

Perencanaan Bendung Paenre Kabupaten Bantaeng (Studi Kasus)

Rahmat Nur Hidayat^{*1} | Rusli Ibrahim¹ | Mahmuddin² | Lutfi Hair Djunur²

¹ Mahasiswa Program Studi Teknik Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Makassar, Indonesia.

rammamo2607@gmail.com
rusliibrahim94@gmail.com

² Program Studi Teknik Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Makassar, Indonesia.

Mahmuddin1970@gmail.com
lutfihairdjunur@gmail.com

Korespondensi

Rahmat Nur Hidayat,

Rammamo2607@gmail.com

ABSTRAK: Penelitian ini bertujuan untuk mempelajari Langkah awal dalam perencanaan bendung, pertama ialah analisis hidrologi untuk menentukan debit banjir rencana dimana digunakan data curah hujan yang terdiri dari 3 stasiun pencatatan curah hujan yaitu curah hujan stasiun DAS Allu, curah hujan stasiun DAS Moti, dan curah hujan stasiun DAS tino toa dengan masing-masing stasiun curah hujan selama 10 tahun mulai tahun 2009 sampai dengan tahun 2018. Hasil analisis debit banjir rencana selanjutnya digunakan untuk analisis hidrolis dan struktur bendung yang meliputi perencanaan dimensi bendung, mercu, kolam olak, dan lantai depan bendung. Setelah perencanaan hidrolis bendung, dilakukan kontrol stabilitas bendung terhadap guling, geser, eksentrisitas dan ambias. Luas DAS sungai Panaikang adalah $\pm 312,90$ km², panjang sungai utama $\pm 39,468$ km. Dengan perhitungan debit banjir rencana menggunakan metode Hidrograf satuan sintetik Nakayasu diperoleh debit banjir rencana dengan periode kala ulang Q100 tahun sebesar 1258,51 m³/det. Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan hidrolis bendung Paenre yaitu bendung tetap dengan tinggi bendung (P) 2,50 m, lebar total Bendung 108,00 m, pintu penguras 3 buah dengan ukuran masing-masing (3 m x 3.25 m), tipe mercu bulat, kolam olakan USBR Tipe III dengan panjang 14 m, dan panjang lantai depan bendung 24,00 m.

KATA KUNCI

DAS, Debit Banjir Rencana, Hidrolis Bendung, Stabilitas Bendung,

ABSTRACT: This study aims to study the initial steps in planning a weir, the first is hydrological analysis to determine the planned flood discharge where rainfall data is used which consists of 3 rainfall recording stations, namely rainfall at the Allu DAS station, Moti DAS station rainfall, and rainfall station Tino Toa Watershed with each rainfall station for 10 years from 2009 to 2018. The results of the planned flood discharge analysis are then used for hydraulic and structural analysis of the weir which includes planning the dimensions of the weir, crest, stilling pool, and front floor of the weir. After the hydraulic planning of the weir, stability control of the weir against overturning, shearing, eccentricity and collapse is carried out. The area of the Panaikang river watershed is ± 312.90 km², the length of the main river is ± 39.468 km. By calculating the design flood discharge using the Nakayasu synthetic unit hydrograph method, the design flood discharge with a return period of Q100 years is 1258.51 m³/s. Based on the results of the analysis and hydraulic planning of the Paenre weir, namely a fixed weir with a weir height (P) 2.50 m, a total weir width of 108.00 m, 3 drain gates with each size (3 m x 3.25 m), round crest type, USBR Type III still pond with a length of 14 m, and a floor length of the front of the weir 24.00 m.

Keywords:

DAS, Design Flood Discharge, Weir Hydraulics, Weir Stability

1 | PENDAHULUAN

Air merupakan unsur yang sangat penting di muka bumi dan dibutuhkan oleh semua benda hidup serta merupakan energi yang mempertahankan permukaan bumi secara konstan (Chow dkk, 1988). Penerapan ilmu hidrologi dapat dijumpai dalam beberapa kegiatan seperti perencanaan dan operasi bangunan air, penyediaan air untuk berbagai keperluan (air bersih, irigasi, perikanan, peternakan), pembangkit listrik tenaga air, pengendali banjir, pengendali erosi dan sedimentasi, transportasi air, drainase, pengendali polusi, air limbah, dan seterusnya. (Bambang Triatmodjo, 2006) Dalam analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, maka dapat dilakukan dengan tiga metode yaitu, metode rerata eritmatika (aljabar), metode polygon thissen, dan metode isohyet. (Bambang Triatmodjo, 2006). Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata. Hitungan curah hujan rerata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun. (Bambang Triatmodjo, 2006). Hidograf satuan suatu watershed adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu satuan volume hujan efektif, yang terbagi rata dalam waktu dan ruang (CD. Soemarto, 1995 : 86). Untuk sungai-sungai yang menyangkut bahan sedimen kasar yang berat, lebar bendung tersebut disesuaikan lagi terhadap lebar rata-rata sungai, yakni jangan diambil 1,2 kali lebar sungai bendung. (Erman Mawardi, 2010.) Tinggi mercu bendung (P) dianjurkan tidak lewat dari 4,00 meter dan minimum 0,5 H. Jika P lebih dari 4,00 meter yang biasa terjadi untuk bendung-bendung dengan lokasi sudetan maka elevasi dasar lantai udik dapat di letakkan lebih tinggi dari dasar sungai. (Emang Mawardi, 2010). Bendung Pelimpah

Tipe bangunan bendung yang paling umum dipakai di Indonesia adalah bendung pelimpah. Bendung ini dibuat melintang sungai untuk menghasilkan elevasi air minimum agar air tersebut bisa dielakkan. Perencanaan hidrolis, bendung pelimpah

Akan dibicarakan secara rinci. (Standar Perencanaan Irigasi KP-02) Untuk pondasi harga-harga daya dukung yang disebutkan dalam bagian Parameter Bangunan bisa digunakan. Harga-harga untuk beton sekitar 4,0 N/mm², pasangan batu sebaiknya mempunyai kekuatan minimum 1,5 N/mm² sampai 3,0 N/mm². (Standar Perencanaan Irigasi KP-02). Pilar pintu penguras perlu dilengkapi dengan sekat-sekat (sponeng) untuk balok sekat. Balok sekat diperlukan untuk pengeringan agar pintu dapat diperbaiki pemeliharaan (Emang Mawardi, 2010).

2 | METODE

2.1 | Lokasi Penelitian

lokasi tinjauan dilaksanakan pada Bendung Paenre secara administrasi terletak di Kabupaten Bantaeng Provinsi Sulawesi selatan. Secara geografis Bendung Paenre Terletak pada 119^o 54' 52" BT dan 5^o 32' 59" LS.

2.2 | Rancangan Model Penelitian

2.2.1 | Jenis Penelitian

Jenis penelitian yang kami gunakan yaitu menggunakan penelitian kasus/lapangan dan penelitian kasual-komperatif. Penelitian ini bertujuan untuk menyelidiki kemungkinan hubungan sebab akibat, tapi tidak dengan jalan eksperimen tetapi dilakukan dengan pengamatan terhadap data dari faktor yang diduga menjadi penyebab, sebagai pembanding.

2.2.2 | Teknik Pengumpulan Data

Adapun sumber data yang digunakan meliputi data primer dan data sekunder. Data primer diperoleh dari pengukuran langsung di lapangan sedangkan data sekunder diperoleh dari Dinas Sumber Daya Air Provinsi Sulawesi Selatan.

2.3 | Prosedur Penelitian

Adapun Tahapan penelitian antara lain: 1) Melakukan studi literatur dan survei lokasi untuk mengumpulkan informasi yang berkaitan dengan studi penelitian ini. 2) Melakukan pengambilan data yang sesuai dengan studi penelitian ini. 3) Melakukan analisis hidrologi. 4) Perhitungan Dimensi Hidraulik Bendung. 5) Perhitungan Stabilitas Tubuh Bendung.

3 | HASIL DAN PEMBAHASAN.

3.1 | Ananlisi Curah hujan wilayah

Analisa Curah Hujan Wilayah. curah hujan rata-rata wilayah dihitung dengan menggunakan metode Polygon Thiessen.

TABEL 1 Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

No	Kejadian			Hujan Maksimum
	Tahun	Bulan	Tanggal	Harian Rata-rata
1	2011	April	12	55,33
2	2012	Juni	20	53,13
3	2013	April	21	117,00
4	2014	Mei	5	44,82
5	2015	Juli	25	72,21
6	2016	Maret	21	36,63
7	2017	Maret	21	67,36
8	2018	April	18	39,88
9	2019	Januari	23	38,80
10	2020	Januari	5	51,46

Untuk langkah perhitungan periode ulang tahun (t) selanjutnya sama dengan di atas.

3.1.2 | Perhitungan Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana

TABEL 2 Resume Curah Hujan Rencana

No	Periode Ulang	Hujan Rancangan (mm)	
		Perencanaan Baru	
		(Hasil Studi)	
		Metode Gumbel	Metode Log Person Type III
1	2	120.27	50,12
2	5	179.44	69,18
3	10	218.62	85,11
4	25	268.12	112,20
5	50	304.84	134,90
6	100	341.29	162,18
7	200	377.61	194,98

Tabel 3 . Menunjukkan beberapa parameter yang menjadi syarat penggunaan satu metode distribusi. Dari tabel tersebut ditunjukkan beberapa nilai Cs dan Ck yang menjadi persyaratan dari penggunaan tiga metode distribusi.

TABEL 3. Syarat Penggunaan Jenis Distribusi/sebaran Frekuensi.

Metode	Syarat	Hasil Perhitungan	Kesimpulan
Gumbel	Cs = 1,1396	Cs = 1.90	Tidak Memenuhi
	Ck = 5,4002	Ck = 7,76	
Log Person Type III	Cs ≠ 0	Cs = 1.32	Memenuhi

Dari tabel diatas dapat dinyatakan bahwa yang paling mendekati adalah sebaran Metode Log Pearson Type III dengan nilai $C_s = 1,32$ yang memenuhi persyaratan $C_s \neq 0$. Dari jenis sebaran yang telah memenuhi syarat tersebut perlu diuji kecocokan sebarannya dengan Metode Chi Kuadrat. Hasil uji kecocokan sebaran menunjukan distribusinya dapat diterima atau tidak.

3.2 | Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi

Uji Kesesuaian ini dilakukan untuk mengetahui apakah hipotesa tersebut benar sesuai dengan distribusi teoritis yang dipilih, sehingga dapat ditentukan bahwa distribusi tersebut dapat digunakan untuk proses selanjutnya.

TABEL 4. Data dan Probabilitas untuk Distribusi Log Pearson Type III.

Tahunn (T)	Probabilitas (%)	Urutan Xi (mm)	y = Ln Xi (mm)
11,00	9,09	36,63	3,60
5,50	18,18	38,80	3,66
3,67	27,27	39,88	3,69
2,75	36,36	44,82	3,80
2,20	45,45	51,46	3,94
1,83	54,55	53,13	3,97
1,57	63,64	55,33	4,01
1,37	72,73	67,36	4,21
1,22	81,82	72,21	4,28
1,10	90,91	117,00	4,76
Jumlah		576,62	39,92

Dari tabel diatas dapat dinyatakan sebagai data hasil perhitungan probabilitas untuk distribusi Log Pearson Type III. Untuk melakukan plotting data dengan cara diurutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya.

TABEL 5. Rekap Perhitungan Curah Hujan Efektif.

Waktu Jam	Ratio %	Kumu-latif	Curah Hujan Rencana		
			50 tahun	100 tahun	200 tahun
1	55,03	55,03	55,68	66,94	80,48
2	14,30	69,33	14,47	17,39	20,91
3	10,04	79,37	10,16	12,21	14,68
4	7,99	87,36	8,08	9,72	11,68
5	6,74	94,10	6,82	8,20	9,86
6	5,90	100,00	5,97	7,18	8,63

Hujan Efektif	101,18	121,64	146,24
Koefisien Pengaliran	0,75	0,75	0,75
Probabilitas Hujan Maksimum	134,90	162,18	194,98

Dari tabel diatas adalah hasil perhitungan curah hujan efektif dengan kala ulang 50,100,dan 200 tahun. Dengan rasio tertinggi 55,03 % di dapatkan curah hujan efektif kala ulang 200 tahun didapat 80,48 mm/hari, dan yang terkecil berada di kala ulang 2 tahun dengan hasil 20,69 mm/hari.

3.3 | Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Hasil perhitungan curah hujan efektif dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,dan 200 tahun. Dengan rasio tertinggi 55,03 % di dapatkan curah hujan efektif kala ulang 200 tahun didapat 80,48 mm/hari, dan yang terkecil berada di kala ulang 2 tahun dengan hasil 20,69 mm/hari. Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan.

Parameter yang mempengaruhi unit hidrograf: a).Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (time to peak magnitude). b) Tenggang waktu dari titik berat sampai titik berat hidrograf (time log). c) Tenggang waktu hidrograf (time base of hydrograph) d) Luas daerah pengaliran. e) Panjang alur sungai utama terpanjang (length of the longest channel). f) Koefisien pengaliran (run-off coefficient)

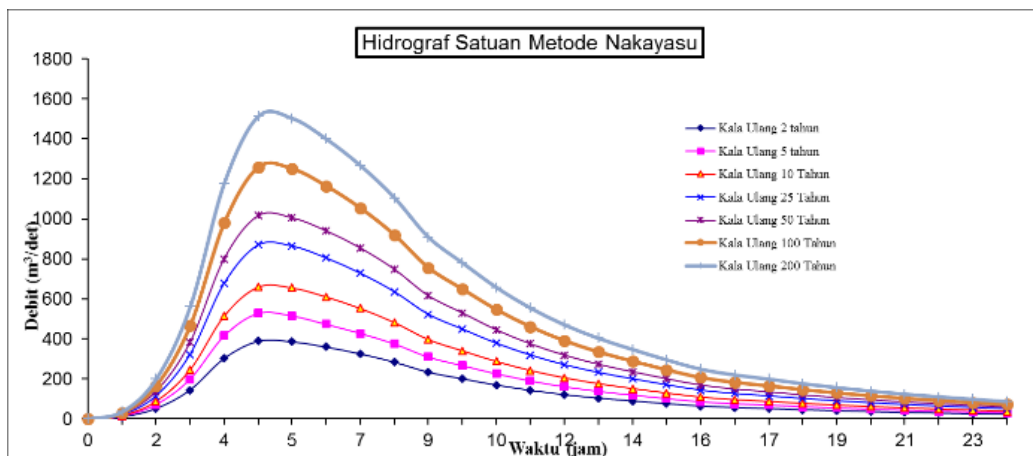
Adapun data-datanya sebagai berikut: 1). Luas DAS (A) = 312,90 km². 2)Panjang Sungai Utama (L) = 39,468 km dan perhitungan hidrograf hujan rancangan Nakayasu dimana debit banjir tertinggi/puncak (t = jam) = 4,19 jam dengan debit 14,00 m³/dt.

TABEL 6. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 200 tahun

Jam	Kala Ulang				
	2	10	50	100	200
Ke	tahun	tahun	tahun	tahun	tahun
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	9,31	15,81	25,06	30,12	36,22
2	51,4	87,3	137,3	166,4	200,1
3	144,	245,	382,7	467,1	561,6
4	303,	514,	800,4	980,7	1179,
4,19	388	660	1016	125	1513
5	386,	655,	1005,	1250,	1502,
6	359,	610,	940,4	1164,	1399,
7	325,	553,	854,9	1054,	1267,
8	284,	482,	748,4	920,5	1106,
9	233,	396,	615,7	756,5	909,6
9,14	200,	340,	529,9	649,8	781,3
10	169,	287,	444,9	547,	657,9

11	142,	242	375,0	461,5	554,
12	121	205,	318,	391,7	471,0
13	103,	176,	272,8	335,7	403,6
14	89,5	151,	235,4	289,6	348,2
15	76,2	129	200,4	246,5	296,4
16	64,2	109,	168,8	207,7	249,8
16,57	56,7	96,3	149,4	183,6	220,7
17	51,4	87,2	135,2	166,3	200,0
18	45,5	77,3	119,6	147,3	177,1
19	40,4	68,7	106,3	130,9	157,5
20	36,	61,	94,66	116,5	140,1
21	32,1	54,5	84,47	104,0	125,0
22	28,6	48,6	75,42	92,81	111,5
23	25,4	43,2	67,00	82,46	99,14
24	22,5	38,2	59,16	72,85	87,56
Qmax	388,95	660,38	1016,26	1258,51	1513,05

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit Maksimum di Kala Ulang 200 Tahun jam ke-4,19 dengan Debit Banjir $Q_{200} = 1513,05$ m³/dtTabel



Gambar 1. Grafik Hidrograf Banjir Metode HSS Nakayasu

Dari grafik diatas dapat disimpulkan bahwa debit banjir tertinggi (puncak) berada pada T jam ke 4,19 dari kala ulang mulai dari 2, , 10, , 50, 100, dan 200 tahun. Dengan debit tertinggi Q_{200} dengan debit 1513,05 m³/dt.

TABEL 7. Rekapitulasi perhitungan debit banjir rencana

No	Periode Ulang Tahun (T)	Debit Banjir Rencana (mm)	
		Perencanaan Baru (Hasil Studi)	
		HSS Nakayasu	
1	2	388,95	
2	5	528,74	
3	10	660,38	
4	25	870,63	
5	50	1016,63	
6	100	1258,51	
7	200	1513,05	

Dari tabel diatas disimpulkan bahwa debit banjir rencana dari 2 metode yang dapat digunakan untuk perencanaan bendung paenre maka dipilih debit banjir rencangan yaitu Metode Hidrograf Satuan Sinetik Nakayasu sebagai debit yang telah di pilih.

3.3 | Analisa Hidrolis Bendung

TABEL 8. Menentukan Elevasi Mercu Bendung

No.	Uraian	Ketinggian
1	Elevasi tertinggi Sawah yang akan diairi	± 41,35 m
2	Tinggi air disawah	0,10 m
3	Kehilangan tekanan;	
	- kehilangan dari saluran kuarter ke sawah	0,10 m
	- kehilangan di box bagi kuarter	0,10 m
	- kehilangan di saluran tersier	0,10 m
	- kehilangan pintu di bangunan bagi sadap	0,20 m
	- kehilangan di gorong-gorong	0,10 m
	- kehilangan di saluran sekunder ke tersier	0,25 m
	- kehilangan di saluran Induk ke Sekunder	0,50 m
	- kehilangan di kantong lumpur	0,20 m
	- Kehilangan akibat bangunan ukur	0,60 m
	- Kehilangan di pintu intake	0,30 m
	- kehilangan di bangunan pengantar / penguras	0,20 m
	- Bangunan lain antara lain kantong sedimen	0,30 m
4	Eksplotasi	0,10 m
	Elevasi Rencana Mercu Bendung	± 44,50 m
	Elevasi Dasar Sungai	± 42,00 m
	Tinggi Bendung	2,50 m

Dari tabel di atas maka dapat ditentukan elevasi rencana mercu bendung, dimana elevasi sawah tertinggi berada pada di elevasi ± 41,35 m sedangkan elevasi rencana mercu bendung berada pada elevasi ± 44,50 m dengan elevasi dasar sungai Pnaikang ± 42,00 m, maka tinggi mercu bendung adalah 2,50 m. Lebar satu lubang maksimum pintu penguras 2,5 meter untuk kemudahan operasi pintu dan jumlah lubang tidak lebih dari tiga buah. Untuk tebal pilar diambil antara 1,50 – 2,00 m. Lebar pintu penguras direncanakan 2 bukaan karena lebar pintu penguras melebihi dari 2,50 m.

$$\begin{aligned}
 \text{Maka lebar pintu penguras (B2)} &= B_p - 3 \times t \\
 &= 10,50 - 3 \times 1,5 \\
 &= 10,50 - 4,0 \\
 &= 7,50 \text{ m dengan 3 bukaan}
 \end{aligned}$$

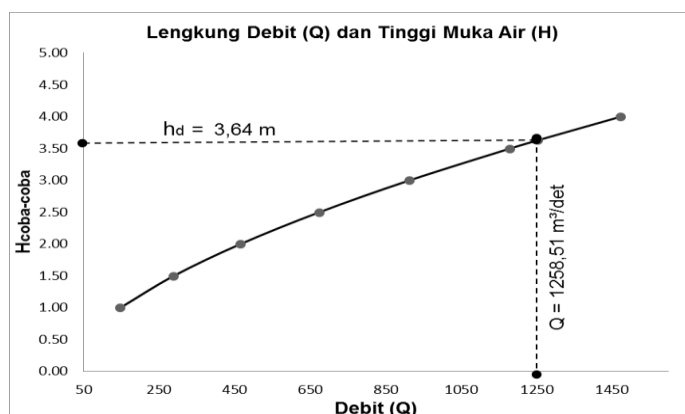
Jadi lebar pintu = 2,50 m

Lebar bendung sebenarnya (B) = B_1 + B_2 + B_3

TABEL 9. Perhitungan Tinggi Muka Air Sungai Sebelum dibendung

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 42,00	101,00	102,83	0,98	1,45	146,63	
2	1.50	+ 42,50	152,25	104,24	1,89	1,89	287,95	Elevasi
3	2.00	+ 43,00	204,00	105,66	2,28	2,28	464,74	dasar
4	2.50	+ 43,50	256,25	107,07	2,63	2,63	673,62	+ 41,00
5	3,00	+ 44,00	309,00	108,49	2,95	2,95	912,24	Debit (Q ₁₀₀)
6	3,50	+ 44,50	362,25	109,90	3,30	3,25	1178,80	
7	3,64	+ 44,64	377,30	110,30	3,42	3,34	1258,51	1258,51
8	4,00	+ 45,00	416,00	111,31	3,74	3,54	1471,91	m ³ /dt

Dari tabel diatas tinggi muka air sungai sebelum dibendung berdasarkan debit banjir rencana Q100 maka dapat ditentukan dengan perhitungan cara coba banding seperti tabel diatas dengan debit Q100 = 1258,51 m³/dt didapatkan hasil tinggi muka air sebelum dibendung H = 3,64 m. Selanjutnya dipergunakan cara grafis dengan memasukkan hasil perhitungan tabel coba banding ke dalam kurva lengkung debit.



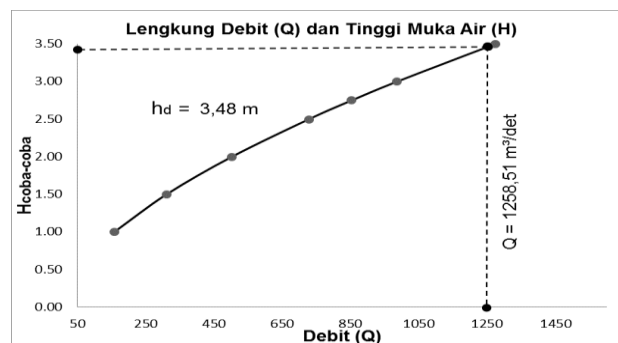
Gambar 2. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung

Dari grafik diatas maka diperoleh tinggi muka air (Hd) = 3,64 meter dengan debit Q100 = 1258,51 m³/dt

TABEL 10. Perhitungan Tinggi Muka Air Sungai Setelah dibendung

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 43,00	109,00	110,83	0,98	1,45	158,38	
2	1.50	+ 43,50	164,25	112,24	1,46	1,89	311,05	Elevasi
3	2.00	+ 44,00	220,00	113,66	1,94	2,28	502,03	dasar
4	2.50	+ 44,50	276,25	115,07	2,40	2,63	727,70	+ 42,00
5	2,75	+ 44,75	304,56	115,78	2,63	2,80	852,71	Debit (Q_{100})
6	3,00	+ 45,00	333,00	116,49	2,86	2,96	985,49	
7	3,48	+ 45,48	387,40	117,83	3,29	3,25	1258,51	1258,51
8	3,50	+ 45,50	390,25	117,90	3,31	3,26	1273,47	m^3/dt

Dari tabel diatas tinggi muka air sungai setelah dibendung berdasarkan debit banjir rencana $Q_{100} = 1258,51 m^3/dt$ dengan tinggi muka air setelah di bendung 3,48 m. maka dapat ditentukan dengan perhitungan cara coba banding seperti tabel diatas. Selanjutnya dipergunakan cara grafis dengan memasukkan hasil perhitungan tabel coba banding ke dalam kurva lengkung debit.



Gambar 3. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung.

Dari grafik diatas maka diperoleh tinggi muka air (H_d) = 3,48 meter.

3.4 | Analisa Stabilitas Bendung

TABEL 11 . Perhitungan Gaya berat sendiri

No	Arah	Berat Gaya G(ton)	Lengan Horizontal	Momen (t/m)
A	↓	$(2,9 \times 1) \times 2,3$	6,65	23,80
B	↓	$(1,8 \times 2,5) \times 2,3$	10,52	232,55
C	↓	$(4,6 \times 1,9) \times 2,3$	20,04	420,83
D	↓	$(0,5 \times 1,5) \times 1) \times 2,3$	1,73	39,33
E	↓	$(0,5 \times 2,5 \times 2,5) \times 2,3$	7,19	146,34
F	↓	$(2,5 \times 1) \times 2,3$	5,75	103,79
G	↓	$(2,5 \times 1) \times 2,3$	5,75	98,04
H	↓	$(2,5 \times 0,80) \times 2,3$	4,60	73,83
I	↓	$(0,5 \times 1,9) \times 1,9) \times 2,3$	4,11	74,19

J	↓	$(0,5 \times 1) \times 1) \times 2,3$	1,15	16,47	18,94
K	↓	$(0,5 \times 1) \times 1) \times 2,3$	1,15	15,47	17,79
L	↓	$(0,5 \times 0,80) \times 0,80) \times 2,3$	0,73	14,53	10,69
M	↓	$(5 \times 2,5) \times 2,3$	28,75	13,80	396,75
N	↓	$(11 \times 1) \times 2,3$	25,85	5,65	146,06
O	↓	$(0,5 \times 9,64) \times 1,5) \times 2,3$	16,63	8,09	134,53
P	↓	$(0,5 \times 0,7) \times 1,5) \times 2,3$	1,14	1,22	1,39
Q	↓	$(1 \times 1,5) \times 2,3$	3,45	0,50	1,73
R	↓	$(0,5 \times 1) \times 1) \times 2,3$	1,15	0,49	0,56
S	↓	$(0,2 \times 1) \times 2,3$	0,37	0,08	0,03
Jumlah		ΣG	146,70 T	ΣMT	2075,57 T.m

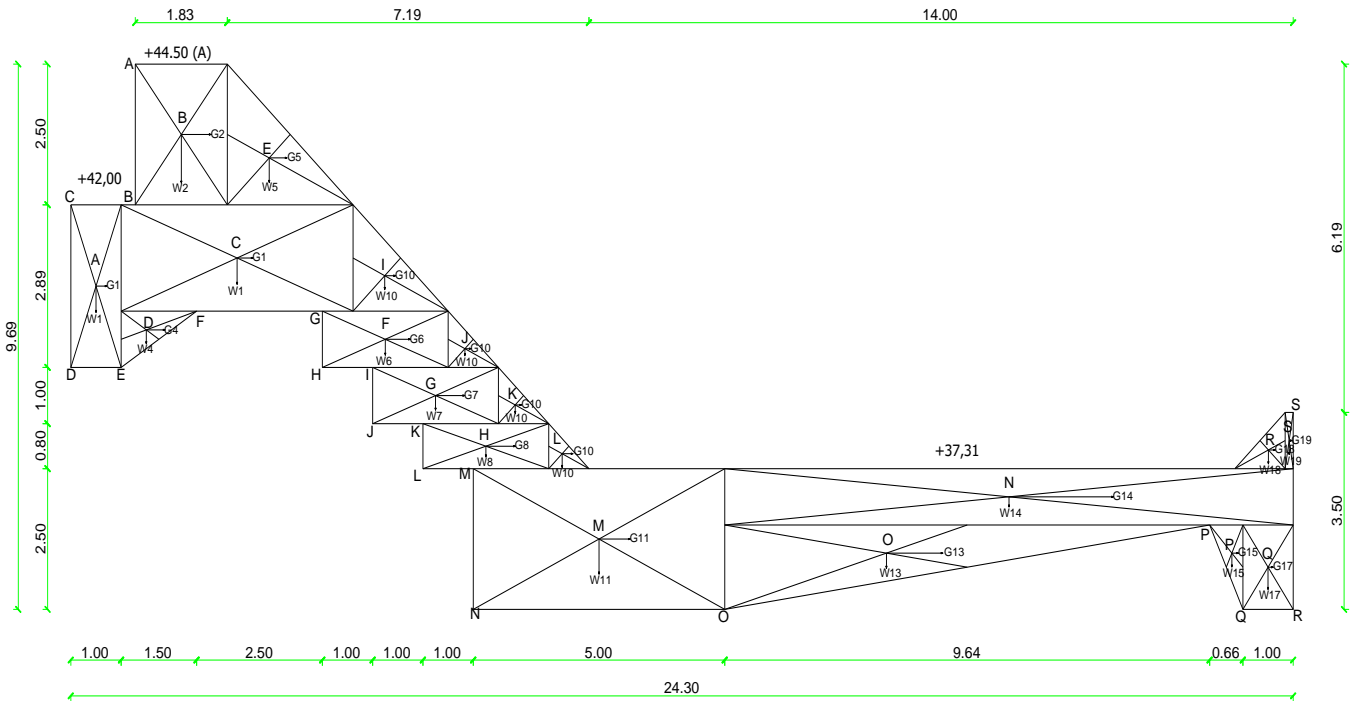
Dari tabel diatas dinyatakan bahwa total jumlah gaya berat sendiri didapatkan $\Sigma G = 146,70 T$, adapun arah panah kebawah (↓) menunjukkan Momen Tahan = 2075,57 T.m.

TABEL 12 . Perhitungan Momen Guling Akibat Gaya Gempa

Bidang	Besarnya Gaya G (ton)		Arah	Lengan (vertikal)	Momen (T.m)
A	$6,65 \times 0,10$	$= 0,66$	→	5,75	3,83
B	$10,52 \times 0,10$	$= 1,05$	→	8,44	8,88
C	$20,04 \times 0,10$	$= 2,00$	→	6,25	12,52
D	$1,73 \times 0,10$	$= 0,17$	→	4,97	0,86
E	$7,19 \times 0,10$	$= 0,72$	→	8,02	5,76
F	$5,75 \times 0,10$	$= 0,58$	→	4,80	2,76
G	$5,75 \times 0,10$	$= 0,58$	→	3,80	2,19
H	$4,60 \times 0,10$	$= 0,46$	→	2,90	1,33
I	$4,11 \times 0,10$	$= 0,41$	→	5,93	2,44
J	$1,15 \times 0,10$	$= 0,12$	→	4,63	0,53
K	$1,15 \times 0,10$	$= 0,12$	→	3,57	0,41
L	$0,63 \times 0,10$	$= 0,07$	→	2,77	0,20
M	$28,75 \times 0,10$	$= 2,88$	→	1,25	3,59
N	$25,85 \times 0,10$	$= 2,59$	→	2	5,17
O	$16,63 \times 0,10$	$= 1,66$	→	0,98	1,63
P	$1,139 \times 0,10$	$= 0,11$	→	1	0,11
Q	$3,450 \times 0,10$	$= 0,35$	→	0,75	0,26
R	$1,150 \times 0,10$	$= 0,12$	→	2,83	0,33
S	$0,37 \times 0,10$	$= 0,04$	→	3,00	0,11
Jumlah	ΣG	14,67 ton	→	ΣMG	52,91 T.m

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya gempa pada bendung dimana jumlah gaya gempa (ΣG) = 14,67 Ton , adapun arah panah kekanan (→) menunjukkan momen guling (MG) = 52,91 T.m.

Gambar 4. Stabilitas berat sendiri dan gaya gempa.



TABEL 13. Syarat Kestabilan Tanpa Gempa

No	Kestabilan	Syarat Kestabilan			Keterangan
		Angka Keamanan	Tanda	Faktor Keamanan Yang diizinkan	
1	Terhadap Exentrinsitas				
	- Saat Air Normal	-1,32	<	4,05	Aman
	- Saat Air Banjir	-1,49	<	4,05	Aman
2	Terhadap Guling				
	- Saat Air Normal	20,86	>	1,50	Aman
	- Saat Air Banjir	14,88	>	1,50	Aman
3	Terhadap Geser				
	- Saat Air Normal	24,67	>	1,50	Aman
	- Saat Air Banjir	4,20	>	1,50	Aman
4	Terhadap Amblas				
	- Saat Air Normal	12,07	<	35	Aman
	- Saat Air Banjir	22,97	<	35	Aman

TABEL 14. Syarat Kestabilan Dengan Gempa

No	Kestabilan	Syarat Kestabilan			Keterangan
		Angka Keamanan	Tanda	Faktor Keamanan Yang diizinkan	
1	Terhadap Exentrinsitas				
	- Saat Air Normal	-1,75	<	4,05	Aman
	- Saat Air Banjir	-2,90	<	4,05	Aman
2	Terhadap Guling				
	- Saat Air Normal	1,86	>	1,20	Aman
	- Saat Air Banjir	1,84	>	1,20	Aman
3	Terhadap Geser				
	- Saat Air Normal	1,79	>	1,20	Aman
	- Saat Air Banjir	3,99	>	1,20	Aman
4	Terhadap Ambblas				
	- Saat Air Normal	5,74	<	35	Aman
	- Saat Air Banjir	10,44	<	35	Aman

4 | KESIMPULAN

Dari hasil studi yang telah dikemukakan mengenai perencanaan bendung Paenre maka diperoleh hasil perencanaan baru Untuk hasil perhitungan debit banjir rencana pada perencanaan bendung Paenre diperoleh $Q_{100} = 1258,51 \text{ m}^3/\text{dt}$, dengan mengairi luas areal irigasi seluas 5828 Ha. Dari Hasil Studi pada struktur bendung Paenre diperoleh tinggi mercu $P = 2,50 \text{ m}$. Elevasi Muka air Normal pada perencanaan bendung Paenre mengalami kenaikan sebesar 2,50 m dimana elevasi muka air normal berada di elevasi $\pm 44,50 \text{ m}$, dengan elevasi dasar sungai $\pm 42,00 \text{ m}$.

5 | UCAPAN TERIMA KASIH

Atas izin tuhan yang maha esa dengan berkat dan karunia-Nya penulis ucapkan terima kasih kepada semua anggota saudara saya di fakultas teknik yang telah membantu dalam penyelesaian penelitian ini, terutama kepada pihak-pihak yang terkait di Teknik Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar, Kritik maupun saran yang bersifat membangun motivasi dan semoga artikel ini dapat bermanfaat sebagaimana mestinya.

Daftar Pustaka

- Afrian Firmanda, dkk. 2016. "Analisis Stabilitas Bendung Tamiang". Jom FTEKNIK Volume 3 no. 2 Oktober 2016.
- Anonymous, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi KP-02 Bangunan Utama*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Anonymous, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi KP-06 Parameter Bangunan*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Anonymous, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi KP-Peunjang Perencanaan Manual Desain Irigasi*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Bambang Triatmodjo, 2006. *Hidrologi Terapan*. Beta offset, Yogyakarta.
- Binsal Silitonga, dkk. 2018. *Perencanaan Hidrolis Pintu pada Bangunan Pengambilan Air (Intake)*. Jurnal Rekayasa Konstruksi Mekanika Sipil Vol. 1 No.2 Agustus 2018.
- Erman Mawardi, 2010. *Desain Hidroulik Bendung Tetap*. Alfabeta, Bandung.
- Fariski Afdalindra Ihsan, dkk, 2017. "Analisis Perencanaan Bendung Sei Laset Daerah Irigasi Simandolak Kabupaten Kuantan Singingi". Jom FTEKNIK Volume 4 No. 2 Oktober 2017.
- Franky A pangaribuan, dkk. 2014. *Perencanaan Bendungan Matenggeng di Kabupaten Cilacap*. Jurnal Karya Teknik Sipil, Volume 3, Nomor 1, Tahun 2014, Halaman 48-57.
- Gregorius Mayus Angi, dkk. 2016. *Desain Ulang Bendung Untuk Peningkatan Debit Air Irigasi di Waekokak Kec Lelak Kab Manggarai NTT*. Noratama Jurnal Teknik Sipil Volume 2 Nomor 1 Juni 2016.
- Kamiana I made, 2011. *Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air*. Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Risky Humaira Putri, dkk. 2017. *Perencanaan Bendung Tipe Mercu Bulat untuk Mendukung Daerah Irigasi Pematang Gubernur Kota Bengkulu*. Teknosia Vol. III, No. 1, Maret 2017.
- Restu Wigati, dkk. 2016. *Kajian Ulang bendung Tetap Cipaas (Studi Kasus Desa Buihara Kecamatan Anyer) Serang-Banten*. Jurnal Fondasi, Volume 5 No. 2, 2016.
- Sosrodarsono suyono Dr, 1977. *Bendungan Type Urugan*. PT Pradnya Paramita, Jakarta.
- Suhardi, dkk, 2014. *Perencanaan Bendung Damar Kabupaten Kendal Jawa Tengah*. Jurnal Karya Teknik Sipil, volume 3, Nomor 4, Tahun 2014, Halaman 974-795.
- Syofyan Z, dkk. 2017. *Analisis Desain Bendung D.I Kawasan SAwa Lawe Terusan (3.273) Kabupaten Pesisir Selatan Provinsi Sumatera Barat*. Jurnal Teknik Sipil ITP Vol. 4 No.1 Januari 2017.
- Vicky Richard Mangore, dkk. 2013. *Perencanaan bendung untuk Daerah Irigasi Sulu*. Jurnal Sipil Statistik vol. 1 No.7, Juni 2013. Springer.