

STUDI PENGENDALIAN BANJIR SUNGAI KALIDAWIR TULUNGAGUNG

Bambang Sarwono, Mohammad Bagus Ansori, dan Dian Ayu Ratnasari
Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS)
Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya 60111
E-mail:dianayuratnasari@gmail.com

Abstrak- Studi Pengendalian Banjir Sungai Kalidawir Tulungagung merupakan studi penanggulangan terhadap masalah banjir yang terjadi di wilayah Kalidawir. Saat musim penghujan datang, terjadi debit banjir yang besar menyebabkan beberapa wilayah sepanjang kalidawir rawan terhadap banjir bandang tadi. Hal ini terjadi karena kapasitas penampang dari hulu yang semula mampu menampung debit banjir kemudian berubah semakin mengecil karena berada di dekat sawah dan pemukiman penduduk. Karena itu diperlukan analisa hidrologi untuk mengetahui debit banjir rencana dan analisa hidrolika dengan Hec.Ras 4.1.0 untuk mengetahui kapasitas sungai Kalidawir eksisting.

Upaya Pengendalian banjir yang dilakukan dengan cara normalisasi. Upaya Normalisasi sejauh 8767.5 meter dilakukan dengan beberapa pekerjaan seperti pengerukan sedimen, perencanaan krib, perencanaan ambang (Ground sill) ditambah analisa hidrolika perubahan penampang.

Kata Kunci : Banjir, Bandang, Normalisasi, Sungai.

I. PENDAHULUAN

Sungai Kalidawir merupakan salah satu sungai yang melewati wilayah tulungagung bagian selatan. Sungai kalidawir memiliki luas DAS 296,40 Km² dengan panjang sungai mencapai 37 Kilometer. Aliran sungai kalidawir dari hulu dimulai dari Desa Banyuurip sampai daerah hilir yang terletak di Desa Kendal bulur. Bagian hilir dari sungai kalidawir ini nantinya bermuara pada sungai Parit Agung.

Daerah di sekitar Sungai Kalidawir merupakan wilayah yang rawan bencana. Saat musim kemarau dimanfaatkan sebagai pemasok kebutuhan air irigasi disamping fungsi utamanya sebagai afvour. Permasalahan di lapangan menunjukkan bahwa saat musim penghujan tiba, penampang sungai tidak mampu menampung curah hujan yang terjadi. Beberapa kejadian banjir besar pun menyebabkan beberapa wilayah sepanjang sungai Kalidawir terkena dampak limpasan yang merugikan.

Beberapa daerah yang pernah terkena dampak banjir merupakan daerah pemukiman penduduk, sawah dan lahan produktif lainnya. Kerugian yang diakibatkan oleh limpasan banjir tentunya mengganggu aktivitas ekonomi masyarakat dan kerugian materiil yang besar. Untuk menanggulangi pengendalian daya rusak ini, terlebih dahulu perlu dipahami karakteristik dari

ruas sungai yang ditinjau sehingga diperoleh alternatif optimum dalam perbaikannya. Manfaat dari Studi Pengendalian Banjir Sungai Kalidawir ini diharapkan dapat diketahui penyebab terjadinya limpasan air banjir yang sering terjadi di daerah sungai Kalidawir.

Dengan melihat kerusakan yang terjadi, maka diperlukan perhatian dan upaya pengendalian daya rusak akibat banjir secara komprehensif. Hal ini perlu dilakukan untuk menjaga kondisi sungai Kalidawir sesuai dengan kapasitas dan fungsinya kembali.

II. METODOLOGI

Proses pengerjaan tugas akhir ini ditampilkan dalam sebuah alur pengerjaan tugas akhir yang dapat dilihat dari diagram alir dibawah ini :

keperluan lain seperti air irigasi. Dikarenakan keterbatasan *crosssection* sungai maka saluran pembuang(drainase lokal) diabaikan. Aspek sosial, ekonomi dan lingkungan diabaikan.

3.2 Analisa Frekuensi

Tabel 3.1 Curah Hujan Rata-rata Maksimum yang telah diurutkan dari terbesar ke terkecil

No	Tahun	\bar{X}
1	2000	172.406
2	2004	143.869
3	2005	143.869
4	2006	132.869
5	2002	125.468
6	2001	125.468
7	2003	96.368
8	2010	93.081
9	2008	90.033
10	2009	79.755
11	2013	68.418
12	2012	61.473
13	2007	61.333
14	2011	62.6
15	1999	55.501

Sumber : Dinas Pengairan Kabupaten Tulungagung

Berikut beberapa nilai parameter-parameter statistic yang dimiliki data hujan diatas adalah :

Nilai rata-rata (\bar{X})

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{15125014}{15} = 100833$$

Deviasi (*standart deviation*)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum \text{Log}(X - X_r)^2}{n-1}} = 37.212 \text{ mm}$$

Koefisien variasi (*coefficient of variation*)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{37.212}{100833} = 0.369$$

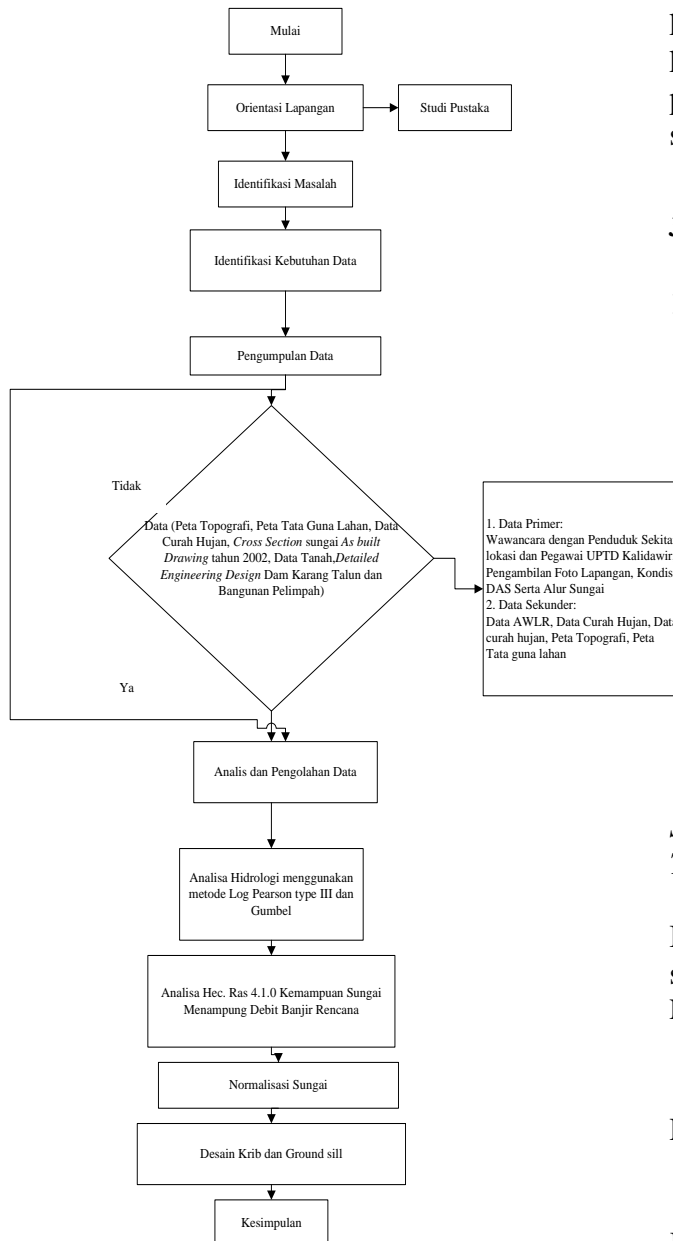
Koefisien Kemiringan (*coefficient of skewness*)

$$Cs = \frac{n \sum (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{15 \times 271883}{14 \times 13 \times 37.212^3} = 0.435$$

Koefisien Kemencengan (*coefficient of curtosis*)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{15^2 \times 474078168}{14 \times 13 \times 12 \times 37.212^4} = 0.170$$

Berdasarkan perhitungan parameter statistik diatas, diperoleh nilai koefisien kemencengan (Cs)=0.435 dan nilai koefisien ketajaman (Ck) =0.170. setelah itu dilakukan perhitungan uji kecocokan sebaran dengan memilih distribusi log pearson dengan syarat harga Cs=0-0.9, sedangkan sebagai pembanding dipilih distribusi



Gambar 1. Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Penjelasan dari diagram alir serta metodologi secara rinci terkait penelitian dapat dilihat di Ratnasari, Dian Ayu (2013) [13].

III. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1 Konsep Pengendalian Banjir

Pengendalian Banjir disini dimaksudkan untuk memperbesar kapasitas Kalidawir berupa normalisasi sungai. Normalisasi dilakukan dengan melakukan pelebaran penampang melintang sungai serta mengatur kemiringan memanjang sungai. Hal ini dilakukan guna menambah kapasitas kali Kalidawir dalam menampung debit banjir rencana maupun

Studi Pengendalian Banjir Sungai Kalidawir Tulungagung gumbel yang memiliki harga Cs=1.139 dan Ck < 5.402.

memenuhi syarat.

3.3 Uji Kecocokan Sebaran

3.3.1 Uji Chi Kuadrat

Jumlah data (n)= 15

Jumlah kelas (k) = 1+3.322 log (15) =4.92 =5

Jumlah kelas (k) digunakan

- Sub Kelompok I dengan $P \leq 0.2$
- Sub Kelompok II dengan $0.2 < P < 0.4$
- Sub Kelompok III dengan $0.4 < P < 0.6$
- Sub Kelompok IV dengan $0.6 < P < 0.8$
- Sub Kelompok V dengan $P \geq 0.8$

[Sumber : Soewarno,1995]

3.3.1.1 Distribusi Pearson Log Pearson Tipe III

$$\text{Log} X_i = \text{Log} \bar{x} + K \text{ Sd} \text{ Log} X \dots\dots\dots(3.1)$$

Dari perhitungan analisa frekuensi diperoleh nilai $\text{Log} \bar{x} = 2.0366$ dan $\text{Sd} \text{ log} X = 0.1648$. Persamaan dasar dengan menggunakan metode Log Pearson tipe III adalah $\text{Log} X = 2.004 + k(0.165)$,

Untuk $P = 0.2$

$$\begin{aligned} \text{Log} X &= 2.004 + k(0.165) = 2.004 + (0.84 \times 0.165) = 2.142 \\ X &= 138.74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 3.2 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Type III

No.	Nilai sub Batas Kelompok	Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
		O_i	E_i		
1	$X < 138.74$	3	3	0	0
2	$91.62 < X < 138.74$	4	3	1	0.333
3	$73.28 < X < 91.62$	2	3	1	0.333
4	$41.68 < X < 73.28$	2	3	1	0.333
5	$X < 41.68$	0	3	9	3
Total		11	15		4

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel di atas dapat disimpulkan bahwa nilai $\chi_{kr} = 5.991$ dan $\chi^2 = 4$ Karena $\chi^2 < \chi_{kr}$ maka persamaan log pearson tipe III yang diperoleh

3.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

3.3.2.1 Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 3.3 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi

Tahun	X(mm)	m	P(X)	P'(X)	f(t)	D
2000	2.237	1	0.063	0.938	1.414	0.061
2004	2.158	2	0.125	0.875	0.937	0.085
2005	2.158	3	0.188	0.813	0.937	0.046
2006	2.123	4	0.250	0.750	0.727	-0.045
2002	2.099	5	0.313	0.688	0.576	-0.078
2001	2.099	6	0.375	0.625	0.576	-0.042
2003	1.984	7	0.438	0.563	-0.119	-0.019
2010	1.969	8	0.500	0.500	-0.211	0.004
2008	1.954	9	0.563	0.438	-0.299	0.055
2009	1.902	10	0.625	0.375	-0.618	0.117
2013	1.835	11	0.688	0.313	-1.022	0.140
2011	1.796	12	0.750	0.250	-1.257	0.186
2012	1.789	13	0.813	0.188	-1.305	0.191
2007	1.788	14	0.875	0.125	-1.311	0.205
1999	1.744	15	0.938	0.063	-1.574	0.226

(Sumber: Hasil Perhitungan)

3.3 Kesimpulan Analisa Frekuensi

Tabel 3.4 Penentuan Distribusi yang Dipakai

Uji	Distribusi	
	Log Pearson III	Gumbel
Uji Chi Kuadrat		
X^2 hitung	4.000	4.667
X^2 tabel	5.991	5.991
Hipotesa	Diterima	Diterima
Uji S. Kolmogorov		
D max	0.226	0.911
D kritis	0.34	0.34
Hipotesa	Diterima	Tidak Diterima

(Sumber: Hasil Perhitungan)

3.4 Perencanaan Normalisasi Penampang Melintang Sungai

3.4.1 Normalisasi Bagian Hulu

Normalisasi Penampang Sungai Kalidawir dilakukan mengingat kapasitas Kali Kalidawir yang tidak bisa menampung debit banjir rencana. Normalisasi dilakukan sesuai crosssection pada tahun 2002 dengan melakukan pengerukan sedimen. Berikut rencana penampang melintang sungai Kalidawir direncanakan berbentuk trapesium tunggal dengan spesifikasi sebagai berikut:



Gambar 3.1 Rencana Penampang Sungai Kalidawir Bagian Hulu

Lebar alur sungai = 30 meter
Kemiringan tanggul rencana = 1:1.5
Kemiringan sungai rencana = Bagian Hulu = 0.01

= Bagian Hulu-Tengah = 0.005
Panjang alur sungai rencana = Bagian Hulu = 4000 m

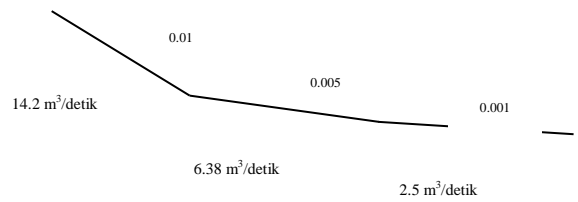
= Bagian Hulu-Tengah = 2325
Koefisien manning = 0.0275 (Dasar saluran tanah dan tebing plengsengan beton).



Gambar 3.2 Rencana Penampang Sungai Kalidawir Bagian Tengah

Lebar alur sungai = 40 meter
Kemiringan Tanggul rencana = 1:1.5
Kemiringan sungai rencana = Bagian Tengah = 0.001
Panjang alur sungai rencana = Bagian Tengah = 2442.5 m
Koefisien manning = 0.0275 (Dasar saluran tanah dan tebing plengsengan beton),

Besanya nilai kapasitas penampang tadi kemudian diperoleh nilai kecepatan (v) sebesar $2.5 \text{ m}^3/\text{detik}$.



Gambar 3.3 Kemiringan Sungai Rencana

Dengan melihat gambar 3.3 kemiringan sungai rencana, dapat dilihat bahwa terjadi perbedaan kecepatan antara sungai Kalidawir bagian hulu dan transisi. Oleh karena itu perlu diberi bangunan pengaman sungai dalam mengurangi degradasi-agradasi sungai, pengaman lereng, ground sill, analisa hidrolika (perubahan penampang) maupun bangunan pengatur sungai lainnya.

3.5 Perencanaan Krib

Direncanakan krib dari tiang pancang beton dengan arah tegak lurus alur memiliki spesifikasi sebagai berikut:

Lebar penampang sungai yang tidak terhalang air aliran air = 30 meter

Panjang Krib = 7.5 meter

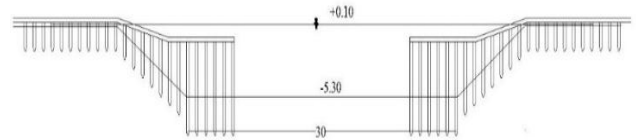
Jarak antar tiang pancang = -1.5m (di bagian bantaran) = -1.5 m (di bagian tengah)

Dimater tiang pancang (d) = 0.3 meter



Gambar 3.8 Lokasi Perencanaan Krib

Pada perencanaannya, ditentukan terlebih dahulu lebar penampang sungai yang tidak terhalang aliran airnya kemudian ditentukan panjang krib lolos air. Untuk krib bantaran digunakan jarak 1.5 meter supaya dibagian alur utamanya hambatannya tidak terlalu besar, pada puncak krib di bantaran tinggi pancang beton direncanakan sebesar 10 cm diatas muka air banjir (MAB).



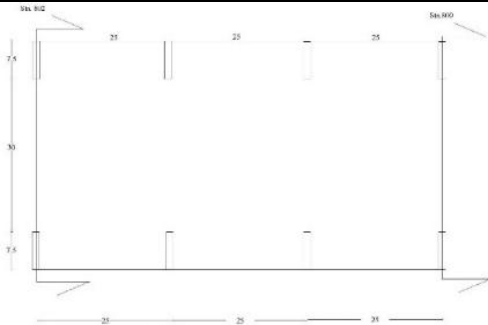
Gambar 7.9 Potongan Memanjang Krib Beton pada Sta. 800

3.9 Perencanaan Pengaman Tikungan Alur Sungai

Pada sungai Kalidawir bagian tengah terdapat beberapa bagian yang bentuknya berupa tikungan, oleh karena itu diperlukan analisa kekritisan tikungan dengan cara menganalisa perbandingan jari-jari lengkungan tikungan R dan lebar penampang saat tikungan (B), dengan syarat $R/B < 10$. Dengan melihat gambar 6.6-7.2 kemudian dilakukan perhitungan kekritisan t yang ditabelkan seperti gambar dibawah:

Tabel 4.26 Harga Kekritisan Penampang
Sumber: Hasil Perhitungan

No.	R(m)	B(m)	R/B <10	Keterangan
1	97.155	16.019	6.065	tidak aman
2	101.775	19.922	5.108	tidak aman
3	92.023	19.219	4.788	tidak aman
4	101.775	19.222	5.294	tidak aman
5	85	21.3	3.990	tidak aman
6	32.792	16.86	1.944	tidak aman



Gambar 3.9 Lokasi Perencanaan Krib

Perhitungan kecepatan aliran dengan menggunakan krib:

Krib pada daerah Sta.802 , terdapat 3 baris krib dengan

jarak antar krib 25 meter. Berikut data-data perencanaan:

Debit Banjir rencana (Q_{25}) = 286.24 m³/detik

Elevasi Muka Air = + 0.05 ,

elevasi dasar saluran = -5.25 → h = 5.30 meter

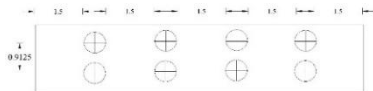
Luas Penampang saluran (A_0) = 187.5 m²

Lebar penampang yang tidak terhalang aliran air = 15 meter

Diameter tiang pancang(d) = 0.3 meter

Panjang Tiang Pancang= 12 meter

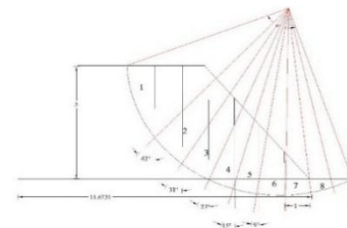
Dalam 1 baris terdapat 1 group tiang pancang, masing-masing terdapat 8 buah tiang pancang dengan jarak 1.5 meter.



Gambar 7.8 Tiang Pancang Pada Krib

Luas Penampang = $A_0 - (4 \times 0.3 \times 5.3) - (4 \times 0.3 \times 5.3)$
= 187.5 - (19.08) = 174.78 m²

Kecepatan aliran dengan krib (V_1) = Q_{25}/A_1
= 286.24/174.78 = 1.637 m/s



Gambar 7.7 Irisan Bidang Longsor

Tabel 4.27 Perhitungan Stabilitas Lereng

Irisan	Luas	$\gamma(t/m^2)$	W ($\gamma \cdot A$)	Sudut (α)	T (W sina)	N (W Cos ax tga)
1	2.01	1.68	3.38	42	2.26	2.26
2	3.04	1.68	5.11	31	2.63	2.63
3	2.92	1.68	4.90	23	1.914	1.914
4	2.30	1.68	3.86	15	0.999	0.065
5	1.64	1.68	2.76	9	0.43	0.02
6	0.84	1.68	1.41	-15	-0.36	-0.365
7	0.44	1.68	0.74	-23	-0.289	-0.289
jumlah					7.584	6.235

Sumber : Perhitungan

Dengan nilai:

$$L = \frac{\theta}{360} 2\pi R = \frac{87}{360} 2\pi 7.65 = 11.61 \text{ meter}$$

$\gamma_{dry} = 0.56 \text{ gr/cm}^3$, $(\Phi) = 6.28$,

Tegangan Prakonsolidasi (σ prakonsolidasi) (kg/cm²) = 0.72

$$SF = \frac{\sum Ci.Li + \sum (Ni \cdot \tan \phi)}{\sum (Ti)} = \frac{(0.72 \times 11.61) + 6.235}{7.584} = 1.925 \text{ (Aman)}$$

Dengan demikian dinding revetmen dapat menahan gaya longsor yang terjadi.

aliran 14.2 m/detik. Perkirakan kedalaman aliran setelah pelebaran.

4.0 Perencanaan Ambang (Ground Sill)

Ground sill berfungsi untuk mengendalikan ketinggian dan kemiringan dasar sungai, agar dapat mengurangi atau menghentikan degradasi sungai (Sosrodarsono, 2009). Bangunan ini juga dibangun untuk menjaga agar dasar sungai tidak turun terlalu berlebihan. Perencanaan ambang :

Tinggi ambang

$$L = (1/n - 1/m)h = (1.5 - 2.0) / h$$

Dimana :

L = jarak antara ambang (m)

h = tinggi ambang (m)

n = kemiringan dasar sungai

m = tingkatan perencanaan dasar sungai

b = lebar sungai (m)

Dengan melihat lebar sungai rencana 40 meter. Maka diperoleh nilai $L = (1.5 \times 2.7) \times 0.50 = 2$ meter. Direncanakan tinggi ambang (D) = 50 cm, $h = 20$ cm, $H = \text{Total tinggi tekanan} = D + h = 70$ cm,

$$h_f = \text{Kehilangan tinggi tekanan akibat geseran} \\ = C \cdot (D/h) \cdot H = 0.002 \cdot (0.5/0.2) \cdot 0.7 = 0.4025$$

$$h_1^3 - (H - h_1)h_1^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

$$h_1^3 - (70 - h_1)h_1^2 + \frac{286.24^2}{2 \times 9.8} = 0$$

$$h_1^3 - 70h_1^2 - h_1^3 + \frac{286.24^2}{2 \times 9.8} = 0$$

$$70h_1^2 = 4180.273$$

$$h_1^2 = 59.712$$

$$h_1^2 = 7.73 \text{ cm}$$

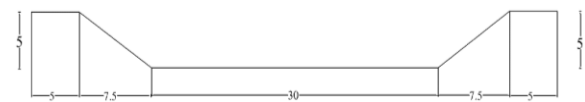
Besarnya h_2 dihitung berdasarkan rumus berikut:

$$h_2 = \sqrt{\frac{h_1^2}{4}} + \sqrt{\frac{2 \times 286.24^2}{4}} + \sqrt{\frac{h_1}{4}}$$

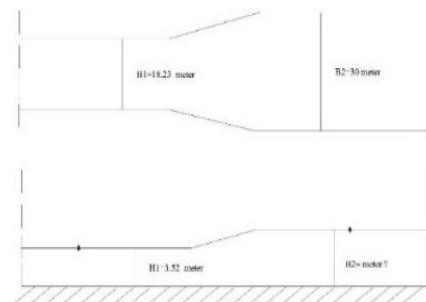
$$h_2 = \sqrt{\frac{7.73^2}{4}} + \sqrt{\frac{(2 \times 286.24)^2}{4}} + \sqrt{\frac{7.73}{4}} \\ = 3.865 + 2 + 1.39 = 7.255$$

Analisa Hidrolika Perubahan Penampang

Diketahui suatu saluran berpenampang trapesium melebar lambat laun dari suatu lebar 18.23 meter menjadi 30 meter. Kedalaman air di hulu diasumsikan sedalam 3.52 meter dan kecepatan



Gambar 7.3 Rencana Penampang Sungai Kalidawir Bagian Hulu



Gambar 7.4 Penampang memanjang dan tampak atas saluran dalam

Penyelesaian :

Untuk suatu penampang trapesium luas dan kedalamannya hidrauliknya adalah:

$$A = (B + zh)h$$

$$D = \frac{(B + Zh)h}{(B + 2Zh)}$$

Dalam soal ini diketahui bahwa lebar $b = 18.23$, $h = 3.52$ meter dan kemiringan tebing 1.5, maka:

$$A = (18.23 + 1.5h)h$$

$$D = \frac{(18.23 + 1.5h)h}{(18.23 + 3h)} = \frac{(1 + h)h}{(1 + 2h)}$$

$$D = \frac{Q}{A} = \frac{286.24}{18.23 + 1.5h} = 12.17$$

$$\mu = \frac{Q}{A} = \frac{286.24}{18.23 + 1.5h}$$

$$\frac{\mu^2}{2g} = \frac{D}{2}$$

dalam hal ini: $Q = 286.24$

$$q = \frac{286.24}{18.23} = 15.7 \text{ m}^2/\text{detik}$$

$$F_R = \frac{u_1}{\sqrt{gD}} = \frac{14.2}{\sqrt{9.8 \times 12.17}} = 1.3$$

Menurut Anggrahini(2005), apabila $\frac{dB}{dx} > 0$ dan

$F_R > 1$ atau $(1 - F_R^2)$, maka $\frac{dh}{dx}$ menjadi lebih kecil daripada nol, hal ini berarti kedalaman aliran

Studi Pengendalian Banjir Sungai Kalidawir Tulungagung
berkurang di arah x. Karena tidak ada perubahan elevasi dasar saluran dan kehilangan energi diabaikan maka energi spesifik di hulu (E_1) sama dengan energi spesifik di hilir (E_2).

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Anggrahini.2005. Hidrolika Saluran Terbuka.ITS Press:Surabaya.
- [2] Kodoatie,Robert&Sugiyanto.2002.Banjir:Beberapa penyebab dan Metode Pengendaliannya dalam Perspektif Lingkungan. Semarang : Pustaka Pelajar.
- [3] Anwar, Nadjaji. 2012. Rekayasa Sumber Daya Air. Surabaya: ITS Press.
- [4] Soemarto,C.D.1999. Hidrologi Teknik.Jakarta: Erlangga
- [5] Sosrodarsono, Suyono & Tominaga.1985. Perbaikan dan Pengaturan Sungai. Jakarta:Pradnya Paramita
- [6] Suwarno.1995. Hidrologi Aplikasi Model Statistik untuk Analisa Data Jilid I. Bandung: Nova.
- [7] Sholeh, M.Diktat Hidrologi. Surabaya : FTSP ITS
- [8] Yang, Chih Ted.1996. Sediment Transport Theory and Practice. Mc.Graw Hill International Edition Civil Engineering Series.
- [9] Sosrodarsono.1987. Teknik Sungai. Jakarta: Pradnya Paramita
- [10] Soesanto, Soekibat Roedy. Waduk dan PLTA.
- [11] Dian Ayu Ratnasari. Studi Pengendalian Banjir Sungai Kalidawir.2014.