

STUDI PENGENDALIAN BANJIR DAN GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KALI PUCANG SIDOARJO

Dwi Retnowati, Umboro Lasminto, Yang Ratri Savitri

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS)

Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya 60111 Indonesia

Email: dweeimmortal@rocketmail.com

Abstrak - Kali Pucang termasuk di dalam kawasan Sub DAS Pucang yang memiliki panjang ± 26 km mulai dari hulu Kali Pucang (pertemuan Kali Bader dan Kali Suko) sampai ke hilir di selat Madura. Kali Pucang merupakan saluran yang paling parah ketika terjadi banjir. Banjir yang sering terjadi di kali Pucang Sidoarjo ini disebabkan karena curah hujan yang tinggi pada musim hujan namun kapasitas tampung di saluran Kali Pucang tidak mampu menerima debit air yang mengalir, begitu juga dengan kapasitas drainase di permukiman penduduk yang tidak memadai dan ditambah dengan keadaan daerah disekitar Kali Pucang yang merupakan Permukiman yang cukup padat.

Dikarenakan banjir yang terjadi secara terus-menerus setiap tahunnya maka kawasan Kali Pucang perlu dilakukan kajian tentang pengendalian banjir pada sistem drainasenya. Kajian yang dilakukan ini bertujuan untuk mengetahui cara penanggulangan banjir yang terjadi di Kali Pucang, Analisa yang dilakukan adalah dengan menghitung curah hujan menggunakan rumus Log Pearson Tipe III didapatkan besarnya curah hujan yang mungkin terjadi sebesar 118.946 mm. Debit rencana Q10 yang dihitung menggunakan metode Nakayasu menghasilkan debit pada muara Kali Pucang sebesar 103,569 m³/dtk. Kemudian debit banjir yang terjadi akan dibandingkan dengan kapasitas Kali Pucang untuk mengetahui kondisi *fullbank* pada penampang saluran. Untuk analisa Hidrolika digunakan program bantu Hec-Ras dengan asumsi aliran tidak tetap (*unsteady flow*).

Dari kajian dan perhitungan yang telah dilakukan, alternatif yang digunakan sebagai pengendalian banjir di Kali Pucang adalah dengan melakukan normalisasi pada saluran dengan 2 cara yaitu normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai dan menambah kedalaman sungai. Sehingga diharapkan dengan adanya normalisasi yang dilakukan dapat mengurangi banjir pada daerah Kali Pucang.

Kata kunci : Banjir, Kali Pucang, Sistem Drainase Sidoarjo.

I. PENDAHULUAN

Sebuah kota yang layak dan nyaman untuk dijadikan tempat tinggal harus mempunyai beberapa prasarana pendukung kehidupan salah satunya prasarana sistem drainase. Sistem drainase yang tertata rapi dikelola dan dipelihara dengan baik akan dapat memenuhi fungsi-fungsinya dengan baik. Tetapi pada kenyataannya banyak pembangunan permukiman yang tidak memperhatikan sistem drainasenya, sehingga dapat menimbulkan suatu masalah yaitu banjir. Banjir didefinisikan sebagai debit air sungai yang relatif lebih besar daripada biasanya dan menyebabkan limpahan air sungai yang mengisi dan menggenangi daerah-daerah rendah. Banjir ini juga merupakan masalah yang seringkali terjadi di kawasan Kali Pucang Sidoarjo. Banyak faktor yang menjadi penyebab banjir di kali Pucang Sidoarjo. Data daerah yang terkena dampak banjir Kali Pucang dapat dilihat pada tabel 1.1.

Tabel 1 Tinggi dan Waktu Genangan Banjir Tahun 2013 di Kabupaten Sidoarjo.

Lokasi		Waktu Genangan (jam)	Tinggi (cm)
Kabupaten	Desa		
Sidoarjo	Lebo	48	70
	Bluru Kidul	48	30
	Pucang	48	30
	Sidokare	48	30
	Rangkah Kidul	48	40
	Sumberrejo	48	60
	Kemiri	24	50
	Urangagung	24	40
	Siwalan Panji	24	30
	Cemengbakalan	24	30
	Sumput	24	30
	Sidodadi	24	30
	Suko	24	40
	Wonoayu	Cangkring Turi	24
Jd. cangkring		24	50
Popoh		24	30
Mulyodadi		24	30
	Wonoayu	24	30

Sumber : Data sekunder Dinas PU Pengairan Kab. Sidoarjo Th.2013.

PERUMUSAN MASALAH

1. Bagaimana kondisi banjir dan genangan di DAS Kali Pucang ?
2. Berapa debit yang mengalir Kali Pucang ?
3. Bagaimana kapasitas aliran kali Pucang ?
4. Bagaimana cara penanggulangan banjir Kali Pucang?

II. TINJAUAN PUSTAKA

ANALISA HIDROLOGI

Data Hujan

Data yang digunakan adalah data pada Stasiun hujan Sidoarjo, Sumpat, Klagen, Ketintang dan Watu Tulis dengan data selama 25 tahun dari tahun 1988 sampai tahun 2012.

Analisa Hujan Rata-rata DAS

Perhitungan curah hujan rata-rata dari beberapa stasiun menggunakan cara Thiessen Polygon.

Analisa Frekuensi

Curah hujan rencana untuk periode ulang 10 tahun dicoba dengan menggunakan distribusi frekuensi Gumbel dan Log Pearson tipe III.

Pemeriksaan Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan kesesuaian distribusi frekuensi tersebut memerlukan pengujian parameter, yaitu : Smirnov Kolmogorov dan Chi Kuadrat

Perhitungan Distribusi Hujan Jam-Jaman

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan rumus hidrograf satuansintetis diperlukandata hujan jam-jaman. Distribusi cuah hujan jam-jaman dapat dihitung dengan rumus:

$$R_t = R_0 \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{2/3}$$

Perhitungan Debit (Q) Banjir Rencana

Perhitungan debit rencana sangat diperlukan untuk memperkirakan besarnya debit hujan maksimum yang sangat mungkin pada periode tertentu. Dan metode yang digunakan adalah metode perhitungan debit Hidograf metode Nakayasu. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{A \times R_0}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T_{0,3})}$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/dt)

A = Luas DAS (km^2)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30% dari debit puncak (jam).

(Hidrologi Teknik, Soemarto,1999)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris:

$$\text{Bila } L > 15 \text{ km} \quad t_g = 0,4 + 0,058L$$

$$\text{Bila } L < 15 \text{ km} \quad t_g = 0,21 \times L^{0,70}$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g$$

Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \times Q_p$$

Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t-T_p}{T_{0,3}}\right) \times Q_p$$

Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t << T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right) \times Q_p$$

Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}\right)$$

(Hidrologi Teknik, Soemarto,1999)

2.2 ANALISA HIDROLIKA

2.2.1 Kapasitas Saluran

Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A$$

Dimana :

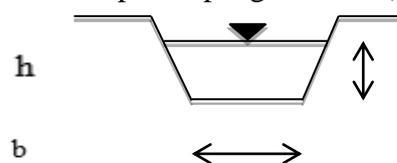
Q = Debit saluran, satuan meter kubik per detik (m^3/det).

n = Koefisien kekasaran Manning.

R = Jari-jari hidrolis saluran (m).

I = Kemiringan saluran

A = Luas penampang saluran (m^2).



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

$$P = b + 2 h (m^2 + 1)^{0,5}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(b + m \cdot h) \cdot h}{b + 2 h \cdot (m^2 + 1)^{0,5}}$$

Analisa Permodelan Hec-Ras

Analisa hidrolika dalam pengerjaannya dilakukan dengan menggunakan program bantu . Program bantu HEC-RAS 4.1.0 ini menggunakan asumsi dua jenis aliran *steady* atau *unsteady* dan akan memberikan desain dari hasil kalkulasi analisa hidrolika tersebut.

Langkah Pengendalian Banjir Dengan Cara Normalisasi Sungai

Jenis normalisasi sungai berdasarkan pekerjaan yang dilakukan dibagi menjadi 2 yaitu :

a. Normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai. Langkah ini dapat dilakukan jika daerah sekitar sungai masih memiliki lahan yang cukup. Artinya tidak mengganggu tata guna lahan yang telah ada.

b. Menambah kedalaman sungai. Langkah ini dimaksudkan menambah kapasitas sungai dengan memperdalam sungai dari kedalaman awal.

= 76 mm

Perhitungan Distribusi

Distribusi Gumbel

Jumlah Data (N) = 25

Reduce Mean (Yn) = 0,5299

Reduce Standart Deviasi (Sn) = 1,0876

periode ulang 10 tahun maka dihitung

$$Y_t = -\ln \left[-\ln \frac{9}{10} \right] = 2,2504$$

$$\text{Nilai Rata-rata } (\bar{X}) = \frac{\sum X}{n} = \frac{2474}{25} = 98,949$$

$$\text{Standart Deviasi } (S) = \sqrt{\frac{\sum(X-\bar{X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{5529,98}{24}} = 15,179$$

persamaan untuk distribusi Gumbel :

$$X = \bar{X} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \cdot S$$

$$X = 98,949 + \frac{2,2504 - 0,5299}{1,0876} \cdot 15,179$$

= 122,961 mm

Tabel 2 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Gumbel

Tabel 2 Hasil Perhitungan Distribusi Gumbel

Tahun	Yt	K	X
2	0.3665	0.1502	96.668
5	1.4999	0.8919	112.487
10	2.2504	1.5819	122.961

Distribusi Log Pearson Tipe III

Nilai rata-rata (mean) :

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum \text{Log}X}{n} = \frac{49,770}{25} = 1,991$$

Standar deviasi :

$$S\overline{\text{Log}X} = \sqrt{\frac{\sum(\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{0,0971}{24}} = 0,064$$

$$\text{Faktor Frekuensi } (k) = \frac{(1,328 - 1,333)}{(k - 1,333)} = \frac{(0,600 - 0,700)}{(0,624 - 0,700)}$$

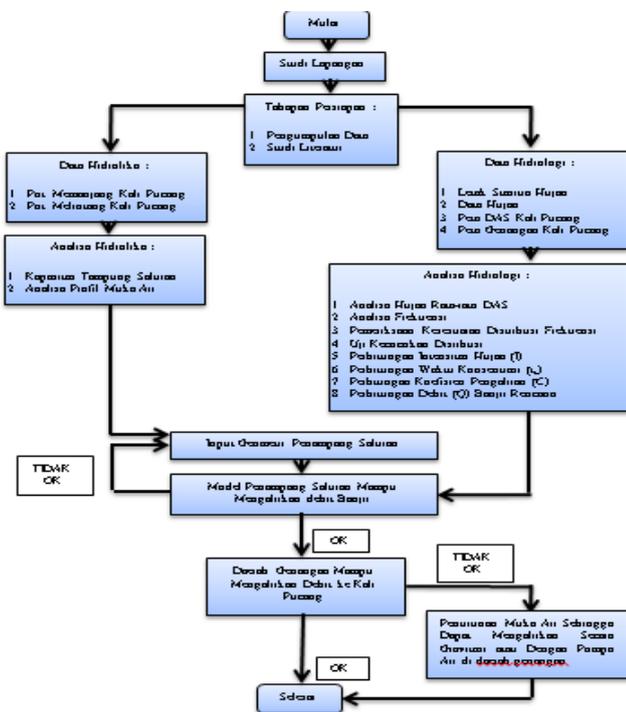
= 1,329

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k \cdot S\overline{\text{Log}X}$$

$$\text{Log}X = 1,991 + 1,329 \cdot 0,064$$

X = 118,946 mm

III. METODOLOGI



Gambar 1 Diagram Alur Pengerjaan Proposal Tugas Akhir.

IV. HASIL DAN PEMBAHASAN

ANALISA HIDROLOGI

Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan data pada Stasiun hujan Sidoarjo, Sumpat, Klagen, Ketintang dan Watu Tulis dengan data 25 tahun dari tahun 1988 sampai tahun 2012.

Analisa Hujan Rata-Rata DAS

$$\bar{R} = W_1 \cdot R_1 + W_2 \cdot R_2 + W_3 \cdot R_3 + W_4 \cdot R_4 + W_5 \cdot R_5$$

$$\bar{R} = 0,28 \cdot 83 + 0,15 \cdot 0 + 0,12 \cdot 81 + 0,18 \cdot 82 + 0,26 \cdot 105$$

Tabel 3 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Log Person Tipe III

Tahun	$\frac{\sum \text{Log} R}{n}$	S Log	K	Log X	X
2	1.99 1	0.06 4	- 0.10 31	1.98 4	96.44 0
5	1.99 1	0.06 4	0.79 76	2.04 2	110.0 37
10	1.99 1	0.06 4	1.32 92	2.07 5	118.9 46

Uji Kecocokan Sebaran

hasil Uji Kecocokan untuk menentukan persamaan distribusi yang dipakai ditampilkan dalam Tabel 4.26. berikut :

Tabel 4 Kesimpulan Uji Kecocokan

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi - Kuadrat				Smirnov Kolmogorov			
	X ² _h	Nilai	X ²	Ket	D _{maks}	Nilai	D _o	Ket
Gumbel	23,60	>	5,991	Tidak Memenuhi	0,069	<	0,270	Memenuhi
Log Pearson Tipe III	3,20	<	5,991	Memenuhi	0,070	<	0,270	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan Koefisien Pengaliran Gabungan

$$= \frac{[C_1.A_1]+[C_2.A_2]+[C_3.A_3]}{[A_1+A_2+A_3]}$$

$$= \frac{[0,30.510]+[0,75.395]+[0,30.72]+[0,30.61]+[0,30.20]+[0,75.21]}{[510,39+394,83+72,24+60,73+20,40+21,47]}$$

Maka didapatkan Cgabungan = 0,426

Perhitungan Curah Hujan Efektif Periode Ulang
Perhitungan rata-rata hujan (R_t) sampai jam ke t adalah :

Tabel 5 Perhitungan Distribusi Tinggi Hujan Periode Ulang 10 Tahun

Jam Ke-	R _t (mm)	R _{t'} (mm)	Periode Ulang 10 Tahun	
			R ₂₄ maks (mm) adalah 118,946	
			R _t (mm)	R _{t'} (mm)
1	0.585	0.585	69.583	69.583
2	0.368	0.151	43.772	17.961
3	0.281	0.107	33.424	12.727
4	0.232	0.085	27.595	10.110
5	0.200	0.072	23.789	8.564

Untuk perhitungan distribusi tinggi hujan efektif diambil contoh perhitungan pada sub catchment sekunder Pager.

Luas DAS = 22,21 km²

R₂₄ = 118,95 mm = 11,895 cm

Koefisien Pengaliran = 0,426

R_{eff} = R_t x C (koefisien pengaliran)

Reff (jam 1) = 69,583 x 0,426 = 2,965 mm

Reff (jam 2) = 17,961 x 0,426 = 0,765 mm

Reff (jam 3) = 12,727 x 0,426 = 0,542 mm

Reff (jam 4) = 10,110 x 0,426 = 0,431 mm

Reff (jam 5) = 8,564 x 0,426 = 0,365 mm

Perhitungan Hidrograf Banjir

Primer Pucang

Parameter Hidrograf Nakayasu :

A = 15,49 km² = 1549 ha

L = 15,600 km

R₀ = 1 mm

T_r = 1 jam

T_g = 0,21 x L^{0,07} (L < 15 km)

= 0,21 x 15,600^{0,07}
= 0,255 jam

T_p = T_g + (0,8 x t_r)

= 0,255 + (0,8 x 1)

= 1,055 jam

a = 3 (untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat).

T_{0,3} = a x T_g

= 3 x 0,255

= 0,764 jam

$$Q_p = \frac{A \times R_0}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{15,49 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,055 + 0,764)}$$

= 3,985 m³/dt

T_p + T_{0,3} = 1,55 + 0,764 = 1,818 Jam

T_p+T_{0,3}+1,5 T_{0,3} = 1,055+ 0,764 + (1,5x0,764)
= 2,964 Jam

Tabel 6 Pada Waktu Kurva Naik (0 < t < Tp = 1,055)

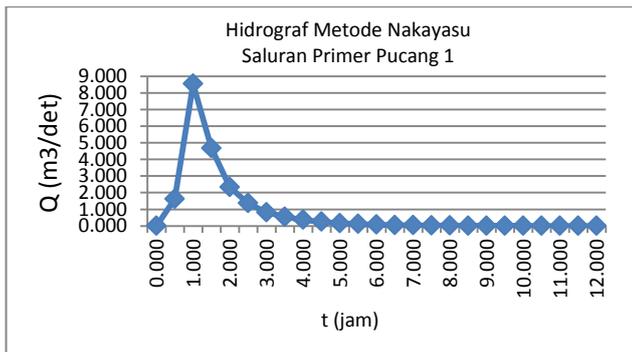
t (jam)	$A = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4}$	$Q = Q_p \times A$
0.000	0.000	0.000
0.500	0.168	1.620
1.000	0.889	8.548

Tabel 7 Pada Waktu Kurva Turun (Tp = 1,055 < t < Tp+T0,3 = 1,818)

t (jam)	$A = (t-Tp)/T_{0.3}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times 0,3^A$
1.500	0.60	0.49	4.670

Tabel 8 Pada Waktu Kurva Turun (< Tp+T0,3+1,5 T0,3 = 2,964)

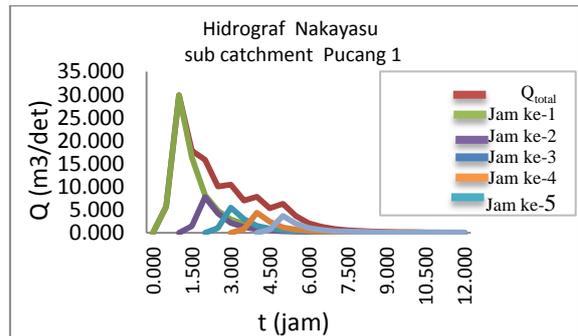
t (jam)	$A = \frac{(t-T_p) + (1,5 \times T_{0.3})}{(2 \times T_{0.3})}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
3.000	2.05	0.08	0.815
3.500	2.38	0.06	0.546
4.000	2.72	0.04	0.365
4.500	3.05	0.03	0.245
5.000	3.38	0.02	0.164
5.500	3.72	0.01	0.110
6.000	4.05	0.01	0.073
6.500	4.38	0.01	0.049
7.000	4.71	0.00	0.033
7.500	5.05	0.00	0.022
8.000	5.38	0.00	0.015
8.500	5.71	0.00	0.010
9.000	6.05	0.00	0.007
9.500	6.38	0.00	0.004
10.000	6.71	0.00	0.003



Gambar 2 Unit Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun Saluran Primer Pucang 1

Perhitungan Debit (Q) Banjir

t	Debit (m³/dt)	Debit akibat hujan netto (m³/dt)					Total Debit Banjir (m³/dt)
		Jam ke-1	Jam ke-2	Jam ke-3	Jam ke-4	Jam ke-5	
0.000	0.000	3.496	0.902	0.639	0.508	0.430	0.000
0.500	1.620	5.662					5.662
1.000	8.548	29.886	0.000				29.886
1.500	4.670	16.328	1.462				17.790
2.000	2.329	8.144	7.714	0.000			15.858
2.500	1.364	4.771	4.215	1.036			10.021
3.000	0.815	2.850	2.102	5.466	0.000		10.419
3.500	0.546	1.908	1.231	2.986	0.823		6.949
4.000	0.365	1.278	0.736	1.490	4.342	0.000	7.846
4.500	0.245	0.856	0.493	0.873	2.372	0.697	5.290
5.000	0.164	0.573	0.330	0.521	1.183	3.678	6.286
5.500	0.110	0.384	0.221	0.349	0.693	2.010	3.656
6.000	0.073	0.257	0.148	0.234	0.414	1.002	2.055
6.500	0.049	0.172	0.099	0.156	0.277	0.587	1.292
7.000	0.033	0.115	0.066	0.105	0.186	0.351	0.823
7.500	0.022	0.077	0.044	0.070	0.124	0.235	0.551
8.000	0.015	0.052	0.030	0.047	0.083	0.157	0.369
8.500	0.010	0.035	0.020	0.031	0.056	0.105	0.247
9.000	0.007	0.023	0.013	0.021	0.037	0.071	0.165
9.500	0.004	0.015	0.009	0.014	0.025	0.047	0.111
10.000	0.003	0.010	0.006	0.009	0.017	0.032	0.074
10.500	0.002	0.007	0.004	0.006	0.011	0.021	0.050
11.000	0.001	0.005	0.003	0.004	0.007	0.014	0.033
11.500	0.001	0.003	0.002	0.003	0.005	0.009	0.022
12.000	0.001	0.002	0.001	0.002	0.003	0.006	0.015



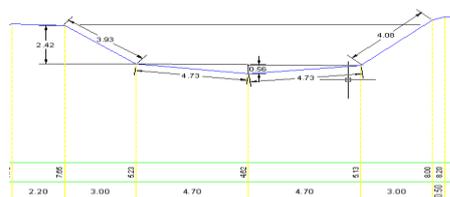
Gambar 3 Hidrograf Nakayasu Sub Catchment Pucang 1

Dari hasil penjumlahan perhitungan debit dari anak sungai yang masuk ke saluran Primer Pucang didapat debit sebesar 103,569 m³/dtk

ANALISA HIDROLIKA

Analisa Kapasitas Sungai

Perhitungan kapasitas sungai dilakukan untuk mengetahui kondisi penampang sungai di lapangan. Diketahui bahwa debit yang mengalir pada Penampang P1 adalah sebesar 37,103 m³/dtk.



Gambar 3 Penampang Melintang Kali Pucang P1

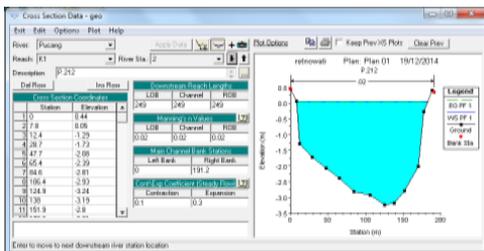
Luas Penampang I = $0.5 \times (9.40 + 14.76) \times 2.42 = 29,934 \text{ m}^2$
 Luas Penampang II = $0.5 \times 9.40 \times 0.56 = 2.63 \text{ m}^2$
 Luas Penampang total = $31,864 \text{ m}^2$
 Keliling Penampang I = $3.93 + 4.08 = 8.01 \text{ m}$
 Keliling Penampang II = $4.73 + 4.73 = 9.46 \text{ m}$
 Keliling Penampang total = 17.47 m
 Jari-jari Hidrolis = $\frac{A}{P} = \frac{32.638}{17.47} = 1.686 \text{ m}$
 Kemiringan = $\frac{4.623 - 3.902}{95.90} = 0.000249$
 Kekasaran Manning = 0.020
 Kecepatan = $\frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{0.5} = 1,178 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 Kapasitas Sungai = $V \times A$
 = $1,178 \times 31,864$
 = $37,536 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Permodelan Hec-Ras

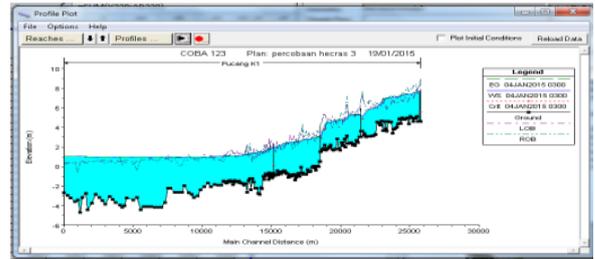
Dalam analisa Hec-ras digunakan unsteady flow, dan didapatkan hasil running banyak penampang yang tidak mampu menampung debit banjir yang mengalir.



Gambar 4 Skema aliran sungai



Gambar 5 Profil melintang sungai di P212

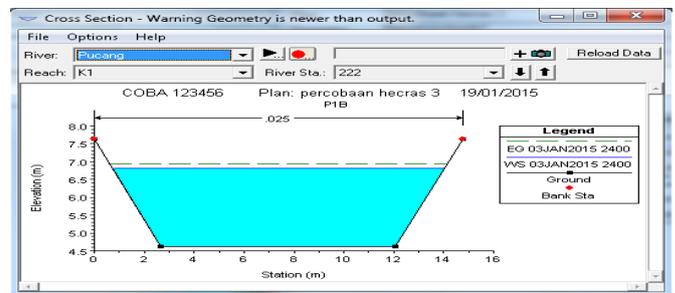


Gambar 6 Profil memanjang sungai

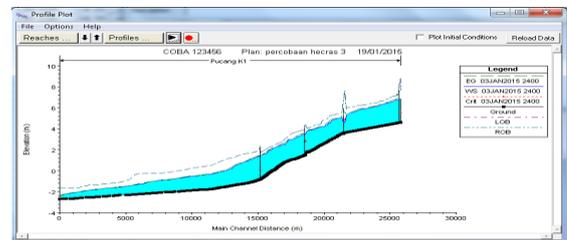
Langkah Pengendalian Banjir

Setelah didapatkan hasil dari program bantu Hec-ras, maka dapat dilihat bahwa terdapat beberapa penampang sungai yang tidak mampu menampung debit yang mengalir, sehingga perlu untuk dilakukannya normalisasi. Jenis normalisasi sungai berdasarkan pekerjaan yang dilakukan dibagi menjadi 2 yaitu:

- Normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai langkah ini dapat dilakukan jika daerah sekitar sungai masih memiliki lahan yang cukup. Artinya tidak mengganggu tata guna lahan yang telah ada.
- Menambah kedalaman sungai langkah ini dimaksudkan menambah kapasitas sungai dengan memperdalam sungai dari kedalaman awal.



Gambar 7 Profil melintang sungai rencana



Gambar 8 Profil memanjang sungai rencana

IV. KESIMPULAN

Kesimpulan

Dari uraian secara umum dan perhitungan secara teknis pada bab-bab sebelumnya dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Kondisi yang terjadi di Kali Pucang ketika banjir dan genangan terjadi adalah :
 - a. Terjadi peluapan di saluran Kali Pucang ketika hujan dan penampang saluran tidak mampu menampung debit yang mengalir, sehingga air meluap ke daerah permukiman warga. Banjir di sekitar Kali Pucang sendiri bisa terjadi selama 24 – 48 jam lamanya.
 - b. Banyaknya tanggul yang ambrol dikarenakan tidak mampu menahan luapan air, sehingga memperparah kondisi ketika terjadi banjir.
 - c. Kurangnya fasilitas pengendalian banjir seperti pompa air, pintu air dan juga borem pada anak sungai Sidokare dan Kumambang, padahal kedua anak sungai tersebut mempunyai debit besar daripada anak sungai yang lain, sehingga semakin menambah luapan banjir ke Kali Pucang.
Didapatkan debit pada sungai :
Sekunder Bader : 37,103 m³/dtk.
Sekunder Pager : 7,089 m³/dtk.
Sekunder Jogopati : 3,498 m³/dtk
Sekunder Sidokare : 11,692 m³/dtk
Sekunder Kumambang : 9,966 m³/dtk
Sekunder Karangbong : 1,436 m³/dtk
Sekunder Kedungguling : 1,154 m³/dtk
Primer Pucang 1 : 29,886 m³/dtk
Primer Pucang 2 : 20,801 m³/dtk
Primer Pucang 3 : 20,795 m³/dtk
Dan didapatkan jumlah total debit di muara Kali Pucang adalah sebesar 103,569 m³/dtk
2. Berdasarkan perhitungan dan program bantu Hec-Ras 4.1.0 didapat bahwa beberapa kapsita penampang saluran Pucang tidak mampu menampung debit yang mengalir.
3. sistem pengendalian banjir yang dilakukan adalah dengan melakukan normalisasi penampang sungai pada penampang yang mengalami luapan dengan cara memperlebar sungai dan

menambah kedalaman sungai, sehingga mampu menampung debit yang mengalir.

Saran

Saran yang diberikan adalah :

1. pengerukan terhadap saluran kali Pucang.
2. Memberikan perkuatan (plengsengan) pada sisi sungai agar tidak terkena gerusan sehingga sering terjadi ambrolnya tanggul.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Anggrahini, Ir., MSc., 2005, Hidrolika Saluran Terbuka, Penerbit: SRIKANDI, Surabaya.
- [2] Bambang Triatmodjo, 2006, Hidrologi Terapan, Penerbit : BETA OFFSET, Yogyakarta.
- [3] Fifi Sofia, Ir., 2006, Modul Drainase.
- [4] Robert J. Kodoatie, 2013, Rekayasa Dan Manajemen Banjir Kota, Penerbit : ANDI, Yogyakarta.
- [5] Soemarto, CD.,1999, Hidrologi Teknik, Penerbit:, ERLANGGA, Jakarta.
- [6] Suripin, 2004, Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan, Penerbit: ANDI, Yogyakarta.
- [7] Sholeh M, 1985, Diktat Hidrologi, Surabaya, ITS.
- [8] Subarkah, 1980, Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air, Penerbit: IDEA DHARMA, Bandung.