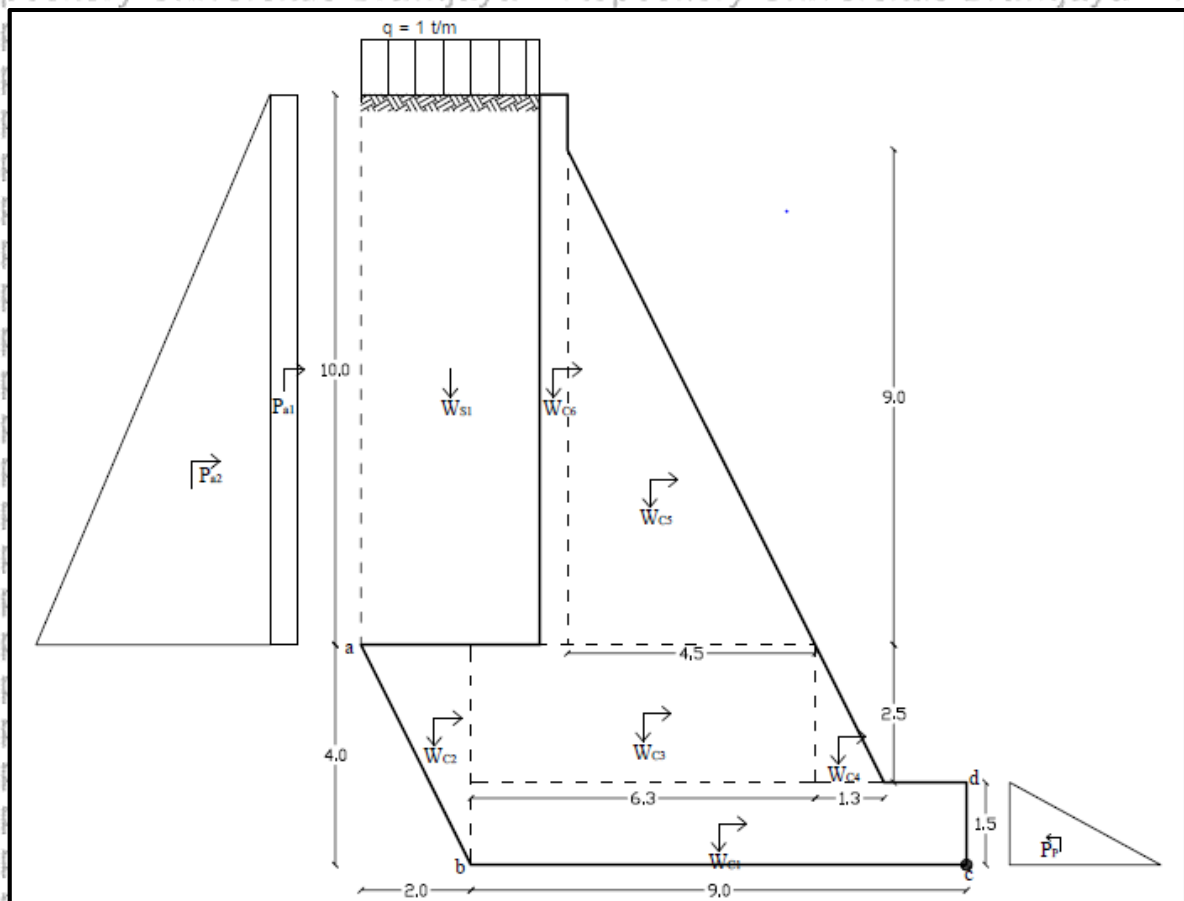
Notasi	Nilai							Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)				(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]		[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	9.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	=	32.400	4.5		145.80	
Wc2	2.000	x	4.000	x	1.000	x	0.500	=	9.600	9.7		93.12	
Wc3	6.300	x	2.500	x	1.000	x	1.000	=	37.800	5.9		223.02	
Wc4	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500	=	3.900	2.3		8.97	
Wc5	4.500	x	9.000	x	1.000	x	0.500	=	48.600	5.8		281.88	
Wc6	0.500	x	10.000	x	1.000	x	1.000	=	12.000	7.5		90.00	
Ws1	3.200	x	10.000	x	1.000	x	1.000	=	56.320	9.4		529.41	
q	3.200	x	1.000					=	3.200	9.4		30.08	
Ww1	1.500	x	7.600	x	1.000	x	1.000	=	11.400	0.75		8.55	
Ww2	3.800	x	7.600	x	1.000	x	0.500	=	14.440	2.4		34.66	
Pw	0.500	x	7.600	x	7.600	x		=	-28.880		2.533	-73.16	
q	x	Ka	x	H1									
Pa1	1.000	x	0.43	x	10.000			=	4.307		9.000	38.76	
	0.500	x	Ka	x	yt	x	H1	x	H1				
Pa2	0.500	x	0.43	x	1.760	x	10.000	x	10.000		7.333	277.93	
	0.500	x	Kp	x	yt	x	H2	x	H2				
Pp	0.500	x	2.97	x	1.760	x	1.500	x	1.500		0.500	-2.94	
Pu1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	0.500	=	-6.400	9.7		-62.08	
Pu2	9.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000	=	-57.600	4.5		-259.20	
Pu3	9.000	x	1.800	x	1.000	x	0.500	=	-8.100	3		-24.30	
TOTAL							ΣV	157.560			ΣM_v	1099.9	
							ΣH		7.446		ΣM_h		240.591
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : $SF_{\text{Guling}} = \Sigma M_v / \Sigma M_h = 4.57 > 1.5 \text{ Aman}$ $SF_{\text{Geser}} = f \Sigma V / \Sigma H = 16.93 > 1.5 \text{ Aman}$ Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L = 9.000 \text{ m}$ $e = 0.95 < L/6 = 1.50 \text{ OK}$ $f = 0.8$ Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : $\text{Tegangan ijin tanah} = 47.35 \text{ ton/m}^2$ $\text{Tegangan maks} = 28.64 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$ $\text{Tegangan min} = 6.37 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$													

Sumber: Hasil Perhitungan

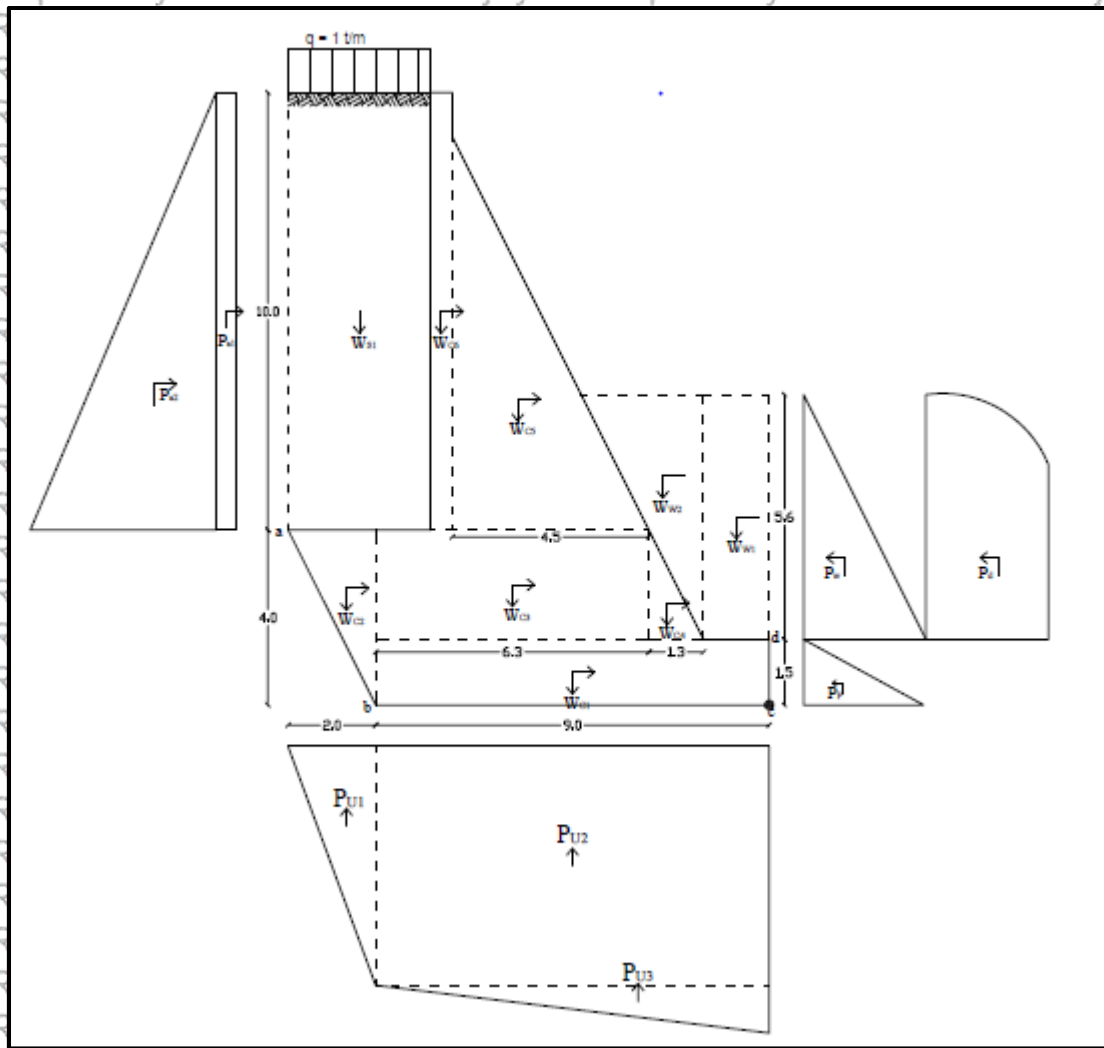
Tabel 4.49. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen							
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ			γ		Pv	Gaya	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)							(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]			[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	9.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	32.400	11.761	4.50	0.80	145.800	9.409	
Wc2	2.000	x	4.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	9.600	3.485	9.70	2.70	93.120	9.409	
Wc3	6.300	x	2.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	37.800	13.721	5.90	2.80	223.020	38.420	
Wc4	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500					2.400	=	3.900	1.416	2.30	2.30	8.970	3.256	
Wc5	4.500	x	9.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	48.600	17.642	5.80	7.00	281.880	123.493	
Wc6	0.500	x	10.000	x	1.000	x	1.000					2.400	=	12.000	4.356	7.50	9.00	90.000	39.204	
Ws1	3.200	x	10.000	x	1.000	x	1.000					1.760	=	56.320		9.40		529.408		
q	3.200	x	1.000										=	3.200		9.4		30.08		
Ww1	1.500	x	7.600	x	1.000	x	1.000					1.000	=	11.400		0.75		8.550		
Ww2	3.800	x	7.600	x	1.000	x	0.500					1.000	=	14.440		2.40		34.656		
	7 / 12	x	γ_w	x	Kh	x	H	x	H				=							
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	7.600	x	7.600				=		-12.231	4.540		-55.527		
	q	x	Kae	x	H1								=							
Pae1	1.000	x	0.90	x	10.000								=		8.978	9.000		80.80		
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)		=							
Pea2	0.500	x	0.90	x	1.760	x	10.000	x	10.000	x	0.819		=		64.665	7.333		474.208		
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)		=							
Pep1	0.500	x	1.66	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819		=		-2.689	0.500		-1.345		
		x											=							
Pu1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	0.500						=	-6.400		9.700		-62.080		
Pu2	9.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000						=	-57.600		4.500		-259.200		
Pu3	9.000	x	1.800	x	1.000	x	0.500						=	-8.100		3.000		-24.300		
TOTAL												ΣV	157.560			ΣM_v	1099.904			
												ΣH		111.103		ΣM_h		721.326		
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																				
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$															1.52	> 1.2 Aman				
SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H$															1.13	< 1.2 Tidak aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																				
Eksentrisitas :																				
L = 9.000 m																				
e = 2.10 >															L / 6 =	1.50	No			
f = 0.8																				
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																				
Tegangan ijin tanah =															47.35	ton/m ²				
Tegangan maks =															43.72	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =															0.00	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			

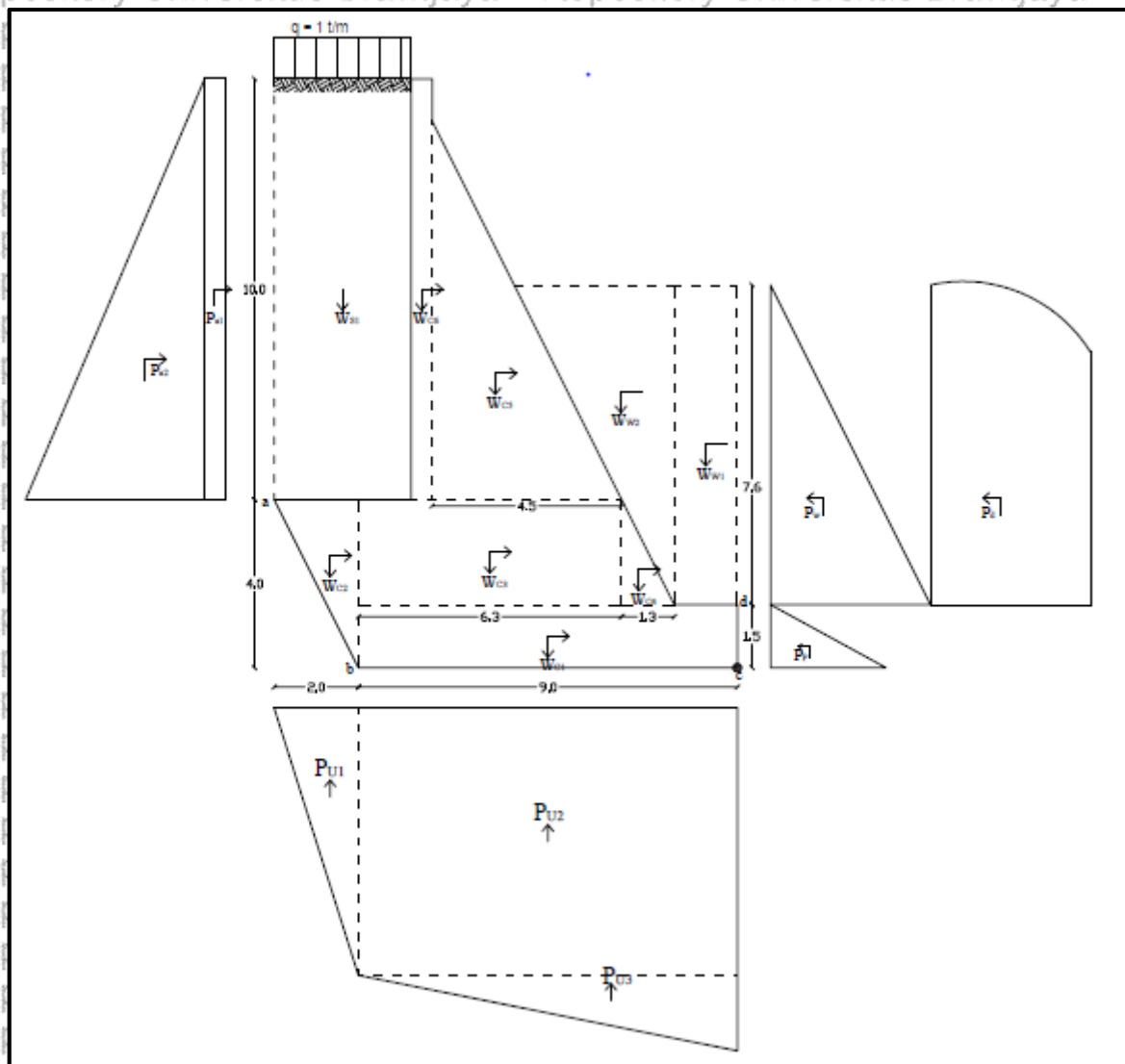
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.25. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi kosong



Gambar 4.26. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{1000h}



Gambar 4.27. Diagram gaya pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{PMF}

4.3.2.3. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal.

Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa, dimana nilai koefien gempa pada daerah studi adalah 0,363.

Berat air dan tanah timbunan termasuk di dalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air dan volume tanah dikalikan dengan berat jenis tanah didapatkan gaya berat air dan tanah yang berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan. Di bawah ini adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat yang terdapat pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir Q_{1000th} :

$$\begin{aligned}
 W_{w1} &= \text{Volume} \times \gamma_w \\
 &= (\text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{panjang}) \times \gamma_w \\
 &= (1 \times 5,6 \times 1,00) \times 1,00 \\
 &= 5,6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ws1 &= \text{Volume} \times \gamma_t \\
 &= (\text{rasio} \times \text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{panjang}) \times \gamma_t \\
 &= (1 \times 2 \times 6,4 \times 1,0) \times 1,760 \\
 &= 22,528 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan. Salah satu tekanan air yang terdapat pada dinding penahan saluran samping kondisi banjir $Q_{1000\text{th}}$ adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P_w &= \frac{1}{2} \cdot H^2 \times \text{panjang} \times \gamma_w \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,6^2 \times 1,0 \times 1,0 \\
 &= -15,680 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

Data:

- $\phi = 20,43^\circ$
- $\beta = 0,00^\circ$
- $\theta = 22^\circ$
- $\delta = \phi \cdot 2/3 = 13,62^\circ$ (normal)
- $= 0$ (gempa)
- $k_h = 0,363$
- $k_v = \frac{1}{2} k_h = 0,182$
- $\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1-k_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,363}{1-0,182} \right) = 24^\circ$

Tekanan tanah aktif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta+\delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi+\delta) \cdot \sin(\phi-\beta)}{\cos(\delta+\theta) \cdot \cos(\beta-\theta)} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(20,43-22)}{\cos^2\theta \cdot \cos(22+13,62) \left[1 + \frac{\sin(20,43+13,62) \cdot \sin(20,43-0)}{\cos(13,62+22) \cdot \cos(0-22)} \right]^2} \\
 &= 0,628
 \end{aligned}$$



- Kondisi gempa

$$\begin{aligned}
 K_{ae} &= \frac{\cos^2(\alpha - \theta - \Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \Psi)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2 \\
 &= \frac{\cos^2(20,43 - 22 - 24)}{\cos 24 \cdot \cos^2 22 \cdot \cos(22 + 0 + 24)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(20,43 + 0) \cdot \sin(20,43 - 0 - 24)}{\cos(0 + 22 + 24) \cdot \cos(0 - 22)}} \right]^2 \\
 &= 1,07
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned}
 K_p &= \frac{\cos^2(\alpha + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos^2(\delta - \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2 \\
 &= \frac{\cos^2(23,68 + 5,0)}{\cos^2 22 \cdot \cos^2(13,62 - 22)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(20,43 + 13,62) \cdot \sin(20,43 + 0,00)}{\cos(13,62 - 22) \cdot \cos(0,00 - 22)}} \right]^2 \\
 &= 2,210
 \end{aligned}$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned}
 K_{pe} &= \frac{\cos^2(\alpha + \theta - \Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta + \Psi)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta - \Psi)}{\cos(\delta - \theta + \Psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2 \\
 &= \frac{\cos^2(20,43 + 22 - 24)}{\cos 24 \cdot \cos^2 22 \cdot \cos(0 - 22 + 24)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(20,43 + 0,00) \cdot \sin(20,43 + 0,00 - 24)}{\cos(0 - 22 + 24) \cdot \cos(0 - 22)}} \right]^2 \\
 &= 1,59
 \end{aligned}$$

Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif kondisi banjir Q_{1000th} keadaan normal adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Pa_1 &= K_a \cdot q \cdot H \text{ (beban merata)} \\
 &= 0,628 \cdot 1,0 \cdot 7,40 \\
 &= 4,645 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_2 &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot h^2 \cdot \gamma_t \text{ (aktif 1)} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 0,628 \cdot (7,4)^2 \cdot 1,760 \\
 &= 30,251 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_p &= \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot H^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2,210 \cdot 1,760 \cdot 1,5^2 \\
 &= 4,375 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Pu_2 &= \text{Volume} \times \gamma_w \\ &= \text{lebar} \times \text{tinggi uplift} \times \text{panjang} \times \gamma_w \\ &= 4,6 \times 5,039 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \\ &= 23,178 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan uplift untuk semua kondisi akan disajikan pada Tabel 4.50. dan Tabel 4.51.

Analisis stabilitas konstruksi untuk banjir $Q_{1000\text{th}}$ keadaan normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Berikut merupakan perhitungan dari nilai stabilitas geser, guling, eksentrisitas, dan daya dukung.

1. Stabilitas terhadap Guling:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5 \\ &= \frac{298,1}{61,587} \\ &= 4,84 \end{aligned}$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$\begin{aligned} SF &> 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal}) \\ \text{maka } 4,84 &> 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat}) \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser:

Dengan: $f (\tan \phi) = 0,8$ (Dinding dengan batuan keras/kerikil padat)

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum v \cdot \tan \phi}{\sum H} > 1,5 \\ &= \frac{89,978 \cdot 0,8}{14,841} \\ &= 4,85 \end{aligned}$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$\begin{aligned} SF &\geq 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan gempa}) \\ \text{maka } 4,85 &> 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat}) \end{aligned}$$

3. Nilai eksentrisitas:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$$



$$= \frac{298,1 - 61,587}{89,978} - \frac{4,60}{2}$$

$$= 0,33$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{maka, } e \leq \frac{4,60}{6}$$

$$0,33 \geq 0,77 \quad (\text{tidak memenuhi syarat})$$

4. Daya Dukung:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 27,96 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 11,16 \text{ ton/m}^2$$

Syarat daya dukung

$$\sigma_{\max} \text{ dan } \sigma_{\min} <$$

$$\sigma_{\max} = 27,96 \text{ t/m}^2 <$$

$$\sigma_{\min} = 11,16 \text{ t/m}^2 <$$

Daya dukung izin tanah

$$50,95 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

$$50,95 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Untuk selanjutnya, perhitungan analisa stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada Tabel 4.52 sampai dengan Tabel 4.57.

Tabel 4.50. Perhitungan Uplift pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir

 Q_{1000th}

Panjang Creep = 6.033

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 5.6

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	3.000					
b					3.000	3.000	5.039
	b-c		4.600	1.533			
c					4.533	3.000	6.081
	c-d	1.500					
d					6.033	1.500	5.600
Panjang Rembesan Total					6.033		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.51. Perhitungan Uplift pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir

 Q_{PMF}

Panjang Creep = 6.033

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 7.6

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	3.000					
b					3.000	3.000	6.033
	b-c		4.600	1.533			
c					4.533	3.000	7.583
	c-d	1.500					
d					6.033	1.500	7.600
Panjang Rembesan Total					6.033		

Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.52. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	4.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	16.560		2.3		38.09	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400		5.1		27.54	
Wc3	3.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.960		2.8		36.29	
Wc4	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				2.400	=	19.968		2.4		47.92	
Wc5	0.500	x	7.400	x	1.000	x	1.000				2.400	=	8.880		1.3		11.54	
Ws1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000				1.760	=	22.528		5.1		114.89	
Ws2	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				1.760	=	14.643		3.2		46.86	
Ws3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	8.096		3.8		30.76	
q	4.600	x	1.000									=	4.600		3.8		17.48	
	q	x	Ka	x	H1													
Pa1	1.000	x	0.628	x	7.400							=		4.645		3.700		17.19
	0.500	x	Ka	x	γt	x	H1	x	H1									
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	7.400	x	7.400			=		30.251		2.467		74.62
	0.500	x	Kp	x	γt	x	H2	x	H2									
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500	x	1.500			=		-4.375		0.500		-2.19
TOTAL											ΣV	113.635			ΣM_v	371.4		
											ΣH		30.521		ΣM_h		89.620	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =													4.14	> 1.5 Aman				
SF Geser = $f \cdot \Sigma V / \Sigma H$													2.98	> 1.5 Aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
L = 4.600 m																		
e = 0.18 <																		
L / 6 = 0.77 OK																		
f = 0.8	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																	
Tegangan ijin tanah =											50.95	ton/m ²						
Tegangan maks =											30.49	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman					
Tegangan min =											18.92	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman					

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.53. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen							
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My					
	(m)		(m)		(m)					(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)						
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]					
Wc1	4.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	16.560	6.011	2.30	0.80	38.088	4.809				
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400	1.960	5.10	1.80	27.540	3.528				
Wc3	3.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.960	4.704	2.80	2.30	36.288	10.820				
Wc4	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				2.400	=	19.968	7.248	2.40	5.10	47.923	36.967				
Wc5	0.500	x	7.400	x	1.000	x	1.000				2.400	=	8.880	3.223	1.30	6.70	11.544	21.597				
Ws1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000				1.760	=	22.528		5.10		114.893					
Ws2	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				1.760	=	14.643		3.20		46.858					
Ws3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	8.096		3.80		30.765					
q	4.600	x	1.000									=	4.600		3.80		17.480					
	q	x	Kae	x	H1																	
Pae1	1.000	x	1.068	x	7.400						=		7.902		3.70		29.237					
	0.500	x	Kae	x	γt	x	H1	x	H	x	(1-kv)											
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	7.400	x	7.400	x	0.819			42.117	2.467		103.890					
	0.500	x	Kpe	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)											
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819			-2.576	0.500		-1.288					
TOTAL											ΣV	113.635			ΣM_v	371.379						
											ΣH		70.591		ΣM_h		209.560					
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																						
SF Guling															1.77	> 1.2 Aman						
SF Geser															1.29	> 1.2 Aman						
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																						
Eksentrisitas dukung																						
L =											4.600 m											
e =											0.88				>							
f = 0.8															L / 6 = 0.77				No			
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																						
Tegangan ijin tanah =											50.95				ton/m ²							
Tegangan maks =											11.57				ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman							
Tegangan min =											0.00				ton/m ² < Tegangan ijin tanah . Aman							

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.54. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi

Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	4.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	16.560		2.3		38.09	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400		5.1		27.54	
Wc3	3.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.960		2.8		36.29	
Wc4	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				2.400	=	19.968		2.4		47.92	
Wc5	0.500	x	7.400	x	1.000	x	1.000				2.400	=	8.880		1.3		11.54	
Ws1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000				1.760	=	22.528		5.1		114.89	
Ws2	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				1.760	=	14.643		3.2		46.86	
Ws3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	8.096		3.8		30.76	
q	4.600	x	1.000									=	4.600		3.8		17.48	
Ww1	1.000	x	5.600	x	1.000	x	1.000				1.000	=	5.600		0.5		2.80	
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H											
Pw	0.500	x	1.000	x	5.600	x	5.600					=		-15.680		1.867		-29.27
	q	x	Ka	x	H1													
Pa1	1.000	x	0.628	x	7.400							=		4.645		3.700		17.19
	0.500	x	Ka	x	γ_t	x	H1	x	H1									
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	7.400	x	7.400			=		30.251		2.467		74.62
	0.500	x	Kp	x	γ_t	x	H2	x	H2									
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500	x	1.500			=		-4.375		0.500		-0.95
Pu1	1.500	x	5.039	x	1.000	x	0.500					=	-3.779		5.1		-19.27	
Pu2	4.600	x	5.039	x	1.000	x	1.000					=	-23.178		2.3		-53.31	
Pu3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	0.500					=	-2.300		1.5		-3.45	
TOTAL											ΣV		89.978			ΣM_v	298.1	
											ΣH			14.841		ΣM_h		61.587
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$														4.84	> 1.5 Aman			
SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H$														4.85	> 1.5 Aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
$L = 4.600 \text{ m}$																		
$e = 0.33 < L / 6 = 0.77 \text{ OK}$																		
f = 0.8	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																	
Tegangan ijin tanah =												50.95	ton/m ²					
Tegangan maks =												27.96	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				
Tegangan min =												11.16	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				

Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.55. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut θ					
	(m)		(m)		(m)									
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	
Wc1	4.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	16.560	6.011
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400	1.960
Wc3	3.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.960	4.704
Wc4	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				2.400	=	19.968	7.248
Wc5	0.500	x	7.400	x	1.000	x	1.000				2.400	=	8.880	3.223
Ws1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000				1.760	=	22.528	5.10
Ws2	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				1.760	=	14.643	3.20
Ws3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	8.096	3.80
q	4.600	x	1.000	x								=	4.600	3.80
Ww1	1.000	x	5.600	x	1.000	x	1.000				1.000	=	5.600	0.50
	7 / 12	x	γ_w	x	Kh	x	H	x	H					
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	5.600	x	5.600			=	-6.640	3.740
	q		Kae	x	H1									
Pae1	1.000	x	1.068	x	7.400							=	7.902	3.70
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)			
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	7.400	x	7.400	x	0.819			
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)			
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819			
Pu1	1.500	x	5.039	x	1.000	x	0.500					=	-3.779	5.100
Pu2	4.600	x	5.039	x	1.000	x	1.000					=	-23.178	2.300
Pu3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	0.500					=	-2.300	1.500
TOTAL										ΣV	89.978		ΣM_v	298.147
										ΣH	63.950		ΣM_h	185.415
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$ 1.61 > 1.2 Aman SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H =$ 1.13 < 1.2 Tidak aman Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : L = 4.600 m e = 1.05 > L / 6 = 0.77 No f = 0.8 Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : Tegangan ijin tanah = 50.95 ton/m² Tegangan maks = 47.88 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman Tegangan min = 0.00 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman														

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.56. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi

Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	4.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	16.560		2.3		38.09	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400		5.1		27.54	
Wc3	3.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.960		2.8		36.29	
Wc4	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				2.400	=	19.968		2.4		47.92	
Wc5	0.500	x	7.400	x	1.000	x	1.000				2.400	=	8.880		1.3		11.54	
Ws1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000				1.760	=	22.528		5.1		114.89	
Ws2	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				1.760	=	14.643		3.2		46.86	
Ws3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	8.096		3.8		30.76	
q	4.600	x	1.000									=	4.600		3.8		17.48	
Ww1	1.000	x	7.600	x	1.000	x	1.000				1.000	=	7.600		0.5		3.80	
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H											
Pw	0.500	x	1.000	x	7.600	x	7.600					=		-28.880		2.533		-73.16
	q	x	Ka	x	H1													
Pa1	1.000	x	0.628	x	7.400							=		4.645		3.700		17.19
	0.500	x	Ka	x	γt	x	H1	x	H1									
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	7.400	x	7.400			=		30.251		2.467		74.62
	0.500	x	Kp	x	γt	x	H2	x	H2									
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500	x	1.500			=		-4.375		0.500		-0.95
Pu1	1.500	x	6.033	x	1.000	x	0.500					=	-4.525		5.1		-23.08	
Pu2	4.600	x	6.033	x	1.000	x	1.000					=	-27.752		2.3		-63.83	
Pu3	4.600	x	1.550	x	1.000	x	0.500					=	-3.566		1.5		-5.35	
TOTAL											ΣV	85.392			ΣM_v	282.9		
											ΣH		1.641		ΣM_h		17.694	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =													15.99	> 1.5 Aman				
SF Geser = $f \cdot \Sigma V / \Sigma H$													41.62	> 1.5 Aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
L = 4.600 m																		
e = 0.81 >													L / 6 = 0.77	No				
f = 0.8	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																	
Tegangan ijin tanah =													50.95	ton/m ²				
Tegangan maks =													38.10	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =													0.00	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			

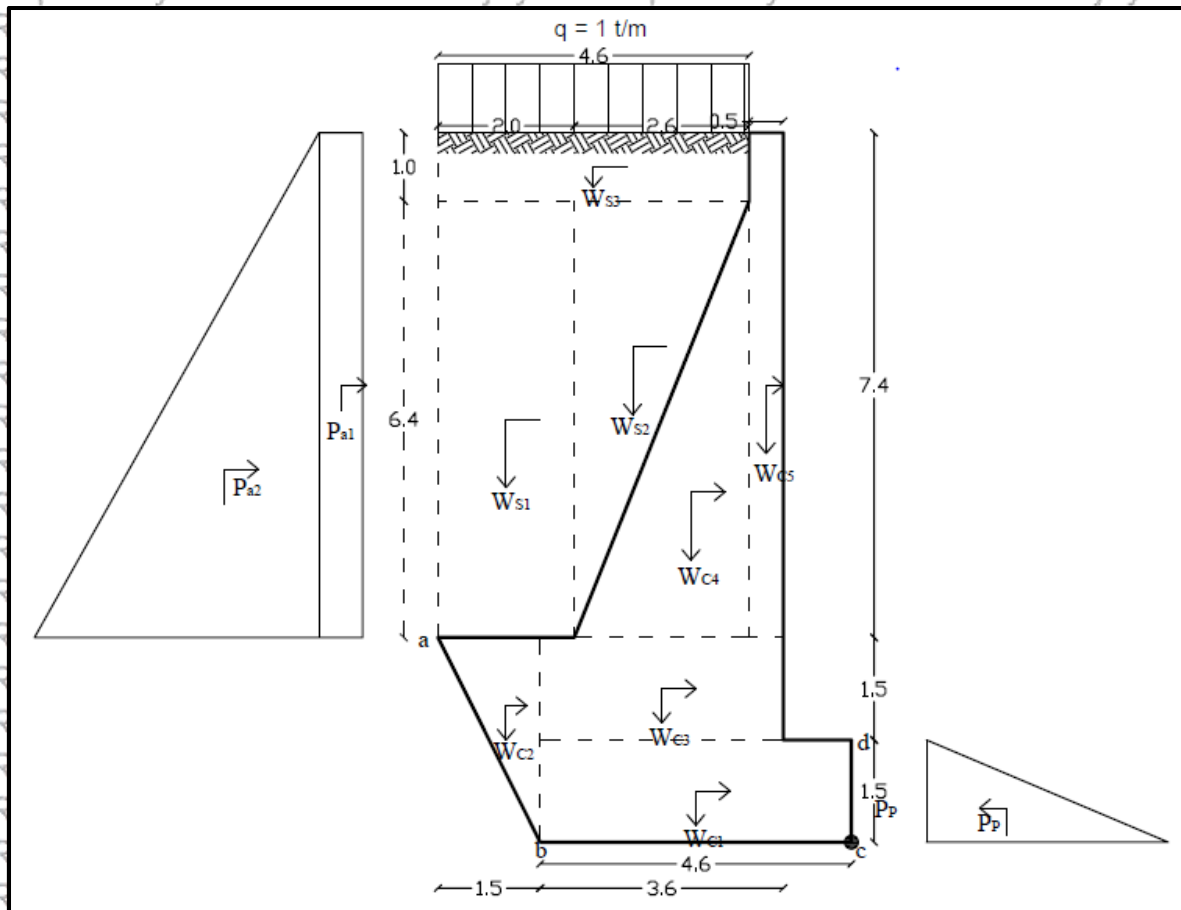
Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.57. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

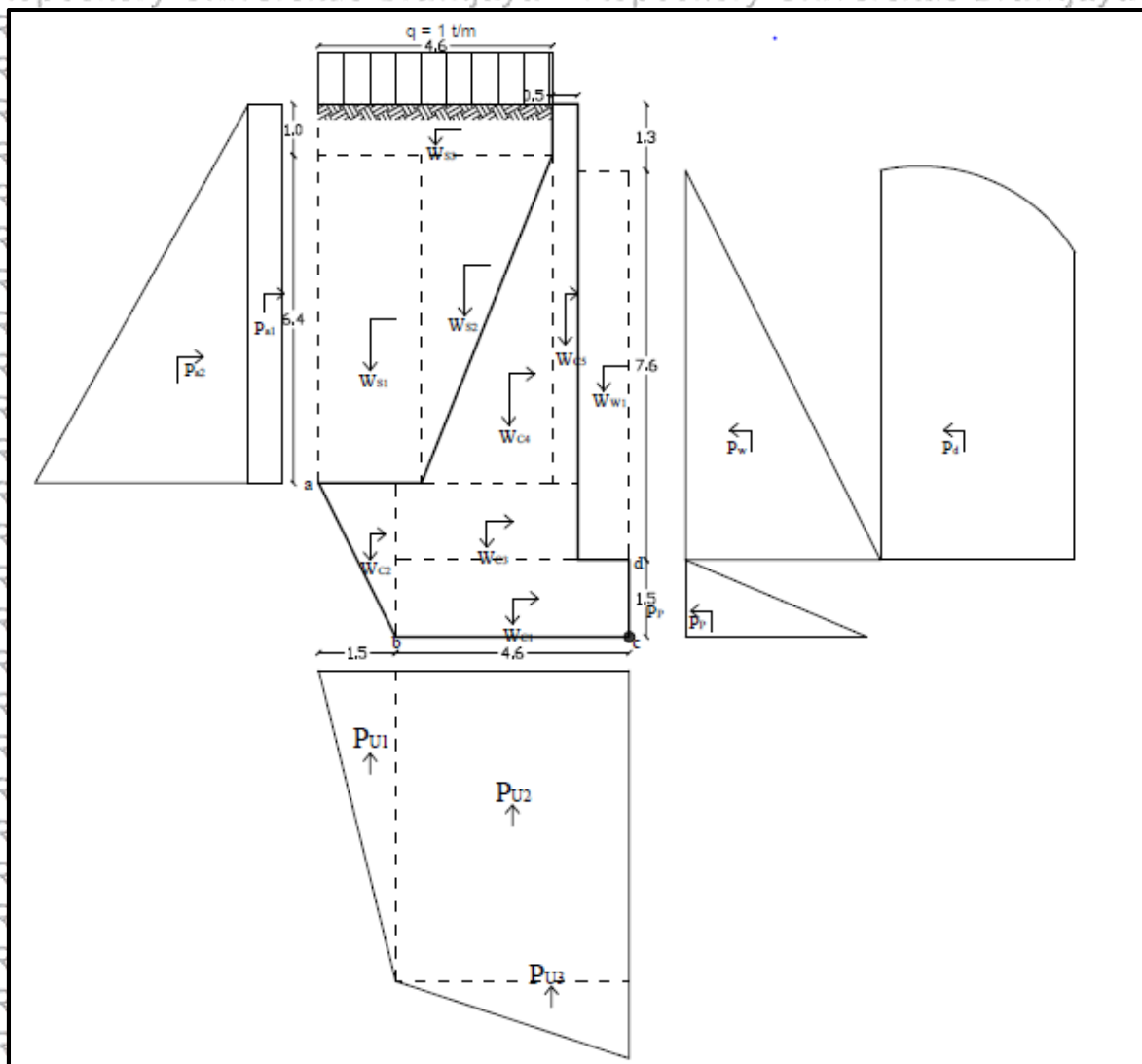
Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen				
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	4.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	16.560	6.011	2.30	0.80	38.088	4.809	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400	1.960	5.10	1.80	27.540	3.528	
Wc3	3.600	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.960	4.704	2.80	2.30	36.288	10.820	
Wc4	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				2.400	=	19.968	7.248	2.40	5.10	47.923	36.967	
Wc5	0.500	x	7.400	x	1.000	x	1.000				2.400	=	8.880	3.223	1.30	6.70	11.544	21.597	
Ws1	2.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000				1.760	=	22.528		5.10		114.893		
Ws2	2.600	x	6.400	x	1.000	x	0.500				1.760	=	14.643		3.20		46.858		
Ws3	4.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	8.096		3.80		30.765		
q	4.600	x	1.000									=	4.600		3.80		17.480		
Ww1	1.000	x	7.600	x	1.000	x	1.000				1.000	=	7.600		0.50		3.800		
	7 / 12	x	γ_w	x	Kh	x	H	x	H										
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	7.600	x	7.600			=		-12.231		4.540		-55.527	
	q	x	Kae	x	H1														
Pae1	1.000	x	1.068	x	7.400							=		7.902		3.70		29.237	
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)								
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	7.400	x	7.400	x	0.819		=		42.117		2.467	103.890	
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)								
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819		=		-2.576		0.500	-0.597	
Pu1	1.500	x	6.033	x	1.000	x	0.500					=	-4.525		5.100		-23.077		
Pu2	4.600	x	6.033	x	1.000	x	1.000					=	-27.752		2.300		-63.831		
Pu3	4.600	x	1.550	x	1.000	x	0.500					=	-3.566		1.500		-5.348		
TOTAL											ΣV	85.392				ΣM_v	282.923		
											ΣH		58.360			ΣM_h		154.724	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																			
SF Guling													$= \Sigma M_v / \Sigma M_h =$		1.83		> 1.2 Aman		
SF Geser													$= f \Sigma V / \Sigma H$		1.17		< 1.2 Tdk aman		
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																			
Eksentrisitas :																			
$L = 4.600 \text{ m}$																			
$e = 0.80 > L / 6 = 0.77$ No																			
$f = 0.8$																			
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																			
Tegangan ijin tanah =													50.95		ton/m ²				
Tegangan maks =													37.92		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman		
Tegangan min =													0.00		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman		

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.28. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi kosong

Gambar 4.29. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{1000th}



Gambar 4.30. Diagram gaya pada dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{PMF}

4.3.2.4. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Saluran Peluncur

Untuk perhitungan uplift pada kondisi banjir disajikan pada Tabel 4.58. dan Tabel 4.59. Perhitungan momen merupakan perkalian antara gaya yang terjadi dengan lengan momen yang diukur berdasarkan titik pusat momen yang terjadi pada konstruksi serta perhitungan analisa stabilitas disajikan pada Tabel 4.60. sampai dengan Tabel 4.65.

Diagram gaya yang bekerja pada dinding penahan sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan pada Gambar 4.31. sampai Gambar 4.33.



Tabel 4.58. Perhitungan Uplift pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir

Q_{1000th}

Panjang Creep = 5.233

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 1.5

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]		
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	2.500					
b					2.500	2.500	2.739
	b-c		3.700	1.233			
c					3.733	2.500	2.857
	c-d	1.500					
d					5.233	1.000	1.500
Panjang Rembesan Total					5.233		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.59. Perhitungan Uplift pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir

Q_{PMF}

Panjang Creep = 5.233

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 2.5

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]		
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	2.500					
b					2.500	2.500	3.217
	b-c		3.700	1.233			
c					3.733	2.500	3.570
	c-d	1.500					
d					5.233	1.000	2.500
Panjang Rembesan Total					5.233		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.60. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut Θ			γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	3.700	x	1.500	x	1.000	x	1.000	2.400	=	13.320		1.9	25.31	
Wc2	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500	2.400	=	3.900		4.1	15.99	
Wc3	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.480		2.4	15.55	
Wc4	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	2.400	=	10.716		2.1	22.50	
Wc5	0.500	x	5.700	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.840		1.3	8.89	
Ws1	1.600	x	4.700	x	1.000	x	1.000	1.760	=	13.235		4.2	55.59	
Ws2	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	1.760	=	7.858		2.8	22.00	
Ws3	3.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000	1.760	=	6.160		3.2	19.71	
q	3.500	x	1.000						=	3.500		3.2	11.20	
	q	x	Ka	x	H1									
Pa1	1.000	x	0.628	x	5.700				=		3.578	2.850	10.20	
	0.500	x	Ka	x	γt	x	H1	x	H1					
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	5.700	x	5.700	=	17.949	1.900	34.10	
	0.500	x	Kp	x	γt	x	H2	x	H2					
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500	x	1.500	=	-4.375	0.500	-2.19	
TOTAL								ΣV	72.010			ΣMv	196.7	
								ΣH		17.151		ΣMh		42.113
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : SF Guling = $\Sigma M v / \Sigma M h =$ 4.67 > 1.5 Aman SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H =$ 3.36 > 1.5 Aman Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L =$ 3.700 m $e =$ 0.30 < $L / 6 =$ 0.62 OK $f =$ 0.8 Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : Tegangan ijin tanah = 51.66 ton/m ² Tegangan maks = 28.85 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman Tegangan min = 10.07 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman														

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.61. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut Θ			γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	3.700	x	1.500	x	1.000	x	1.000	2.400	=	13.320	4.835	1.90	0.80	25.308
Wc2	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500	2.400	=	3.900	1.416	4.10	1.70	15.990
Wc3	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.480	2.352	2.40	2.00	15.552
Wc4	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	2.400	=	10.716	3.890	2.10	4.10	22.504
Wc5	0.500	x	5.700	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.840	2.483	1.30	5.40	8.892
Ws1	1.600	x	4.700	x	1.000	x	1.000	1.760	=	13.235		4.20		55.588
Ws2	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	1.760	=	7.858		2.80		22.004
Ws3	3.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000	1.760	=	6.160		3.20		19.712
q	3.500	x	1.000						=	3.500		3.20		11.200
	q	x	Kae	x	H1									
Pae1	1.000	x	1.068	x	5.700				=		6.087	2.850		17.347
	0.500	x	Kae	x	γt	x	H1	x	H	x	(1-kv)			
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	5.700	x	5.700	x	0.819			
	0.500	x	Kpe	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)			
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819			
TOTAL								ΣV	72.010			ΣMv	196.749	
								ΣH		43.475		ΣMh		103.873
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : SF Guling = $\Sigma M v / \Sigma M h =$ 1.89 > 1.2 Aman SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H =$ 1.33 > 1.2 Aman Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L =$ 3.700 m $e =$ 0.56 < $L / 6 =$ 0.62 OK $f =$ 0.8 Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : Tegangan ijin tanah = 51.66 ton/m ² Tegangan maks = 37.14 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman Tegangan min = 1.78 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman														

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.62. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut θ			γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	3.700	x	1.500	x	1.000	x	1.000	2.400	=	13.320		1.9		25.31
Wc2	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500	2.400	=	3.900		4.1		15.99
Wc3	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.480		2.4		15.55
Wc4	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	2.400	=	10.716		2.1		22.50
Wc5	0.500	x	5.700	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.840		1.3		8.89
Ws1	1.600	x	4.700	x	1.000	x	1.000	1.760	=	13.235		4.2		55.59
Ws2	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	1.760	=	7.858		2.8		22.00
Ws3	3.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000	1.760	=	6.160		3.2		19.71
q	3.500	x	1.000						=	3.500		3.2		11.20
Ww1	1.000	x	1.500	x	1.000	x	0.500	1.000	=	0.750		0.5		0.38
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H							
Pw	0.500	x	1.000	x	1.500	x	1.500		=		-1.125	0.500		-0.56
	q	x	Ka	x	H1									
Pa1	1.000	x	0.628	x	5.700				=		3.578	2.850		10.20
	0.500	x	Ka	x	γ_t	x	H1							
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	5.700		=		17.949	1.900		34.10
	0.500	x	Kp	x	γ_t	x	H2							
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500		=		-4.375	0.500		-2.19
		x	2.210	x	1.760									
Pu1	1.300	x	2.739	x	1.000	x	0.500		=	-1.780		4.1		-7.30
Pu2	3.700	x	2.739	x	1.000	x	1.000		=	-10.134		1.9		-19.25
Pu3	3.700	x	0.100	x	1.000	x	0.500		=	-0.185		1.200		-0.22
TOTAL								ΣV	60.661			ΣM_v	170.3	
								ΣH		16.026		ΣM_h		41.550
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : $SF_{\text{Guling}} = \Sigma M_v / \Sigma M_h = 4.10 > 1.5 \text{ Aman}$ $SF_{\text{Geser}} = f \Sigma V / \Sigma H = 3.03 > 1.5 \text{ Aman}$ Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L = 3.700 \text{ m}$ $e = 0.27 < L/6 = 0.62 \text{ OK}$ $f = 0.8$ Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : Tegangan ijin tanah = 51.66 ton/m ² Tegangan maks = 23.66 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman Tegangan min = 9.13 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman														

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.63. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi

Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen							
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ			γ		Pv	Gaya	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)							(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]			[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	3.700	x	1.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	13.320	4.835	1.90	0.80	25.308	3.868	
Wc2	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500					2.400	=	3.900	1.416	4.10	1.70	15.990	2.407	
Wc3	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.000					2.400	=	6.480	2.352	2.40	2.00	15.552	4.704	
Wc4	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500					2.400	=	10.716	3.890	2.10	4.10	22.504	15.949	
Wc5	0.500	x	5.700	x	1.000	x	1.000					2.400	=	6.840	2.483	1.30	5.40	8.892	13.408	
Ws1	1.600	x	4.700	x	1.000	x	1.000					1.760	=	13.235		4.20		55.588		
Ws2	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500					1.760	=	7.858		2.80		22.004		
Ws3	3.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000					1.760	=	6.160		3.20		19.712		
q	3.500	x	1.000										=	3.500		3.20		11.200		
Ww1	1.000	x	1.500	x	1.000	x	0.500					1.000	=	0.750		0.50		0.375		
	7 / 12	x	γ_w	x	Kh	x	H	x	H											
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	1.500	x	1.500				=		-0.476		2.100		-1.001	
	q	x	Kae	x	H1															
Pae1	1.000	x	1.068	x	5.700								=		6.087		2.850		17.347	
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)									
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	5.700	x	5.700	x	0.819				24.989		1.900		47.479	
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)									
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819				-2.576		0.500		-1.288	
Pu1	1.300	x	2.739	x	1.000	x	0.500						=	-1.780		4.10		-7.299		
Pu2	3.700	x	2.739	x	1.000	x	1.000						=	-10.134		1.90		-19.254		
Pu3	3.700	x	0.100	x	1.000	x	0.500						=	-0.185		1.20		-0.222		
TOTAL												ΣV	60.661			ΣM_v	170.349			
												ΣH			42.999		ΣM_h		102.873	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																				
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$															1.66	> 1.2 Aman				
SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H$															1.13	< 1.2 Tidak aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																				
Eksentrisitas :																				
L = 3.700 m																				
e = 0.74 >															L / 6 =	0.62	No			
f = 0.8		Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =															51.66	ton/m ²				
Tegangan maks =															36.36	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =															0.00	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.64. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio	Sudut θ			γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]			[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	3.700	x	1.500	x	1.000	x	1.000	2.400	=	13.320		1.9		25.31
Wc2	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500	2.400	=	3.900		4.1		15.99
Wc3	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.480		2.4		15.55
Wc4	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	2.400	=	10.716		2.1		22.50
Wc5	0.500	x	5.700	x	1.000	x	1.000	2.400	=	6.840		1.3		8.89
Ws1	1.600	x	4.700	x	1.000	x	1.000	1.760	=	13.235		4.2		55.59
Ws2	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500	1.760	=	7.858		2.8		22.00
Ws3	3.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000	1.760	=	6.160		3.2		19.71
q	3.500	x	1.000						=	3.500		3.2		11.20
Ww1	1.000	x	2.500	x	1.000	x	0.500	1.000	=	1.250		0.5		0.63
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H							
Pw	0.500	x	1.000	x	2.500	x	2.500		=	-3.125		0.833		-2.60
	q	x	Ka	x	H1									
Pa1	1.000	x	0.628	x	5.700				=	3.578		2.850		10.20
	0.500	x	Ka	x	γ_t	x	H1							
Pa2	0.500	x	0.628	x	5.700	x	5.700		=	17.949		1.900		34.10
	0.500	x	Kp	x	γ_t	x	H2							
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500		=	-4.375		0.500		-2.19
		x												
Pu1	1.300	x	3.217	x	1.000	x	0.500		=	-2.091		4.1		-8.57
Pu2	3.700	x	3.217	x	1.000	x	1.000		=	-11.901		1.9		-22.61
Pu3	3.700	x	0.354	x	1.000	x	0.500		=	-0.654		1.200		-0.78
TOTAL								ΣV	58.614			ΣM_v	165.4	
								ΣH		14.026		ΣM_h		39.508
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa : $SF_{\text{Guling}} = \Sigma M_v / \Sigma M_h = 4.19 > 1.5 \text{ Aman}$ $SF_{\text{Geser}} = f \Sigma V / \Sigma H = 3.34 > 1.5 \text{ Aman}$ Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah : Eksentrisitas : $L = 3.700 \text{ m}$ $e = 0.30 < L/6 = 0.62 \text{ OK}$ $f = 0.8$ Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi : $\text{Tegangan ijin tanah} = 51.66 \text{ ton/m}^2$ $\text{Tegangan maks} = 23.49 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$ $\text{Tegangan min} = 8.19 \text{ ton/m}^2 < \text{Tegangan ijin tanah, Aman}$														

Sumber : Hasil Perhitungan

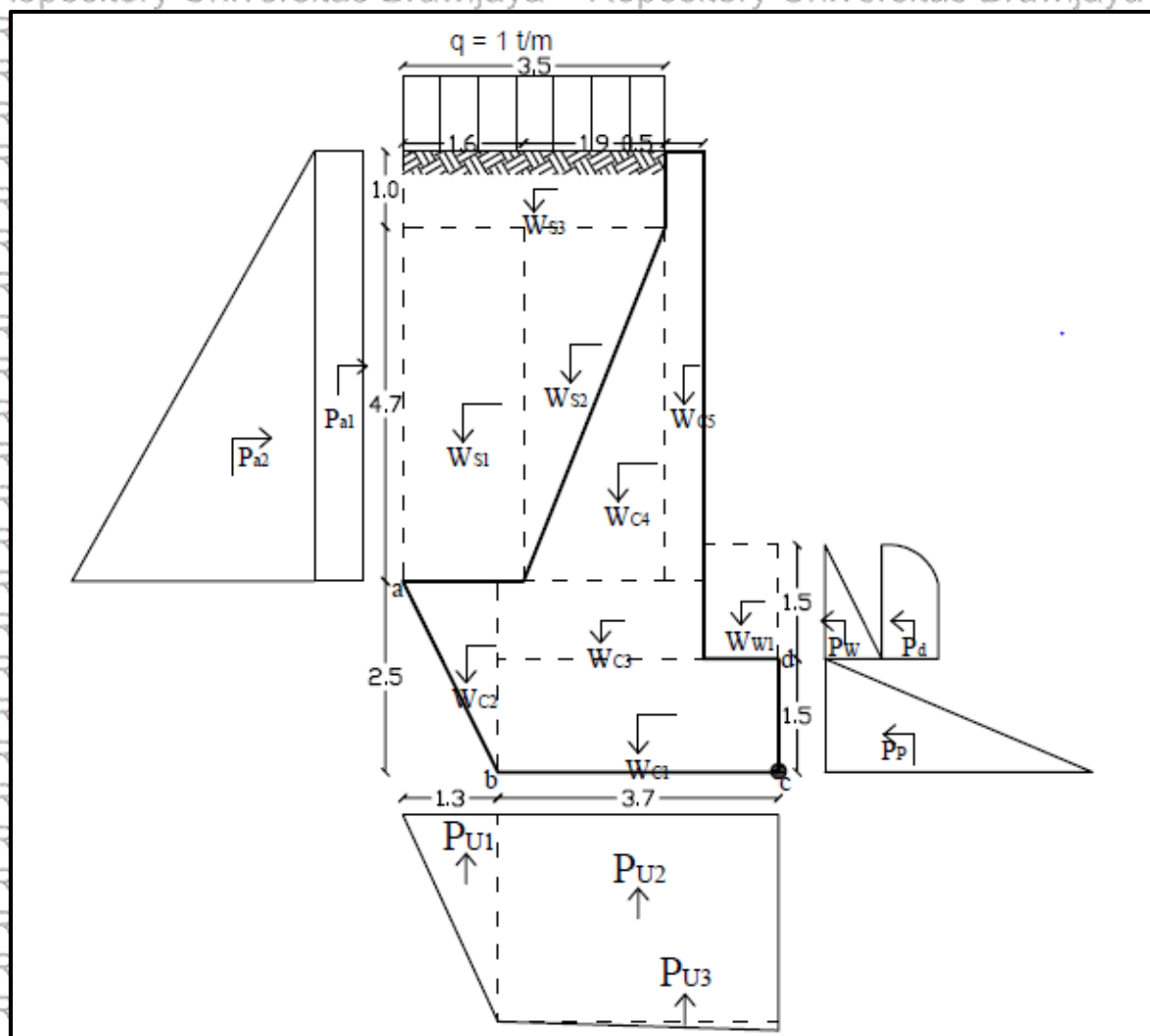
Tabel 4.65. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi

Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

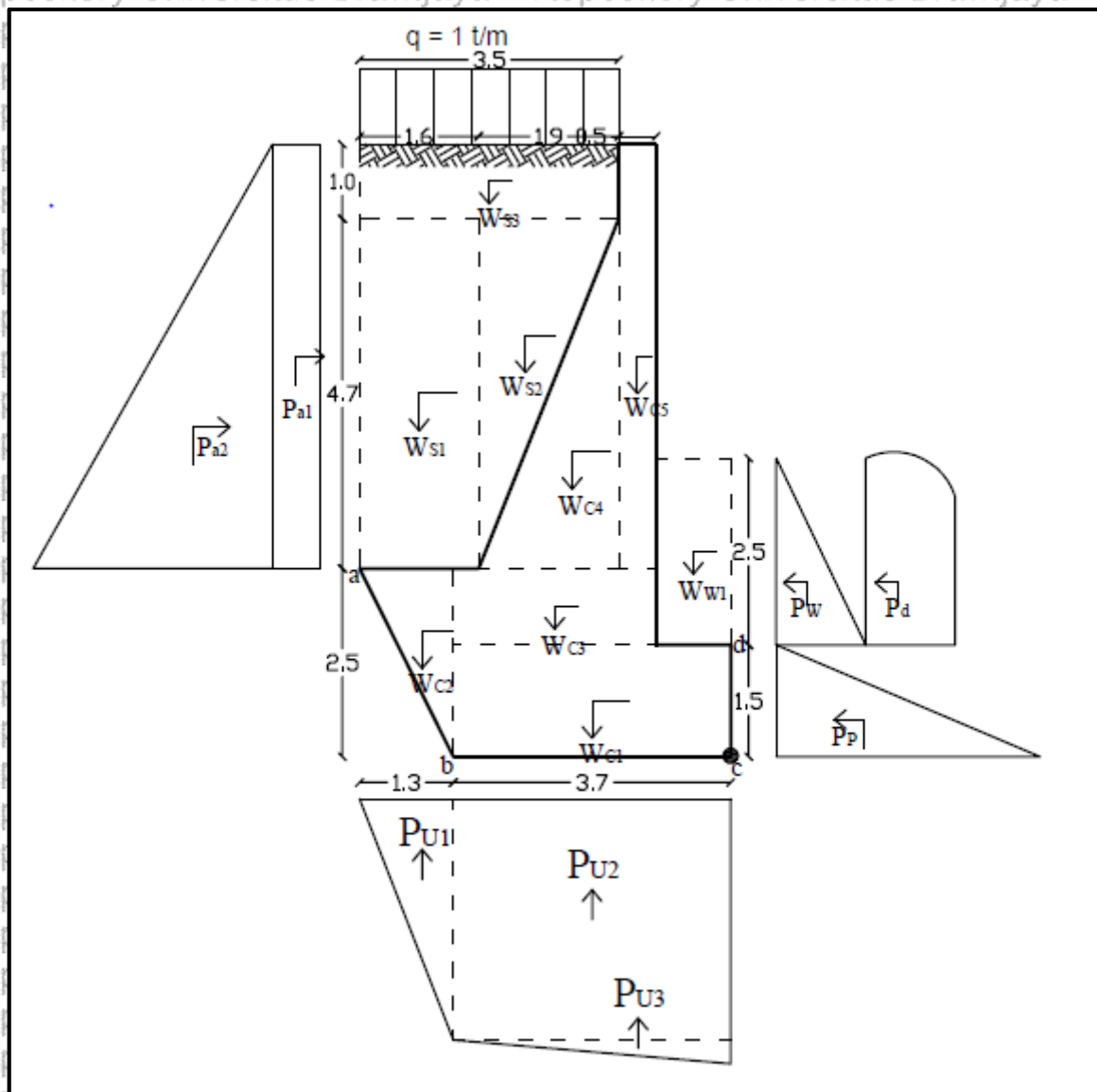
Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	3.700	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	13.320	4.835	1.90	0.80	25.308	3.868
Wc2	1.300	x	2.500	x	1.000	x	0.500				2.400	=	3.900	1.416	4.10	1.70	15.990	2.407
Wc3	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.000				2.400	=	6.480	2.352	2.40	2.00	15.552	4.704
Wc4	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500				2.400	=	10.716	3.890	2.10	4.10	22.504	15.949
Wc5	0.500	x	5.700	x	1.000	x	1.000				2.400	=	6.840	2.483	1.30	5.40	8.892	13.408
Ws1	1.600	x	4.700	x	1.000	x	1.000				1.760	=	13.235		4.20		55.588	
Ws2	1.900	x	4.700	x	1.000	x	0.500				1.760	=	7.858		2.80		22.004	
Ws3	3.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	6.160		3.20		19.712	
q	3.500	x	1.000									=	3.500		3.20		11.200	
Ww1	1.000	x	2.500	x	1.000	x	0.500				1.000	=	1.250		0.50		0.625	
	7 / 12	x	γ_w	x	Kh	x	H	x	H									
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	2.500	x	2.500			=		-1.323		2.500		-3.309
	q	x	Kae	x	H1													
Pae1	1.000	x	1.068	x	5.700							=		6.087		2.850		17.347
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)							
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	5.700	x	5.700	x	0.819	=		24.989		1.900		47.479
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)							
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819	=		-2.576		0.500		-1.288
Pu1	1.300	x	3.217	x	1.000	x	0.500					=	-2.091		4.10		-8.572	
Pu2	3.700	x	3.217	x	1.000	x	1.000					=	-11.901		1.90		-22.612	
Pu3	3.700	x	0.354	x	1.000	x	0.500					=	-0.654		1.20		-0.785	
TOTAL											ΣV	58.614			ΣM_v	165.405		
											ΣH		42.152		ΣM_h		100.565	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling											= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =		1.64		> 1.2 Aman			
SF Geser											= $f \Sigma V / \Sigma H$		1.11		< 1.2 Tidak aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
$L = 3.700 \text{ m}$																		
$e = 0.74 > L / 6 = 0.62$ No																		
f = 0.8																		
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =											51.66		ton/m ²					
Tegangan maks =											35.32		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =											0.00		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber : Hasil Perhitungan

Gambar 4.31. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi kosong



Gambar 4.32. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{1000th}



Gambar 4.33. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{PMF}

4.3.2.5. Analisa Stabilitas Konstruksi pada Dinding Penahan Peredam Energi

Untuk perhitungan uplift pada kondisi banjir disajikan pada Tabel 4.66. dan Tabel 4.67.

Perhitungan momen merupakan perkalian antara gaya yang terjadi dengan lengan momen yang diukur berdasarkan titik pusat momen yang terjadi pada konstruksi serta perhitungan analisa stabilitas disajikan pada Tabel 4.67. sampai dengan Tabel 4.70.

Diagram gaya yang bekerja pada dinding penahan sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan pada Gambar 4.34. sampai Gambar 4.35.

Tabel 4.66. Perhitungan Uplift pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir

 Q_{1000th}

Panjang Creep = 6.433

Tinggi air di hulu = 0

Tinggi air di hilir = 9.3

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
a					0.000	0.000	0.000
	a-b	3.000					
b					3.000	3.000	6.637
	b-c		5.800	1.933			
c					4.933	3.000	8.981
	c-d	1.500					
d					6.433	1.500	9.300
Panjang Rembesan Total					6.433		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.67. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi

Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen				
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ			γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)							(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]			[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	5.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	20.880		2.9		60.55	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500					2.400	=	5.400		6.3		34.02	
Wc3	4.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000					2.400	=	17.280		3.4		58.75	
Wc4	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500					2.400	=	39.312		2.7		106.14	
Wc5	0.500	x	10.100	x	1.000	x	1.000					2.400	=	12.120		1.3		15.76	
Ws1	2.200	x	9.100	x	1.000	x	1.000					1.760	=	35.235		6.2		218.46	
Ws2	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500					1.760	=	28.829		3.9		112.43	
Ws3	5.800	x	1.000	x	1.000	x	1.000					1.760	=	10.208		4.4		44.92	
q	5.800	x	1.000										=	5.800		4.4		25.52	
	q	x	Ka	x	H1														
Pa1	1.000	x	0.628	x	10.100								=		6.340		5.050		32.02
	0.500	x	Ka	x	γt	x	H1	x	H1										
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	10.100	x	10.100				=		56.354		3.367		189.72
	0.500	x	Kp	x	γt	x	H2	x	H2				=						
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500	x	1.500				=		-4.375		0.500		-2.19
TOTAL												ΣV	175.064			ΣM_v	676.5		
												ΣH		58.319		ΣM_h		219.555	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																			
SF Guling												= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =		3.08	> 1.5 Aman				
SF Geser												= $f \Sigma V / \Sigma H$		2.40	> 1.5 Aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																			
Eksentrisitas :																			
L =												5.800 m							
e =												0.29 <		L / 6 =	0.97		OK		
f =	0.8		Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																
Tegangan ijin tanah =												48.77		ton/m ²					
Tegangan maks =												39.22		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =												21.14		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.68. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	5.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	20.880	7.579	2.90	0.80	60.552	6.064
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400	1.960	6.30	2.00	34.020	3.920
Wc3	4.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	17.280	6.273	3.40	2.30	58.752	14.427
Wc4	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500				2.400	=	39.312	14.270	2.70	6.00	106.142	85.622
Wc5	0.500	x	10.100	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.120	4.400	1.30	8.10	15.756	35.636
Ws1	2.200	x	9.100	x	1.000	x	1.000				1.760	=	35.235		6.20		218.458	
Ws2	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500				1.760	=	28.829		3.90		112.432	
Ws3	5.800	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	10.208		4.40		44.915	
q	5.800	x	1.000									=	5.800		4.40		25.520	
	q	x	Kae	x	H1													
Pae1	1.000	x	1.068	x	10.100							=		10.785		5.050		54.464
	0.500	x	Kae	x	γt	x	H1	x	H	x	(1-kv)							
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	10.100	x	10.100	x	0.819		=		78.459		3.367	264.145
	0.500	x	Kpe	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)							
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819		=		-2.576		0.500	-1.288
TOTAL											ΣV	175.064			ΣMv	676.548		
											ΣH		121.150		ΣMh		462.989	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling													$= \Sigma M v / \Sigma M h =$		1.46		> 1.2 Aman	
SF Geser													$= f \Sigma V / \Sigma H$		1.16		< 1.2 Tidak aman	
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
$L = 5.800 \text{ m}$																		
$e = 1.68 >$																		
$L / 6 = 0.97 \text{ No}$																		
$f = 0.8$																		
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =													48.77		ton/m ²			
Tegangan maks =													16.50		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman	
Tegangan min =													0.00		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman	

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.69. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi

Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

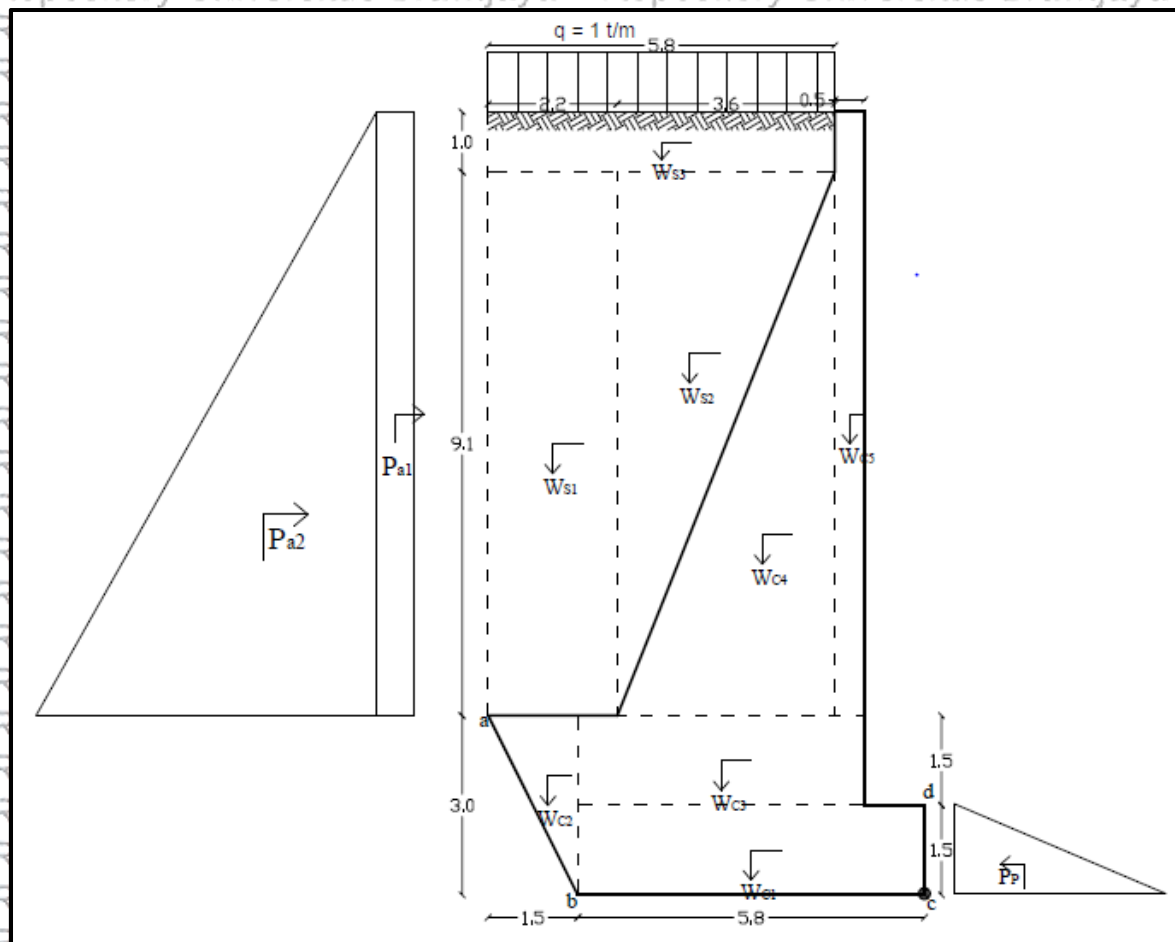
Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	5.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	20.880		2.9		60.55	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400		6.3		34.02	
Wc3	4.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	17.280		3.4		58.75	
Wc4	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500				2.400	=	39.312		2.7		106.14	
Wc5	0.500	x	10.100	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.120		1.3		15.76	
Ws1	2.200	x	9.100	x	1.000	x	1.000				1.760	=	35.235		6.2		218.46	
Ws2	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500				1.760	=	28.829		3.9		112.43	
Ws3	5.800	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	10.208		4.4		44.92	
q	5.800	x	1.000									=	5.800		4.4		25.52	
Ww1	1.000	x	9.300	x	1.000	x	0.500				1.000	=	4.650		0.5		2.33	
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H											
Pw	0.500	x	1.000	x	9.300	x	9.300					=		-43.245		3.100		-134.06
	q	x	Ka	x	H1													
Pa1	1.000	x	0.628	x	10.100							=		6.340		5.050		32.02
	0.500	x	Ka	x	γ_t	x	H1	x	H1									
Pa2	0.500	x	0.628	x	1.760	x	10.100	x	10.100			=		56.354		3.367		189.72
	0.500	x	Kp	x	γ_t	x	H2	x	H2			=						
Pp	0.500	x	2.210	x	1.760	x	1.500	x	1.500			=		-4.375		0.500		-2.19
Pu1	1.500	x	6.637	x	1.000	x	0.500					=	-4.978		6.3		-31.36	
Pu2	5.800	x	6.637	x	1.000	x	1.000					=	-38.496		2.9		-111.64	
Pu3	2.300	x	2.300	x	1.000	x	0.500					=	-2.645		1.900		-5.03	
TOTAL											ΣV	133.595			ΣM_v	530.8		
											ΣH			15.074		ΣM_h		85.496
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$														6.21	> 1.5 Aman			
SF Geser = $f \Sigma V / \Sigma H$														7.09	> 1.5 Aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
$L = 5.800 \text{ m}$																		
$e = 0.43 < L / 6 = 0.97 \text{ OK}$																		
f = 0.8	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																	
	Tegangan ijin tanah = 48.77 ton/m ²																	
	Tegangan maks = 33.37 ton/m ²												< Tegangan ijin tanah , Aman					
	Tegangan min = 12.70 ton/m ²												< Tegangan ijin tanah , Aman					

Sumber : Hasil Perhitungan

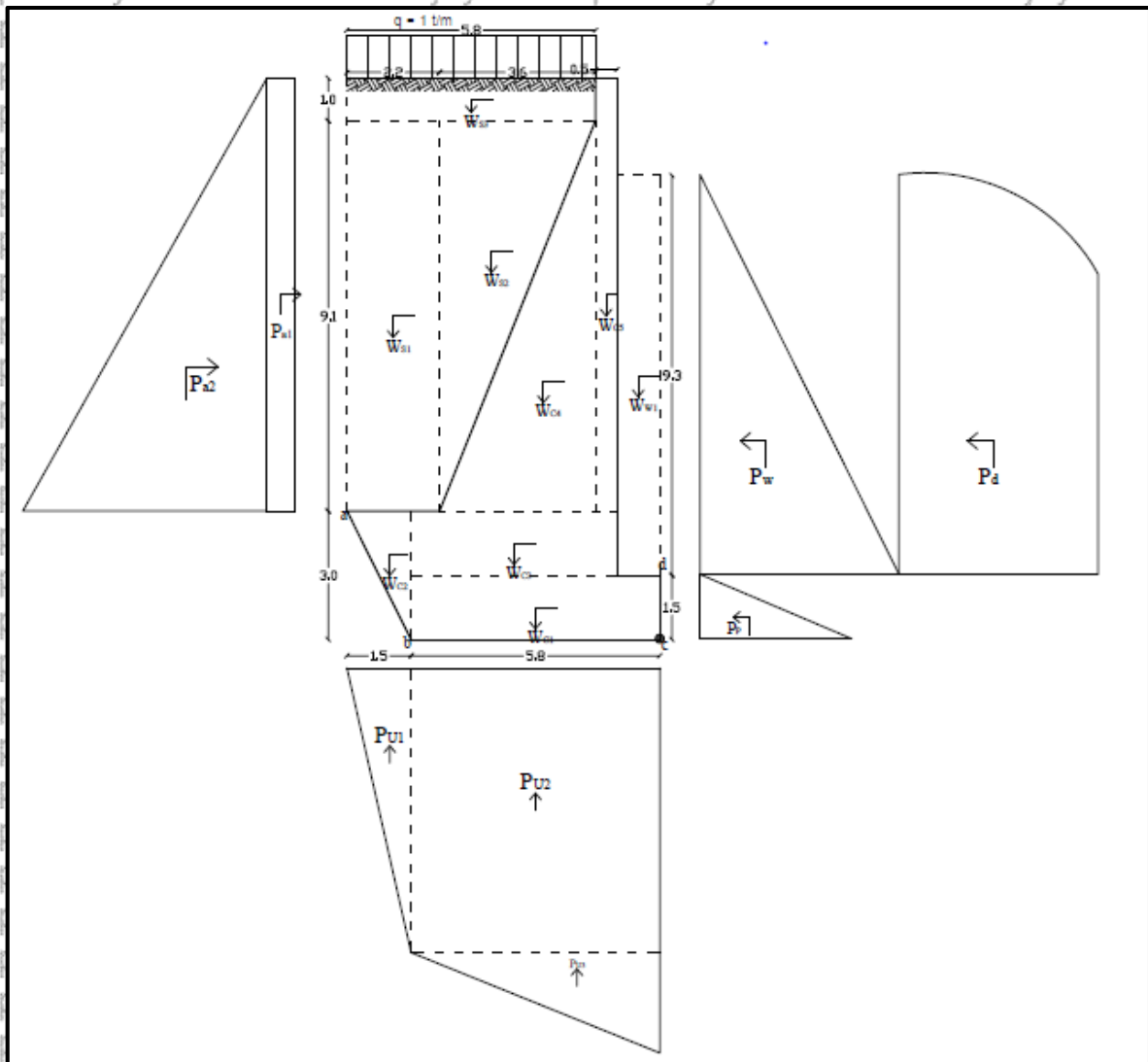
Tabel 4.70. Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen				
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	5.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	20.880	7.579	2.90	0.80	60.552	6.064	
Wc2	1.500	x	3.000	x	1.000	x	0.500				2.400	=	5.400	1.960	6.30	2.00	34.020	3.920	
Wc3	4.800	x	1.500	x	1.000	x	1.000				2.400	=	17.280	6.273	3.40	2.30	58.752	14.427	
Wc4	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500				2.400	=	39.312	14.270	2.70	6.00	106.142	85.622	
Wc5	0.500	x	10.100	x	1.000	x	1.000				2.400	=	12.120	4.400	1.30	8.10	15.756	35.636	
Ws1	2.200	x	9.100	x	1.000	x	1.000				1.760	=	35.235		6.20		218.458		
Ws2	3.600	x	9.100	x	1.000	x	0.500				1.760	=	28.829		3.90		112.432		
Ws3	5.800	x	1.000	x	1.000	x	1.000				1.760	=	10.208		4.40		44.915		
q	5.800	x	1.000									=	5.800		4.40		25.520		
Ww1	1.000	x	9.300	x	1.000	x	0.500				1.000	=	4.650		0.50		2.325		
	7 / 12	x	γ_w	x	Kh	x	H	x	H										
Pd	0.583	x	1.000	x	0.363	x	9.300	x	9.300			=		-18.314		5.220		-95.60	
	q	x	Kae	x	H1														
Pae1	1.000	x	1.068	x	10.100							=		10.785		5.050		54.464	
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H	x	(1-kv)								
Pae2	0.500	x	1.068	x	1.760	x	10.100	x	10.100	x	0.819		=		78.459		3.367	264.145	
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)								
Ppe1	0.500	x	1.590	x	1.760	x	1.500	x	1.500	x	0.819		=		-2.576		0.500	-1.288	
Pu1	1.500	x	6.637	x	1.000	x	0.500					=	-4.978		6.30		-31.361		
Pu2	5.800	x	6.637	x	1.000	x	1.000					=	-38.496		2.90		-111.64		
Pu3	2.300	x	2.300	x	1.000	x	0.500					=	-2.645		1.90		-5.026		
TOTAL											ΣV	133.595				ΣM_v	530.847		
											ΣH		102.835				ΣM_h		367.389
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																			
SF Guling													= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =	1.44	> 1.2 Aman				
SF Geser													= $f \Sigma V / \Sigma H$	1.04	< 1.2 Tidak aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																			
Eksentrisitas :																			
L =													5.800	m					
e =													1.68	>	L / 6 =	0.97	No		
f = 0.8																			
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																			
Tegangan ijin tanah =													48.77	ton/m ²					
Tegangan maks =													12.55	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				
Tegangan min =													0.00	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.34. Diagram gaya pada dinding penahan peredam energi kondisi kosong



Gambar 4.35. Diagram gaya pada dinding penahan saluran peredam energi banjir Q_{1000th}

Tabel 4.71. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah Samping

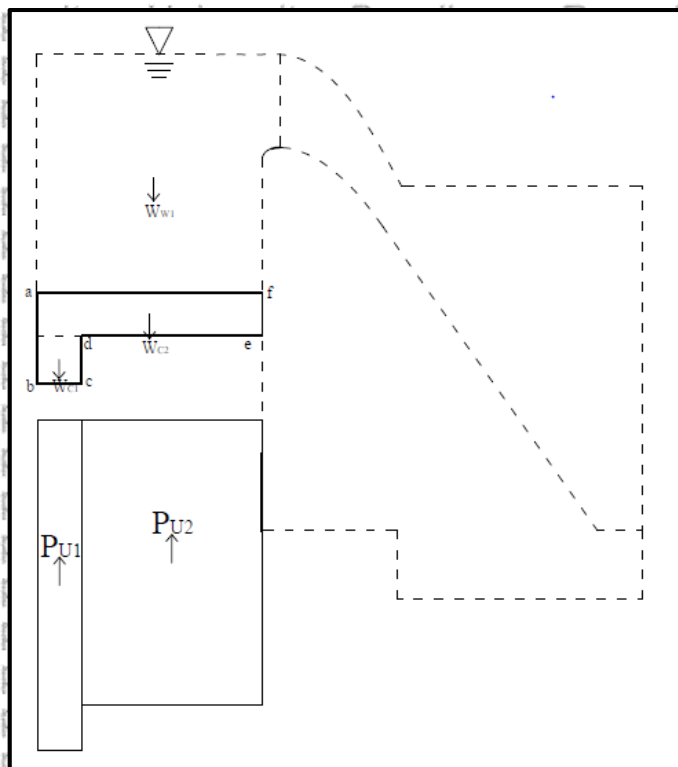
No.	Tinjauan analisa stabilitas		Gaya-gaya		Momen Tahan (Mv) ton.m	Momen Guling (Mh) ton.m	Angka keamanan terhadap guling		Angka keamanan terhadap geser		Eksentri sitas e	L/6	Kontrol Eksentri sitas	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m ²
			Vertikal ton	Horizontal ton			SF Guling		SF Geser								
A	Dinding Penahan Saluran Samping (Side)																
	Tinjauan kondisi normal						(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	203.82	36.33	1402.28	313.75	4.47	aman	4.49	aman	0.84	1.50	OK	35.34	9.96	47.4	OK
	2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	160.11	20.65	1136.44	284.48	3.99	aman	6.20	aman	0.82	1.50	OK	27.53	8.05	47.4	OK
	3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	157.56	7.45	1099.90	240.59	4.57	aman	16.93	aman	0.95	1.50	OK	28.64	6.37	47.4	OK
	Tinjauan kondisi gempa						(SF >= 1,2)		(SF >= 1,2)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	203.82	123.33	1402.28	776.85	1.81	aman	1.32	aman	1.43	1.50	OK	44.26	1.03	47.4	OK
2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	160.11	116.69	1136.44	752.02	1.51	aman	1.10	tidak aman	2.10	1.50	NO	44.46	0.00	47.4	OK	
3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	157.56	111.10	1099.90	721.33	1.52	aman	1.13	tidak aman	2.10	1.50	NO	43.72	0.00	47.4	OK	
No.	Tinjauan analisa stabilitas		Gaya-gaya		Momen Tahan (Mv) ton.m	Momen Guling (Mh) ton.m	Angka keamanan terhadap guling SF Guling	Angka keamanan terhadap geser SF Geser	Eksentri sitas e	L/6	Kontrol Eksentri sitas	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m ²		
		Vertikal ton	Horizontal ton														
B	Dinding Penahan Saluran Transisi																
	Tinjauan kondisi normal						(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	113.64	30.52	371.38	89.62	4.14	aman	2.98	aman	0.18	0.77	OK	30.49	18.92	51.0	OK
	2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	89.98	14.84	298.15	61.59	4.84	aman	4.85	aman	0.33	0.77	OK	27.96	11.16	51.0	OK
	3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	85.39	1.64	282.92	17.69	15.99	aman	41.62	aman	0.81	0.77	NO	38.10	0.00	51.0	OK
	Tinjauan kondisi gempa						(SF >= 1,2)		(SF >= 1,2)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	113.64	70.59	371.38	209.56	1.77	aman	1.29	aman	0.88	0.77	NO	11.57	0.00	51.0	OK
2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	89.98	63.95	298.15	185.42	1.61	aman	1.13	tidak aman	1.05	0.77	NO	47.88	0.00	51.0	OK	
3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	85.39	58.36	282.92	154.72	1.83	aman	1.17	tidak aman	0.80	0.77	NO	37.92	0.00	51.0	OK	
No.	Tinjauan analisa stabilitas		Gaya-gaya		Momen Tahan (Mv) ton.m	Momen Guling (Mh) ton.m	Angka keamanan terhadap guling SF Guling	Angka keamanan terhadap geser SF Geser	Eksentri sitas e	L/6	Kontrol Eksentri sitas	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m ²		
		Vertikal ton	Horizontal ton														
C	Dinding Penahan Saluran Peluncur																
	Tinjauan kondisi normal						(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	72.01	17.15	196.75	42.11	4.67	aman	3.36	aman	0.30	0.62	OK	28.85	10.07	51.7	OK
	2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	60.66	16.03	170.35	41.55	4.10	aman	3.03	aman	0.273	0.62	OK	23.66	9.13	51.7	OK
	3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	58.61	14.03	165.40	39.51	4.19	aman	3.34	aman	0.298	0.62	OK	23.49	8.19	51.7	OK
	Tinjauan kondisi gempa						(SF >= 1,2)		(SF >= 1,2)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	72.01	43.48	196.75	103.87	1.89	aman	1.33	aman	0.56	0.62	OK	37.14	1.78	51.7	OK
2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	60.66	43.00	170.35	102.87	1.66	aman	1.13	tidak aman	0.74	0.62	NO	36.36	0.00	51.7	OK	
3	Saluran keadaan banjir Q _{PMF}	58.61	42.15	165.40	100.56	1.64	aman	1.11	tidak aman	0.74	0.62	NO	35.32	0.00	51.7	OK	
No.	Tinjauan analisa stabilitas		Gaya-gaya		Momen Tahan (Mv) ton.m	Momen Guling (Mh) ton.m	Angka keamanan terhadap guling SF Guling	Angka keamanan terhadap geser SF Geser	Eksentri sitas e	L/6	Kontrol Eksentri sitas	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m ²		
		Vertikal ton	Horizontal ton														
D	Dinding Penahan Peredam Energi																
	Tinjauan kondisi normal						(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)		e < L/6		< σ ijin				
	1	Saluran keadaan kosong	175.06	58.32	676.55	219.56	3.08	aman	2.40	aman	0.29	0.97	OK	39.22	21.14	48.8	OK
	2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	133.59	15.07	530.85	85.50	6.21	aman	7.09	aman	0.43	0.97	OK	33.37	12.70	48.8	OK
	Tinjauan kondisi gempa						(SF >= 1,2)		(SF >= 1,2)		e < L/6		< σ ijin				
1	Saluran keadaan kosong	175.06	121.15	676.55	462.99	1.46	aman	1.16	tidak aman	1.68	0.97	NO	16.50	0.00	48.8	OK	
2	Saluran keadaan banjir Q _{1000th}	133.59	102.84	530.85	367.39	1.44	aman	1.04	tidak aman	1.68	0.97	NO	12.55	0.00	48.8	OK	

Sumber: Hasil Perhitungan



4.3.2.6. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Apron Hulu Terhadap Uplift

Dari hasil perhitungan hidrolika pada saluran pengarah diperoleh kedalaman aliran dan rencana penampang memanjang konstruksinya adalah sebagai berikut:



Gambar 4.36. Diagram gaya pada lantai apron hulu kondisi banjir Q_{PMF}

Tabel 4.72. Perhitungan Uplift pada Lantai Apron Hulu Kondisi Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 5.667
Tinggi air di hulu = 5.300
Tinggi air di hilir = 5.300

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift		
		Vertikal	Horizont al	1/3.Hori zontal	Jarak				
A					0.000	5.300	5.300		
B	A-B	2.000			2.000	7.300	7.300		
C	B-C		1.000	0.333	2.333	7.300	7.300		
D	C-D	1.000			3.333	6.300	6.300		
E	D-E		4.000	1.333	4.667	6.300	6.300		
F	E-F	1.000			5.667	5.300	5.300		
Panjang Rembesan Total					5.667				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.73. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Apron Hulu terhadap *Uplift* Kondisi Banjir Q_{PMF}

No	Notasi	Nilai								γ (t/m ³)		Gaya Vertikal
		Panjang		Tinggi		Lebar		Rasio				
1	Wc1	1.0	x	1	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	2.4
2	Wc2	5.0	x	1	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	12.0
5	Ww1	5.0	x	5.300	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	26.5
6	PU1	1.0	x	7.300	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	7.3
7	PU2	4.0	x	6.300	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	25.2

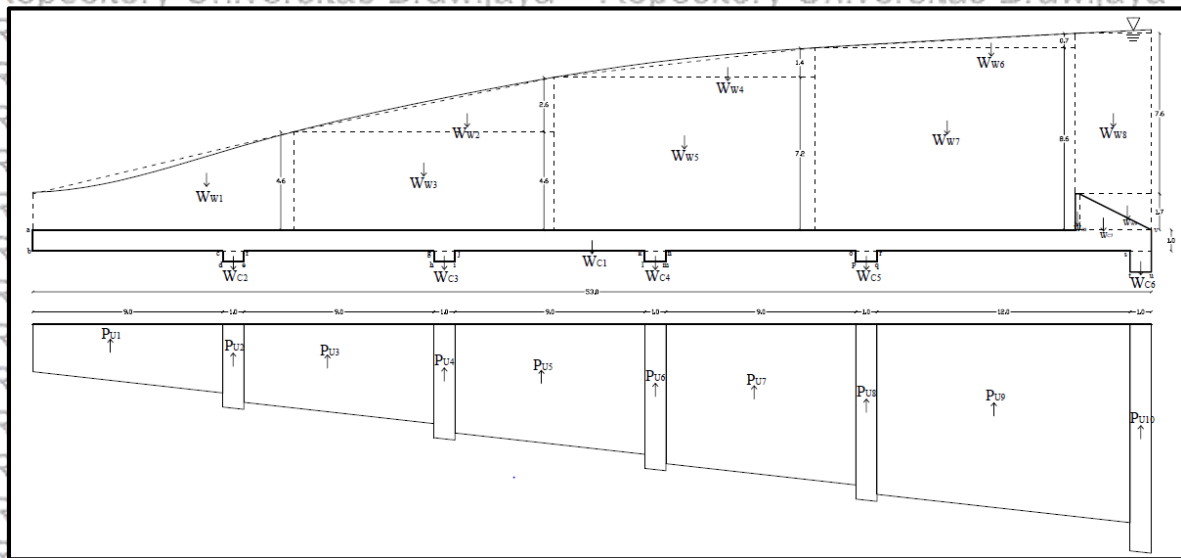
Sumber: Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan *Uplift* saat Q_{PMF} :

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{40,9}{32,5} = 1,26 > 1,1 \text{ (Aman, tebal lantai cukup)}$$

4.3.2.7. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi Terhadap *Uplift*

Dari hasil perhitungan hidrolika pada saluran pengarah diperoleh kedalaman aliran dan rencana penampang memanjang konstruksinya adalah sebagai berikut:



Gambar 4.37. Diagram gaya pada lantai peredam energi kondisi banjir Q_{1000th}



Tabel 4.74. Perhitungan *Uplift* pada Lantai Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep = 25.667
Tinggi air di hulu = 0.900
Tinggi air di hilir = 9.500

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizont al	1/3.Hori zontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	0.900	0.900
B	A-B	1.000			1.000	1.900	2.235
C	B-C		9.000	3.000			
D	C-D	0.500			4.000	1.900	3.240
E	D-E		1.000	0.333			
F	E-F	0.500			4.833	2.400	4.019
G	F-G		9.000	3.000	5.333	1.900	3.687
H	G-H	0.500			8.333	1.900	4.692
I	H-I		1.000	0.333	8.833	2.400	5.360
J	I-J	0.500			9.167	2.400	5.471
K	J-K		9.000	3.000	9.667	1.900	5.139
L	K-L	0.500			12.667	1.900	6.144
M	L-M		1.000	0.333	13.167	2.400	6.812
N	M-N	0.500			13.500	2.400	6.923
O	N-O		9.000	3.000	14.000	1.900	6.591
P	O-P	0.500			17.000	1.900	7.596
Q	P-Q		1.000	0.333	17.500	2.400	8.264
R	Q-R	0.500			17.833	2.400	8.375
S	R-S		12.000	4.000	18.333	1.900	8.043
T	S-T	1.000			22.333	1.900	9.383
U	T-U		1.000	0.333	23.333	2.900	10.718
V	U-V	2.000			23.667	2.900	10.830
V					25.667	0.900	9.500
Panjang Rembesan Total					25.667		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.75. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap

Uplift Kondisi Banjir Q_{1000th}

No	Notasi	Nilai				γ		Gaya Vertikal
		Panjang		Tinggi	Lebar	Rasio	(t/m ³)	
1	Wc1	53.0	x	1.0	x	1.0	x	127.2
2	Wc2	1.0	x	0.5	x	1.0	x	1.2
3	Wc3	1.0	x	0.5	x	1.0	x	1.2
4	Wc4	1.0	x	0.5	x	1.0	x	1.2
5	Wc5	1.0	x	0.5	x	1.0	x	1.2
6	Wc6	1.0	x	1.0	x	1.0	x	2.4
7	Wc7	3.4	x	1.7	x	0.5	x	6.9
8	Wc8	0.2	x	1.7	x	1.0	x	0.8
10	Ww1	12.4	x	4.6	x	0.5	x	28.5
11	Ww2	12.4	x	2.6	x	0.5	x	16.1
12	Ww3	12.4	x	4.6	x	1.0	x	57.0
13	Ww4	12.4	x	1.4	x	0.5	x	8.7
14	Ww5	12.4	x	7.2	x	1.0	x	89.3
15	Ww6	12.4	x	0.7	x	0.5	x	4.3
16	Ww7	12.4	x	8.6	x	1.0	x	106.6
17	Ww8	7.6	x	3.6	x	1.0	x	27.4
18	Ww9	3.4	x	1.7	x	0.5	x	2.9
No	Notasi	Jumlah sisi sejajar			Tinggi	Rasio	γ	
1	PU1	2.2	+	3.240	x	0.5	x	24.6
2	PU2	3.9	+	4.019	x	1.0	x	4.0
3	PU3	3.7	+	4.692	x	9.0	x	37.7
4	PU4	5.4	+	5.471	x	1.0	x	5.4
5	PU5	5.1	+	6.144	x	9.0	x	50.8
6	PU6	6.8	+	6.923	x	1.0	x	6.9
7	PU7	6.6	+	7.596	x	9.0	x	63.8
8	PU8	8.3	+	8.375	x	1.0	x	8.3
9	PU9	8.0	+	9.383	x	12.0	x	104.6
10	PU10	10.7	+	10.830	x	1.0	x	10.8
ΣV								483.0
ΣU								316.9

Sumber : Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan *Uplift* saat Q_{1000th} :

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{483,0}{316,9} = 1,50 > 1,1 \text{ (Aman, tebal lantai cukup)}$$



4.4. Analisa Beton Bertulang

Beton bertulang terdiri atas campuran semen, agregat halus/pasir, agregat kasar dan air.

Untuk mendapatkan beton berkualitas, perbandingan campuran bahan harus sesuai standar yang telah ditetapkan. Penggunaan volume air yang berlebihan dapat beresiko menurunkan kuat tekan beton dan terjadinya pemisahan antara agregat kasar dan halus. Penggunaan jumlah semen sangat berpengaruh terhadap kualitas beton. Perhatikan juga proses pengadukannya harus homogen.

Dalam studi ini, konstruksi menggunakan kuat tekan beton $f'_c = 25$ Mpa. Terlebih dahulu dilakukan pengetesan terhadap mutu beton, sehingga kuat tekan beton yang diharapkan dapat terpenuhi. Sedangkan untuk menahan kekuatan tarik, digunakan baja tulangan. Ada baja tulangan dengan kekuatan leleh $f_y = 240$ Mpa dan $f_y = 400$ Mpa. Dalam studi ini menggunakan mutu baja dengan kekuatan leleh $f_y = 400$ Mpa. Agar memperoleh hasil yang maksimal, perlu diperhatikan dalam proses pencampuran, pengecoran dan pemadatan di lapangan.

Untuk beton bertulang pada bangunan yang dianalisis pada studi ini menggunakan:

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$p \text{ (tebal selimut beton)} = 100 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

4.4.1. Analisa Beton Bertulang pada Ambang Pelimpah

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada ambang pelimpah, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada ambang pelimpah. Perhitungan bending momen yang terjadi pada ambang pelimpah dianalisis dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan B-B pada kondisi air penuh pada keadaan gempa.

Data :

$$h = 7400 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Rencana :

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D_{\text{utama}} = 13 \text{ mm}$$

$$D_{\text{bagi}} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$



182

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83. dengan Momen total = 136,91 tm.

Analisa Penulangan :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - \phi \text{ bagi } - (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 7400 - 100 - 10 - (1/2 \times 13)$$

$$= 7283,5 \text{ mm}$$

$$d' = p + \phi \text{ bagi } + (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 100 + 10 + (1/2 \times 13)$$

$$= 116,5 \text{ mm}$$

$$d' / d = 0,016$$

$$M_u = 1369,10 \text{ kNm}$$

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{1369,10}{1 \cdot 7283,5^2} = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \beta_1 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,026 = \rho \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{25}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan $\rho = 0,0001$

Luas Tulangan Utama Perlu :

$$\begin{aligned} A_s \text{ hitung} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0001 \times 1000 \cdot 7283,5 \\ &= 592,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 13 \times 13 \\ &= 132,7 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= A_s \text{ hitung} / A_s \\ &= 592,2 / 132,7 \\ &= 4,5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama

$$= b / S$$



$$= 1000/4,5$$

$$= 224,125 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tulangan} = 5 \times 1 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times 13 \times 5$$

$$= 663,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (592,2 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D 13 - 250

Luas Tulangan Bagi :

$$\text{As}_{\text{hitung}} = 0,18 \times \text{As}_{\text{tulangan utama}}$$

$$= 0,18 \times 592,2$$

$$= 106,6 \text{ mm}^2$$

Rencana :

$$\text{As}_t = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10 \times 10$$

$$= 78,54$$

Jumlah tulangan bagi

$$S = \text{As}_{\text{hitung}} / \text{As}_t$$

$$= 106,6 / 78,54$$

$$= 1,4 \text{ buah}$$

Jarak tulangan bagi

$$= b / S$$

$$= 1000/1,4$$

$$= 736,77 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tulangan} = 5 \times 1 = 5 \text{ buah}$$

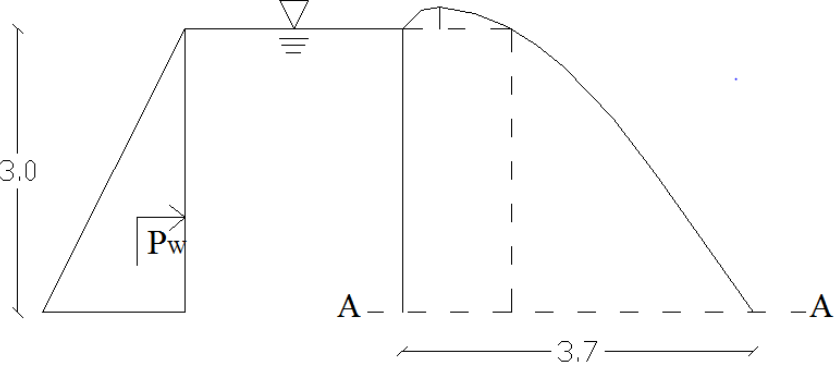
$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10 \times 10 \times 5$$

$$= 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (106,6 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D10 - 250

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.76 sampai dengan Tabel 4.87.

Tabel 4.76. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A
Kondisi Penuh Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 3.000	x x	Tinggi 3.000	x x	rasio 0.5	= 4.500	4.500	1.000 4.500
										Total	4.500
											
h = 3700 mm		Tulangan Utama									
b = 1000 mm		As hitung = 44.6 mm ²		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:							
p = 100 mm		Rencana:		Jarak tulangan baru							
Dbagi = 10 mm		Ast = 132.7 mm ²		= 250 mm							
Dutama = 13 mm		Jumlah tulangan utama		Jumlah tulangan utama							
Mu = 45.00 kNm		= 0.3		= 5 x 1 = 5 buah							
fy = 400 Mpa		Jarak tulangan utama		As baru = 663.7 mm ²							
fc = 25 Mpa		= 2973 mm									
β1 = 0.85											
		Tulangan Bagi									
d = 3583.5 mm		As hitung = 0.18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:							
= 3.5835 m		8.0 mm ²		Jarak tulangan baru							
d' = 116.5 mm		Rencana:		= 250 mm							
d'/d = 0.033		Ast = 78.54 mm ²		Jumlah tulangan bagi							
		Jumlah tulangan bagi		= 5 x 1 = 5 buah							
		= 0.1		As baru = 392.7 mm ²							
M/(b.d ²) = 0.004 N/mm ²		Jarak tulangan utama									
= 0.004		= 9772.44 mm									
ρ hitung = 0.00001											
ρ min = 0.0018											
ρ max = 0.0203											

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.77. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A
Kondisi Penuh Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc3 Wc4 Wc5 Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		0.4	x	0.200	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.035
		0.8	x	0.200	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.070
		1.2	x	3.000	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	3.136
		3.2	x	3.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	4.182
2	Pd2	γw	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh				
		1.000	x	3.000	x	3.000	x	0.583	x	0.363		=	1.906	1.906
														11.497
Total														11.497

h	=	3700	mm	Tulangan Utama		
b	=	1000	mm	As hitung	=	100.8 mm ²
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan double:		
Dbagi	=	10	mm	Jarak tulangan baru	=	250 mm
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	=	5 buah
Mu	=	114.97	kNm	As baru	=	663.7 mm ²
fy	=	400	Mpa			
fc	=	25	Mpa			
β1	=	0.85				
d	=	3583.5	mm	Tulangan Bagi		
	=	3.5835	m	As hitung	=	0.18 * As tulangan utama
d'	=	116.5	mm			
d/d	=	0.033		As hitung	=	18.1 mm ²
M/(b.d ²)	=	0.009	N/mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan double:		
	=	0.009		Jarak tulangan baru	=	250 mm
ρ hitung	=	0.00003		Jumlah tulangan bagi	=	5 buah
ρ min	=	0.0018		As baru	=	392.7 mm ²
ρ max	=	0.0203				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.78. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A
Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 5.300	x x	Tinggi 5.300	x x	rasio 0.500	= 14.045	14.045	1.767	24.813
Total											24.813	

h	=	3700	mm	Tulangan Utama	As hitung	=	203.6	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal		
b	=	1000	mm	Rencana:	Ast	=	132.7	mm ²	Jarak tulangan baru		
p	=	100	mm						=	250	mm
$Dbagi$	=	10	mm	Jumlah tulangan utama					Jumlah tulangan utama		
$Dutama$	=	13	mm								
Mu	=	248.13	kNm								
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama							
fc	=	25	Mpa						As_{baru}	=	663.7 mm ²
$\beta 1$	=	0.85									
				Tulangan Bagi	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:		
d	=	3583.5	mm						Jarak tulangan baru		
	=	3.5835	m	Rencana:							
d'	=	116.5	mm		Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi		
d'/d	=	0.033		Jumlah tulangan bagi							
$M/(b \cdot d^2)$	=	0.019	N/mm ²	Jarak tulangan utama							
	=	0.018							As_{baru}	=	392.7 mm ²
ρ hitung	=	0.00006									
ρ min	=	0.0018									
ρ max	=	0.0203									

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.79. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A
Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc3 Wc4 Wc5 Wc6	Lebar 0.4 0.8 1.2 3.2	x x x x	Tinggi 0.200 0.200 3.000 3.000	x x x x	Panjang 1.000 1.000 1.000 1.000	x x x x	rasio 0.500 0.500 1.000 0.500	x x x x	γ 2.400 2.400 2.400 2.400	x x x x	kh 0.363 0.363 0.363 0.363	= 0.035 0.070 3.136 4.182		
2	γ_w Pd1	1.000 x	x x	H ² /2 28.090	x x	(1-hd/H ^{1.5}) 0.768	x x	7 / 12 0.583	x x	kh 0.363		= 4.568	4.568	1.522	6.953
Total															16.163

h = 3700 mm	Tulangan Utama	As hitung = 145.6 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm		Rencana: Ast = 132.7 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
p = 100 mm		Jumlah tulangan utama = 1.1	Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah
Dbagi = 10 mm		Jarak tulangan utama = 911.732 mm	As baru = 663.7 mm ²
Dutama = 13 mm			
Mu = 161.63 kNm			
fy = 400 Mpa			
fc = 25 Mpa			
β1 = 0.85			
d = 3583.5 mm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 26.2 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d = 3.5835 m		Rencana: Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
d' = 116.5 mm		Jumlah tulangan bagi = 0.3	Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah
d'/d = 0.033		Jarak tulangan utama = 2997.147 mm	As baru = 392.7 mm ²
M/(b.d' ²) = 0.013 N/mm ²			
ρ hitung = 0.00004			
ρ min = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.80. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B
Kondisi Penuh Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 3.000	x x	Tinggi 3.000	x x	rasio 0.5	= 4.500	4.500	1.000	4.500
2	Pa	K_a 0.430	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 5.300	x x	Tinggi x rasio 5.3 x 0.5	= 10.629	10.629	1.767	18.778
Total											23.278	

h	=	7400	mm	Tulangan Utama
b	=	1000	mm	As hitung = 112.6 mm ²
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi	=	10	mm	Jarak tulangan baru = 250 mm
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama = 5 buah
Mu	=	232.78	kNm	As baru = 663.7 mm ²
fy	=	400	Mpa	
fc	=	25	Mpa	
β_1	=	0.85		

d	=	7283.5	mm	Tulangan Bagi
	=	7.2835	m	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 20.3 mm ²
d'	=	116.5	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d/d	=	0.016		Jarak tulangan baru = 250 mm
				Jumlah tulangan bagi = 5 buah
M/(b.d ²)	=	0.004	N/mm ²	As baru = 392.7 mm ²
	=	0.005		
ρ hitung	=	0.00002		
ρ min	=	0.0018		
ρ max	=	0.0203		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.81. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B
Kondisi Penuh Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)			
1	Wc3 Wc4 Wc5 Wc6 Wc7 Wc8 Wc9 Wc10	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		0.4	x	0.200	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.035	0.035	8.300	0.289
		0.8	x	0.200	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.070	0.070	8.300	0.578
		1.2	x	4.000	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	4.182	4.182	6.300	26.345
		3.2	x	4.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	5.576	5.576	5.600	31.224
		4.4	x	2.600	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	9.967	9.967	3.000	29.900
		1.8	x	2.600	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	2.039	2.039	2.600	5.300
		6.2	x	1.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	9.182	9.182	0.900	8.264
Wc10	1.2	x	1.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.889	0.889	0.600	0.533	
2	Pd2	γ_w	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh							
		1.000	x	3.000	x	3.000	x	0.583	x	0.363	=	1.906	1.906	1.200	2.287		
3	Pae	Kae	x	γ_t	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		0.900	x	1.760	x	5.300	x	5.3	x	0.5	x	0.819	=	18.221	18.221	1.767	32.190
Total																136.910	

h	=	7400	mm	Tulangan Utama As hitung = 592.2 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 4.5 Jarak tulangan utama = 224.125 mm	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm ²
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	1369.10	kNm		
fy	=	400	Mpa		
fc	=	25	Mpa		
β1	=	0.85			
d	=	7283.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 106.6 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 1.4 Jarak tulangan utama = 736.768 mm	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²
	=	7.2835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.016			
M/(b.d ²)	=	0.026	N/mm ²		
	=	0.026			
ρ hitung	=	0.0001			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.82: Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B

Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 5.300	x x	Tinggi 5.300	x x	rasio 0.500	= 14.045	14.045	1.767	24.813
3	Pa	K_a 0.430	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 5.300	x x	Tinggi x rasio 5.3 x 0.5	= 10.629	10.629	1.767	18.778
											Total	43.591

h	=	7400	mm	Tulangan Utama As hitung = 204.9 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 1.5 Jarak tulangan utama = 647.788 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm ²
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	435.91	kNm		
fy	=	400	Mpa		
fc	=	25	Mpa		
β_1	=	0.85			
d	=	7283.5	mm		
d'	=	7.2835	m		
d'/d	=	0.016			
M/(b.d ²)	=	0.008	N/mm ²	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 36.9 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.5 Jarak tulangan utama = 2129.481 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²
ρ hitung	=	0.00003			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.83. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B
Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc3 Wc4 Wc5 Wc6 Wc7 Wc8 Wc9 Wc10	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		0.4	x	0.200	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.035
		0.8	x	0.200	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.070
		1.2	x	4.000	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	4.182
		3.2	x	4.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	5.576
		4.4	x	2.600	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	9.967
		1.8	x	2.600	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	2.039
		6.2	x	1.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	9.182
		1.2	x	1.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.889
		2	Pae	Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio		
0.900	x			1.760	x	5.300	x	5.3	x	0.5	=	22.247	22.247	1.767
3	Pd1	γw	x	H^2	x	(1-hd/H^1.5)	x	7 / 12	x	kh				
		1.000	x	28.090	x	0.768	x	0.583	x	0.363	=	4.568	4.568	1.522
Total													148.690	

h	=	7400	mm	Tulangan Utama As hitung = 637.8 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 4.8 Jarak tulangan utama = 208.100 mm As baru = 663.7 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	1486.90	kNm		
fy	=	400	Mpa		
fc	=	25	Mpa		
β1	=	0.85			
d	=	7283.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 114.8 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 1.5 Jarak tulangan utama = 684.091 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²
	=	7.2835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.016			
M/(b.d^2)	=	0.028	N/mm ²		
	=	0.028			
ρ hitung	=	0.00009			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.84. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C
Kondisi Penuh Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	= 3.600	3.600	0.500	1.800
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			= 11.900	-11.900	0.500	-5.950
	B2	1.000	x	0.080	x	1.000	x	0.500			= 0.040	-0.040	0.333	-0.013
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			= 2.600	-2.600	0.500	-1.300
	Pu2	1.000	x	0.300	x	1.000	x	0.500			= 0.150	-0.150	0.333	-0.050
Total													5.513	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 129.5 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
b	=	1000	mm											
p	=	100	mm											
Dbagi	=	8	mm	Ast = 78.5 mm ²										
Dutama	=	10	mm	Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah										
Mu	=	55.13	kNm	Jarak tulangan utama As baru = 392.7 mm ²										
fy	=	400	Mpa											
fc	=	25	Mpa											
β_1	=	0.85												
d	=	1387	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 23.3 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 251.3 mm ²										
d'	=	113	mm											
d'/d	=	0.081												
M/(b.d ²)	=	0.029	N/mm ²	Jarak tulangan utama = 2156.681 mm										
	=	0.030												
ρ hitung	=	0.00009												
ρ min	=	0.0018												
ρ max	=	0.0122												

C

1 m

Wc3

1.5

C

2.600

2.90

11.900

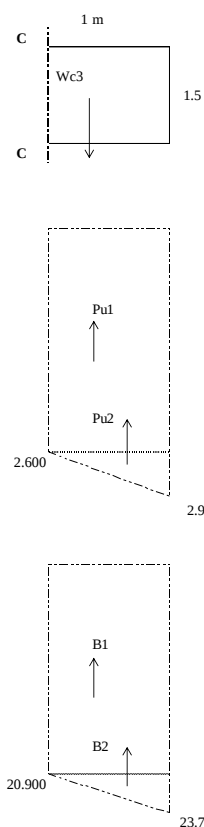
11.98

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.85. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C
Kondisi Penuh Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc3	Lebar 1.000	x	Tinggi 1.500	x	Panjang 1.000	x	rasio 1.000	x	γ 2.400	=	3.600
3	B1	Lebar 1.000	x	Tinggi 20.900	x	Panjang 1.000	x	rasio 1.000		=	20.900	-20.900
	B2	Lebar 1.000	x	Tinggi 2.840	x	Panjang 1.000	x	rasio 0.500		=	1.420	-1.420
4	Pu1	Lebar 1.000	x	Tinggi 2.600	x	Panjang 1.000	x	rasio 1.000		=	2.600	-2.600
	Pu2	Lebar 1.000	x	Tinggi 0.300	x	Panjang 1.000	x	rasio 0.500		=	0.150	-0.150
Total												10.473
h = 1500 mm		Tulangan Utama										
b = 1000 mm		As hitung = 234.4 mm ²										
p = 100 mm		Rencana:										
Dbagi = 8 mm		Ast = 78.5 mm ²										
Dutama = 10 mm		Jumlah tulangan utama										
Mu = 104.73 kNm		= 3.0										
fy = 400 Mpa		Jarak tulangan utama										
fc = 25 Mpa		= 335.030 mm										
β1 = 0.85												
		Tulangan Bagi										
d = 1387 mm		As hitung = 0,18 * As tulangan utama										
		42.2 mm ²										
d' = 1387 m		Rencana:										
d'/d = 0.081		Ast = 50.27 mm ²										
		Jumlah tulangan bagi										
M/(b.d ²) = 0.054 N/mm ²		= 0.8										
= 0.054		Jarak tulangan utama										
ρ hitung = 0.00017		= 1191.218 mm										
ρ min = 0.0018												
ρ max = 0.0122												



Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.86. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C
Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar 1.000	x x	Tinggi 1.500	x x	Panjang 1.000	x x	rasio 1.000	x x	γ 2.400	= 3.600	3.600	0.500	1.800	
2	Ww1	Lebar 1.000	x x	Tinggi 7.700	x x	Panjang 1.000	x x	rasio 1.000	x x	γ_w 1.000	= 7.700	7.700	0.500	3.850	
3	B1	Lebar 1.000	x x	Tinggi 10.300	x x	Panjang 1.000	x x	rasio 1.000			= 10.300	-10.300	0.500	-5.150	
	B2	Lebar 1.000	x x	Tinggi 0.320	x x	Panjang 1.000	x x	rasio 0.500			= 0.160	-0.160	0.333	-0.053	
4	Pu1	Lebar 1.000	x x	Tinggi 9.600	x x	Panjang 1.000	x x	rasio 1.000			= 9.600	-9.600	0.500	-4.800	
	Pu2	Lebar 1.000	x x	Tinggi 0.100	x x	Panjang 1.000	x x	rasio 0.500			= 0.050	-0.050	0.333	-0.017	
Total													4.370		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 99.8 mm ² Rencana: Ast = 78.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 1.3 Jarak tulangan utama = 787.309 mm Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²											
b	=	1000	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 18.0 mm ² Rencana: Ast = 50.27 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.4 Jarak tulangan utama = ##### mm Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 251.3 mm ²											
p	=	100	mm												
Dbagi	=	8	mm												
Dutama	=	10	mm												
Mu	=	43.70	kNm												
fy	=	400	Mpa												
fc	=	25	Mpa												
β_1	=	0.85													
d	=	1387	mm												
d'	=	1387	m												
d'/d	=	113	mm												
d'/d	=	0.081													
M/(b.d ²)	=	0.023	N/mm ²												
ρ hitung	=	0.023													
ρ min	=	0.00007													
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0122													

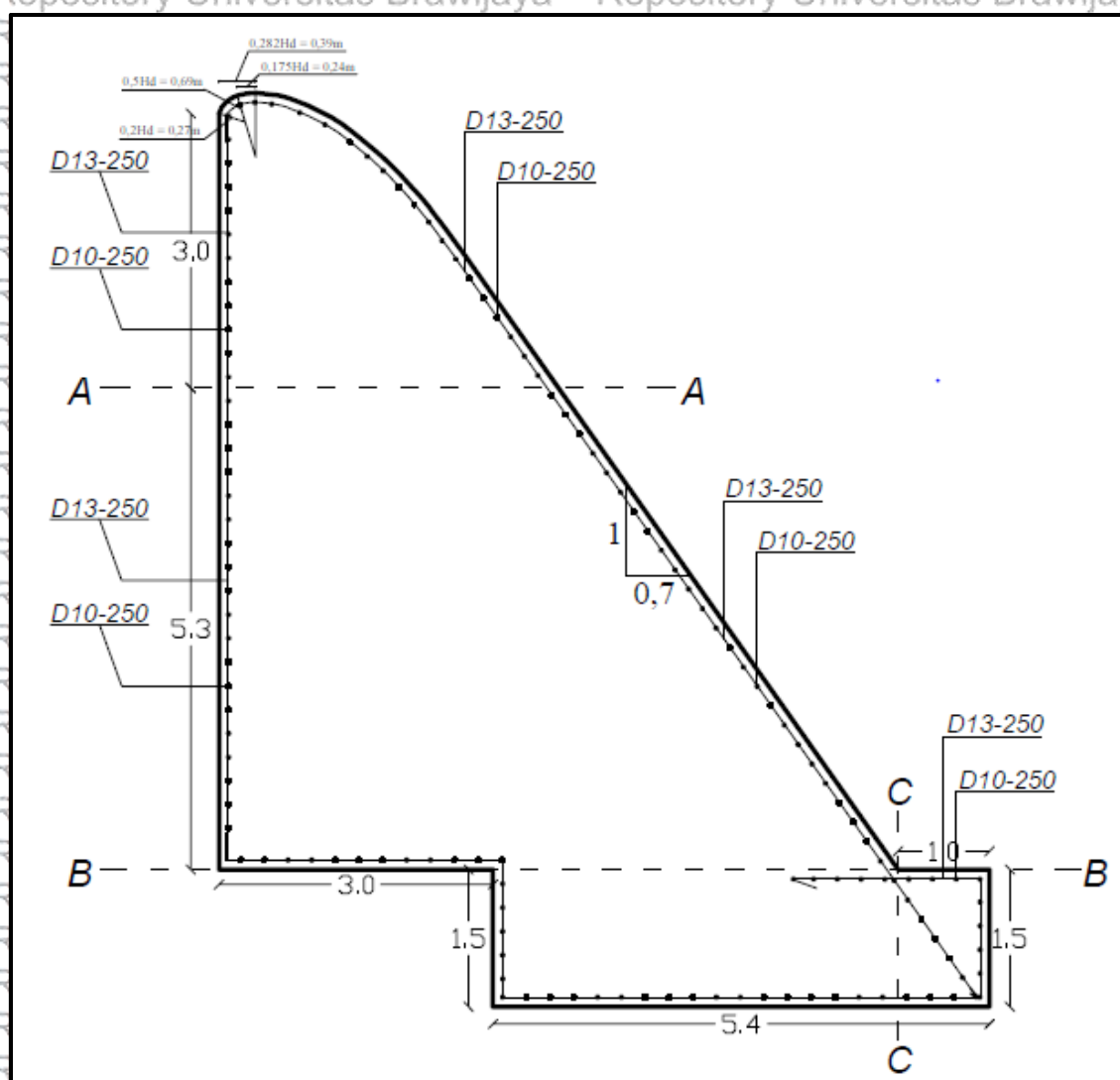
Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.87. Bending Momen dan Analisa Penulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C
Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	=	3.600	3.600	0.500	1.800	C 7.700 1.5
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w	=	7.700	7.700	0.500	3.850	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	27.200	-27.200	0.500	-13.600	
	B2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	1.850	-1.850	0.333	-0.617	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	9.600	-9.600	0.500	-4.800	C 9.60 9.70
	Pu2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	0.050	-0.050	0.333	-0.017	
													Total	13.383		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 304.0 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										9.60 9.70		
b	=	1000	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 54.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 buah As baru = 251.3 mm ²										9.60 9.70		
p	=	100	mm													
Dbagi	=	8	mm													
Dutama	=	10	mm													
Mu	=	133.83	kNm													
fy	=	400	Mpa													
fc	=	25	Mpa													
β_1	=	0.85														
d	=	1387	mm													
d'	=	1387	mm													
d'/d	=	0.081														
M/(b.d ²)	=	0.070	N/mm ²													
ρ hitung	=	0.00022														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0122														

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.38. Penulangan Ambang Pelimpah



4.4.2. Analisa Beton Bertulang pada Dinding Penahan

4.4.2.1. Dinding Penahan Saluran Samping

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran samping, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan dianalisis dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, B-B, dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan B-B pada kondisi kosong keadaan gempa.

Data :

$$h = 5000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Rencana :

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D \text{ utama} = 16 \text{ mm}$$

$$D \text{ bagi} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83, dengan Momen total = 335,92 tm.

Analisa Penulangan :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - \phi \text{ bagi} - (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 5000 - 100 - 10 - (1/2 \times 16)$$

$$= 4882 \text{ mm}$$

$$d' = p + \phi \text{ bagi} + (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 100 + 10 + (1/2 \times 16)$$

$$= 118 \text{ mm}$$

$$d' / d = 0,024$$

$$M_u = 3359,21 \text{ kNm}$$

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{1658,30}{1 \cdot 4874,5^2} = 0,141 \text{ N/mm}^2$$

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \beta \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,141 = \rho \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{25}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan $\rho = 0.0004$

Luas Tulangan Utama Perlu :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.0004 \times 1000 \cdot 4882 \\ &= 2160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana:

$$\begin{aligned} A_{s_r} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 16 \times 16 \\ &= 201,1 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_r} \\ &= 8774,1 / 490,9 \\ &= 10,7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama

$$\begin{aligned} &= b / S \\ &= 1000 / 10,7 \\ &= 93,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 100 mm

jumlah tulangan = $11 \times 1 = 11$ buah

$$\begin{aligned} A_{s \text{ baru}} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 16 \times 16 \times 11 \\ &= 2211,7 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ hitung}} (2160 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi} \end{aligned}$$

Sehingga, didapatkan D 16 - 100

Luas Tulangan Bagi :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= 0,18 \times A_{s \text{ tulangan utama}} \\ &= 0,18 \times 2160 \\ &= 388,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana :

$$\begin{aligned} A_{s_r} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 10 \times 10 \\ &= 78,54 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_r} \\ &= 388,8 / 78,54 \end{aligned}$$



= 5 buah

Jarak tulangan bagi

$$= b / S$$

$$= 1000 / 5$$

$$= 202 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tulangan} = 5 \times 1 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10 \times 10 \times 5$$

$$= 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (388,8 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D10 – 250

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.88 sampai dengan Tabel 4.101.

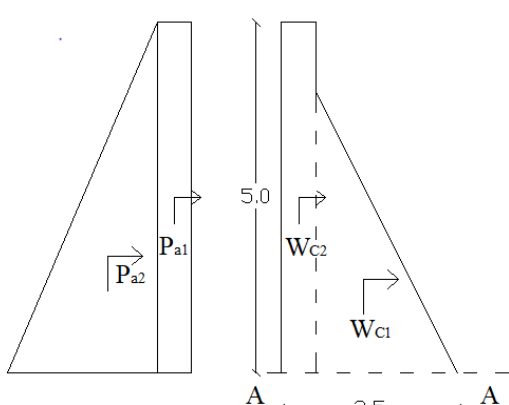
Tabel 4.88. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio			
		1.000	x	0.430	x	5.000	x	1.0	= 2.150	2.150	5.375
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio			
		0.430	x	1.760	x	5.000	x	5.0 x 0.5	= 9.460	1.667	15.767
										Total	21.142

h	=	5000	mm	Tulangan Utama		
b	=	1000	mm	As hitung	=	137.2 mm ²
p	=	100	mm	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7 mm ²
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama		Jarak tulangan baru
Mu	=	211.42	kNm		=	1.0
fy	=	400	Mpa			= 250 mm
fc	=	25	Mpa			Jumlah tulangan utama
$\beta 1$	=	0.85		Jarak tulangan utama		= 5 x 1 = 5 buah
						As baru = 663.7 mm ²
				Tulangan Bagi		
				As hitung	=	0,18 * As tulangan utama
d	=	4883.5	mm		=	24.7 mm ²
	=	4.8835	m	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'	=	116.5	mm	Ast	=	78.54 mm ²
d'/d	=	0.024		Jumlah tulangan bagi		Jarak tulangan baru
					=	0.3
						= 250 mm
M/(b.d ²)	=	0.009	N/mm ²	Jarak tulangan utama		Jumlah tulangan bagi
	=	0.009			=	5 x 1 = 5 buah
ρ hitung	=	0.00003				As baru = 392.7 mm ²
ρ min	=	0.0018				
ρ max	=	0.0203				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.89. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
	Wc2	2	x	4.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	
2	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
	Pae2	1.000	x	0.900	x	5.000	x	1.000						
		Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		
		0.900	x	1.760	x	5.000	x	5.000	x	0.500	x	0.819	=	
													Total	48.368
														
h	=	5000	mm	Tulangan Utama As hitung = 354.7 mm ² Rencana: Ast = 201.1 mm ² Jumlah tulangan utama = 1.8 Jarak tulangan utama = 566.888 mm										
b	=	1000	mm	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 200 mm Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah As baru = 1206.4 mm ²										
p	=	100	mm											
Dbagi	=	10	mm											
Dutama	=	16	mm											
Mu	=	483.68	kNm											
fy	=	400	Mpa											
f'c	=	25	Mpa											
β_1	=	0.85												
d	=	4882	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 63.8 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.8 Jarak tulangan utama = 1230.226 mm										
d'	=	4.882	m	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
d/d	=	118	mm											
d/d	=	0.024												
M/(b.d ²)	=	0.020	N/mm ²											
	=	0.023												
ρ hitung	=	0.0001												
ρ min	=	0.0018												
ρ max	=	0.0203												

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.90. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal

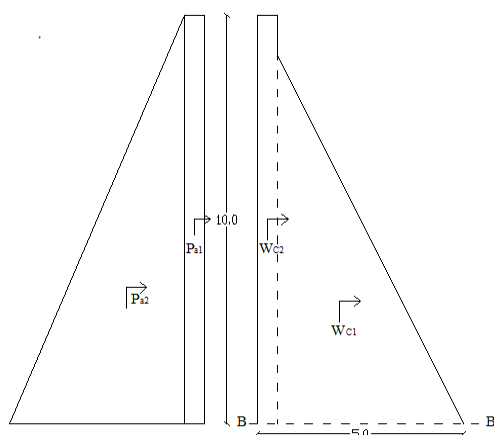
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio	=	4.300	4.300	21.500
		1.000	x	0.430	x	10.000	x	1.0			5.000	
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio	=	37.840	3.333	126.133
		0.430	x	1.760	x	10.000	x	10.0 x 0.5				
Total											147.633	

h	=	5000	mm	Tulangan Utama As hitung = 952.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 150 mm Jumlah tulangan utama = 8 x 1 = 8 buah As baru = 1061.9 mm ² Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 171.5 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ² M/(b.d ²) = 0.062 N/mm ² ρ hitung = 0.002 ρ min = 0.0018 ρ max = 0.0203
b	=	1000	mm	
p	=	100	mm	
Dbagi	=	10	mm	
Dutama	=	13	mm	
Mu	=	1476.33	kNm	
fy	=	400	Mpa	
fc	=	25	Mpa	
β_1	=	0.85		
d	=	4883.5	mm	
	=	4.8835	m	
d'	=	116.5	mm	
d'/d	=	0.024		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.91. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
	Wc2	4.5	x	9.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	17.642
2	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
	Pae2	1.000	x	0.900	x	10.000	x	1.000						9.000
		Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		
		0.900	x	1.760	x	10.000	x	10.000	x	0.500	x	0.819	=	64.865
													Total	335.921

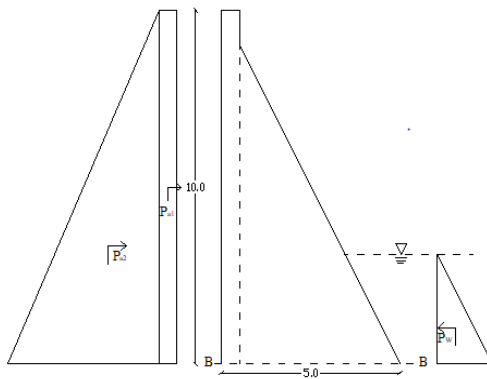


h	=	5000	mm	Tulangan Utama									
b	=	1000	mm	As hitung	=	2160.0	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan double:					
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru					
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	201.1	mm ²	=	100	mm			
Dutama	=	16	mm	Jumlah tulangan utama				Jumlah tulangan utama					
Mu	=	3359.21	kNm	=	10.7			=	11	x	1	=	11 buah
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama				As baru	=	2211.7	mm ²		
fc	=	25	Mpa	=	93.082	mm							
β_1	=	0.85		Tulangan Bagi									
d	=	4882	mm	As hitung	=	0.18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan double:					
	=	4.882	m			388.8	mm ²	Jarak tulangan baru					
d'	=	118	mm	Rencana:				=	250	mm			
d'/d	=	0.024		Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi					
M/(b.d ²)	=	0.141	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi				=	5	x	1	=	5 buah
ρ hitung	=	0.0004		=	5.0			As baru	=	392.7	mm ²		
ρ min	=	0.0018		Jarak tulangan utama									
ρ max	=	0.0203		=	202.001	mm							

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.92: Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

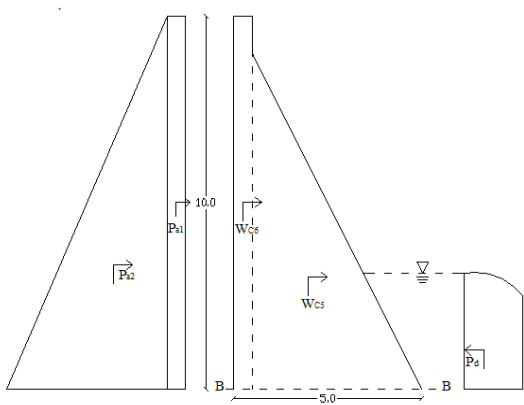
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 3.100	x x	Tinggi 3.100	x x	rasio 0.500	=	4.805	-4.805	1.033	-4.965	
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.430	x x	Tinggi 10.000	x x	rasio 1.0	=	4.300	4.300	5.000	21.500	
3	Pa2	Ka 0.430	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 10.000	x x	Tinggi x 10.0 x	rasio 0.5	=	37.840	37.840	3.333	126.133
											Total		142.668	



h = 5000 mm	Tulangan Utama	As hitung = 947.9 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal
b = 1000 mm	Rencana:	Ast = 132.7 mm ²	Jarak tulangan baru = 150 mm
p = 100 mm	Jumlah tulangan utama = 7.1		Jumlah tulangan utama = 8 x 1 = 8 buah
Dbagi = 10 mm	Jarak tulangan utama = 140.029 mm		As baru = 1061.9 mm ²
Dutama = 13 mm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 170.6 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Mu = 1426.68 kNm	Rencana:	Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
fy = 400 Mpa	Jumlah tulangan bagi = 2.2		Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah
fc = 25 Mpa	Jarak tulangan utama = 460.317 mm		As baru = 392.7 mm ²
$\beta_1 = 0.85$			
d = 4883.5 mm			
d' = 4.8835 m			
d'/d = 0.024			
M/(b.d ²) = 0.060 N/mm ²			
= 0.062			
ρ hitung = 0.00019			
ρ min = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

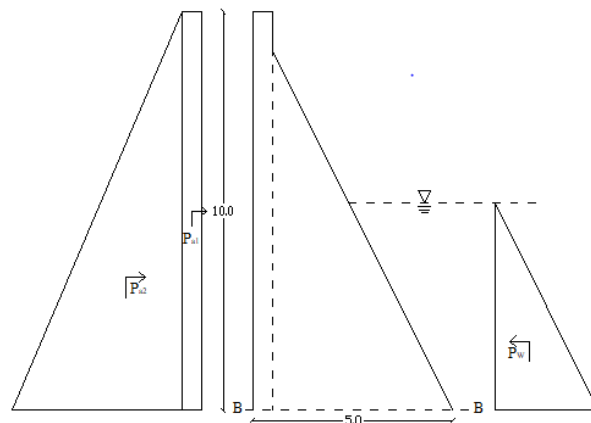
Tabel 4.93. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Wc1 Wc2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh				
		4.5	x	9.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	17.642	17.642	52.925
		0.5	x	10.000	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	4.356	4.356	21.780
2	Pd1	γw	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh						
		1.000	x	3.100	x	3.100	x	0.583	x	0.363		=	2.035	-2.035	1.240	-2.523
	Pae1 Pae2	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio								
		1.000	x	0.900	x	10.000	x	0.500				=	4.500	4.500	5.000	22.500
		Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)				
		0.900	x	1.760	x	10.000	x	10.000	x	0.500	x	0.819	=	64.865	64.865	3.333
														Total	310.898	
																
h	=	5000	mm	Tulangan Utama As hitung = 2006.2 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 100 mm Ast = 201.1 mm ² Jumlah tulangan utama = 10.0 Jumlah tulangan utama = 11 x 1 = 11 buah Jarak tulangan utama = 100.221 mm As baru = 2211.7 mm ²												
b	=	1000	mm													
p	=	100	mm													
Dbagi	=	10	mm													
Dutama	=	16	mm													
Mu	=	3108.98	kNm													
fy	=	400	Mpa													
fc	=	25	Mpa													
$\beta 1$	=	0.85														
d	=	4882	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 361.1 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 4.6 Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah Jarak tulangan utama = 217.493 mm As baru = 392.7 mm ²												
d'	=	118	mm													
d'/d	=	0.024														
M/(b.d ²)	=	0.130	N/mm ²													
ρ hitung	=	0.00041														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.94. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping
B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pw1	γ_w 1.000	x	Tinggi 5.200	x	Tinggi 5.200	x	rasio 2.400	0.500	=	13.520	-13.520	1.733	-23.435	
2	Pa1	q 1.000	x	Ka 0.430	x	Tinggi 10.000	x	rasio 1.0		=	4.300	4.300	5.000	21.500	
3	Pa2	Ka 0.430	x	γ_t 1.760	x	Tinggi 10.000	x	Tinggi 10.0	x	rasio 0.5	=	37.840	37.840	3.333	126.133
Total													124.199		



h = 5000 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 947.9 mm ²
p = 100 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal
Dbagi = 10 mm	Jarak tulangan baru = 150 mm
Dutama = 13 mm	Ast = 132.7 mm ²
Mu = 1241.99 kNm	Jumlah tulangan utama = 7.1
fy = 400 Mpa	Jarak tulangan utama = 140.027 mm
fc = 25 Mpa	
β1 = 0.85	
	Tulangan Bagi
d = 4883.5 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 170.6 mm ²
d' = 4.8835 m	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d = 0.024	Jarak tulangan baru = 250 mm
	Ast = 78.54 mm ²
	Jumlah tulangan bagi = 5
	Jarak tulangan utama = 392.7 mm
M/(b.d ²) = 0.052 N/mm ²	
ρ hitung = 0.00019	
ρ min = 0.0018	
ρ max = 0.0203	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.95. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping
Potongan B-B Kondisi Banjir QPMF Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)			
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	17.642	17.642 4.356	3.000 5.000	52.925 21.780
	Wc2	4.5	x	9.000	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	4.356			
2	Pd1	γw	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh		=	5.726	-5.726	2.080	-11.909	
		1.000	x	5.200	x	5.200	x	0.583	x	0.363		=	5.726				
3	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio				=	4.500	4.500	5.000	22.500	
		1.000	x	0.900	x	10.000	x	0.500				=	4.500				
	Pae2	Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	=	64.865	64.865	3.333	216.216
		0.900	x	1.760	x	10.000	x	10.000	x	0.500	x	0.819	=	64.865			
Total															301.512		
h = 5000 mm		Tulangan Utama															
b = 1000 mm		As hitung = 2005.7 mm ²															
p = 100 mm		Rencana:															
Dbagi = 10 mm		Ast = 201.1 mm ²															
Dutama = 16 mm		Jumlah tulangan utama															
Mu = 3015.12 kNm		= 10.0															
fy = 400 Mpa		Jarak tulangan utama															
fc = 25 Mpa		= 100.245 mm															
$\beta_1 = 0.85$																	
		Tulangan Bagi															
		As hitung = 0,18 * As tulangan utama															
		361.0 mm ²															
		Rencana:															
		Ast = 78.54 mm ²															
		Jumlah tulangan bagi															
		= 4.6															
		Jarak tulangan utama															
		= 217.546 mm															
M/(b.d ²) = 0.127 N/mm ²																	
= 0.131																	
ρ hitung = 0.00041																	
ρ min = 0.0018																	
ρ max = 0.0203																	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.96. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m C 1.5 C Wc3 ↓ B1 ↑ B2 ↑ 32.50 35.34 va
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	= 3.600	3.600	0.500	1.800	
2	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			= 32.500	-32.500	0.500	-16.250	
	B2	1	x	2.840	x	1.000	x	0.500			= 1.420	-1.420	0.333	-0.473	
Total													14.923		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 337.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 2.5 = 5 buah Jarak tulangan utama = 393.001 mm As baru = 663.7 mm ²											
b	=	1000	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 60.8 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.8 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²											
p	=	100	mm												
Dbagi	=	10	mm												
Dutama	=	13	mm												
Mu	=	149.23	kNm												
fy	=	400	Mpa												
fc	=	25	Mpa												
β1	=	0.85													
d	=	1383.5	mm												
d'	=	1.3835	m												
d'/d	=	116.5	mm												
	=	0.084													
M/(b.d ²)	=	0.078	N/mm ²												
	=	0.078													
ρ hitung	=	0.00024													
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0203													

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.98. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping C-C Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1	m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ							
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	= 3.600	3.600	0.500	1.800			
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w							
		1.000	x	5.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000	= 5.600	5.600	0.500	2.800			
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio									
		1.000	x	25.400	x	1.000	x	1.000			= 25.400	-25.400	0.500	-12.700			
	B2	1.000	x	2.130	x	1.000	x	0.500			= 1.065	-1.065	0.333	-0.355			
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio									
		1.000	x	6.400	x	1.000	x	1.000			= 6.400	-6.400	0.500	-3.200			
	Pu2	1.000	x	0.200	x	1.000	x	0.500			= 0.100	-0.100	0.333	-0.033			
Total													11.688				
h	=	1500	mm	Tulangan Utama										Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm²			
b	=	1000	mm	As hitung	=	264.2	mm ²										
p	=	100	mm	Rencana:													
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²										
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	=	2.0											
Mu	=	116.88	kNm	Jarak tulangan utama	=	502.399	mm										
fy	=	400	Mpa	Tulangan Bagi										Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm²			
fc	=	25	Mpa	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama	47.6	mm ²									
β1	=	0.85		Rencana:													
d	=	1383.5	mm	Ast	=	78.54	mm ²										
d'	=	116.5	mm	Jumlah tulangan bagi	=	0.6											
d'/d	=	0.084		Jarak tulangan utama	=	1651.540	mm										
M/(b.d ²)	=	0.061	N/mm ²														
	=	0.061															
ρ hitung	=	0.00019															
ρ min	=	0.0018															
ρ max	=	0.0122															

Sumber: Hasil Perhitungan

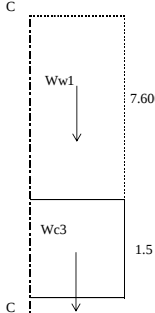
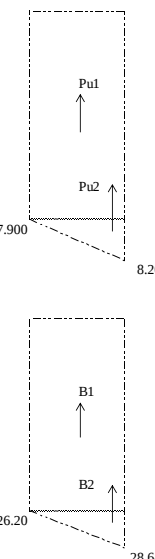


Tabel 4.99. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	=	3.600	3.600	0.500	1.800	
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w	=	5.600	5.600	0.500	2.800	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	39.500	-39.500	0.500	-19.750	
	B2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	0.000	0.000	0.333	0.000	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	6.400	-6.400	0.500	-3.200	
	Pu2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	0.100	-0.100	0.333	-0.033	
Total														18.383		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung = 416.1 mm ²										Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:		
p	=	100	mm	Rencana:										Jarak tulangan baru		
Dbagi	=	10	mm	Ast = 132.7 mm ²										= 225 mm		
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama										Jumlah tulangan utama		
Mu	=	183.83	kNm	= 3.1										= 6 x 1 = 6 buah		
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama										As baru = 796.4 mm ²		
fc	=	25	Mpa	= 318.956 mm												
β1	=	0.85														
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi												
	=	1.3835	m	As hitung = 0.18 * As tulangan utama										Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:		
d'	=	116.5	mm	74.9 mm ²										Jarak tulangan baru		
d'/d	=	0.084		Rencana:										= 250 mm		
M/(b.d ²)	=	0.096	N/mm ²	Ast = 78.54 mm ²										Jumlah tulangan utama		
ρ hitung	=	0.00030		Jumlah tulangan bagi										= 5 x 1 = 5 buah		
				= 1.0										As baru = 392.7 mm ²		
ρ min	=	0.0018		Jarak tulangan utama												
ρ max	=	0.0122		= 1048.51 mm												

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.100. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ						
2	Ww1	1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	=	3.600	3.600	0.500		1.800
3	B1	1.000	x	26.200	x	1.000	x	1.000	x		=	26.200	-26.200	0.500		-13.100
	B2	1.000	x	2.440	x	1.000	x	0.500	x		=	1.220	-1.220	0.333		-0.407
4	Pu1	1.000	x	7.900	x	1.000	x	1.000	x		=	7.900	-7.900	0.500	-3.950	
	Pu2	1.000	x	0.300	x	1.000	x	0.500	x		=	0.150	-0.150	0.333	-0.050	
Total														11.907		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung	=	268.9	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
p	=	100	mm	Rencana:	Jarak tulangan baru											
Dbagi	=	8	mm	Ast	=	132.7	mm ²	= 250 mm								
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	Jumlah tulangan utama											
Mu	=	119.07	kNm	=	2.0	= 5 x 1 = 5 buah										
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama	As baru											
fc	=	25	Mpa	=	493.618	mm	= 663.7 mm ²									
β1	=	0.85														
d	=	1385.5	mm	Tulangan Bagi												
	=	1.3855	m	As hitung	=	0.18 * As tulangan utama	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:									
d'	=	114.5	mm	48.4	mm ²	Jarak tulangan baru										
d'/d	=	0.083		Rencana:	= 250 mm											
M/(b.d^2)	=	0.062	N/mm ²	Ast	=	50.27	mm ²	Jumlah tulangan utama								
ρ hitung	=	0.00019		Jumlah tulangan bagi	= 5 x 1 = 5 buah											
ρ min	=	0.0018		=	1.0	As baru										
ρ max	=	0.0122		Jarak tulangan utama	= 251.3 mm ²											
				=	1038.51	mm										

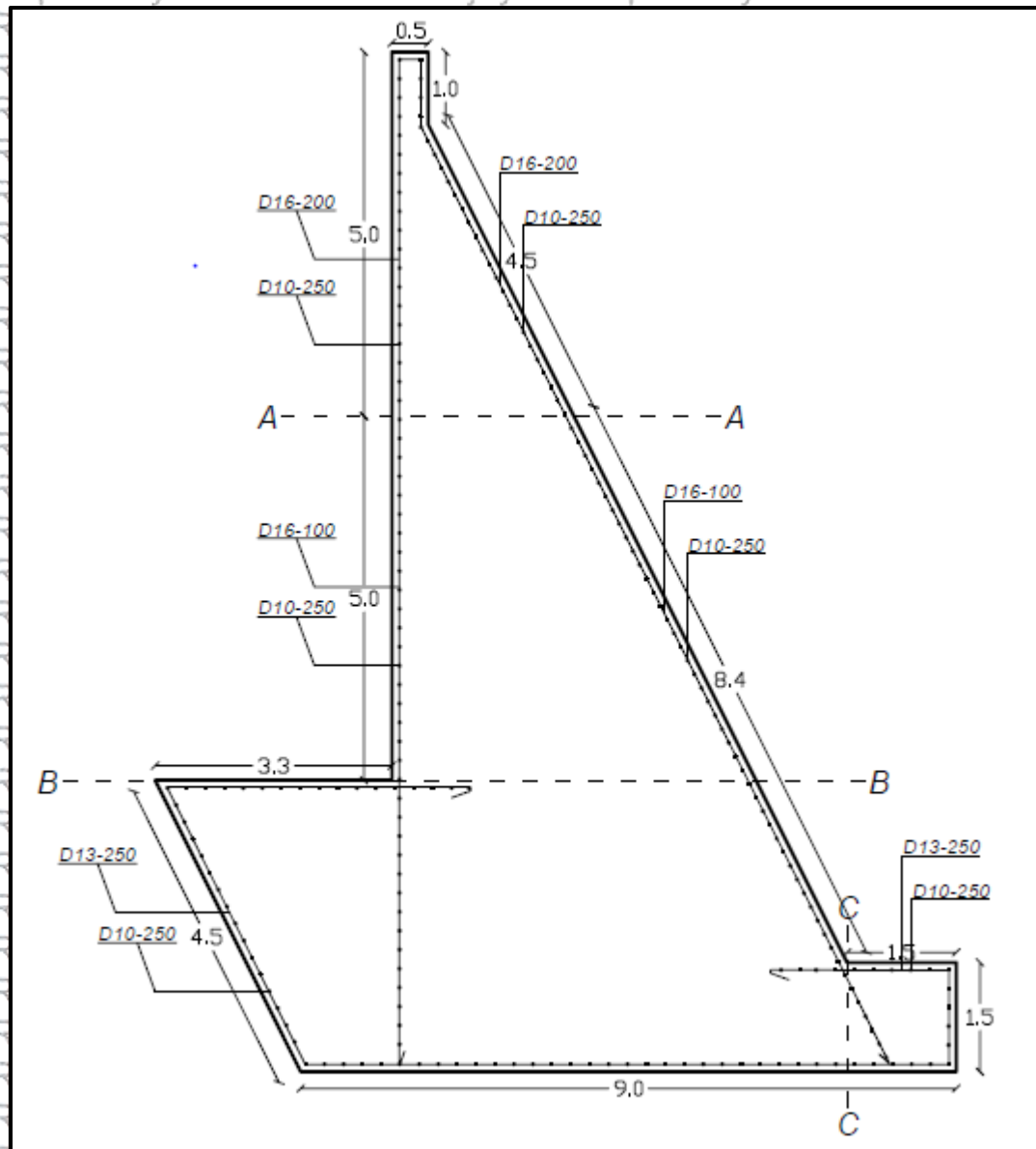
Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.101. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan C-C Kondisi Banjir QPMF Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ			
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	=	3.600	
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w			
		1.000	x	5.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000	=	5.600	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio					
		1.000	x	38.900	x	1.000	x	1.000					
	B2	1.000	x	4.820	x	1.000	x	0.500					
										38.900	-38.900	0.500	-19.450
										2.410	-2.410	0.333	-0.803
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio					
		1.000	x	7.900	x	1.000	x	1.000					
	Pu2	1.000	x	0.300	x	1.000	x	0.500					
										7.900	-7.900	0.500	-3.950
										0.150	-0.150	0.333	-0.050
Total												19.653	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama									
b	=	1000	mm	As hitung	=	442.9	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:					
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru					
Dbagi	=	8	mm	Ast	=	132.7	mm ²		=	225	mm		
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama				Jumlah tulangan utama					
Mu	=	196.53	kNm		=	3.3			=	6	x	1	= 6 buah
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama				As baru	=	796.4	mm ²		
fc	=	25	Mpa		=	299.678	mm						
β_1	=	0.85		Tulangan Bagi									
d	=	1385.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:					
	=	1385.5	mm		=	79.7	mm ²	Jarak tulangan baru					
d'	=	114.5	mm	Rencana:					=	250	mm		
d'/d	=	0.083		Ast	=	50.27	mm ²	Jumlah tulangan utama					
M/(b.d ²)	=	0.102	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi					=	5	x	1	= 5 buah
ρ hitung	=	0.00032			=	1.6		As baru	=	251.3	mm ²		
ρ min	=	0.0018		Jarak tulangan utama									
ρ max	=	0.0122			=	630.487	mm						

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.39. Penulangan dinding penahan saluran samping



4.4.2.2. Dinding Penahan Saluran Transisi

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran transisi, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan dianalisis dengan 2 potongan yaitu potongan A-A, B-B, dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan B-B pada kondisi kosong keadaan gempa.

Data :

$$h = 3100 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Rencana :

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D \text{ utama} = 16 \text{ mm}$$

$$D \text{ bagi} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83, dengan Momen total = 172,77 tm.

Analisa Penulangan :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - \emptyset \text{ bagi} - (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 3100 - 100 - 10 - (1/2 \times 16)$$

$$= 2982 \text{ mm}$$

$$d' = p + \emptyset \text{ bagi} + (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 100 + 10 + (1/2 \times 16)$$

$$= 118 \text{ mm}$$

$$d' / d = 0,040$$

$$M_u = 1727,73 \text{ kNm}$$

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{918,42}{1 \times 2974,5^2} = 0,194 \text{ N/mm}^2$$

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \beta \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,194 = \rho \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{25}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan $\rho = 0.0006$



216

Luas Tulangan Utama Perlu :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0006 \times 1000 \cdot 2982 \\ &= 1827,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana:

$$\begin{aligned} A_{s_t} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 16 \times 16 \\ &= 201,1 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_t} \\ &= 1827,7 / 201,1 \\ &= 9,1 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama

$$\begin{aligned} &= b / S \\ &= 1000 / 9,1 \\ &= 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 100 mm

jumlah tulangan = $11 \times 1 = 11$ buah

$$\begin{aligned} A_{s \text{ baru}} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 16 \times 16 \times 11 \\ &= 2211,7 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ hitung}} (1827,7 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi} \end{aligned}$$

Sehingga, didapatkan D 16 - 100

Luas Tulangan Bagi :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= 0,18 \times A_{s \text{ tulangan utama}} \\ &= 0,18 \times 1827,7 \\ &= 329,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana :

$$\begin{aligned} A_{s_t} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 10 \times 10 \\ &= 78,54 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_t} \\ &= 329,0 / 78,54 \\ &= 4,2 \text{ buah} \end{aligned}$$



Jarak tulangan bagi

$$= b / s$$

$$= 1000 / 4,2$$

$$= 238,739 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tulangan} = 5 \times 1 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10 \times 10 \times 5$$

$$= 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (329 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D10 – 250

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain

disajikan pada Tabel 4.102 sampai dengan Tabel 4.117.

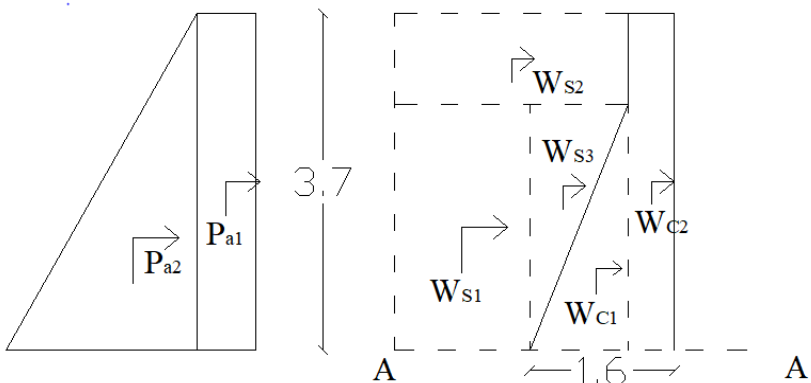
Tabel 4.102. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio	=	2.324	2.324	1.850	4.299
		1.000	x	0.628	x	3.700	x	1.0					
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio	=	7.566	7.566	1.233	9.331
		0.628	x	1.760	x	3.700	x	3.7 x 0.5					
											Total	13.630	

h	=	3100	mm	Tulangan Utama						
b	=	1000	mm	As hitung	=	139.7	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:		
p	=	100	mm	Rencana:	Jarak tulangan baru					
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²	=	250	mm
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	Jumlah tulangan utama					
Mu	=	136.30	kNm	=	1.1	= 5 x 1 = 5 buah				
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama	As baru = 663.7 mm ²					
fc	=	25	Mpa	=	950.395	mm				
β1	=	0.85								
d	=	2983.5	mm	Tulangan Bagi						
	=	2.9835	m	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama	25.1	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:	
d'	=	116.5	mm	Rencana:	Jarak tulangan baru					
d'/d	=	0.039		Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi	= 250 mm	
M/(b.d^2)	=	0.015	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi	= 5 x 1 = 5 buah					
	=	0.015		=	0.3	As baru = 392.7 mm ²				
ρ hitung	=	0.00005		Jarak tulangan utama	= 3124.243 mm					
ρ min	=	0.0018								
ρ max	=	0.0203								

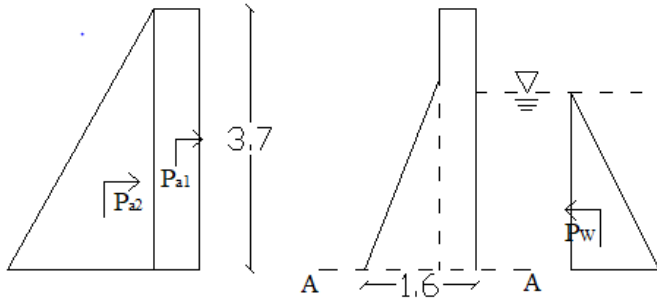
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.103. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		1.1	x	2.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	1.294
	Wc2	0.5	x	3.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	1.612
	Ws1	1.5	x	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	2.587
	Ws2	2.6	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.661
	Ws3	0.6	x	2.700	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	0.517
2	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
		1.000	x	1.068	x	3.700	x	1.000						
	Pae2	Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		
		1.068	x	1.760	x	3.700	x	3.700	x	0.500	x	0.819	=	10.538
													Total	29.242
														
h	=	3100	mm	Tulangan Utama As hitung = 307.1 mm ² Rencana: Ast = 201.1 mm ² Jumlah tulangan utama = 1.5 Jarak tulangan utama = 654.614 mm										
b	=	1000	mm											
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 200 mm Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah As baru = 1206.4 mm ²										
Dbagi	=	10	mm											
Dutama	=	16	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 55.3 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.7 Jarak tulangan utama = 1420.60 mm										
Mu	=	292.42	kNm											
fy	=	400	Mpa	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
f'c	=	25	Mpa											
β_1	=	0.85		Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
d	=	2982	mm											
d'	=	118	mm	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
d'/d	=	0.040												
M/(b.d ²)	=	0.033	N/mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
ρ hitung	=	0.0001												
ρ min	=	0.0018		Direncanakan menggunakan tulangan double: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										
ρ max	=	0.0203												

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.104. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

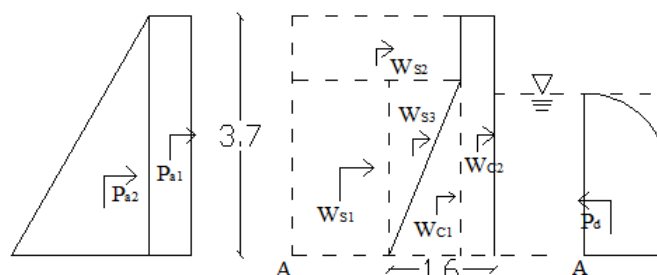
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 2.500	x x	Tinggi 2.500	x x	rasio 0.500	= 3.125	-3.125	0.833	-2.604
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.628	x x	Tinggi 3.700	x x	rasio 1.0	= 2.324	2.324	1.850	4.299
3	Pa2	Ka 0.628	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 3.700	x x	Tinggi x 3.7 x	rasio 0.5 =	7.566	1.233	9.331
											Total	11.025
												
h = 3100 mm b = 1000 mm p = 100 mm Dbagi = 10 mm Dutama = 13 mm Mu = 110.25 kNm fy = 400 Mpa fc = 25 Mpa β1 = 0.85		Tulangan Utama As hitung = 111.9 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 0.8 Jarak tulangan utama = 1186.38 mm Direncanakan menggunakan tulangan tunggal Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm ²										
d = 2983.5 mm = 2.9835 m d' = 116.5 mm d'/d = 0.039 M/(b.d ²) = 0.012 N/mm ² = 0.012 ρ hitung = 0.00004 ρ min = 0.0018 ρ max = 0.0203		Tulangan Bagi As hitung = 0.18 * As tulangan utama = 20.1 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.3 Jarak tulangan utama = 3900.00 mm Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²										

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.105. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)			
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		1.1	x	2.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	1.294	1.294	0.900	1.164
	Wc2	0.5	x	3.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	1.612	1.612	1.850	2.982
	Ws1	1.5	x	2.700	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	2.587	2.587	1.350	3.493
	Ws2	2.6	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.661	1.661	0.500	0.831
	Ws3	0.6	x	2.70	x	1.000	x	0.50	x	1.76	x	0.363	=	0.517	0.517	0.900	0.466
2	Pd1	γ_w	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh							
		1.000	x	2.500	x	2.500	x	0.583	x	0.363		=	1.323	-1.323	1.000	-1.323	
3	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
	0.628	x	1.068	x	3.700	x	0.500				=	1.241	1.241	1.850	2.295		
	Pae2	Kae	x	γ_t	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		1.068	x	1.760	x	3.700	x	3.700	x	0.500	x	0.819	=	10.538	10.538	1.233	12.996
														Total		22.904	

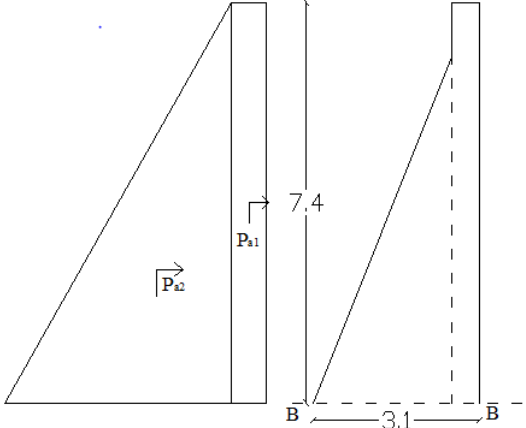


h = 3100 mm	Tulangan Utama	As hitung = 242.5 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm		Rencana:	Jarak tulangan baru
p = 100 mm		Ast = 132.7 mm ²	= 250 mm
Dbagi = 10 mm		Jumlah tulangan utama	Jumlah tulangan utama
Dutama = 13 mm		= 1.8	= 5 x 1 = 5 buah
Mu = 229.04 kNm		Jarak tulangan utama	As baru = 663.7 mm ²
fy = 400 Mpa		= 547.310 mm	
fc = 25 Mpa			
β1 = 0.85			
d = 2983.5 mm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 43.7 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d' = 116.5 mm		Rencana:	Jarak tulangan baru
d'/d = 0.039		Ast = 78.54 mm ²	= 250 mm
		Jumlah tulangan bagi	Jumlah tulangan utama
		= 0.6	= 5 x 1 = 5 buah
M/(b.d ²) = 0.026 N/mm ²		Jarak tulangan utama	As baru = 392.7 mm ²
= 0.026		= 1799.18 mm	
ρ hitung = 0.00008			
ρ min = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.106. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal

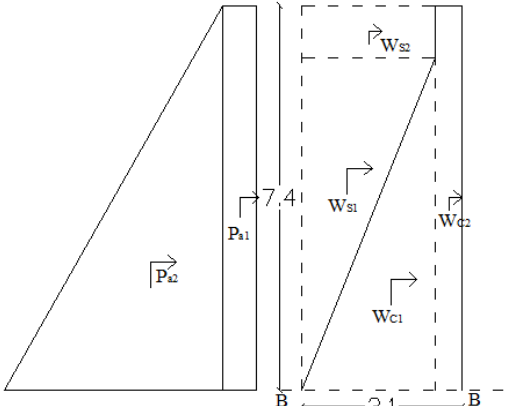
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio	=	4.647	17.195
		1.000	x	0.628	x	7.400	x	1.0		4.647	3.700
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio	=	30.263	74.648
		0.628	x	1.760	x	7.400	x	7.4 x 0.5		30.263	2.467
										Total	91.842



h	=	3100	mm	Tulangan Utama		
b	=	1000	mm	As hitung	=	963.2 mm ²
p	=	100	mm	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7 mm ²
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama		Jarak tulangan baru
Mu	=	918.42	kNm		=	7.3
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama		= 150 mm
fc	=	25	Mpa		=	137.798 mm
β_1	=	0.85				
				Tulangan Bagi		
d	=	2983.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama
	=	2.9835	m		=	173.4 mm ²
d'	=	116.5	mm	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d	=	0.039		Ast	=	78.54 mm ²
				Jumlah tulangan bagi		Jarak tulangan baru
					=	2.2
M/(b.d ²)	=	0.103	N/mm ²	Jarak tulangan utama		= 250 mm
	=	0.103			=	392.7 mm ²
ρ hitung	=	0.0003				
ρ min	=	0.0018				
ρ max	=	0.0203				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.107. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		2.6	x	6.400	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	7.248
	Wc2	0.5	x	7.400	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	3.223
	Ws1	2.6	x	6.400	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	5.315
2	Ws2	2.6	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.661
	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
	Pae2	1.000	x	1.068	x	7.400	x	1.000						7.903
		Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		7.903
		1.068	x	1.760	x	7.400	x	7.400	x	0.500	x	0.819	=	42.150
													Total	172.773
														
h	=	3100	mm	Tulangan Utama As hitung = 1827.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 100 mm Ast = 201.1 mm ² Jumlah tulangan utama = 11 x 1 = 11 buah Jarak tulangan utama = 110.011 mm As baru = 2211.7 mm ²										
b	=	1000	mm											
p	=	100	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 329.0 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah Jarak tulangan utama = 238.739 mm As baru = 392.7 mm ²										
Dbagi	=	10	mm											
Dutama	=	16	mm											
Mu	=	1727.73	kNm											
fy	=	400	Mpa											
f'c	=	25	Mpa											
β_1	=	0.85												
d	=	2982	mm	M/(b.d ²) = 0.194 N/mm ² 0.195 ρ hitung = 0.0006 ρ min = 0.0018 ρ max = 0.0203										
d'	=	118	mm											
d'/d	=	0.040												

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.108. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 4.100	x x	Tinggi 4.100	x x	rasio 0.500	= 8.405	-8.405	1.367	-11.487	
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.628	x x	Tinggi 7.400	x x	rasio 1.0	= 4.647	4.647	3.700	17.195	
3	Pa2	Ka 0.628	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 7.400	x x	Tinggi x 7.4 x	rasio 0.5	= 30.263	30.263	2.467	74.648
Total												80.355	

h = 3100 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 841.3 mm ²
p = 100 mm	Rencana:
Dbagi = 10 mm	Ast = 132.7 mm ²
Dutama = 13 mm	Jumlah tulangan utama = 6.3
Mu = 803.55 kNm	Jarak tulangan utama = 157.763 mm
fy = 400 Mpa	
fc = 25 Mpa	
β1 = 0.85	

d = 2983.5 mm	Tulangan Bagi
d' = 116.5 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 151.4 mm ²
d'/d = 0.039	Rencana:
	Ast = 78.54 mm ²
	Jumlah tulangan bagi = 1.9
	Jarak tulangan utama = 518.616 mm

M/(b.d ²) = 0.090 N/mm ²	
ρ hitung = 0.00028	
ρ min = 0.0018	
ρ max = 0.0203	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.109. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		2.6	x	6.400	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	7.248
	Wc2	0.5	x	7.400	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	3.223
2	Ws1	2.6	x	6.400	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	5.315
		2.6	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.661
	Ws2													
4	Pd1	γ_w	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh				
		1.000	x	4.100	x	4.100	x	0.583	x	0.363		=	3.560	-3.560
4	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
		0.628	x	1.068	x	7.400	x	0.500				=	2.482	2.482
	Pae2	Kae	x	γ_t	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		
		1.068	x	1.760	x	7.400	x	7.400	x	0.500	x	0.819	=	42.150
													Total	146.875

h = 3100 mm b = 1000 mm p = 100 mm Dbagi = 10 mm Dutama = 16 mm Mu = 1468.75 kNm fy = 400 Mpa fc = 25 Mpa $\beta_1 = 0.85$	Tulangan Utama As hitung = 1545.1 mm² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Ast = 201.1 mm² Jarak tulangan baru = 150 mm Jumlah tulangan utama = 7.7 As baru = 1608.5 mm² Jarak tulangan utama = 130.129 mm
d = 2982 mm = 2.982 m d' = 118 mm d'/d = 0.040 M/(b.d²) = 0.165 N/mm² = 0.165 ρ hitung = 0.00052 ρ min = 0.0018 ρ max = 0.0203	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 278.1 mm² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Ast = 78.54 mm² Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 As baru = 392.7 mm² Jarak tulangan utama = 282.398 mm

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.110. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x	Tinggi 6.200	x	Tinggi 6.200	x	rasio 0.500	=	19.220	-19.220	2.067	-39.721	
2	Pa1	q 1.000	x	Ka 0.628	x	Tinggi 7.400	x	rasio 1.0	=	4.647	4.647	3.700	17.195	
3	Pa2	Ka 0.628	x	γ_t 1.760	x	Tinggi 7.400	x	Tinggi x 7.4 x	rasio 0.5	=	30.263	30.263	2.467	74.648
											Total		52.121	

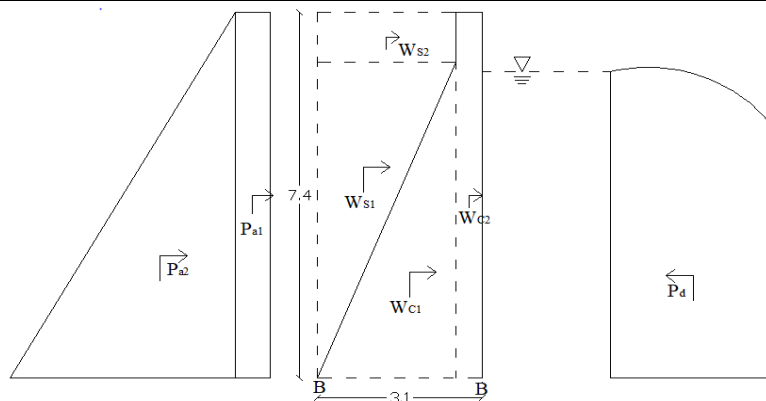
h	=	3100	mm	Tulangan Utama
b	=	1000	mm	As hitung = 551.0 mm ²
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal
Dbagi	=	10	mm	Jarak tulangan baru = 250 mm
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah
Mu	=	521.21	kNm	As baru = 663.7 mm ²
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	25	Mpa	
β1	=	0.85		
d	=	2983.5	mm	Tulangan Bagi
	=	2.9835	m	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 99.2 mm ²
d'	=	116.5	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d	=	0.039		Jarak tulangan baru = 250 mm
M/(b.d ²)	=	0.059	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah
	=	0.059		As baru = 392.7 mm ²
ρ hitung	=	0.00018		
ρ min	=	0.0018		
ρ max	=	0.0203		

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.111. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir QPMF Keadaan Gempa

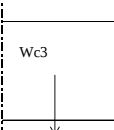
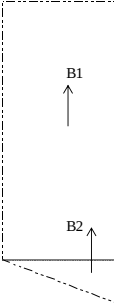
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		2.6	x	6.400	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	7.248
	Wc2	0.5	x	7.400	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	3.223
	Ws1	2.6	x	6.400	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	5.315
2	Pd1	γw	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh				
		1.000	x	6.200	x	6.200	x	0.583	x	0.363			=	8.140
	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
	Pae2	0.628	x	1.068	x	7.400	x	0.500				=	2.482	2.482
3	Pae1	Kae	x	yt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		
		1.068	x	1.760	x	7.400	x	7.400	x	0.500	x	0.819	=	42.150
	Pae2													
Total														132.527

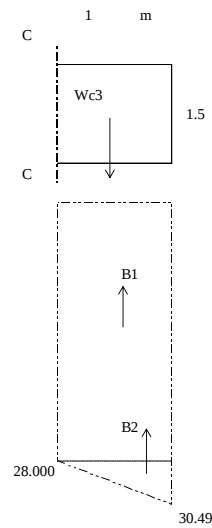


h = 3100 mm	Tulangan Utama	As hitung = 1394.6 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm		Rencana:	Jarak tulangan baru
p = 100 mm		Ast = 201.1 mm ²	= 175 mm
Dbagi = 10 mm		Jumlah tulangan utama	Jumlah tulangan utama
Dutama = 16 mm		= 6.9	= 7 x 1 = 7 buah
Mu = 1325.27 kNm		Jarak tulangan utama	As baru = 1407.4 mm ²
fy = 400 Mpa		= 144.174 mm	
fc = 25 Mpa			
β1 = 0.85			
d = 2982 mm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d' = 2982 mm		251.0 mm ²	Jarak tulangan baru
d/d' = 0.040		Rencana:	= 250 mm
M/(b.d ²) = 0.149 N/mm ²		Ast = 78.54 mm ²	Jumlah tulangan utama
ρ hitung = 0.00047		Jumlah tulangan bagi	= 5 x 1 = 5 buah
ρ min = 0.0018		= 3.2	As baru = 392.7 mm ²
ρ max = 0.0203		Jarak tulangan utama	
		= 312.877 mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.112. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	= 3.600	3.600	0.500	1.800	
2	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			= 28.000	-28.000	0.500	-14.000	
	B2	1	x	2.490	x	1.000	x	0.500			= 1.245	-1.245	0.333	-0.415	
Total														12.615	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama											
b	=	1000	mm	As hitung	=	285.9	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:							
p	=	100	mm	Rencana:	Jarak tulangan baru										
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²	= 250 mm							
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	Jumlah tulangan utama										
Mu	=	126.15	kNm	=	2.2	= 5 x 1 = 5 buah									
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama	As baru = 663.7 mm ²										
fc	=	25	Mpa	=	464.259	mm									
β_1	=	0.85		Tulangan Bagi											
d	=	1383.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
	=	1.3835	m	=	51.5	mm ²	Jarak tulangan baru								
d'	=	116.5	mm	Rencana:	= 250 mm										
d'/d	=	0.084		Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi							
				Jumlah tulangan bagi	= 5 x 1 = 5 buah										
				=	0.7	As baru = 392.7 mm ²									
M/(b.d ²)	=	0.066	N/mm ²	Jarak tulangan utama	= 1526.164 mm										
	=	0.066													
ρ hitung	=	0.00021													
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0203													



Sumber: Hasil Perhitungan

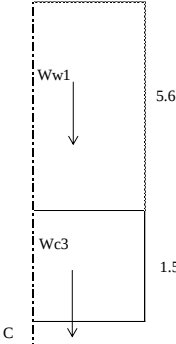
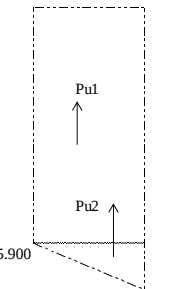
Tabel 4.114. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

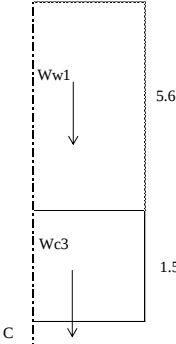
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ			
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	=	3.600	
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w			
		1.000	x	5.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000	=	5.600	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio					
		1.000	x	24.300	x	1.000	x	1.000			=	24.300	
	B2	1.000	x	3.660	x	1.000	x	0.500			=	1.830	
												0.333	
												-12.150	
												-0.610	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio					
		1.000	x	5.900	x	1.000	x	1.000			=	5.900	
	Pu2	1.000	x	0.200	x	1.000	x	0.500			=	0.100	
												-5.900	
												0.333	
												-2.950	
												-0.033	
Total												11.143	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama									
b	=	1000	mm	As hitung = 250.0 mm ²									
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:									
Dbagi	=	10	mm	Rencana:									
Dutama	=	13	mm	Ast = 132.7 mm ²									
Mu	=	111.43	kNm	Jumlah tulangan utama									
fy	=	400	Mpa	= 1.9									
fc	=	25	Mpa	Jarak tulangan utama									
β_1	=	0.85		= 530.96 mm									
				As baru = 663.7 mm ²									
				Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:									
d	=	1383.5	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama									
	=	1.3835	m	45.0 mm ²									
d'	=	116.5	mm	Rencana:									
d'/d	=	0.084		Ast = 78.54 mm ²									
M/(b.d ²)	=	0.058	N/mm ²	Jumlah tulangan utama									
ρ hitung	=	0.0018		= 0.6									
ρ min	=	0.0018		Jarak tulangan utama									
ρ max	=	0.0122		= 1745.4 mm									

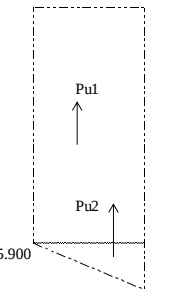
Sumber: Hasil Perhitungan

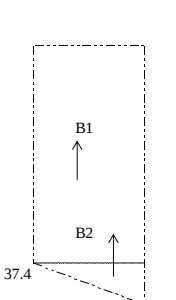


Tabel 4.115. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	= 3.600	3.600	0.500	1.800	
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w	= 5.600	5.600	0.500	2.800	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			= 37.400	-37.400	0.500	-18.700	
	B2	1.000	x	10.480	x	1.000	x	0.500			= 5.240	-5.240	0.333	-1.747	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			= 5.900	-5.900	0.500	-2.950	
	Pu2	1.000	x	0.200	x	1.000	x	0.500			= 0.100	-0.100	0.333	-0.033	
Total													18.830		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama											
b	=	1000	mm	As hitung = 424.9 mm ²										Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:	
p	=	100	mm	Rencana:										Jarak tulangan baru	
Dbagi	=	10	mm	Ast = 132.7 mm ²										= 225 mm	
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama										Jumlah tulangan utama	
Mu	=	188.30	kNm	= 3.2										= 6 x 1 = 6 buah	
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama										As baru = 796.4 mm ²	
fc	=	25	Mpa	= 312.416 mm											
β_1	=	0.85													
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi											
	=	1.3835	m	As hitung = 0,18 * As tulangan utama										Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:	
d'	=	116.5	mm	76.5 mm ²										Jarak tulangan baru	
d'/d	=	0.084		Rencana:										= 250 mm	
M/(b.d ²)	=	0.098	N/mm ²	Ast = 78.54 mm ²										Jumlah tulangan utama	
ρ hitung	=	0.00031		Jumlah tulangan bagi										= 5 x 1 = 5 buah	
ρ min	=	0.0018		= 1.0										As baru = 392.7 mm ²	
ρ max	=	0.0122		Jarak tulangan utama											
				= 1027.009 mm											







Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.116. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ					
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	=	3.600	3.600	0.500	1.800
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w					
		1.000	x	7.600	x	1.000	x	1.000	x	1.000	=	7.600	7.600	0.500	3.800
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
		1.000	x	29.700	x	1.000	x	1.000			=	29.700	-29.700	0.500	-14.850
	B2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	4.200	-4.200	0.333	-1.400
		1.000	x	8.400	x	1.000	x	0.500							
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
		1.000	x	7.200	x	1.000	x	1.000			=	7.200	-7.200	0.500	-3.600
	Pu2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	0.200	-0.200	0.333	-0.067
		1.000	x	0.400	x	1.000	x	0.500							
Total														14.317	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama											
b	=	1000	mm	As hitung	=	322.3	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:							
p	=	100	mm	Rencana:	Jarak tulangan baru										
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²	=	250	mm					
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	Jumlah tulangan utama										
Mu	=	143.17	kNm		=	2.4		=	5	x	1	=	5	buah	
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama	As baru										
fc	=	25	Mpa		=	411.824	mm	=	663.7	mm ²					
β_1	=	0.85													
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi											
	=	1.3835	m	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
d'	=	116.5	mm		=	58.0	mm ²	Jarak tulangan baru							
d'/d	=	0.084		Rencana:	= 250 mm										
				Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan utama							
M/(b.d^2)	=	0.075	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi	= 5 x 1 = 5 buah										
	=	0.074			=	0.7		As baru	=	392.7	mm ²				
ρ hitung	=	0.00023		Jarak tulangan utama											
					=	1353.794	mm								
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0122													

Ww1

7.600

Wc3

1.5

Pu1

7.200

Pu2

7.60

B1

29.70

B2

38.10

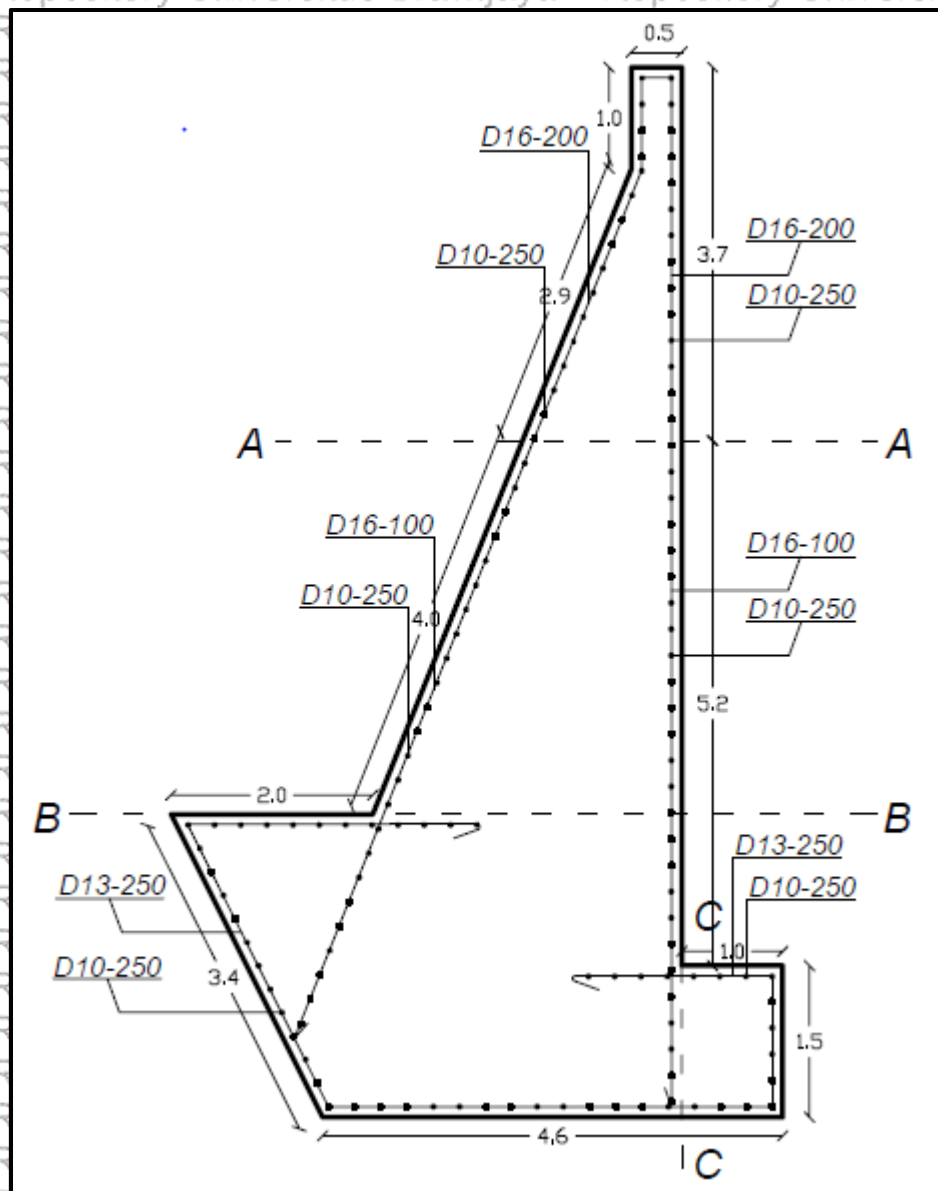
Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.117. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Banjir QPMF Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	=	3.600	3.600	0.500	1.800	
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w	=	7.600	7.600	0.500	3.800	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	29.600	-29.600	0.500	-14.800	
	B2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	4.160	-4.160	0.333	-1.387	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	7.200	-7.200	0.500	-3.600	
	Pu2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	0.200	-0.200	0.333	-0.067	
Total														14.253		
h = 1500 mm		Tulangan Utama As hitung = 320.6 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 2.4 As baru = 663.7 mm ² Jarak tulangan utama = 414.001 mm														
b = 1000 mm		Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 57.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.7 Jarak tulangan utama = 1360.951 mm														
p = 100 mm																
Dbagi = 10 mm																
Dutama = 13 mm																
Mu = 142.53 kNm																
fy = 400 Mpa																
fc = 25 Mpa																
$\beta_1 = 0.85$																
d = 1383.5 mm																
d' = 116.5 mm																
d'/d = 0.084																
M/(b.d ²) = 0.074 N/mm ²																
ρ hitung = 0.00023																
ρ min = 0.0018																
ρ max = 0.0122																

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.40. Penulangan dinding penahan saluran transisi



4.4.2.3. Dinding Penahan Saluran Peluncur

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran peluncur, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan dianalisis dengan 2 potongan yaitu potongan A-A, B-B dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A pada kondisi air penuh pada keadaan normal.

Data :

$$h = 2400 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Rencana :

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D \text{ utama} = 13 \text{ mm}$$

$$D \text{ bagi} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83, dengan Momen total = 83,11 tm.

Analisa Penulangan :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - \phi \text{ bagi} - (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 2400 - 100 - 10 - (1/2 \times 13)$$

$$= 2283,5 \text{ mm}$$

$$d' = p + \phi \text{ bagi} + (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 100 + 10 + (1/2 \times 16)$$

$$= 116,5 \text{ mm}$$

$$d' / d = 0,051$$

$$M_u = 831,12 \text{ kNm}$$

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{443,17}{1 \cdot 2274,5^2} = 0,159 \text{ N/mm}^2$$

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \beta \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,159 = \rho \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{25}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan $\rho = 0.0005$



236

Luas Tulangan Utama Perlu :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0005 \times 1000 \cdot 2283,5 \\ &= 1142,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana:

$$\begin{aligned} A_{s_t} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 13 \times 13 \\ &= 132,7 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_t} \\ &= 1142,8 / 132,7 \\ &= 8,6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama

$$\begin{aligned} &= b / S \\ &= 1000 / 8,6 \\ &= 116,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 125 mm

jumlah tulangan = $9 \times 1 = 9$ buah

$$\begin{aligned} A_{s \text{ baru}} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 16 \times 16 \times 9 \\ &= 1194,6 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ hitung}} (1142,8 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi} \end{aligned}$$

Sehingga, didapatkan D 16 - 125

Luas Tulangan Bagi :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= 0,18 \times A_{s \text{ tulangan utama}} \\ &= 0,18 \times 1142,8 \\ &= 205,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana :

$$\begin{aligned} A_{s_t} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 10 \times 10 \\ &= 78,54 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_t} \\ &= 205,7 / 78,54 \\ &= 2,6 \text{ buah} \end{aligned}$$



Jarak tulangan bagi

$$= b / s$$

$$= 1000 / 2,6$$

$$= 381,8 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tulangan} = 5 \times 1 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10 \times 10 \times 5$$

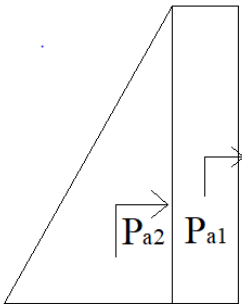
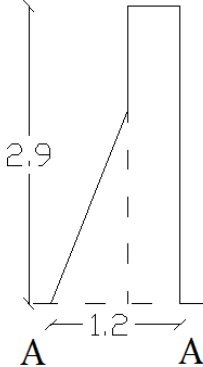
$$= 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (205,7 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D10 – 250

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.118 sampai dengan Tabel 4.131.

Tabel 4.118. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal

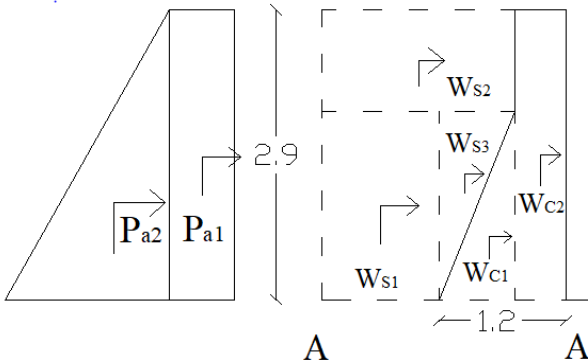
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio			
		1.000	x	0.628	x	2.900	x	1.0	= 1.821	1.821	1.450
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio			
		0.628	x	1.760	x	2.900	x	2.9 x 0.5	= 4.648	4.648	0.967
										Total	7.134

h	=	2400	mm	Tulangan Utama	
b	=	1000	mm	As hitung	= 99.8 mm ²
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:	
Dbagi	=	10	mm	Jarak tulangan baru	= 250 mm
Dutama	=	13	mm	Ast	= 132.7 mm ²
Mu	=	71.34	kNm	Jumlah tulangan utama	= 0.8
fy	=	400	Mpa	Jumlah tulangan utama	= 5 x 1 = 5 buah
fc	=	25	Mpa	As baru	= 663.7 mm ²
β1	=	0.85		Jarak tulangan utama	= ##### mm
d	=	2283.5	mm	Tulangan Bagi	
	=	22835	m	As hitung	= 0.18 * As tulangan utama = 18.0 mm ²
d'	=	116.5	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:	
d'/d	=	0.051		Jarak tulangan baru	= 250 mm
M/(b.d ²)	=	0.014	N/mm ²	Ast	= 78.54 mm ²
ρ hitung	=	0.00004		Jumlah tulangan bagi	= 5 x 1 = 5 buah
ρ min	=	0.0018		As baru	= 392.7 mm ²
ρ max	=	0.0203		Jarak tulangan utama	= ##### mm

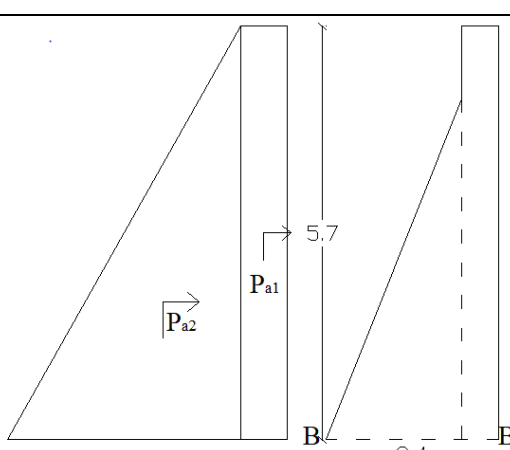
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.119. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh				
		0.7	x	1.900	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	0.579		
	Wc2	0.5	x	2.900	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	1.263	0.633	0.367
	Ws1	1.1	x	1.900	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.335	0.950	1.268
	Ws2	1.9	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.214	0.500	0.607
	Ws3	0.8	x	1.900	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	0.486	0.633	0.308
2	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio								
		1.000	x	1.068	x	2.900	x	1.000						3.097	1.450	4.491
	Pae2	Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)				
		1.068	x	1.760	x	2.900	x	2.900	x	0.500	x	0.819	=	6.473	0.967	6.258
															Total	15.130
																
h	=	2400	mm	Tulangan Utama As hitung = 206.8 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah Jarak tulangan utama = 641.816 mm AS baru = 663.7 mm ²												
b	=	1000	mm													
p	=	100	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 37.2 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah Jarak tulangan utama = 2109.85 mm AS baru = 392.7 mm ²												
Dbagi	=	10	mm													
Dutama	=	13	mm	Mu = 151.30 kNm fy = 400 Mpa fc = 25 Mpa β1 = 0.85												
Mu	=	151.30	kNm													
fy	=	400	Mpa	d = 2283.5 mm d' = 116.5 mm d'/d = 0.051 M/(b.d ²) = 0.029 N/mm ² ρ hitung = 0.0001 ρ min = 0.0018 ρ max = 0.0203												
fc	=	25	Mpa													
β1	=	0.85														
d	=	2283.5	mm													
d'	=	116.5	mm													
d'/d	=	0.051														
M/(b.d ²)	=	0.029	N/mm ²													
ρ hitung	=	0.0001														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.120. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio	=	3.580	3.580	10.202
		1.000	x	0.628	x	5.700	x	1.0				
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio	=	17.955	17.955	34.115
		0.628	x	1.760	x	5.700	x	5.7 x 0.5				
											Total	44.317
												
h	=	2400	mm	Tulangan Utama								
b	=	1000	mm	As hitung	=	608.2	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:				
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru				
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²	=	250	mm		
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama				Jumlah tulangan utama				
Mu	=	443.17	kNm	=	4.6			=	5	x	1	= 5 buah
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama				As baru	=	663.7	mm ²	
fc	=	25	Mpa	=	218.248	mm						
β1	=	0.85		Tulangan Bagi								
d	=	2283.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:				
	=	2.2835	m			109.5	mm ²	Jarak tulangan baru				
d'	=	116.5	mm	Rencana:				=	250	mm		
d'/d	=	0.051		Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi				
M/(b.d ²)	=	0.085	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi				=	5	x	1	= 5 buah
	=	0.085		=	1.4			As baru	=	392.7	mm ²	
ρ hitung	=	0.0003		Jarak tulangan utama								
				=	717.450	mm						
ρ min	=	0.0018										
ρ max	=	0.0203										

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.121. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur
Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		1.9	x	4.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	3.890	3.890	1.567	6.094
	Wc2	0.5	x	5.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	2.483	2.483	2.850	7.076
		Ws1	1.9	x	4.700	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	2.853	2.853	1.567
2	Pae1	1.9	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.214	1.214	0.500	0.607
		q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
	Pae2	1.000	x	1.068	x	5.700	x	1.000						6.088	6.088	2.850	17.350
		Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		1.068	x	1.760	x	5.700	x	5.700	x	0.500	x	0.819	=	25.008	25.008	1.900	47.516
															Total	83.112	
h	=	2400	mm	Tulangan Utama As hitung = 1142.8 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 125 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 9 buah Jarak tulangan utama = 116.144 mm As baru = 1194.6 mm ²													
b	=	1000	mm														
p	=	100	mm														
Dbagi	=	10	mm														
Dutama	=	13	mm														
Mu	=	831.12	kNm														
fy	=	400	Mpa														
f _c	=	25	Mpa														
β_1	=	0.85															
d	=	2283.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 205.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah Jarak tulangan utama = 381.801 mm As baru = 392.7 mm ²													
	=	2.2835	m														
d'	=	116.5	mm														
d'/d	=	0.051															
M/(b.d ²)	=	0.159	N/mm ²														
	=	0.159															
ρ hitung	=	0.0005															
ρ min	=	0.0018															
ρ max	=	0.0203															

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.122. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur
Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pw1	γw 1.000	x x	Tinggi 0.500	x x	Tinggi 0.500	x x	rasio 0.500	=	0.125	-0.125	-0.021	
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.628	x x	Tinggi 5.700	x x	rasio 1.0	=	3.580	3.580	10.202	
3	Pa2	Ka 0.628	x x	γt 1.760	x x	Tinggi 5.700	x x	Tinggi x 5.7 x	rasio 0.5	=	17.955	1.900	34.115
											Total	44.296	

h	=	2400	mm	Tulangan Utama As hitung = 615.2 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 4.6 Jarak tulangan utama = 215.740 mm Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 110.7 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 1.4 Jarak tulangan utama = 709.205 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm ²
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	442.96	kNm		
fy	=	400	Mpa		
fc	=	25	Mpa		
β1	=	0.85			
d	=	2283.5	mm		
b	=	2.2835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.051			
M/(b.d^2)	=	0.085	N/mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²	
	=	0.086			
ρ hitung	=	0.00027			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.123. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur
Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)		
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		1.9	x	4.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	3.890	3.890	1.567	6.094
	Wc2	0.5	x	5.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	2.483	2.483	2.850	7.076
		Ws1	1.9	x	4.700	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	2.853	2.853	1.567
2	Pd1	γ_w	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh							
		1.000	x	0.500	x	0.500	x	0.583	x	0.363		=	0.053	-0.053	0.200	-0.011	
	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
		1.000	x	1.068	x	5.700	x	0.500				=	3.044	3.044	2.850	8.675	
3	Pae2	Kae	x	γ_t	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		1.068	x	1.760	x	5.700	x	5.700	x	0.500	x	0.819	=	25.008	25.008	1.900	47.516
	Total														74.427		

h	=	2400	mm	Tulangan Utama As hitung = 1032.0 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 7.8 Jarak tulangan utama = 128.621 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 150 mm Jumlah tulangan utama = 8 x 1 = 8 buah As baru = 1061.9 mm ²
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	744.27	kNm		
fy	=	400	Mpa		
fc	=	25	Mpa		
β1	=	0.85			

d	=	2283.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 185.8 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 2.4 Jarak tulangan utama = 422.818 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²
	=	2.2835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.051			
M/(b.d ²)	=	0.143	N/mm ²		
	=	0.144			
ρ hitung	=	0.00045			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.124. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur
Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

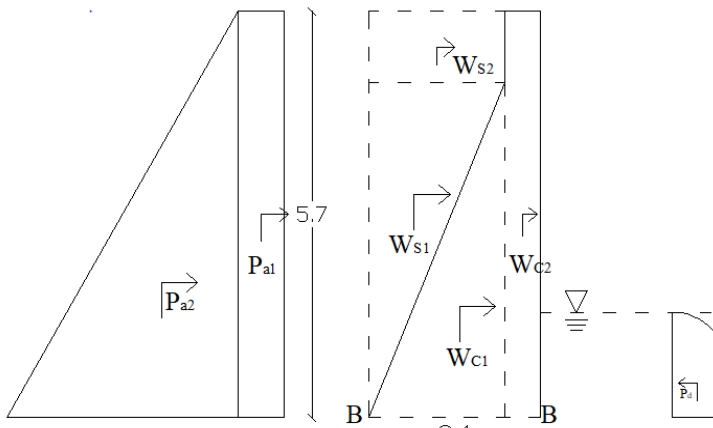
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 1.500	x x	Tinggi 1.500	x x	rasio 0.500	=	1.125	-1.125	0.500	-0.563	
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.628	x x	Tinggi 5.700	x x	rasio 1.0	=	3.580	3.580	2.850	10.202	
3	Pa2	Ka 0.628	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 5.700	x x	Tinggi x 5.7 x	rasio 0.5	=	17.955	17.955	1.900	34.115
Total												43.754		

h = 2400 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 608.1 mm ²
p = 100 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal
Dbagi = 10 mm	Jarak tulangan baru
Dutama = 13 mm	= 250 mm
Mu = 437.54 kNm	Jumlah tulangan utama
fy = 400 Mpa	= 5 x 1 = 5 buah
f'c = 25 Mpa	As baru = 663.7 mm ²
β1 = 0.85	
	Tulangan Bagi
d = 2283.5 mm	As hitung = 0.18 * As tulangan utama
= 2.2835 m	109.5 mm ²
d' = 116.5 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d = 0.051	Jarak tulangan baru
	= 250 mm
M/(b.d^2) = 0.084 N/mm ²	Jumlah tulangan bagi
= 0.085	= 5 x 1 = 5 buah
ρ hitung = 0.00027	As baru = 392.7 mm ²
ρ min = 0.0018	
ρ max = 0.0203	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.125. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur
Potongan B-B Kondisi Banjir QPMF Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)		
1	Wc1 Wc2 Ws1 Ws2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=				
		1.9	x	4.700	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	3.890	3.890	1.567	6.094
		0.5	x	5.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	2.483	2.483	2.850	7.076
		1.9	x	4.700	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	2.853	2.853	1.567	4.469
		1.9	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	1.214	1.214	0.500	0.607
2	Pd1	γw	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh							
		1.000	x	1.500	x	1.500	x	0.583	x	0.363			=	0.476	-0.476	0.600	-0.286
3	Pae1 Pae2	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
		1.000	x	1.068	x	5.700	x	0.500					=	3.044	3.044	2.850	8.675
		Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		1.068	x	1.760	x	5.700	x	5.700	x	0.500	x	0.819	=	25.008	25.008	1.900	47.516
Total															74.152		



h = 2400 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 1010.4 mm ²
p = 100 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi = 10 mm	Jarak tulangan baru = 150 mm
Dutama = 13 mm	Jumlah tulangan utama = 8 buah
Mu = 741.52 kNm	As baru = 1061.9 mm ²
fy = 400 Mpa	
fc = 25 Mpa	
$\beta_1 = 0.85$	
	Tulangan Bagi
d = 2283.5 mm	As hitung = 0.18 * As tulangan utama = 181.9 mm ²
d' = 116.5 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d = 0.051	Jarak tulangan baru = 250 mm
M/(b.d ²) = 0.142 N/mm ²	Jumlah tulangan utama = 5 buah
= 0.141	As baru = 392.7 mm ²
ρ hitung = 0.00044	
ρ min = 0.0018	
ρ max = 0.0203	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.126. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m Wc3 1.5 B1 23.800 B2 28.85
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	= 3.600	3.600	0.500	1.800	
2	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	= 23.800			-23.800	0.500	-11.900	
	B2	1	x	5.050	x	1.000	x	0.500	= 2.525			-2.525	0.333	-0.842	
Total														10.942	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 244.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah Jarak tulangan utama = 542.483 mm As baru = 663.7 mm ²											
b	=	1000	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 44.0 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah Jarak tulangan utama = 1783.311 mm											
p	=	100	mm												
Dbagi	=	10	mm												
Dutama	=	13	mm												
Mu	=	109.42	kNm												
fy	=	400	Mpa												
fc	=	25	Mpa												
$\beta 1$	=	0.85													
d	=	1383.5	mm												
d'	=	1.3835	m												
d'/d	=	0.084													
M/(b.d ²)	=	0.057	N/mm ²												
ρ hitung	=	0.00018													
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0203													

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.127. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m C Wc3 1.5 C B1 B2 27.600 37.1
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	=	3.600	3.600	0.500	1.800
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	=	3.600	3.600	0.500	1.800
2	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	27.600	-27.600	0.500	-13.800
	B2	1	x	27.600	x	1.000	x	1.000			=	4.750	-4.750	0.333	-1.583
		1	x	9.500	x	1.000	x	0.500			=				
Total														13.583	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 310.8 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm ²											
b	=	1000	mm												
p	=	100	mm												
Dbagi	=	10	mm												
Dutama	=	13	mm												
Mu	=	135.83	kNm												
fy	=	400	Mpa												
fc	=	25	Mpa												
β1	=	0.85													
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 55.9 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²											
	=	1.3835	m												
d'	=	116.5	mm												
d'/d	=	0.084													
M/(b.d ²)	=	0.071	N/mm ²												
	=	0.072													
ρ hitung	=	0.00022													
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0203													

Sumber: Hasil Perhitungan

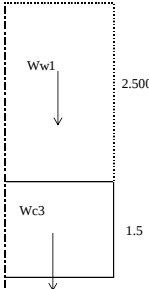
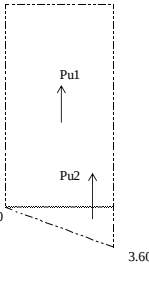
Tabel 4.128. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ		
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w		
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio				
4	B2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio				
	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio				
	Pu2	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio				
Total											9,410	
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 210.4 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah Jarak tulangan utama = 663.7 mm As baru = 663.7 mm ²								
b	=	1000	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 37.9 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah Jarak tulangan utama = 392.7 mm								
p	=	100	mm									
Dbagi	=	10	mm									
Dutama	=	13	mm									
Mu	=	94.10	kNm									
fy	=	400	Mpa									
fc	=	20	Mpa									
β_1	=	0.85										
d	=	1383.5	mm									
d'	=	116.5	mm									
d'/d	=	0.084										
M/(b.d ²)	=	0.049	N/mm ²									
ρ hitung	=	0.00015										
ρ min	=	0.0018										
ρ max	=	0.0122										

Sumber: Hasil Perhitungan

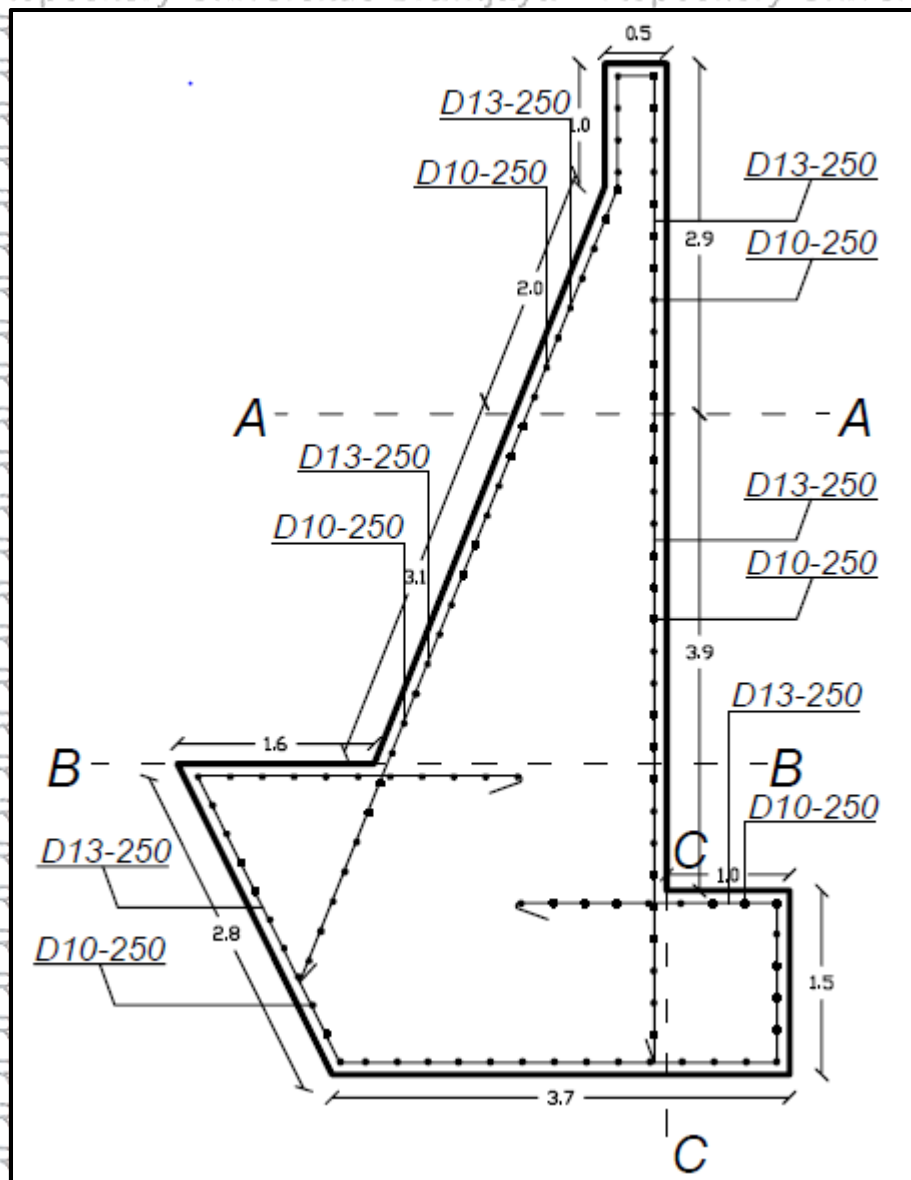
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.130. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	=	3.600	3.600	0.500	1.800	C 
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w	=	2.500	2.500	0.500	1.250	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	19.300	-19.300	0.500	-9.650	
	B2	1.000	x	4.190	x	1.000	x	0.500			=	2.095	-2.095	0.333	-0.698	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	3.500	-3.500	0.500	-1.750	C 
	Pu2	1.000	x	0.100	x	1.000	x	0.500			=	0.050	-0.050	0.333	-0.017	
Total													9.065			
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 201.6 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah Mu = 90.65 kNm fy = 400 Mpa f'c = 20 Mpa β1 = 0.85 Jarak tulangan utama = 658.398 mm												
b	=	1000	mm													
p	=	100	mm													
Dbagi	=	10	mm													
Dutama	=	13	mm													
Mu	=	90.65	kNm													
fy	=	400	Mpa													
f'c	=	20	Mpa													
β1	=	0.85														
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0.18 * As tulangan utama = 36.3 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah Mu = 90.65 kNm fy = 400 Mpa f'c = 20 Mpa β1 = 0.85 Jarak tulangan utama = 658.398 mm												
d'	=	1.3835	m													
d/d	=	116.5	mm													
d/d	=	0.084														
M/(b.d ²)	=	0.047	N/mm ²													
ρ hitung	=	0.0015														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0122														

Sumber: Hasil Perhitungan

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.41. Penulangan dinding penahan saluran peluncur



4.4.2.4. Dinding Penahan Peredam Energi

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan peredam energi, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan dianalisis dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, B-B, dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan B-B pada kondisi air penuh pada keadaan gempa.

Data :

$$h = 4100 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Rencana :

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D \text{ utama} = 19 \text{ mm}$$

$$D \text{ bagi} = 13 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83, dengan Momen total = 417,22 tm.

Analisa Penulangan :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - \emptyset \text{ bagi} - (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 4100 - 100 - 13 - (1/2 \times 19)$$

$$= 3977,5 \text{ mm}$$

$$d' = p + \emptyset \text{ bagi} + (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 100 + 13 + (1/2 \times 19)$$

$$= 122,5 \text{ mm}$$

$$d' / d = 0,031$$

$$Mu = 4172,22 \text{ kNm}$$

Momen lapangan :

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{2218,3}{1 \cdot 3974,5^2} = 0,264 \text{ N/mm}^2$$

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \beta \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,264 = \rho \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{25}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan $\rho = 0.0008$



254

Luas Tulangan Utama Perlu :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0008 \times 1000 \cdot 3977,5 \\ &= 3306,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana:

$$\begin{aligned} A_{s_t} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 19 \times 19 \\ &= 283,5 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_t} \\ &= 3306,7 / 283,5 \\ &= 11,7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama

$$\begin{aligned} &= b / S \\ &= 1000 / 11,7 \\ &= 85,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 80 mm

jumlah tulangan = $14 \times 1 = 14$ buah

$$\begin{aligned} A_{s \text{ baru}} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 19 \times 19 \times 14 \\ &= 3969,4 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ hitung}} (3306,7 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi} \end{aligned}$$

Sehingga, didapatkan D 19 - 80

Luas Tulangan Bagi :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= 0,18 \times A_{s \text{ tulangan utama}} \\ &= 0,18 \times 3306,7 \\ &= 595,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana :

$$\begin{aligned} A_{s_t} &= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \Pi \times 13 \times 13 \\ &= 132,73 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{s_t} \\ &= 595,2 / 132,73 \\ &= 4,5 \text{ buah} \end{aligned}$$



Jarak tulangan bagi

$$= b / s$$

$$= 1000 / 4,5$$

$$= 223,0 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tulangan} = 5 \times 1 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times 13 \times 5$$

$$= 663,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (595,2 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D13 – 250

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.132 sampai dengan Tabel 4.143.

Tabel 4.132. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang							Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio	= 3.203	3.203	8.167
		1.000	x	0.628	x	5.100	x	1.0			
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio	= 14.374	14.374	24.436
		0.628	x	1.760	x	5.100	x	5.1 x 0.5			
										Total	32.603

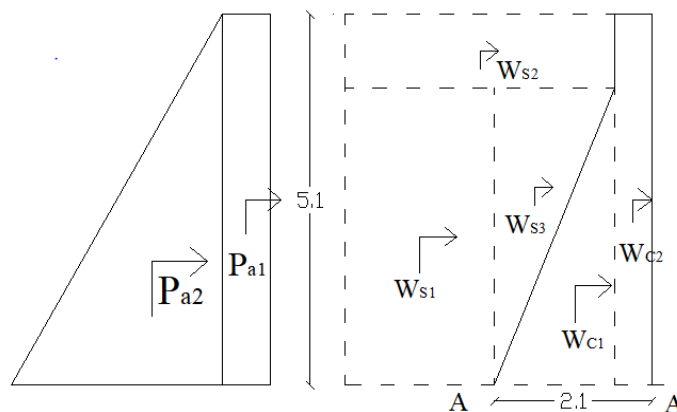
h	=	4100	mm	Tulangan Utama		
b	=	1000	mm	As hitung	=	261.0 mm ²
p	=	100	mm	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7 mm ²
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama		Jarak tulangan baru
Mu	=	326.03	kNm		=	250 mm
fy	=	400	Mpa		=	5
fc	=	25	Mpa	Jarak tulangan utama		As baru = 663.7 mm ²
β_1	=	0.85			=	5 buah
				Tulangan Bagi		
d	=	3983.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama
	=	3.9835	m		=	47.0 mm ²
d'	=	116.5	mm	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d	=	0.029		Ast	=	78.54 mm ²
				Jumlah tulangan bagi		Jarak tulangan baru
					=	250 mm
					=	5
					=	392.7 mm ²
					=	5 buah
M/(b.d ²)	=	0.021	N/mm ²	Jarak tulangan utama		
	=	0.021			=	1671.60 mm
ρ hitung	=	0.0001				
ρ min	=	0.0018				
ρ max	=	0.0203				

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.133. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh		
		1.6	x	4.100	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	2.858
	Wc2	0.5	x	5.100	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	2.222
	Ws1	2	x	4.100	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	5.239
	Ws2	3.6	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	2.300
	Ws3	1.6	x	4.100	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	2.096
2	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio						
		1.000	x	1.068	x	5.100	x	1.000						
	Pae2	Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)		
		1.068	x	1.760	x	5.100	x	5.100	x	0.500	x	0.819	=	20.021
													Total	72.248



h	=	4100	mm	Tulangan Utama	
b	=	1000	mm	As hitung =	583.5 mm ²
p	=	100	mm	Direncanakan menggunakan tulangan double:	
Dbagi	=	13	mm	Rencana:	Jarak tulangan baru
Dutama	=	19	mm	Ast =	283.5 mm ²
Mu	=	722.48	kNm	Jumlah tulangan utama	= 240 mm
fy	=	400	Mpa	=	2.1
f'c	=	25	Mpa	Jarak tulangan utama	Jumlah tulangan utama
β1	=	0.85		=	485.917 mm
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	
				As _{baru} = 1701.2 mm ²	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.134. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 2.800	x x	Tinggi 2.800	x x	rasio 0.500	=	3.920	-3.920	0.933	-3.659	
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.628	x x	Tinggi 5.100	x x	rasio 1.0	=	3.203	3.203	2.550	8.167	
3	Pa2	Ka 0.628	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 5.100	x x	Tinggi x 5.1 x	rasio 0.5	=	14.374	14.374	1.700	24.436
												Total	28.945	

h = 4100 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 224.1 mm ²
p = 100 mm	Rencana:
Dbagi = 10 mm	Ast = 132.7 mm ²
Dutama = 13 mm	Jumlah tulangan utama
Mu = 289.45 kNm	= 1.7
fy = 400 Mpa	Jarak tulangan utama
fc = 25 Mpa	= 592.401 mm
$\beta_1 = 0.85$	
	Tulangan Bagi
d = 3983.5 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama
= 3.9835 m	40.3 mm ²
d' = 116.5 mm	Rencana:
d'/d = 0.029	Ast = 78.54 mm ²
	Jumlah tulangan bagi
	= 0.5
M/(b.d^2) = 0.018 N/mm ²	Jarak tulangan utama
= 0.018	= 1947.407 mm
ρ hitung = 0.00006	
ρ min = 0.0018	
ρ max = 0.0203	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.135. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)		
1	Wc1 Wc2 Ws1 Ws2 Ws3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		1.6	x	4.100	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	2.858	2.858	1.367	3.905
		0.5	x	5.100	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	2.222	2.222	2.550	5.665
		2	x	4.100	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	5.239	5.239	2.050	10.740
		3.6	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	1.760	x	0.363	=	2.300	2.300	0.500	1.150
2	Pd1	1.6	x	4.100	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	2.096	2.096	1.367	2.864
		γ_w	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh							
		1.000	x	2.800	x	2.800	x	0.583	x	0.363		=	1.660	-1.660	0.933	-1.549	
		q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
		1.000	x	1.068	x	5.100	x	0.500				=	2.723	2.723	2.550	6.945	
3	Pae2	Kae	x	γ_t	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		1.068	x	1.760	x	5.100	x	5.100	x	0.500	x	0.819	=	20.021	20.021	1.700	34.035
															Total	63.754	

h	=	4100	mm	Tulangan Utama As hitung = 497.4 mm ² Rencana: Ast = 283.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 1.8 Jarak tulangan utama = 569.982 mm Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 240 mm Jumlah tulangan utama = 6 buah As baru = 1701.2 mm ²
b	=	1000	mm	
p	=	100	mm	
Dbagi	=	13	mm	
Dutama	=	19	mm	
Mu	=	637.54	kNm	
fy	=	400	Mpa	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 89.5 mm ² Rencana: Ast = 132.73 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.7 Jarak tulangan utama = 1482.409 mm Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 buah As baru = 663.7 mm ²
fc	=	25	Mpa	
β_1	=	0.85		
d	=	3977.5	mm	
d'	=	3.9775	m	
d'/d	=	122.5	mm	
M/(b.d ²)	=	0.040	N/mm ²	
ρ hitung	=	0.0013		
ρ min	=	0.0018		
ρ max	=	0.0203		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.136. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	q	x	Ka	x	Tinggi	x	rasio	=	6.343	6.343	32.031
		1.000	x	0.628	x	10.100	x	1.0			5.050	
2	Pa2	Ka	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi x rasio	=	56.375	56.375	189.795
		0.628	x	1.760	x	10.100	x	10.1 x 0.5			3.367	
Total											221.826	

h	=	4100	mm	Tulangan Utama As hitung = 1749.3 mm ² Rencana: Ast = 201.1 mm ² Jumlah tulangan utama = 8.7 Jarak tulangan utama = 114.936 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 125 mm Jumlah tulangan utama = 9 x 1 = 9 buah As baru = 1809.6 mm ²
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	16	mm		
Mu	=	2218.26	kNm		
fy	=	400	Mpa	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 314.9 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 4.0 Jarak tulangan utama = 249.426 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²
fc	=	25	Mpa		
β1	=	0.85			
d	=	3982	mm		
	=	3.982	m		
d'	=	118	mm		
d'/d	=	0.030			
M/(b.d ²)	=	0.140	N/mm ²		
	=	0.140			
ρ hitung	=	0.0004			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.137. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		3.6	x	9.100	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	14.270	14.270	3.033	43.286
	Wc2	0.5	x	10.100	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	4.400	4.400	5.050	22.218
	Ws1	3.6	x	9.100	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	10.465	10.465	3.033	31.743
2	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
		1.000	x	1.068	x	10.100	x	1.000					=	10.787	10.787	5.050	54.473
	Pae2	Kae	x	γt	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
	1.068	x	1.760	x	10.100	x	10.100	x	0.500	x	0.819	=	78.520	78.520	3.367	264.351	
															Total	417.222	
h	=	4100	mm	Tulangan Utama As hitung = 3306.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 80 mm Jumlah tulangan utama = 14 buah Mu = 4172.22 kNm fy = 400 Mpa fc = 25 Mpa β_1 = 0.85 As baru = 3969.4 mm ²													
b	=	1000	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 595.2 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan double: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 buah Mu = 4172.22 kNm fy = 400 Mpa fc = 25 Mpa β_1 = 0.85 As baru = 663.7 mm ²													
p	=	100	mm														
Dbagi	=	13	mm														
Dutama	=	19	mm														
Mu	=	4172.22	kNm														
fy	=	400	Mpa														
fc	=	25	Mpa														
β_1	=	0.85															
d	=	3977.5	mm														
	=	3.9775	m														
d'	=	122.5	mm														
d'/d	=	0.031															
M/(b.d^2)	=	0.264	N/mm ²														
	=	0.264															
ρ hitung	=	0.0008															
ρ min	=	0.0018															
ρ max	=	0.0203															

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.138. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	
1	Pw1	γ_w 1.000	x x	Tinggi 7.800	x x	Tinggi 7.800	x x	rasio 0.500	=	30.420	-30.420	2.600	-79.092	
2	Pa1	q 1.000	x x	Ka 0.628	x x	Tinggi 10.100	x x	rasio 1.0	=	6.343	6.343	5.050	32.031	
3	Pa2	Ka 0.628	x x	γ_t 1.760	x x	Tinggi 10.100	x x	Tinggi x 10.1 x	rasio 0.5	=	56.375	56.375	3.367	189.795
											Total	142.734		

h	=	4100	mm	Tulangan Utama		
b	=	1000	mm	As hitung	=	1122.9 mm ²
p	=	100	mm	Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	201.1 mm ²
Dutama	=	16	mm	Jumlah tulangan utama		Jarak tulangan baru = 250 mm
Mu	=	1427.34	kNm		=	5.6
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama		Jumlah tulangan utc = 200
fc	=	25	Mpa		=	5 x 1 = 5 buah
β_1	=	0.85				As baru = 1005.3 mm ²
d	=	3982	mm	Tulangan Bagi		
	=	3.982	m	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama
d'	=	118	mm		=	202.1 mm ²
d'/d	=	0.030		Rencana:		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
				Ast	=	78.54 mm ²
				Jumlah tulangan bagi		Jarak tulangan baru = 250 mm
					=	2.6
				Jarak tulangan utama		Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah
					=	388.571 mm
M/(b.d ²)	=	0.090	N/mm ²			
	=	0.090				
ρ hitung	=	0.00028				
ρ min	=	0.0018				
ρ max	=	0.0203				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.139. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi
Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Gempa

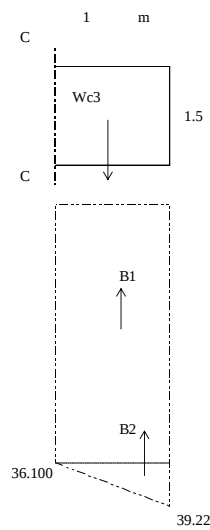
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)			
1	Wc1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	x	kh					
		3.6	x	9.100	x	1.000	x	0.500	x	2.400	x	0.363	=	14.270	14.270	3.033	43.286
	Wc2	0.5	x	10.100	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.363	=	4.400	4.400	5.050	22.218
		Ws1	3.6	x	9.100	x	1.000	x	0.500	x	1.760	x	0.363	=	10.465	10.465	3.033
2	Pd1	γ_w	x	Tinggi	x	Tinggi	x	7 / 12	x	kh							
		1.000	x	7.800	x	7.800	x	0.583	x	0.363		=	12.883	-12.883	3.120	-40.195	
	Pae1	q	x	Kae	x	Tinggi	x	rasio									
		1.000	x	1.068	x	10.100	x	0.500				=	5.393	5.393	5.050	27.237	
3	Pae2	Kae	x	γ_t	x	Tinggi	x	Tinggi	x	rasio	x	(1-kv)					
		1.068	x	1.760	x	10.100	x	10.100	x	0.500	x	0.819	=	78.520	78.520	3.367	264.351
														Total	349.791		

h	=	4100	mm	Tulangan Utama As hitung = 2764.6 mm ² Rencana: Ast = 283.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 9.8 Jarak tulangan utama = 102.556 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 100 mm Jumlah tulangan utama = 11 x 1 = 11 buah As baru = 3118.8 mm ²
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	13	mm		
Dutama	=	19	mm		
Mu	=	3497.91	kNm		
fy	=	400	Mpa		
fc	=	25	Mpa		
β_1	=	0.85			
d	=	3977.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 497.6 mm ² Rencana: Ast = 132.73 mm ² Jumlah tulangan bagi = 3.7 Jarak tulangan utama = 266.728 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 663.7 mm ²
	=	3.9775	m		
d'	=	122.5	mm		
d'/d	=	0.031			
M/(b.d ²)	=	0.221	N/mm ²		
	=	0.221			
ρ hitung	=	0.00070			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.140. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ		
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	= 3.600	3.600
2	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio				
	B2	1	x	36.100	x	1.000	x	1.000				
		1	x	3.120	x	1.000	x	0.500				
Total												16.770
h	=	1500	mm	Tulangan Utama								
b	=	1000	mm	As hitung	=	376.0	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:				
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru				
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²	=	250	mm		
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama				Jumlah tulangan utama				
Mu	=	167.70	kNm	=	2.8			=	5 x 1	=	5	buah
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama				As baru	=	663.7	mm ²	
fc	=	25	Mpa	=	352.985	mm						
β_1	=	0.85										
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi								
	=	1.3835	m	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:				
d'	=	116.5	mm	=	67.7	mm ²		Jarak tulangan baru				
d'/d	=	0.084		Rencana:				=	250	mm		
M/(b.d ²)	=	0.088	N/mm ²	Ast	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi				
ρ hitung	=	0.0027		=	0.9			=	5 x 1	=	5	buah
ρ min	=	0.0018		Jarak tulangan utama				As baru	=	392.7	mm ²	
ρ max	=	0.0203		=	1160.371	mm						



Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.141. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m	
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ	=	3.600	3.600	0.500	1.800	
2	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio			=	13.700	-13.700	0.500	-6.850	
	B2	1	x	2.800	x	1.000	x	0.500			=	1.400	-1.400	0.333	-0.467	
Total														5.517		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 122.8 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah As baru = 663.7 mm ² Jarak tulangan utama = 1081.211 mm												
b	=	1000	mm													
p	=	100	mm													
Dbagi	=	10	mm													
Dutama	=	13	mm													
Mu	=	55.17	kNm													
fy	=	400	Mpa													
fc	=	25	Mpa													
β_1	=	0.85														
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 22.1 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah As baru = 392.7 mm ² Jarak tulangan utama = 3554.277 mm												
d'	=	116.5	mm													
d/d	=	0.084														
M/(b.d ²)	=	0.029	N/mm ²													
	=	0.028														
ρ hitung	=	0.00009														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

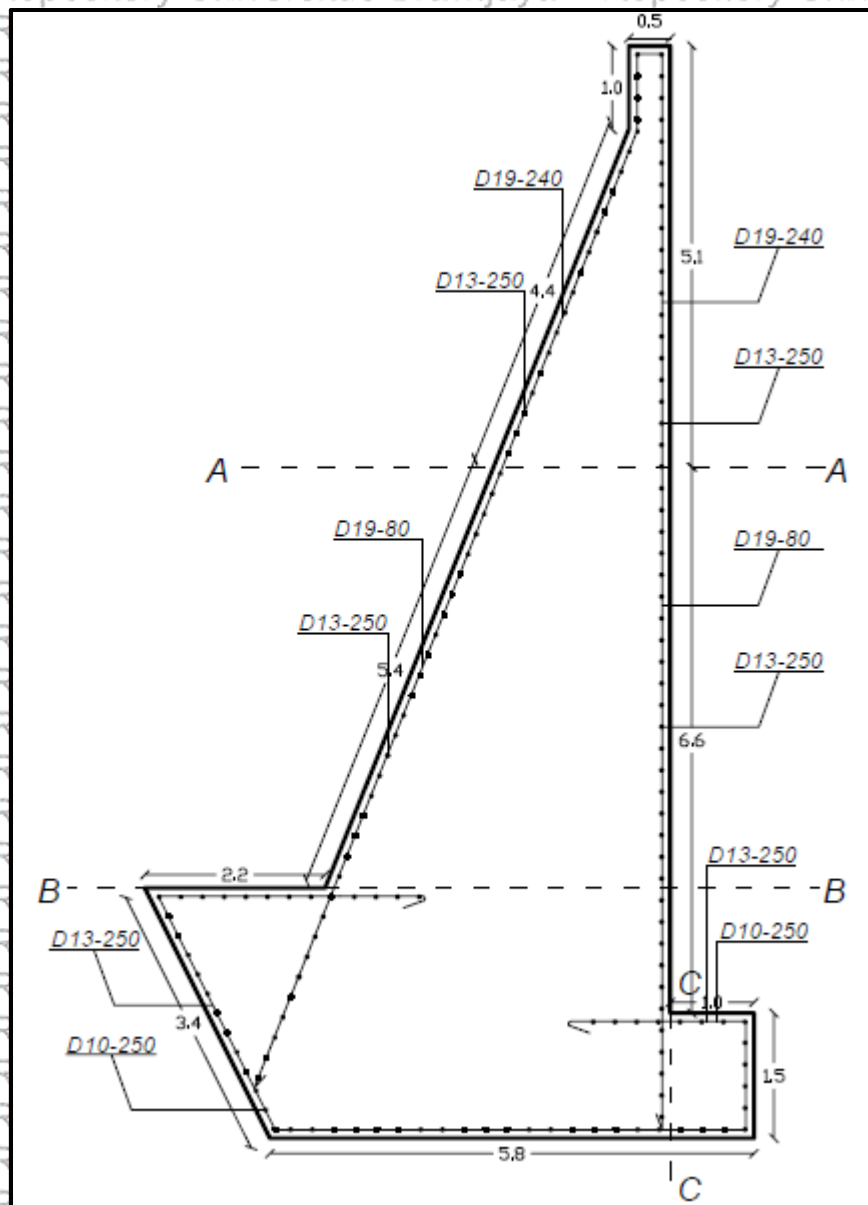
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.142. Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{1000th} Keadaan Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)	1 m
1	Wc3	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ					
		1.000	x	1.500	x	1.000	x	1.000	x	2.400	= 3.600	3.600	0.500	1.800	
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ_w					
		1.000	x	9.300	x	1.000	x	1.000	x	1.000	= 9.300	9.300	0.500	4.650	
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
		1.000	x	29.700	x	1.000	x	1.000			= 29.700	-29.700	0.500	-14.850	
	B2	1.000	x	3.670	x	1.000	x	0.500			= 1.835	-1.835	0.333	-0.612	
4	Pu1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
		1.000	x	8.600	x	1.000	x	1.000			= 8.600	-8.600	0.500	-4.300	
	Pu2	1.000	x	0.4	x	1.000	x	0.500			= 0.200	-0.200	0.333	-0.067	
Total													13.378		
h	=	1500	mm	Tulangan Utama As hitung = 302.4 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 2.3 Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah Jarak tulangan utama = 438.98 mm As baru = 663.7 mm ²											
b	=	1000	mm												
p	=	100	mm												
Dbagi	=	10	mm												
Dutama	=	13	mm												
Mu	=	133.78	kNm												
fy	=	400	Mpa												
fc	=	20	Mpa												
β_1	=	0.85													
d	=	1383.5	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 54.4 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.7 Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ²											
d'	=	116.5	mm												
d/d	=	0.084													
M/(b.d ²)	=	0.070	N/mm ²												
ρ hitung	=	0.0070													
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0122													

Sumber: Hasil Perhitungan

Sumber: Hasil Perhitungan

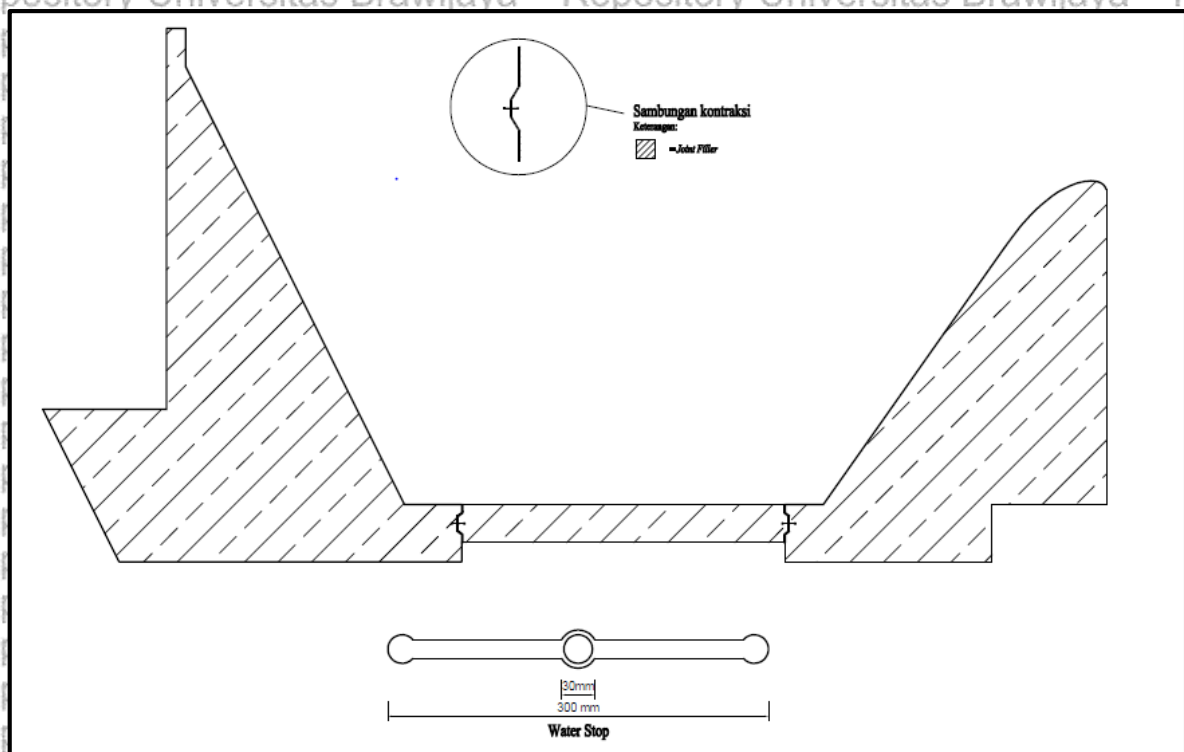


Gambar 4.42. Penulangan dinding peredam energi

4.5. Construction dan Contraction Joint

Sambungan konstruksi (*construction joint*) memiliki peran penting dalam berbagai struktur beton karena tidak mungkin pembuatan suatu bangunan besar bisa dilakukan dalam satu kali pekerjaan, sehingga diperlukan sambungan konstruksi. Pengecoran beton dilaksanakan setiap tinggi tertentu, ini dimaksudkan agar agregat kasar tidak memisah yang dapat memperlemah kekuatan beton. Untuk sambungan konstruksi arah horizontal biasanya berjarak antara 10-20 meter.

Sambungan kontraksi (*contraction joint*), dipakai untuk mencegah terjadinya retakan. Retak dapat diminimalkan dengan memberi rongga untuk pergerakan struktur beton. Hal yang biasa dilakukan adalah dengan membagi dinding menjadi beberapa bagian yang dipisahkan dengan panjang yang cocok oleh sambungan yang memungkinkan terjadinya pergerakan. Dalam hal ini sambungan tersebut menggunakan *water stop*. Penggunaan ini diharapkan dapat mencegah air bocor melalui celah pada sambungan kontraksi. Bahan dari *water stop* ini harus memenuhi beberapa syarat, yaitu: kedap air, tahan lama dan dapat mengikuti gerakan memanjang atau menyusutnya sambungan. Sambungan konstruksi dan kontraksi dapat dilihat pada Gambar 4.41.



Gambar 4.43. Sambungan kontraksi pada bangunan ambang pelimpah dan dinding penahan





BAB V KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisa perhitungan yang sudah dilakukan dan rumusan masalah yang ada pada studi ini, maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Sesuai dengan hasil analisa hidrologi, hidrolika dan pertimbangan kondisi topografi pada daerah studi, tipe pelimpah yang digunakan yaitu tipe pelimpah samping (*side channel spillway*) dengan detail perencanaan sebagai berikut:

a. Debit *outflow* Q_{100th} : 189,63 m³/dt

b. Debit *outflow* Q_{1000th} : 208,61 m³/dt

c. Debit *outflow* Q_{PMF} : 378,49 m³/dt

d. Ambang pelimpah

- Elevasi puncak pelimpah : +70,00

- Tipe ambang pelimpah : Ogee Tipe I

- Lebar ambang pelimpah : 60 meter

- Elevasi $Q_{outflow_{100th}}$: +71,29

- Elevasi $Q_{outflow_{1000th}}$: +71,37

- Elevasi $Q_{outflow_{PMF}}$: +72,04

e. Saluran Samping (*side channel*)

- Panjang saluran : 60 meter

- Lebar dasar hulu : 8 meter

- Lebar dasar hilir : 11 meter

- Elevasi dasar hulu : +65,82

- Elevasi dasar hilir : +61,50

- Slope : 0,07

- Kemiringan ambang Z_1 : 0,7

- Kemiringan dinding Z_2 : 0,5

f. Saluran Transisi

- Panjang saluran : 80 meter

- Slope : 0

- Lebar dasar saluran : 11 meter
- Elevasi dasar : +61,50

g. Saluran Peluncur

- Panjang saluran : 110 meter
- Slope : 0,29
- Lebar dasar saluran : 11 meter
- Elevasi dasar hulu : +62,50
- Elevasi dasar hilir : +31,00

h. Peredam Energi

- Tipe : USBR Tipe II
- Panjang kolam olak : 53 meter
- Lebar kolam olak : 11 meter
- Elevasi dasar : +31,00
- Tinggi *endsill* : 1,7 meter
- Tinggi, lebar, dan jarak chute block : 0,9 meter
- Elevasi hilir : +35,00

2. Dari hasil analisa perhitungan daya dukung tanah dan stabilitas ambang pelimpah dan dinding penahan pada kondisi kosong, banjir Q_{1000th} , dan Q_{PMF} dengan keadaan normal dan gempa diperoleh hasil sebagai berikut:

a. Ambang pelimpah

- Aman terhadap daya dukung tanah dan gaya guling, sedangkan untuk gaya geser, dan eksentrisitas pada keadaan penuh kondisi gempa dan banjir Q_{PMF} kondisi gempa tidak memenuhi syarat. Tegangan ijin tanah memenuhi persyaratan.

b. Dinding Penahan Saluran Samping

- Aman terhadap gaya guling, sedangkan untuk gaya geser pada keadaan banjir Q_{1000th} kondisi gempa dan banjir Q_{PMF} kondisi gempa tidak aman terhadap geser.
- Eksentrisitas pada keadaan banjir Q_{1000th} , dan Q_{PMF} kondisi gempa tidak memenuhi persyaratan.
- Tegangan ijin tanah memenuhi persyaratan.

c. Dinding Penahan Saluran Transisi

- Aman terhadap gaya guling, sedangkan untuk gaya geser pada keadaan banjir Q_{1000th} kondisi gempa dan banjir Q_{PMF} kondisi gempa tidak aman terhadap geser.



- Eksentrisitas pada keadaan banjir Q_{PMF} kondisi normal, keadaan kosong, keadaan banjir Q_{1000th} dan banjir Q_{PMF} kondisi gempa tidak memenuhi persyaratan.

- Tegangan ijin tanah memenuhi persyaratan.

d. Dinding Penahan Saluran Peluncur

- Aman terhadap gaya guling, sedangkan untuk gaya geser pada keadaan banjir Q_{1000th} kondisi gempa dan banjir Q_{PMF} kondisi gempa tidak aman terhadap geser.

- Eksentrisitas pada keadaan banjir Q_{1000th} dan Q_{PMF} kondisi gempa tidak memenuhi persyaratan.

- Tegangan ijin tanah memenuhi persyaratan.

e. Dinding Penahan Peredam Energi

- Aman terhadap gaya guling, sedangkan untuk gaya geser pada keadaan kosong kondisi gempa dan banjir Q_{1000th} kondisi gempa tidak aman terhadap geser.

- Eksentrisitas pada keadaan kosong, dan banjir Q_{1000th} kondisi gempa tidak memenuhi persyaratan.

- Tegangan ijin tanah memenuhi persyaratan.

3. Konstruksi penulangan dan pembetonan ambang pelimpah dan dinding penahan direncanakan dengan menggunakan $f'c = 25$ Mpa dan $f_y = 400$, dengan detail sebagai berikut:

a. Ambang pelimpah

- Potongan A-A : tulangan utama D13-250
- : tulangan bagi D10-250

- Potongan B-B : tulangan utama D13-250
- : tulangan bagi D10-250

- Potongan C-C : tulangan utama D13-250
- : tulangan bagi D10-250

b. Dinding Penahan Saluran Sampung

- Potongan A-A : tulangan utama D16-200
- : tulangan bagi D10-250

- Potongan B-B : tulangan utama D16-100
- : tulangan bagi D10-250

- Potongan C-C : tulangan utama D13-250

c. Dinding Penahan Saluran Transisi : tulangan bagi D10-250

- Potongan A-A : tulangan utama D16-200

- Potongan B-B : tulangan bagi D10-250

- Potongan C-C : tulangan utama D16-100

- Potongan D-D : tulangan bagi D10-250

- Potongan E-E : tulangan utama D13-250

- Potongan F-F : tulangan bagi D10-250

d. Dinding Penahan Saluran Peluncur

- Potongan A-A : tulangan utama D13-250

- Potongan B-B : tulangan bagi D10-250

- Potongan C-C : tulangan utama D13-250

- Potongan D-D : tulangan bagi D10-250

- Potongan E-E : tulangan utama D13-250

- Potongan F-F : tulangan bagi D10-250

e. Dinding Penahan Peredam Energi

- Potongan A-A : tulangan utama D19-240

- Potongan B-B : tulangan bagi D13-250

- Potongan C-C : tulangan utama D19-80

- Potongan D-D : tulangan bagi D13-250

- Potongan E-E : tulangan utama D13-250

- Potongan F-F : tulangan bagi D10-250

5.2. Saran

1. Bangunan pelimpah merupakan bangunan yang penting dalam perencanaan bendungan oleh karena itu dalam perencanaan bangunan pelimpah harus dapat dijamin bahwa pada kondisi debit banjir rancangan dengan kala ulang 1000 tahun atau probabilitas terjadi ($1/1000 = 0,1\%$) setiap tahunnya, bangunan pelimpah harus mampu mengalirkan dengan baik dan pada kondisi ekstrim dengan debit banjir maksimum yang mungkin terjadi (*Probable Maximum Flood, PMF*) harus dapat dijamin tidak terjadi *overtopping* pada puncak bendungan.

2. Untuk perencanaan peredam energi di desain menggunakan Q_{100th} yang kemudian cukup di kontrol dengan Q_{1000th} . Sehingga untuk efektifitas perencanaan dinding penahan tidak harus menggunakan Q_{PMF} .



3. Sebagai upaya perlindungan hilir peredam energi dari gerusan maka sebaiknya perlu ditambahkan pemasangan *rip-rap*.
4. Dimensi ambang pelimpah dan dinding penahan harus di desain sedemikian rupa agar memenuhi persyaratan stabilitas guling, geser, eksentrisitas, dan daya dukung tanah pada berbagai kondisi. Dalam analisa terdapat beberapa kondisi dimana dinding penahan tidak dapat menahan gaya geser untuk mengatasi permasalahan tersebut yaitu dengan memasang anker pada dasar pondasi dinding penahan.
5. Untuk desain penulangan pada dinding penahan, karena dimensinya cukup besar sehingga disarankan menggunakan ρ (rasio tulangan) hasil perhitungan. Karena dimensi yang cukup besar maka gaya tarik yang terjadi tidak sepenuhnya dipikul oleh baja, beton juga berperan untuk memikul gaya tarik yang terjadi.





DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1973. *United States Department of The Interior: Bureau of Reclamation Design of Small Dams*. Oxford & IBH Publishing CO. New Delhi Bombay Calcutta.
- Anonim. 1999. *Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume IV (Desain Bangunan Pelengkap)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim. 2016. *Laporan Akhir Feasibility Study Bendungan DAS Budong-Budong*. Mamuju Tengah: PT METTANA Engineering Consultant. (tidak di publikasikan)
- Anonim. 2016. *Laporan Penunjang Geotek dan Mektan Feasibility Study Bendungan DAS Budong-Budong*. Mamuju Tengah: PT METTANA Engineering Consultant. (tidak di publikasikan)
- Asroni, Ali. 2010. *Balok dan Pelat Beton Bertulang*. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Craig, R.F. 1989. *Mekanika Tanah*. Jakarta: Erlangga
- Chow, Ven Te. 1997. *Open Channel Hydraulic*. Terjemahan E. V. Nensi Rosalina. Jakarta: Erlangga.
- Gideon, Vis. 1993. *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2010. *Mekanika Tanah II Edisi Kelima*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- M. Das, Braja. 1985. *Mekanika Tanah Jilid 2*. Jakarta: Erlangga
- Novak, P., A.I.B.Moffat, C.Nalluri, R.Narayanan. 1990. *Hydraulic Structures First Published*. London: UNWIN HYMAN
- Peterka, A.J. 1984. *Hydraulic Design of Stilling Basin and Energy Dissipators Eighth Printing*. Denver: A Water Resources Technical Publication Engineering Monograph No. 25
- Soedibyo. 1993. *Teknik Bendungan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tominaga, Masateru. 1994. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.