

PERENCANAAN BANGUNAN PENAHAN SEDIMEN (*CHECK DAM II*) DI DAERAH ALIRAN SUNGAI CILIMAN DESA LEUWIKOPO, KECAMATAN GUNUNGKENCANA, KABUPATEN LEBAK

Wawan Handayani¹, Gunawan Noor², Muhammad Taufik Rido³

^{1,2,3}Program Studi Teknik Sipil, Universitas Banten Jaya, Jl. Raya Ciwaru II No.73 Serang, Banten

Email: wawanhandaya@gmail.com¹, gunawan.unabja@gmail.com², Taufik245555@gmail.com³

ABSTRAK

Sediment-retaining buildings are transverse river structures that function to prevent sedimentation so that the riverbed does not occur due to erosion and large flow speeds. The Ciliman River Basin (DAS) in the Dam has been irrelevant at the time of initial planning, so it needs to be reviewed by analyzing the stability of the Leuwikopo sediment-retaining weir by using a flood discharge of fifty years (Q50), with design discharge 413,537 m³ / second. This research was conducted to find out whether the stability of the Ciliman sediment-retaining weir is safe for the forces acting with (Q25). 383,979 m³ /second. The calculated forces are their own gravity, earthquake force, lift force, water gravity, water pressure and weir stability analysis that are taken into account are the hydraulic gradient, eccentricity, bearing capacity, rolling force and shear force. The weir dimensions are safe for eccentricity, soil carrying capacity, bolster force, shear force and forces that work both at normal water level conditions and flood water

Key word : *Sediment retaining weir, planned flood discharge, Stability Analysis*

PENDAHULUAN

Sungai merupakan sumber air yang menampung dan mengalirkan air serta material bahan yang dibawanya dari bagian hulu ke hilir. Aliran sungai mengalir dari daerah tinggi ke aliran rendah, sungai yang stabil sehingga tidak terjadi degradasi dan aggradasi sungai. Sungai yang dikelola secara terpadu dari hulu sampai hilir akan memberikan kehidupan dan penghidupan kepada manusia, flora dan fauna. Namun kebutuhan air tersebut tidak diimbangi dengan pemeliharaan terhadap infrastruktur terhadap bangunan air sehingga keberadaannya sangat penting dalam menunjang kebutuhan manusia. Jika manfaatnya tidak bijak maka banyak sekali kerugian yang didapat. Kerusakan sungai seperti permasalahan yang sering terjadi akibat erosi terjadinya degradasi di hulu sungai dan juga terjadi aggradasi di hilir sungai, penampang sungai menjadi berkurang sebagai kapasitas tampung sungai menjadi kecil. Akibatnya akan terjadi bencana banjir yang dapat mengakibatkan, hilangnya jiwa manusia, kerusakan harta benda, kerusakan infrastruktur, jalan, jembatan, pemukiman, prasarana, flora, fauna dan sebagainya.

Oleh karena itu bangunan penahan sedimen *check dam* Leuwikopo dibangun untuk menghambat dan mencegah terjadinya banjir, degradasi dasar sungai dan pengendapan sedimentasi yang berasal dari longsor atau tanah endapan yang dibawa air sungai dari daerah hulu.

METODE PENELITIAN

Beberapa data yang digunakan untuk penelitian Kaji ulang perencanaan *Check Dam* Leuwikopo adalah sebagai berikut:

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mendesain bangunan pengendali sedimen adalah dimulai dengan survey lapangan untuk mengetahui aspek-aspek penting yang melatarbelakangi gagasan untuk pembangunan bangunan pengendali sedimen tersebut. Sebagai penunjang untuk mendesain bangunan pengendali sedimen maka dilakukan pengumpulan data primer dan data sekunder. Setelah data terkumpul maka dapat dilanjutkan dengan menganalisis data-data tersebut.

Metode yang digunakan dalam menganalisis data pada penelitian yaitu data yang telah dikumpulkan kemudian diolah dalam perhitungan untuk mendapatkan hasil penelitian yang kemudian akan ditarik kesimpulan dari penelitian tersebut. Adapun metode analisis data yang dilakukan pada penelitian ini adalah :

A. Merencanakan dimensi bendung

Dalam mendesain bendung penahan harus memenuhi persyaratan hidraulik dan struktur sehingga dapat beroperasi dengan baik, aman menerima beban – beban yang bekerja dan berfungsi semestinya (sumber: SK SNI T-19-1991-03). Adapun tahapan dalam proses perencanaan desain bendung penahan (*check dam*) yaitu :

1. Merencanakan lebar peluap dalam bendung penahan berbentuk trapezium tunggal yang lebarnya harus lebih kecil dari lebar sungai.
2. Merencanakan mercu pada bendung penahan ambang lebar dan sudutnya tidak dibulatkan, sedangkan lebarnya ditentukan berdasarkan jenis dan sifat hidraulik aliran sedimen.
3. Mendesain tubuh bangunan dalam bangunan penahan seperti kemiringan hilir dan tinggi efektif bendung penahan.
4. Merencanakan bangunan pembantu berdasarkan rumus.

B. Mendesain kolam olak untuk meredam energi air sehingga tidak menimbulkan penggerusan setempat yang dapat membahayakan bangunan hilir.

C. Mendesain Lantai Muka

Tingkat keamanan terhadap (*piping*) dapat diperoleh dengan nilai banding rayapan (*creep ratio*). Perhitungan tersebut menggunakan metode lane.

D. Perhitungan Stabilitas Bendung Penahan

Setelah mendapatkan bentuk dan dimensi bangunan yang diperoleh dari perancangan hidraulika dan perhitungan panjang rayapan air, maka dapat dilakukan perhitungan stabilitas konstruksi dengan tahapan Memperhitungkan gaya – gaya yang bekerja, Perhitungan Momen, dan Menganalisis Stabilitas Bendung

Perencanaan Check dam

1. Perencanaan Struktur

Perencanaan hidrolis check dam ini meliputi aspek dimensi mulai dari tinggi check dam, lebar check dam, lantai check dam, kolam olak

2. Analisis Stabilitas Struktur

Analisa stabilitas check dam berisi tentang gaya-gaya yang bekerja pada check dam, baik gaya vertikal maupun horisontal. Gaya-gaya tersebut adalah:

A. Analisa gaya-gaya horisontal

1. Gaya Gempa
2. Gaya akibat tekanan lumpur

3. Gaya akibat tekanan hidrostatik
4. Gaya akibat tekanan tanah aktif dan pasif

B. Analisa gaya-gaya vertikal

1. Gaya akibat berat bangunan
2. Gaya angkat (*uplift*)

C. Analisa stabilitas check dam terhadap

1. Guling
2. Geser
3. Daya dukung tanah

HASIL DAN PEMBAHASAN

Perencanaan Bangunan Penahan Sedimen (*Check Dam* II) Desa Leuwikopo Kecamatan Gunung Kencana Kabupaten Lebak yang telah direncanakan oleh PT. Prana Kurnia Pratama pada tahun 2010 dikaji ulang dengan menggunakan data sekunder berupa laporan akhir dan nota desain dari Balai Besar Wilayah Sungai Cidanau-Ciujung-Cidurian, dalam hal ini *Check Dam* di desain ulang dengan menggunakan debit banjir rencana kala ulang 25 tahun (Q_{25}) dikarenakan musim kemarau tidak menentu, sering terjadi musim kemarau panjang sehingga debit berkurang dengan data sebagai berikut:

1. Data Perencanaan :

Debit banjir rencana 25 tahun (Q_{25}) = 383.979 m³/detik

Ukuran penampang sungai (B) = 19.00 m

(m) = 1,00

Koefisien gempa, daerah = II (dua)

Kemiringan dasar sungai (I) = 0,02

Elevasi dasar sungai = + 207.80 m

Catchman Area = 103.00 km²

2. Data Tanah :

Berat jenis butir padat (G_s) = 1.771 ton/m³

Kadar air (w) = 41.807 %

Angka pori (e) = 0.83

Permeabilitas (k) = 4.30 x 10⁻⁵ cm/detik

Sudut geser dalam (ϕ) = 22°

Kohesi (c) = 0.40 kg/cm²

Tegangan tanah izin (σ) = 11.606 ton/m²

Perhitungan Hidrolis

Desain bangunan penahan sedimen (*Check Dam*) yang direncanakan harus memenuhi persyaratan hidraulik dan struktur sehingga *Check Dam* dapat beroperasi dengan baik, aman menerima beban dan berfungsi sebagaimana mestinya.

1. Lebar Peluap *Check Dam*

Lebar peluap *Check Dam* adalah lebar keseluruhan antara tembok tepi yang satu dengan yang lainnya (kiri dan kanan). Tinggi peluap ditentukan berdasarkan debit desain dan tinggi jagaan. Berdasarkan teori regim, lebar peluap *Check Dam* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$B_1 = \alpha (Q_D)^{1/2}$$

dengan :

Q_D = debit banjir rencana

B_1 = lebar peluap (m)

α = koefisien berdasarkan luasan DAS (km²)

$$B_1 = \alpha (Q_D)^{1/2} = 3,31(383.979)^{1/2} \\ = 103,27300784 \text{ m}$$

Direncanakan lebar peluap (B_1) = 64,00 m

Berdasarkan Standar Tata Cara Perencanaan Teknik Bendung Penahan Sedimen halaman 4, lebar *Check dam* sebaiknya lebih kecil dari pada lebar sungai atau sama dengan lebar sungai yang ada, maka B_1 ditentukan = **19,00 m**.

2. Tinggi Jagaan Pada Peluap

Tinggi jagaan menurut Standar Tata Cara Perencanaan Teknik Bendung Penahan Sedimen berdasarkan SK SNI T -19-1991-03, Sehingga tinggi jagaan ditentukan paling maksimum adalah : **1,20 m**.

3. Perhitungan Elevasi Muka Air Banjir Rencana

Setelah dihitung beberapa penampang melintang sungai, dalam hal ini minimal diukur 3 buah penampang melintang sungai atau profil melintang dan dianggap sebagai profil rata-rata penampang sungai didapat lebar dasar sungai 15 m.

Data :

Elevasi dasar sungai eksisting = +207.80 m

Tinggi ambang *check dam* didesain = 2,00 m

Elevasi ambang = +209.80

Lebar Sungai (B_n) = 19.00 m

Kemiringan Sungai (I) = 0.008

Koefisien kekasaran dinding sungai (d) = 1,8

Kemiringan tepi sungai (m) = 1,00

Perbandingan antara $b : h$ tepi sungai = 1:1

Debit banjir rencana 25 tahun (Q_{25}) = 383.979 m³/detik

Luas penampang basah (A) = $(B + mh) h$

Keliling basah (O) = $B_n + 2h\sqrt{1+m^2}$

Jari-jari hidrolik (R) = A/O

Koefisien pengaliran (C) = $\sqrt{\quad}$

(γ = koefisien pengaliran sungai di pegunungan 1,5 – 1.75, diambil 1.5)

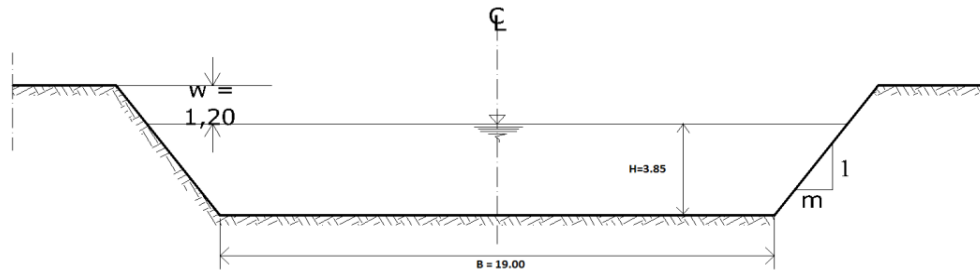
Chezy kecepatan pengaliran (V) = $\sqrt{\quad}$ (m/detik)

Debit aliran (Q) = $V \times A$ (m³/detik)

H (m)	F (m ²)	P (m)	R (m)	C	V (m/dt)	V ₁ (m/dt)	Q (m ³ /dt)
1.00	20.000	21.828	0.916	30.203	2.586	1.739	34.78
1.50	30.750	23.243	1.323	33.919	3.490	2.346	72.15
2.00	42.000	24.657	1.703	36.567	4.269	2.870	120.55
2.50	53.750	26.071	2.062	38.605	4.958	3.334	179.19
3.84	87.706	29.861	2.937	42.433	6.504	4.374	383.594
4.00	92.000	30.314	3.035	42.789	6.667	4.483	412.45
4.50	105.750	31.728	3.333	43.808	7.153	4.810	508.67

Setelah perhitungan coba-coba didapat Elevasi ambang peluap = 2,064m

Dari hasil perhitungan muka air banjir, tinggi jagaan dan lebar *Check Dam* maka didapat $h = 2.85$ m, $w = 1,20$ m, dan $B = 19.00$ m.



Gambar 1 Potongan Melintang Sungai

4. Tinggi Muka Air di Atas Peluap

Data:

Debit di atas mercu *Check Dam* (Q25) = 383.979 m³/detik

Lebar efektif (Beff) = 19.00 m

Tinggi mercu *Check Dam* (p) = 2,00 m

Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m²/detik

m (koefisien pengaliran) = 1.43

Dengan cara *trial and error*, menggunakan rumus berikut:

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

$$k = \frac{4}{27} \times m^2 \times h_3 \times \left(\frac{1}{h+p} \right)^2$$

$$H = h + k$$

$$d = \frac{2}{3} \times H$$

$$Q = m \times Beff \times d \times (g \times d)^{0.5}$$

Sehingga :

$$m = 1,49 - 0,018 \left(5 - \frac{3,24}{1} \right)^2 = 1,43$$

$$k = \frac{4}{27} \times 1,43^2 \times 3,24^3 \times \left(\frac{1}{3,24+2} \right)^2 = 0,38$$

$$H = 3,24 + 0,38 = 3,62$$

$$d = \frac{2}{3} \times 3,62 = 2,41$$

$$Q = 1,43 \times 58 \times 2,41 \times (9,81 \times 2,41)^{0.5} = 975,800 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dari hasil perhitungan tinggi air yang mengalir (keadaan air yang mengalir) didapat debit seperti diperlihatkan tabel di berikut ini.

Tabel 1 Perhitungan Tinggi Muka Air yang Melimpas di Atas Peluap (h_3)

No	h (m)	R (m)	m	P (m)	K	H (m)	D (m)	Beff (m)	Q (m ³ /detik)
1	1.00	1.00	1.20	2.00	0.02	1.02	0.68	19.00	40.33
2	1.50	1.00	1.27	2.00	0.07	1.57	1.04	19.00	80.57
3	2.00	1.00	1.33	2.00	0.13	2.13	1.42	19.00	133.79
4	2.50	1.00	1.38	2.00	0.22	2.72	1.81	19.00	199.83
5	3.58	1.00	1.45	2.00	0.46	4.04	2.69	19.00	382.575
6	4.00	1.00	1.47	2.00	0.57	4.57	3.05	19.00	465.94
7	4.50	1.00	1.49	2.00	0.71	5.21	3.47	19.00	571.44

Sehingga tinggi muka air di atas peluap (h) adalah = **3.58 m** untuk perhitungan yang mendekati debit rancangan $Q_{25} = 383.979 \text{ m}^3/\text{detik}$. Dari hasil perhitungan tinggi muka air di atas peluap (h_3) = 3.84 m

5. Lebar Mercu Peluap

Berdasarkan pada kriteria perencanaan bangunan pengendali sedimen, maka lebar mercu peluap di dasarkan pada rumus Dr. Huska dibawah ini.

Dimana:
$$b^1 = \frac{n}{2.4} (0,06 V^2 + H_d + \frac{d_i}{2})$$

b_1 : tebal ambang peluap rencana (m) 48

n : angka keamanan, diambil $n = 1.50$

V : kecepatan rata-rata aliran di atas ambang (m/dt)

H_d : tinggi air peluap terhadap tinggi energi hilir (m)

h : tinggi air di atas peluap ambang $h = 3.850 \text{ m}$

d_i : gerusan dibelakang tembok yang diizinkan, diambil = 0,5 m

m : kemiringan tebing peluap, diambil $m = 1$

Sehingga :

Luas penampang basah (A) = $(B_1 + mh) h$

$A = (19.00 + 1.0 \times 3.580) \times 3.580$

$A = 80.836 \text{ m}^2$

Kecepatan aliran (V) = A/Q

$V = 80.836 / 383.979$

$V = 0,211 \text{ m/det}$

Sehingga

$H_d = 3,580 +$

$H_d = 3,580 + 0,002 = 3,582 \text{ m}$

Maka lebar ambang peluap (b_1) adalah :

$b_1 = 2,397 \text{ m}$

Lebar ambang peluap berdasarkan Standar Tata Cara Perencanaan Teknik Bendung Penahan Sedimen, Lebar mercu berdasarkan SK SNI T - 19 -1991-03, 17:1991 Maka lebar peluap ditentukan berdasarkan SNI diambil = **2,00 m**

6. Kemiringan Main Dam Bagian Hulu dan Hilir

Persamaan yang digunakan untuk menentukan kemiringan tubuh Check Dam dengan tinggi kurang dari 15m, sebagai berikut:

(Berdasarkan Standar Tata Cara Perencanaan Teknik Bendung Penahan Sedimen, 8:1991)

$$(1 + a)m^2 + \{2(n-b) + n(4a + g) + 2 a b\} m - (1 + 3a) + a \cdot B (4n + b) + g (3n b + b^2 + n^2) = 0$$

dengan :

m = kemiringan tubuh check dam bagian hulu

n = kemiringan tubuh chek dam bagian hilir

= rasio lebar peluap dan tinggi tubuh check dam

β = rasio lebar dasar peluap dengan tinggi check dam

γ_c = berat volume konstruksi checkdam (pasangan batu = 2,40 ton/m³)

γ_o = berat volume aliran di atas peluap (1,0 s/d 1,2 ton/m³) diambil 1,2 ton/m³

Sehingga didapat harga sebagai berikut :

h = tinggi aliran di atas peluap check dam ($h = 3,580$ m)

H = tinggi peluap check dam dari dasar sungai ($H = 2,0$ m)

b_2 = lebar dasar peluap ($b = 2,00$ m)

Kemiringan peluap bagian hilir direncanakan $1 : 0,2$ ($n = 0,2$) = $h/H = 1,790$

$b = b/H = 1,00$

$\gamma = \gamma_c/\gamma_o = 2,00$

Sehingga dengan mensubstitusi parameter tersebut ke dalam persamaan diatas diperoleh :

$$\begin{aligned} & (1+1.790)m^2 + \{2(0.2+1.000)+0.2(4 \times 1.790+2,0) + 2 \times 1.790 \times 1,000\}m - \\ & (1+3 \times 1.790)+1.790 \times 1.000(4 \times 0,2+1.000)+2,0(3 \times 0.2 \times 1.000+1.000^2+0,2^2) \\ & = 0 = 0.728 \\ & 2.790 \times m^2 + \{2.400+1.832+3.580\}m - 6.370 + 1.790(1.800) + 5.280 = 0 \\ & 2.790 \times m^2 + 7.812 m - 14.872 = 0 \end{aligned}$$

Persamaan tersebut dapat diselesaikan dengan rumus ABC sebagai berikut:

$$m_1 = (-7.812 + \sqrt{61.027 - 165.972}) / (5.580)$$

$$m_1 = (-7.812 + 15.066) / (5.580)$$

$$m_1 = (1.300)$$

$$m_1 = -(4.100)$$

Sehingga kemiringan hulu dapat direncanakan dengan $m = 1,30$

7. Panjang Lantai Muka

Untuk menanggulangi masalah rembesan dan erosi buluh (piping) bangunan *check dam* perlu dipasang lantai muka. Hal ini dapat dihitung dengan menggunakan rumus pendekatan lintasan kritis dengan Metode *Lane*. Adapun rumus umum metode ini adalah sebagai berikut :

dengan :

CL = angka rembesan *lane*

$$C_L = \frac{\Sigma L_V + \frac{1}{3} \Sigma L_H}{\Delta H}$$

$\sum L_v$ = jumlah panjang lintasan vertikal (m)

$\sum L_H$ = jumlah panjang lintasan horisontal (m)

ΔH = selisih tinggi muka air saat air normal (m)

selisih tinggi muka air saat air banjir (m)

8. Perhitungan rembesan pada lantai muka saat kondisi air normal dilakukan dengan menggunakan tabel di bawah ini.

Tabel 2 Perhitungan Rembesan Metode Lane (Kondisi muka air normal)

Titik (Point)	Garis (Line)	V	Panjang rembesan		Lw	DH ton/m ²	Hw ton/m ²	P ton/m ²
			H	1/3H				
A0					0	0.000	2.000	2.000
	A0 - A1	2.25						
A1					2.25	0.22	4.250	4.030
	A1 - A2		1.00	0.33				
A2					2.58	0.252	4.250	3.998
	A2 - A3	0.75	0.75					
A3					3.33	0.326	3.500	3.174
	A3 - A4		5.25	1.750				
A4					5.08	0.497	3.500	3.003
	A4 - A5	4.50						
A5					9.58	0.937	8.000	7.063
	A5 - A6		3.00	1.000				
A6					9.92	0.969	8.000	7.031
	A6 - B	4.50						
B					11.42	1.116	3.500	2.384
	B - C	0.91	2.00	0.667				
C					12.99	1.27	4.406	3.136
	C - D		3.46	1.153				
D					14.14	1.382	4.406	3.024
	D - E	2.00						
E					16.14	1.578	6.406	4.828
	E - F		5.00	1.667				
F					17.81	1.741	6.406	4.665
	F - G	0.30	0.30	0.100				
G					18.21	1.78	6.106	4.326
	G - H		11.97	3.991				
H					22.20	2.17	6.106	3.936
	H - I	1.00	1.00	0.333				
I					23.53	2.3	7.106	4.806
	I - J	0.00	0.00	0.000				
J					23.53	2.3	7.106	4.806
	J - K	0.00	0.80	0.267				
K					23.80	2.326	7.106	4.780
	K - L	4.95		0.000				
L					28.75	2.81	2.161	-0.649
		21.151	34.533596	11.261	28.746			

Dari hasil uji sedimentasi menunjukkan bahwa jenis sedimen yang ada di lokasi adalah sedimen pasir berkerikil, dari Tabel 4.6 diperoleh harga lintasan kritis CL minimum adalah = 5.

Kontrol menurut Lane :

$$C_L = \frac{\sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_H}{\Delta H}$$

CL = 10.231 > 5 → memenuhi syarat → (OK)

9. Perhitungan rembesan pada lantai muka saat kondisi air banjir dilakukan dengan menggunakan tabel di bawah ini :

Tabel 3 Perhitungan Rembesan Metode Lane (Kondisi muka air banjir)

Titik (Point)	Garis (Line)	V	Panjang rembesan H	1/3H	Lw	DH ton/m ²	Hw ton/m ²	P ton/m ²
A0					0	0.000	5.580	5.580
A1	A0 - A1	2.25			2.250	0.346	7.830	7.484
A2	A1 - A2		1.00	0.333	2.583	0.398	7.830	7.432
A3	A2 - A3	0.75	0.75		3.333	0.513	7.080	6.567
A4	A3 - A4		5.25	1.750	5.083	0.783	7.080	6.297
A5	A4 - A5	4.50			9.583	1.476	8.580	7.104
A6	A5 - A6		3.00	1.000	9.916	1.527	8.580	7.053
B	A6 - B	4.50			11.416	1.758	7.080	5.322
C	B - C	0.91	2.00	0.667	12.989	2	7.986	5.986
D	C - D		3.46	1.153	14.142	2.178	7.986	5.808
E	D - E	2.00	0.00		16.142	2.486	9.986	7.500
F	E - F		5.00	1.667	17.809	2.742	9.986	7.244
G	F - G	0.30	0.30	0.100	18.209	2.804	9.686	6.882
H	G - H		11.97	3.991	22.200	3.418	9.686	6.268
I	H - I	1.00	1.00	0.333	23.533	3.624	10.686	7.062
J	I - J	0.00		0.000	23.533	3.624	10.686	7.062
K	J - K		0.80	0.267	23.800	3.665	10.686	7.021
L	K - L	4.95		0.000	28.746	4.426	5.741	1.315
		21.151	34.533596	11.261	28.746			

Dari hasil uji sedimentasi menunjukkan bahwa jenis sedimen yang ada di lokasi adalah sedimen pasir berkerikil, dari Tabel 4.6 diperoleh harga lintasan kritis CL minimum adalah = 5.

Kontrol menurut Lane :

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{\Delta H}$$

CL = 6.495 > 5 → memenuhi syarat → (OK)

Dari perhitungan rembesan metode Lane diatas didapat harga Cw=7,1 dan harga minimum rembesan (Cw) untuk sedimen pasir berkerikil 5, maka bendung penahan sedimen (Check dam) aman terhadap rembesan pada kondisi air banjir. Maka dari hasil perhitungan lintasan rembesan di dasar check dam menunjukkan bahwa panjang lantai muka check dam aman terhadap rembesan dengan angka minimum (Cw) =5

Kesimpulan :

CL Normal : 10.231

CL Banjir : 6.495

Σ Lw : 28.746

10. Tebal Lantai Kolam Olak

Perhitungan tebal lantai kolam olah Check dam dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$t = 0,20 (0,6 H_1 + 3H_1 - 1.00)$$

dengan :

t = tebal lantai kolam olak (m)

$H1$ = tinggi tubuh check dam dari permukaan lantai = 4.16 m

$H3$ = tinggi muka air di atas mercu peluap = 3,24 m

Sehingga di dapat :

$$t = 0,20 (0,6 \cdot 2 + 3 \times 3.580 - 1)$$

$$t = 2.188 \text{ m}$$

Direncanakan $t = 2.19 \text{ m}$

11. Kontrol Ketebalan Lantai Kolam Olak

Tebal lantai olak dikontrol terhadap besarnya tekanan air yang terjadi di lantai tersebut, dengan menggunakan rumus (berdasarkan KP-02:

123) sebagai berikut :

$$dx = S \cdot (Px - Wx) / g$$

dengan

dx : tebal lantai pada titik x (m)

Px : gaya angkat (tekanan uplift) pada titik x (t/m^2)

Wx : tekanan hidrostatik akibat air pada titik x (t/m^2)

g : berat volume bahan konstruksi (beton) = $2,40$ (t/m^3)

s : berat volume aliran (1,0 sampai dengan 1,2 ton/m^3)

Tekanan air tanah Px dihitung berdasarkan rumus :

$$Px = (Hx - Dx) \times \gamma_w = (Hx - Lw / \sum Lw \times \Delta H) \times \gamma_w$$

dengan :

Px : tekanan air pada titik x (t/m^2)

Hx : beda tinggi elevasi muka air di titik x (m)

Lw : panjang rembesan pada titik x (m)

$\sum Lw$: total panjang rembesan (m)

ΔH : beda muka air di udik dan di hilir (m)

γ_w : berat jenis air ($1 \text{ ton}/m^3$)

Dari hasil analisa panjang rembesan saat kondisi muka air banjir pada perhitungan lantai muka, didapat data sebagai berikut:

Tinggi tekanan pada titik G didapat harga :

$$HG : 9.69 \text{ m}$$

$$DHG : 2.804 \text{ m}$$

$$PG : 6.88 \text{ t}/m^2$$

Tinggi tekanan hidrostatik pada titik G adalah :

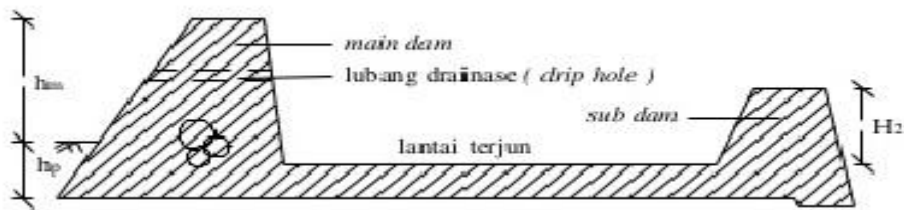
$$\text{Banjir} : 4.991 \text{ m}$$

$$dx > 1,2 \times (6.882 - 4.991) / 2.40$$

$$dx > 0.946 \text{ m}$$

Direncanakan tebal lantai kolam olakan (dx) = 2.19 m **dapat diterima**

12. Tinggi Tubuh Sub Dam



Gambar 2 Lantai muka tinggi tubuh sub dam

Rumus yang digunakan untuk penentuan tinggi dam pembantu (Sub Dam) menggunakan rumus :

$$H_2 = (1/3 \text{ s/d } 1/4) H$$

dengan :

H_2 = tinggi dam pendukun/sub dam (m)

H = tinggi total dam utama (H_1 + kedalaman pondasi)

Kedalaman pondasi direncanakan = **1.00 m**

$$H = 2.0 + 1.00 = 3.000 \text{ m}$$

Sehingga :

$$H_2 = (1/4 \text{ s/d } 1/3) \times 3.000 \text{ m}$$

$$H_2 = 0.75 \text{ m s/d } 1.000 \text{ m}$$

Direncanakan tinggi dam pembantu (Sub Dam) = **1.00 m**

13. Panjang Kolam Olak

Gambar. 4.10 Sketsa Panjang lantai muka dan subdam

Persamaan yang digunakan untuk menghitung panjang kolam olak adalah sebagai berikut :

(Sumber : Standar Tata Cara Perencanaan Teknis Bendung Penahan Sedimen 11 -12:1991).

$$L = L_w + X + b_2$$

$$L_w = V_o \times (2x(H_1 + 0.5h_1)/g)^{0.5}$$

$$V_o = q_1/h_1$$

$$x = b \times h_j$$

$$h_j = h_u/2 \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$h_1 = q_1/v_1$$

$$V_1 = \sqrt{2xg(h_1 + h_3)}$$

$$F_1 = V_1/\sqrt{g \cdot H_1}$$

$$h_2 = h_j - h_2$$

$$L_d = L - n h_1 - m h_2 - b_2$$

$$k = 0.377$$

$$k_2 = V^2/2g$$

dengan :

L_w = jarak terjunan (m)

x = panjang olakan (m)

b_2 = lebar mercu dam pembantu/subdam ($b_2 = 2.00 \text{ m}$)

k = tinggi energi di hulu

k_2 = tinggi energi di hilir

$$q_1 = \text{debit per meter lebar pada peluap (m}^3/\text{dt)}$$

$$= 383.979/19.00 = \mathbf{20.209 \text{ m}^3/\text{dt}}$$

$$h_1 = \text{tinggi air di atas peluap} = 3.580 \text{ m}$$

$$V_0 = 3.580/20.209$$

$$= \mathbf{0.177 \text{ m/dt}}$$

$$L_w = 0.177x ()$$

$$= 0.17x 1.006$$

$$= 0.178 \text{ m}$$

Elevasi hilir/kolam olak

Kecepatan jatuh pada terjunan (V_1)

H_1 = tinggi tubuh cek dam utama dari lantai kolam olak ($H_1 = 3.168 \text{ m}$ liat poin C)

β = koefisien, besarnya antara 4.5 s/d 5.0 diambil = 5.0

$$V_1 = \mathbf{11.500 \text{ m/dt}}$$

Tinggi air pada titik terjunan

$$h_1 = q_1/V_1$$

$$= \mathbf{1.757 \text{ m}}$$

Angka Froude pada titik jatuh terjunan (Fr)

$$Fr = \sqrt{V_1/h_1} = 11.500/4.150 = \mathbf{2.771}$$

Tinggi muka air hilir dari lantai kolam olak (h_j)

$$h_j = 0.879x7.838 = \mathbf{6.887 \text{ m}}$$

Panjang kolam olak (x)

$$x = b.h_j = 6.887$$

$$= \mathbf{13.774 \text{ m}}$$

Panjang kolam olak (L)

$$L = L_w + x + b_2$$

$$= 0.178 + 13.774 + 1.00$$

$$= \mathbf{14.952 \text{ m}}$$

Beda tinggi muka air hulu dan hilir bendung :

$$Z = \text{Tinggi mercu} + h_3 - h_2$$

$$= 1.00 - 2.19$$

$$= \mathbf{1.188 \text{ m}}$$

Perhitungan Stabilitas Bendung

1. Berat Tubuh Bendung

Penampang bendung dibagi atas elemen segitiga dan segiempat peninjauan tiap lebar 1m kearah panjang bendung dan untuk mempermudah perhitungannya dapat dilakukan dengan menggunakan tabel 4.9.

Perhitungan berat tubuh bendung menggunakan rumus:

W = volume penampang x berat volume bahan yang digunakan

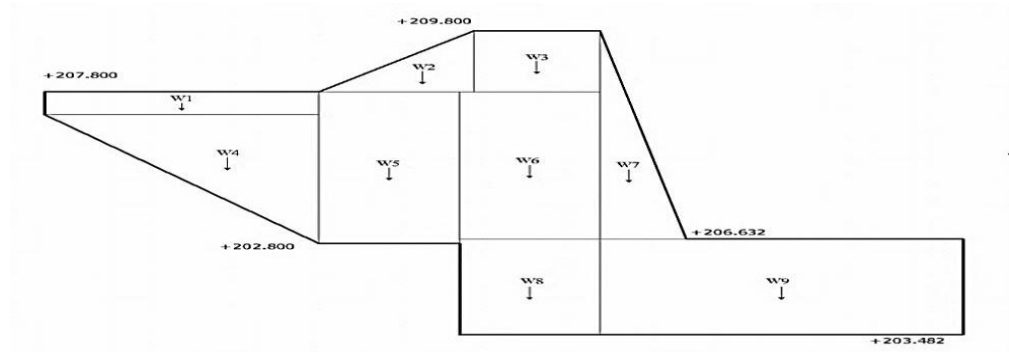
Perhitungan berat sendiri penampang 1 yaitu :

$$\text{Volume penampang} = 0.50 \times 1.64 \times 2.4 \times 1 = 1.968 \text{ m}^3$$

Berat volume bahan = 2.4 ton/m³

$$W_1 = 4.36 \times 0.75 = 3.27 \text{ ton/m}$$

Pembagian segmen berat sendiri bendung dapat dilihat pada gambar di halaman berikutnya:



Gambar 4 Pembebanan akibat berat sendiri bendung

Perhitungan dari setiap pembagian segmen berat sendiri bendung penahan sedimen disajikan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.9 Perhitungan tekanan berat sendiri bendung

No	Notasi	Alas (m)	Tinggi (m)	Volume (m ³)	Bj Bahan (t/m ³)	W (ton)
1	W ₁	4.36	0.75	1.64	2.4	3.924
2	W ₂	2.46	2.00	4.92	2.4	11.808
3	W ₃	2.00	2.00	4.00	2.4	9.600
4	W ₄	4.60	4.18	19.23	2.4	46.147
5	W ₅	2.16	4.85	5.24	2.4	12.571
6	W ₆	2.24	4.85	5.43	2.4	13.037
7	W ₇	1.35	4.85	3.27	2.4	7.857
8	W ₈	2.24	3.15	7.06	2.4	16.934
9	W ₉	5.76	3.15	18.14	2.4	43.546
Jumlah						165.424

Keterangan : Pias diambil per 1.00 m panjang

2. Tekanan Hidrostatik

a) Tekanan hidrostatik saat kondisi air normal

Tekanan hidrostatik pada saat kondisi air normal dihitung sedalam bendung yaitu 5,1 m dengan berat volume air (γ_w) = 1 ton/m³ dan tinjauan tiap m lebar,

$$Pv1 = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times m \times \text{alas} \times h = \frac{1}{2} \times 1 \times 2.00 \times 2.46 \times 2 = 4.920 \text{ ton}$$

$$Pv2 = \gamma_w \times \text{alas} \times \text{tinggi} = 1 \times 2 \times 2 = 4.00 \text{ ton}$$

$$Ph = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 2.75^2 = 3.7812 \text{ ton}$$

Untuk mempermudah perhitungan tekanan hidrostatik saat kondisi air normal maka disajikan dalam tabel berikut ini :

Tabel 4 Perhitungan tekanan hidrostatik saat kondisi air normal

No	Notasi	Alas (m)	Tinggi (m)	γ_w (ton/m ³)	Luas (m ²)	P (ton)	
						Horisontal	Vertikal
1	Pv ₁	2.46	2.00	1	4.920		4.920
2	Pv ₂	4.36	2.00	1	4.00		4
3	Ph	1.37	2.75	1	19.68	19.69	
					Jumlah	19.69	8.920

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

b) Tekanan hidrostatik pada saat kondisi air banjir**1. Arah Horizontal**

$$Ph1 = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 2.75^2 = 3.7812 \text{ ton}$$

$$Ph2 = \gamma_w \times h_3 \times h_1 = 1 \times 3.58 \times 4.16 = 14.829 \text{ ton}$$

2. Arah Vertikal

$$Pv1 = \frac{1}{2} \times m \times \gamma_w \times h \times \text{alas} = \frac{1}{2} \times 1 \times 1,31 \times 4.36 \times 2 = 5.7116 \text{ ton}$$

$$Pv2 = h \times \text{alas} \times \gamma_w = 2.00 \times 2.00 \times 1 = 4.00 \text{ ton}$$

Untuk perhitungan tekanan hidrostatik saat kondisi air banjir selanjutnya disajikan dalam tabel 4.11 di bawah ini.

3. Tekanan Hidrodinamik**a) Tekanan hidrodinamik saat kondisi air normal**

$$Pdh = \frac{1}{2} \times \eta \times C_m \times K \times \gamma_w \times H^2$$

$$Pdv = \frac{1}{2} \times \eta \times C_m \times K \times \gamma_w \times m \times H^2$$

Pondasi berupa alluvium sehingga

$$n' = 1,56 \text{ dan } m' = 0,89$$

Tabel 4.13 Perhitungan tekanan hidrodinamik saat muka air normal

No	Notasi	η	C_m	K	M	γ_w (Ton/m ²)	h (m)	Pd (Ton)
1	Pdh	0,85	0,36	0,083	1,3	1	2	0,056
2	Pdv	0,85	0,36	0,083	1,3	1	2	0,072

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

b) Tekanan hidrodinamik saat kondisi air banjir

Tabel 4.14 Perhitungan tekanan hidrodinamik saat muka air banjir

No	Notasi	η	C_m	K	M	γ_w (Ton/m ²)	h (m)	Pd (Ton)
1	Pgh	0,85	0,36	0,083	1,3	1	5,2	0,39824
2	Pdv	0,85	0,36	0,083	1,3	1	5,2	0,51771

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

4. Tekanan Keatas (Up lift)**a) Kondisi untuk muka air normal**

Beda tinggi muka air (ΔH) pada saat muka air normal dihitung dengan (ΔH) = elevasi mercu – elevasi embang ujung (endill)

$$= +126.073 - +(119.845) = 6.2 \text{ meter}$$

Untuk mempermudah dalam perhitungan gaya angkat tersebut dibagi menjadi beban merata segiempat dan segitiga di setiap bidang antara dua titik. Berikut contoh hitungan dalam salah satu bidang.

Bidang B – C, Kondisi muka air normal

□ Beban segiempat

Besar gaya = $3,487 \times 3 = 10,461$ ton

□ Beban segitiga

Besar gaya = $\frac{1}{2} \times 3 \times (3,652 - 3,487) = 0,247$ ton

Perhitungan tekanan ke atas saat kondisi muka air normal dan banjir selanjutnya disajikan dalam tabel 4.15 dan 4.16 di halan berikutnya.

Tabel 4.15 Perhitungan tekanan keatas (*up lift*) saat muka air normal

Titik	Px	Bidang	Gaya Angkat (ton)		Pembagian Gaya			
					Vertikal (ton)		Horisontal (ton)	
			Segiempat	Segitiga	Segiempat	Segitiga	Segiempat	Segitiga
B	2.511				14.367	-6.058	14.651	-5.774
C	3.662	B - C	17.651	-2.774	12.070	0.190	8.468	-3.411
D	3.550	C - D	12.070	0.190	2.484	-1.697	3.734	-0.447
E	4.667	D - E	3.734	-0.447	21.504	0.449	16.204	-4.851
F	4.480	E - F	21.504	0.449	0.362	-0.273	0.362	-0.273
G	4.138	F - G	0.662	0.027	14.367	-6.058	14.651	-5.774
jumlah					43.398		28.663	

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

b) Kondisi saat muka air banjir

Beda tinggi muka air (ΔH) pada saat muka air banjir dihitung dengan

$(\Delta H) = \text{elevasi air hulu} - \text{elevasi air hilir}$

$= (+130.696) - (+126.067)$

$= 4.6$ meter

Tabel 4.16 Perhitungan tekanan keatas (*uplift*) saat muka air banjir

Titik	Px	Bidang	Gaya Angkat (ton)		Pembagian Gaya			
					Vertikal (ton)		Horisontal (ton)	
			Segiempat	Segitiga	Segiempat	Segitiga	Segiempat	Segitiga
B	5.493							
C	6.497	B - C	31.315	-2.420	28.032	-5.704	28.315	-5.420
D	6.321	C - D	21.491	0.299	21.491	0.299	17.890	-3.302
E	7.362	D - E	5.890	-0.416	4.640	-1.666	5.890	-0.416
F	7.067	E - F	33.922	0.708	33.922	0.708	28.622	-4.592
G	6.700	F - G	1.072	0.029	0.772	-0.271	0.772	-0.271
jumlah					88.86		67.488	

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

5. Tekanan Lumpur

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung dihitung dengan rumus :

$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times h^2 \times$

dengan :

P_s : Jumlah tekanan lumpur (ton)

γ_s : berat volume lumpur (ton/m³)

h : tinggi lumpur setinggi mercu (m)

θ : sudut geser

Beberapa asumsi yang diambil dari buku irigasi yaitu :

$$\gamma_s = \gamma_s' \times$$

dengan :

$$\gamma_s' : \text{berat volume kering tanah} = 1.239 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma : \text{berat volume butir} = 1.977$$

$$\text{sehingga } \gamma_s = 1.239 \times 0.6122 \text{ ton/m}^3$$

sudut geser (θ) = 22 $^\circ$, diambil dari data PT. Prana Kurnia Pratama

$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times h^2 \times$$

Untuk perhitungan tekanan lumpur selanjutnya disajikan dalam tabel dihalaman berikutnya:

Tabel 4.17 Perhitungan tekanan akibat lumpur

No	Notasi	Alas	Tinggi (m)	Luas (m ²)	γ_s (ton/m ³)	P_s (ton)
1	P_{sv1}	2.46	2.00	26,986	0,714	1,0847
2	P_{sv2}	4.36	2.00	4	0,714	1,264
3	P_{sh}	1.37	2.75	2,1	0,714	0,66

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

6. Gaya Gempa

Gaya gempa dihitung dari hasil perkalian gempa dengan berat bendung. Gaya ini bekerja kearah horisontal yaitu kearah hilir dengan titik berat konstruksi sebagai titik kerja.

Dari peta zona gempa, lokasi check dam Sukasari terletak pada zone gempa wilayah Banten dengan :

$$z (\text{daerah Banten Selatan}) = 1,56$$

$$\text{Koefisien jenis tanah } n' = \text{alluvium } 1,56$$

$$\text{Koefisien jenis tanah } m' = \text{alluvium } 0,89$$

$$\text{Percepatan kejut dasar } a_c = 85$$

$$\text{Percepatan gravitasi } (g) = 980 \text{ cm/dt}^2$$

Perhitungan percepatan gempa rencana :

$$a_d = n' \cdot (a_c \cdot z) m'$$

$$a_d = 120,8$$

Koefisien gempa

$$K = 0,123 (\text{koefisien gempa})$$

Tabel 4.18 Perhitungan gaya akibat gempa

No	Notasi	Alas (m)	Tinggi (m)	Volume (m ³)	Bj Bahan (t/m ³)	W ton	K	I Ton
1	11	4.36	0.75	1.64	2.4	3.924	0.123	0.482
2	12	2.46	2.00	4.92	2.4	11.808	0.123	1.452
3	13	2.00	2.00	4.00	2.4	9.600	0.123	1.180
4	14	4.60	4.18	19.23	2.4	46.147	0.123	5.676
5	15	2.16	4.85	5.24	2.4	12.571	0.123	1.545
6	16	2.24	4.85	5.43	2.4	13.037	0.123	1.603
7	17	1.35	4.85	3.27	2.4	7.857	0.123	0.966
8	18	2.24	3.15	7.06	2.4	16.934	0.123	2.082
9	19	5.76	3.15	18.14	2.4	43.546	0.123	5.356
								20.342

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

7. Tekanan Tanah

a) Tekanan Tanah Saat Kondisi Air Normal

Data yang diperoleh dari penyelidikan tanah bisa di lihat halaman berikutnya :

$$\gamma_s = 1.239 \text{ ton/m}^3$$

$$\theta = 22^\circ$$

$$C = 4.00 \text{ ton/m}^2$$

Perhitungan gama efektif (γ')

$$\gamma = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

$$= 1.239 - 1.00 = 0.239 \text{ ton/m}^3$$

Perhitungan koefisien tanah aktif

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta) = \tan^2(45^\circ - 22^\circ) = 0.454$$

Tabel 4.19 Perhitungan tekanan tanah aktif

No	Notasi	H (m)	θ ($^\circ$)	K_a	C (ton/m ²)	Pa
1	Pa ₁	4.16	22	0.454	4.00	224.23
2	Pa ₂	4.16	22	0.454	4.00	3.898
3	Pa ₃	4.16	22	0.454	4.00	0.160
4	Pw	4.16	22	0.454	4.00	5408
5	Pa _{total}					518.782

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

Perhitungan koefisien tanah pasir

$$K_p = 1.482$$

Perhitungan tekanan pasif

$$P_{p1} = H \cdot 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

$$= 3.15 \times (2 \cdot 4.00 \cdot \sqrt{1.482}) = 30.67 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{p2} = 0.5 (H \cdot \gamma' \cdot k_p) H$$

$$= 0.5 \times (3.15 \cdot 0.170 \cdot 1.267) \cdot (3.15)$$

$$= 1.068 \text{ ton/m}^2$$

Perhitungan tekanan pasif total

$$P_{p \text{ total}} = P_{p1} + P_{p2}$$

$$= 30.67 + 1.068 = 15.869 \text{ ton/m}^2$$

b) Tekanan Tanah Saat Kondisi Air Banjir

Tabel 4.21 Perhitungan tekanan tanah aktif total kondisi banjir

No	Notasi	H (m)	θ ($^\circ$)	K_a	C (ton/m ²)	Pa (ton)
1	Pa ₁	4.16	22	0.454	4.00	22.423
2	Pa ₂	4.16	22	0.454	4.00	7.8567
3	Pa ₃	4.16	22	0.454	4.00	0.160
4	Pw	4.16	22	0.454	4.00	56.08
5	Pp _{total}					41.6737

Keterangan : Pias diambil per 1m panjang

Perhitungan koefisien tanah pasif

$$K_p = 1.482$$

Perhitungan tekanan pasif

$$P_{p1} = H \times (q \cdot K_p), q = h \cdot \gamma_w = 4.16 \cdot 1 = 4.16 \text{ ton/m}^2$$

$$= 3.15 \times (4.16 \cdot 1.482) = 19.420 \text{ ton}$$

$$P_{p2} = H \cdot 2c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$= 3.15 \times (2 \cdot 4.00 \cdot \sqrt{1.482}) = 30.67 \text{ ton}$$

$$P_{p3} = 0.5 (H \cdot \gamma' \cdot K_p) H$$

$$= 0.5 \times (3.15 \cdot 0.170 \cdot 1.482) 3.15 = 12.499 \text{ ton}$$

$$P_{pw} = 0.5 (H \cdot \gamma_w) H = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

$$= 0.5 \times 1 \times 3.15^2 = 3.969 \text{ ton}$$

Perhitungan tekanan pasif total

$$P_{p \text{ total}} = P_{p1} + P_{p2} + P_{p3} + P_{pw} = 33.279 \text{ ton}$$

Perbandingan Antara Perencanaan Semula Dengan Hasil Kaji Ulang

Tabel 4.59 Resume Perbandingan Perencanaan Semula (Existing) Dengan Perencanaan Kaji Ulang

No	Uraian	Desain Semula Q_{50}	Desain Ulang Q_{25}	Deviasi	Satuan
1	Debit banjir rencana	413.533	383.979	29.554	m ³ /dt
2	Elevasi dasar sungai existing	207.80	207.80	0.00	m
3	Elevasi muka air banjir	213.78	213.78	0.00	m
4	Elevasi ambang peluap	209.80	209.80	0.00	m
5	Elevasi mercu sub dam	207.63	203.95	3.68	m
6	Elevasi dasar kolam olah	206.63	203.56	3.07	m
7	Elevasi lantai muka	207.80	203.20	4.60	m
8	Lebar mercu check dam	19.00	19.00	0.00	m
9	Tinggi jagaan pada peluap	1.20	1.20	0.00	m
10	Tinggi muka air banjir rencana di hulu	5.98	5.58	0.40	m
12	Lebar ambang peluap	2.00	2.00	0.00	m
13	Kemiringan main dam hulu	1 : 1.30	1 : 1.20	0.00	m
14	Kemiringan main dam di hilir	1 : 2.00	1 : 2.00	0.00	m
15	Panjang lantai muka	3.982	3.580	0.40	m
16	Tebal lantai kolam olah	2.43	2.19	0.24	m
17	Tinggi tubuh sub dam	1.00	1.00	0.00	m
18	Panjang kolam olah	18.00	15.00	3.00	m
19	Kedalaman fondasi check dam	1.00	1.00	0.00	m
20	Lebar fondasi lantai muka	1.00	1.00	0.00	m
21	Lebar fondasi sub dam	1.00	1.00	0.00	m

KESIMPULAN

Dari pembahasan mulai dari perhitungan hidrolis hingga analisis stabilitas *checkdam* dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Dengan debit banjir rencana kaji ulang 25 tahun (Q_{25}), didapat dimensi bangunan penahan sedimen (*check dam*) yaitu lebar mercu 19.00 m, tinggi jagaan pada peluap 1,20 m, Lebar peluap *Checkdam* 30 m, Tinggi jagaan pada peluap 1.20 m, Lebar ambang peluap 2.00 m, Tinggi tubuh *Checkdam* 2.00 m, Panjang lantai muka 26.85 m, Tebal lantai kolam olak 2.429 m, Tinggi *Subdam* 1.00 m, Panjang kolam olak 18.00 m
2. Untuk menentukan dimensi yang aman berdasarkan stabilitas terhadap geser, guling dan gaya dukung tanah di lakukan langkah-langkah perhitungan yang meliputi: perhitungan hidrolis, perhitungan stabilitas bendung, perhitungan momen, dan langkah selanjutnya adalah menganalisis stabilitas bendung setelah didapatkan hasil dari perhitungan-perhitungan sebelumnya. Dan langkah-langkah perhitungan tersebut harus sesuai dengan standar tata cara perencanaan teknik bendung penahan sedimen.
3. Hasil perencanaan kaji ulang dengan perencanaan sebelumnya deviasi di beberapa bagian seperti : tinggi jagaan pada peluap, tinggi tubuh cekdam, panjang lantai muka, tebal lantai kolam olakan, panjang kolam olakan, kedalaman pondasi bendung, dan lebar pondasi bendung .

DAFTAR PUSTAKA

- Christadi, Hary, 2002. *Mekanika Tanah I*, Gadjah mada university press: Yogyakarta.
- Christadi, Hary, 2002. *Mekanika Tanah II*, Gadjah mada university press: Yogyakarta.
- Christady, Hary, 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi Bagian I*, Gadjah Mada University Press: Yogyakarta.
- Direktorat Jenderal Pengairan, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi Bagian Bangunan Utama : (KP-02) Departemen Pekerjaan Umum*, CV. Galang Persada: Bandung.
- Direktorat Jenderal Pengairan, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi Bagian Parameter Bangunan : (KP-06) Departemen Pekerjaan Umum*, CV. Galang Persada: Bandung.
- Direktorat Jenderal Pengairan, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi Bagian Standar Penggambaran : (KP-07) Departemen Pekerjaan Umum*, CV. Galang Persada: Bandung.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1991. *Standar Tata Cara Perencanaan Teknik Bendung Penahan Sedimen SK SNI T - 19 -1991 - 03*, Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1990. *Standar Tata Cara Perencanaan Umum Bendung SK SNI T - 02 -1990 - F*, Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Dwi Sadi, Rino, 2016. *Kaji Ulang Bendung Penahan Sediman Waduk Karian*, FT UNTIRTA, Cilegon.
- Kodoatie, Robert J. dan Roestam Sjarief, 2008. *Pengelolaan Sumber Daya Air Terpadu Edisi Revisi*, Andi: Yogyakarta.
- Mulyadi, Udi, 2017. *Kaji Ulang Perencanaan Bendung Penahan Sedimen (Checkdam II) Di Hulu Waduk Karian Desa Cipanas Kabupaten Lebak*, FT UNBAJA, Serang.

- Sidharta, 1997. *Irigasi dan Bangunan Air*, Gunadarma: Jakarta.
- Soedarsono, 1998. *Tugas Dasar Perencanaan Bendung*, Teknik Sipil Politeknik PU – Politeknik ITB, Bandung.
- Soedarsono, 2006. *Irigasi dan Bangunan Air : Dasar-dasar Perencanaan Bendung Tetap*, Diktat Kuliah S-1 Jurusan Teknik Sipil, UNBAJA, Serang-Banten.
- Soenarno, 1972. *Perhitungan Bendung Tetap*. Dirjen Pengairan: Bandung.