

## BAB IV

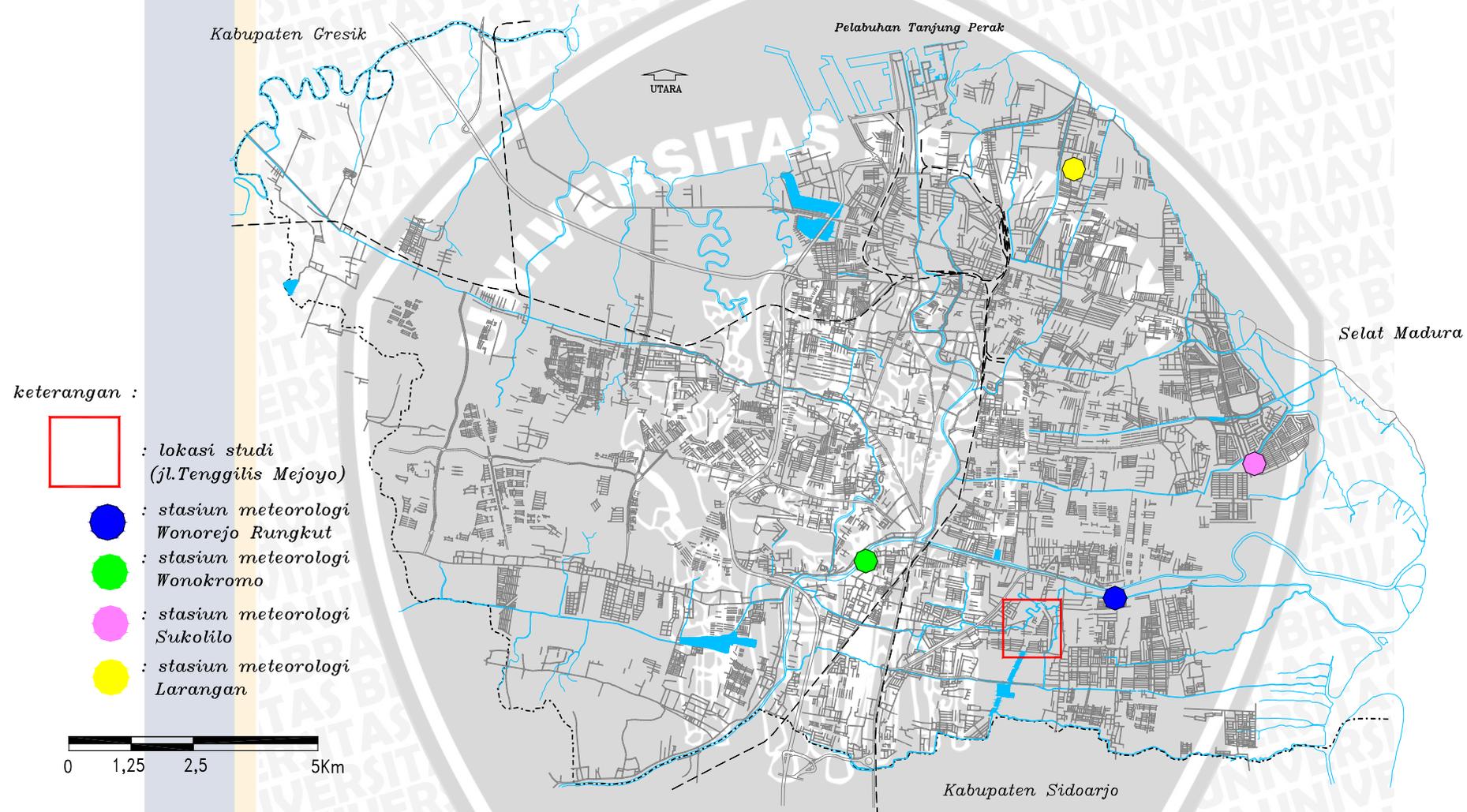
### PENGOLAHAN DAN ANALISA DATA

#### 4.1. Analisa Hidrologi

Perencanaan sistem drainase suatu daerah sangat terkait dengan kondisi hidrologi daerah tersebut. Kondisi hidrologi seperti curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air selalu berubah menurut waktu. Untuk keperluan tertentu, data-data ini dapat dikumpulkan, dihitung, disajikan, dan ditafsirkan dengan menggunakan metode tertentu.

Analisis data curah hujan dilakukan melalui beberapa tahap yaitu analisis data curah hujan, analisis curah hujan harian maksimum, dan analisis intensitas hujan. Keseluruhan analisis ini bertujuan untuk mendapatkan hasil yang sedekat-dekatnya, sebab proses hujan merupakan proses stokastik yang acak. Resiko dalam desain diminimalisir dengan perhitungan yang teliti dan pengambilan keputusan yang matematis. Interpretasi yang tepat dari data hujan diperlukan untuk menghindari keputusan yang keliru.

Dengan alasan kedekatan lokasi maka data yang digunakan adalah data curah hujan bulanan maksimum stasiun meteorologi Wonorejo sebagai stasiun utama. Dan sebagai stasiun pembanding menggunakan 3 stasiun yaitu stasiun meteorologi Wonokromo, Larangan,, dan Sukolilo. Lokasi stasiun penakar hujan dapat dilihat pada **Gambar 4.1**.



Gambar 4.1. Peta lokasi studi dan stasiun penakar hujan

#### 4.1.1. Pelengkapan Data Curah Hujan

Data curah hujan yang akan dipakai terdapat kehilangan data. Kehilangan data di stasiun penakar hujan Wonokromo dan Sukolilo pada bulan Januari 1999 dan Februari 1999. Langkah – langkah pelengkapan data curah hujan adalah sebagai berikut:

1. Menghitung curah hujan rata – rata stasiun yang kehilangan data (Wonokromo dan Sukolilo) dan stasiun pembanding (Wonorejo dan Larangan) dan dengan persamaan.

Contoh perhitungan pada stasiun Wonokromo bulan Januari :

$$\text{Jumlah} = 115 + 60 + \dots + 40 = 605 \text{ mm/hari}$$

$$Ri_{\text{Wonokromo}} = \frac{\sum R}{n} = \frac{605}{9} = 67,22 \text{ mm/hari}$$

Untuk data curah hujan maksimum yang perlu dilengkapi dapat dilihat pada Tabel 4.1. dan 4.2.

Tabel 4.1. Data curah hujan maksimum bulan Januari tahun 1999-2008 sebelum dilengkapi.

No.	Tahun	Stasiun Pengamat Hujan			
		Wonorejo	Wonokromo	Larangan	Sukolilo
1	1999	87	0	53	0
2	2000	95	115	70	86
3	2001	90	60	56	46
4	2002	115	35	187	86
5	2003	54	35	55	102
6	2004	85	78	61	52
7	2005	67	65	46	50
8	2006	71	100	100	140
9	2007	54	77	59	75
10	2008	56	40	86	86
Jumlah		774	605	773	723
Jumlah Data		10	9	10	9
Ri		77.4	67.222	77.3	80.333

Tabel 4.2. Data curah hujan maksimum bulan Februari tahun 1999-2008 sebelum dilengkapi.

No.	Tahun	Stasiun Pengamat Hujan			
		Wonorejo	Wonokromo	Larangan	Sukolilo
1	1999	51	0	14	0
2	2000	43	95	49	58
3	2001	70	67	80	56
4	2002	69	39	38	90
5	2003	64	39	64	60
6	2004	50	44	46	41
7	2005	69	95	42	47
8	2006	62	67	67	57
9	2007	47	42	45	50
10	2008	47	30	90	90
Jumlah		572	518	535	549
Jumlah Data		10	9	10	9
Ri		57.2	57.556	53.5	61

2. Pelengkapan data curah hujan

Untuk melengkapi data stasiun penakar hujan yang hilang adalah dengan **persamaan (2-2)**. Contoh perhitungan pada stasiun Wonokromo bulan Januari:

$$R = \frac{1}{n} \left( R_{X_1} \frac{R_i \text{ hilang}}{R_{i_1}} + R_{X_2} \frac{R_i \text{ hilang}}{R_{i_2}} \right)$$

$$R_{\text{wonokromo}} = \frac{1}{2} \left( 87 \times \frac{67,222}{77,4} + 53 \frac{67,222}{77,3} \right) = 60,83 \text{ mm}$$

$$R_{\text{Sukolilo}} = \frac{1}{2} \left( 87 \times \frac{80,333}{77,4} + 53 \frac{80,333}{77,3} \right) = 72,69 \text{ mm}$$

Data curah hujan yang telah dilengkapi dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3. Data curah hujan maksimum yang telah dilengkapi

No.	Tahun	Wonorejo		Wonokromo		Larangan		Sukolilo	
		Jan	Feb	Jan	Feb	Jan	Feb	Jan	Feb
1	1999	87	51	<b>60,83</b>	<b>33,19</b>	53	14	<b>72,69</b>	<b>35,18</b>
2	2000	95	43	115	95	70	49	86	58
3	2001	90	70	60	67	56	80	46	56
4	2002	115	69	35	39	187	38	86	90
5	2003	54	64	35	39	55	64	102	60
6	2004	85	50	78	44	61	46	52	41
7	2005	67	69	65	95	46	42	50	47
8	2006	71	62	100	67	100	67	140	57
9	2007	54	47	77	42	59	45	75	50
10	2008	56	47	40	30	86	90	86	90

Untuk selanjutnya data yang digunakan adalah data curah hujan maksimum Wonorejo sebagai stasiun utama (data selengkapnya ada di **lampiran 1**). Dan sebagai stasiun pembanding adalah curah hujan maksimum stasiun Wonokromo, Larangan, Sukolilo. Data dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4. Data curah hujan maksimum

No.	Tahun	R maksimum (mm)			
		Wonorejo	Larangan	Sukolilo	Wonokromo
1	1999	113	116	124	100
2	2000	115	101	88	115
3	2001	200	80	103	68
4	2002	115	187	90	76
5	2003	76	64	102	76
6	2004	85	61	53	92
7	2005	90	64	110	95
8	2006	72	100	140	100
9	2007	71	59	127	107
10	2008	68	90	90	81

#### 4.1.2. Uji Konsistensi

Uji konsistensi dilakukan pada stasiun utama (Wonorejo) dengan menggunakan pembanding 3 stasiun (Wonokromo, Larangan, Sukolilo). Langkah – langkah dalam melakukan uji konsistensi adalah sebagai berikut:

1. Menghitung rerata aritmatika dari semua stasiun pembanding (Wonokromo, Larangan, Sukolilo) tiap tahunnya.

Contoh perhitungan pada 2008:

$$R = \left( \frac{90+90+81}{3} \right) = 87 \text{ mm/hari}$$

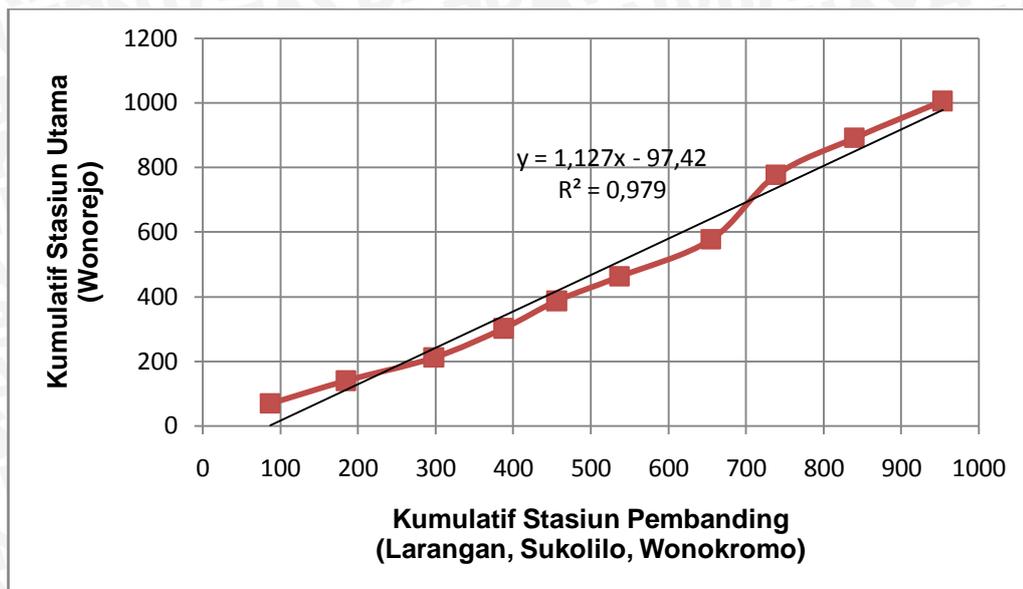
2. Mengakumulasi rerata aritmatika tersebut dan curah hujan pada stasiun uji dari bawah.

Contoh perhitungan:

- Akumulasi curah hujan maksimum stasiun utama (KUM U)  
2008 dan 2007  $\rightarrow 68 + 71 = 139$   
2007 dan 2006  $\rightarrow 139 + 72 = 211$  dan seterusnya.
- Akumulasi curah hujan rerata maksimum stasiun pembanding (KUM P)  
2008 dan 2007  $\rightarrow 87 + 97,67 = 184,67$   
2007 dan 2006  $\rightarrow 184,67 + 113,33 = 298,33$  dan seterusnya.

3. Mengeplot grafik dengan sumbu X adalah akumulasi stasiun pembanding dan sumbu Y adalah akumulasi stasiun uji. Membuat *trend* dari grafik tersebut sehingga diketahui data-data yang tidak mengikuti *trend* yang perlu dikoreksi.
4. Mengecek data-data yang tidak mengikuti *trend*. Kurva Massa Ganda menunjukkan terdapat data-data yang tidak mengikuti *trend*. Contoh salah satu *trend* yaitu *trend* curah hujan maksimum tahun 1999-2008 dapat dilihat pada **Gambar 4.2**.
5. Mengkoreksi data-data yang tidak mengikuti *trend*. Pengkoreksian dilakukan dengan persamaan (2-4).

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.5.



Gambar 4.2. Grafik uji kosistensi curah hujan maksimum sebelum uji kosistensi tahun 1999-2008

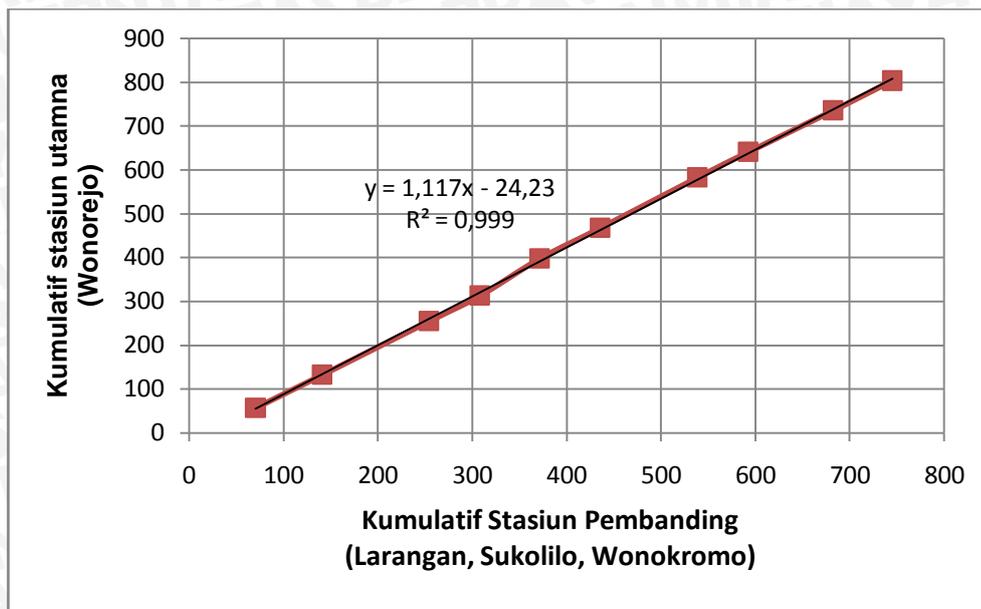
Tabel 4.5. Uji kosistensi curah hujan maksimum tahun 1999-2008

Tahun	U	P	KUM U	KUM P	FK	U'=U.FK	KUM U'
1999	113	113.33	1005	953	1	113.000	1011.700
2000	115	101.33	892	839.67	1	115	898.700
2001	200	83.67	777	738.33	0.47	94.292	783.700
2002	115	117.67	577	654.67	1.15	132.6103	689.407
2003	76	80.67	462	537	1	76.000	556.797
2004	85	68.67	386	456.33	1	85	480.797
2005	90	89.67	301	387.67	1	90.000	395.797
2006	72	113.33	211	298	1.77	127.727	305.797
2007	71	97.67	139	184.67	1.55	110.070	178.070
2008	68	87	68	87	1	68	68

Contoh perhitungan pada 2007:

$$\begin{aligned}
 H_z &= FK \cdot H_0 \\
 &= \left( \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha_0} \right) H_0 \\
 &= \left( \frac{1,127}{(139-68)/(184,67-87)} \right) 71 \\
 &= 1,55 \cdot 71 = 110,07 \text{ mm/hari}
 \end{aligned}$$

Untuk Hasil uji kosistensi selengkapnya dapat dilihat pada **Gambar 4.3**.



Gambar 4.3. Grafik uji konsistensi curah hujan maksimum setelah uji konsistensi tahun 1999-2008

## 4.2. Analisa Curah Hujan Rancangan

Melalui aplikasi metode analitis, data curah hujan maksimum dari pos-pos pengamatan hujan dapat dihitung menjadi nilai curah hujan maksimum dengan periode ulang tertentu. Periode ulang hujan ini merupakan interval kemungkinan nilai tersebut, baik hujan maupun debit maksimum, tidak akan dilampaui, secara statistik. Curah hujan maksimum dihitung pada probabilitas periode ulang hujan tertentu, dalam perhitungan kali ini pada periode ulang hujan 2, 5, 10, dan 20 tahun.

Dalam menganalisa curah hujan maksimum yang sudah didapatkan, terdapat beberapa metode. Distribusi probabilitas kontinu yang ada dapat berupa Distribusi Normal dan Log Pearson Tipe III. Masing-masing distribusi memiliki sifat khas sehingga setiap data yang ada harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistika masing-masing distribusi tersebut.

### 4.2.1. Sifat Khas Distribusi

Sebelum menganalisa curah hujan maksimum, langkah pertama yang dilakukan adalah menguji sifat khas distribusi yang memenuhi syarat. Langkah – langkah dalam menguji sifat khas distribusi adalah sebagai berikut:

1. Menghitung nilai simpangan baku (S) dengan persamaan (2-9)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{4271,503}{9}} = 21.786 \text{ mm/hari}$$

2. Menghitung nilai Koefisien kepengcengan (Cs) dengan persamaan (2-10)

$$C_s = \frac{n^2 \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \right]}{(n-1)(n-2)S_1^3} = \frac{10^2[-3573.9]}{(9)(8)(21.786)^3} = -0.48$$

3. Menghitung nilai Koefisien Kurtosis (Ck) dengan persamaan (2-11)

$$C_k = \frac{n^3 \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 \right]}{(n-1)(n-2)(n-3)S_1^4} = \frac{10^3[3235029.744]}{(9)(8)(7)(21.786)^4} = 28,495$$

4. Menghitung nilai Koefisien Variasi (Cv) dengan persamaan (2-12)

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{21.786}{101,170} = 0,215$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Hasil perhitungan analisa statistika

No.	Tahun	Xi	(Xi- $\bar{X}$ ) <sup>2</sup>	(Xi- $\bar{X}$ ) <sup>3</sup>	(Xi- $\bar{X}$ ) <sup>4</sup>
1	1999	113.000	139.950	1655.6	19586
2	2000	115.000	191.270	2645.3	36584
3	2001	94.292	47.302	-325.3	2237
4	2002	133	988.497	31078.7	977126
5	2003	76	633.527	-15945.9	401357
6	2004	85.000	261.468	-4227.9	68365
7	2005	90	124.768	-1393.7	15567
8	2006	127.727	705.258	18729.3	497389
9	2007	110.070	79.217	705.1	6275
10	2008	68	1100.247	-36495.1	1210543
Jumlah		1011.700	4271.503	-3573.9	3235029.744
		101.170			
S		21.786			
Cs		-0.48007			
Ck		28.49518			
Cv		0.215336			

Tabel 4.7. Syarat Pemilihan Distribusi

Metode Distribusi	Kriteria	Hasil Hitungan
Normal	Cv = 0 Cs = + Ck = 3	Cv = 0,215 Cs = -0,48 Ck = 28,49
Log Normal	Cv = + Cs = 3 Cv Ck = +	
Gumbel	Cv = 1,139 Cs = 0,296 Ck = 5,402	
Log Pearson Type III	untuk semua sebaran	

Harga Cv, Cs dan Ck menurut Tabel 4.7 distribusi Gumbel dan Normal tidak memenuhi persyaratan maka digunakan metode Log Pearson Type III, karena ini dapat dipakai untuk semua sebaran data.

#### 4.2.2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Berikut ini langkah – langkah dalam perhitungan metode distribusi Log Pearson Tipe III:

1. Mengubah data ke dalam bentuk logaritmis

Contoh perhitungan tahun 2008 →  $\text{Log } 68 = 1,833$

2. Menghitung harga rata-rata
3. Menghitung harga simpangan baku

$$S = \left[ \frac{0,084}{9} \right]^{0,5} = 0,097$$

4. Menghitung koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{10 (-0,002)}{9 \cdot 8 \cdot 0,098^3} = - 0,336$$

5. Menghitung logaritma hujan dengan periode ulang T

Contoh perhitungan untuk periode ulang 2 tahun

$$\log R_T = \log \bar{R} + K S$$

$$\log R_2 = 1,996 + (0,056 \times 0,097) = 2,001$$

K : Variabel standar untuk R yang besarnya tergantung Cs. Nilai K dapat dilihat pada **Tabel 2.4.**

6. Menghitung curah hujan dengan menghitung antilognya.

$$R_2 = 10^{2,001} = 100,225 \text{ mm/hari.}$$

Untuk perhitungan analisa statistiknya dapat dilihat pada Tabel 4.8. dan curah hujan rancangan pada Tabel 4.9.

Tabel 4.8. Perhitungan Jumlah, Rerata, Standart Deviasi, dan Koefisien Kemencengan

No	Tahun	Ri	R = Log Ri	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$
1	1999	113	2.053	0.00331	0.00019
2	2000	115	2.061	0.00424	0.00028
3	2001	94.29	1.974	0.00045	-0.00001
4	2002	132.61	2.123	0.01613	0.00206
5	2003	76	1.881	0.01317	-0.00150
6	2004	85	1.929	0.00438	-0.00029
7	2005	90	1.954	0.00171	-0.00007
8	2006	127.73	2.106	0.01226	0.00136
9	2007	110.07	2.042	0.00212	0.00010
10	2008	68	1.833	0.02659	-0.00432
Jumlah			19.956	0.084	-0.002
Rata-rata ( $\bar{R}$ )			1.996		
Standar deviasi (S)			0.097		
Cs			-0.336		

Tabel 4.9. Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

PUH	$K_T$	S	$K_T.S$	Log R	R (mm/hari)
2	0.0558	0.097	0.0054	2.001	100.225
5	0.8537	0.097	0.08265	2.078	119.736
10	1.2400	0.097	0.12004	2.116	130.502
20	1.4998	0.097	0.14519	2.141	138.283

#### 4.3. Uji Kecocokan dengan Menggunakan Uji Chi-Kuadrat

Curah hujan rancangan di atas kemudian dilakukan uji kecocokan dengan maksud untuk mengetes kecocokan distribusi frekuensi distribusi peluang yang diperkerkirakan dapat mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian yang sering dipakai adalah Chi Kuadrat. Prosedur Uji Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut:

1. Mengurutkan data pengamatan dari yang paling tinggi hingga paling rendah atau sebaliknya.
2. Mengelompokkan data menjadi k sub-grub dengan rumus (2-23).

- Menentukan range nilai peluang yang akan diambil. Dari hasil perhitungan nilai peluang terkecil 0,09 adalah dan nilai peluang terbesar adalah 0,91. Agar dapat membagi data dalam 5 grup maka diambil range nilai peluang 0,2.
- Mencari nilai K, yaitu nilai variabel reduksi Gauss, untuk setiap nilai peluang. Penentuan nilai K dapat dilihat pada **Tabel 2.3**.
- Nilai K tersebut kemudian dimasukkan ke dalam persamaan  $X_T = \bar{X} + K_T S$

Contoh perhitungan untuk P = 0,8 untuk distribusi normal:

$$X_T = 103,719 + (-0,84) \cdot 24,185 = 124,034.$$

Untuk melihat hasil besarnya nilai range peluang dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10. Perhitungan uji kecocokan dengan Chi-Kuadrat

Peringkat	Xi	Log Xi	P=m/(N+1)
1	132.610	2.1226	0.091
2	127.727	2.1063	0.182
3	115	2.0607	0.273
4	113	2.0531	0.364
5	110.070	2.0417	0.455
6	94.292	1.9745	0.545
7	90	1.9542	0.636
8	85	1.9294	0.727
9	76	1.8808	0.818
10	68	1.8325	0.909
$\Sigma$	1011.700	19.956	
Xr	101.170	1.996	
SD	21.786	0.097	
X	101.17 + 21786k	1.996 + 0.097k	
k	Nilai X	Nilai X	Range Peluang
-0.84	82.870	1.914	0.8
-0.25	95.724	1.971	0.6
0.25	106.616	2.020	0.4
0.84	119.470	2.077	0.2

- Menjumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub-grup.
- Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ .

$$E_i = \left( \frac{n}{\text{jumlah grup}} \right) = \left( \frac{10}{5} \right) = 2$$

- Pada setiap sub-grup hitung nilai  $(O_i - E_i)^2$  dan  $(O_i - E_i)^2 / E_i$

9. Menjumlahkan seluruh G sub-grup nilai untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.
10. Menentukan nilai derajat kebebasan  $dk = G-R-1$  (nilai  $R=2$  untuk distribusi normal dan binomial).  
 $dk = 5-2-1=2$
11. Menentukan nilai peluang berdasarkan **Tabel 2.8.**

Tabel 4.11. Uji Chi-Kuadrat metode Log Pearson tipe III

No.	Nilai	Jumlah data (Oi)	Ei	Oi - Ei	(Oi-Ei) <sup>2</sup> /Ei
1	< 1,914	2	2	0	0
2	1,914 - 1,971	2	2	0	0
3	1,971 - 2,020	1	2	-1	0,5
4	2,020 - 2,077	3	2	1	0,5
5	> 2,077	2	2	0	0
Jumlah		10	Chi Kuadrat		1

Berdasarkan hasil perhitungan Metode Log Pearson Tipe III dapat diterima karena berpeluang 62,32 % (> 5%). Dengan demikian dapat digunakan curah hujan rancangan dari perhitungan dengan Metode Log Pearson III sesuai dengan PUH yang dibutuhkan.

#### 4.4. Analisa Debit Banjir Rancangan

Data curah hujan digunakan untuk menghitung debit. Dalam hal ini debit yang dimaksud adalah volume air yang mengalir lewat suatu penampang melintang dalam alur, pipa, ambang dan sebagainya per satuan waktu. Dalam kajian ini untuk menghitung debit dari data curah hujan menggunakan metode rasional. Saluran drainase yang ada saat ini terbagi menjadi jenis yaitu saluran tersier, saluran sekunder, dan saluran primer. Peta saluran drainase dapat dilihat pada **Gambar 4.4.** dan untuk skema jaringan drainase pada **Gambar 4.5.** beserta keterangannya pada Tabel 4.12. Sedangkan jenis bahan saluran eksisting saluran dapat dilihat pada Tabel 4.13.



Gambar 4.4. Kondisi eksisting sistem pematusan Wonorejo - Rungkut



Gambar 4.5. Skema jaringan drainase

Tabel 4.12. Nomor saluran drainase

No.	SALURAN TERSIER	19	Raya Tenggilis Mejoyo
1	Rungkut Lor	20	Tenggilis Kauman
2	Rungkut Lor 7	21	Tenggilis Timur
3	Rungkut Mejoyo Selatan 2	22	Tenggilis Utara 7
4	Rungkut Mejoyo Selatan 1	23	Tenggilis Utara 2
5	Rungkut Mejoyo Selatan 4	24	Tenggilis Mejoyo Lama Barat
6	Rungkut Mejoyo Selatan	25	Prapen Indah Timur
7	Raya Rungkut Selatan	26	Panjang Jiwo Permai 5
8	Kali Waru	27	Taman Prapen Indah 6
9	Kali Rungkut	28	Prapen Indah 2
10	Rungkut Mejoyo Utara 2	29	Sarono Jiwo
11	Rungkut Mejoyo Utara 12	No.	<b>SALURAN SEKUNDER</b>
12	Rungkut Mejoyo Utara	30	Rungkut Waru
13	Rungkut Mejoyo Utara 11	31	Rungkut Waru Cabang
14	Rungkut Mejoyo Utara 10	32	Rungkut
15	Tenggilis Mejoyo Utara	33	Tenggilis Kauman Timur
16	Tenggilis Mejoyo Lama Timur	34	Drasimo
17	Tenggilis Mejoyo Blok B	No.	<b>SALURAN PRIMER</b>
18	Tenggilis Mejoyo 1	35	Wonorejo

Tabel 4.13. Jenis bahan saluran eksisting

No. saluran	Dimensi saluran			Jenis saluran	
	b atas (m)	b bawah (m)	h (m)	pas. batu	beton
1	0.8	0.8	0.75		✓
2	0.7	0.6	0.6		✓
3	0.5	0.4	0.5		✓
4	0.6	0.5	0.6		✓
5	0.8	0.7	0.45		✓
6	0.6	0.6	0.7		✓
7	0.6	0.6	0.65		✓
8	0.3	0.3	0.4		✓
9	0.4	0.3	0.8		✓
10	0.5	0.4	0.3		✓
11	0.3	0.3	0.4		✓
12	0.8	0.6	0.4		✓
13	0.6	0.5	0.35		✓
14	0.6	0.4	0.5		✓
15	0.8	0.6	0.7		✓
16	0.5	0.5	0.6		✓
17	0.6	0.6	0.35		✓

Lanjutan dari tabel 4.13.

18	0.6	0.6	0.55		✓
19	0.6	0.5	0.6		✓
20	0.6	0.4	0.5		✓
21	0.5	0.5	0.55		✓
22	0.6	0.4	0.6		✓
23	0.5	0.4	0.4		✓
24	0.6	0.5	0.5		✓
25	0.8	0.6	0.4		✓
26	0.5	0.5	0.6		✓
27	0.5	0.4	0.5		✓
28	0.5	0.4	0.7		✓
29	0.7	0.5	0.65		✓
30	1.5	1.2	1.7	✓	
31	1.2	1.2	1.5	✓	
32	1.2	1	1.5	✓	
33	1.4	1.1	1.15	✓	
34	1.5	1.1	1.5	✓	
35	3.2	2.8	2.25	✓	

#### 4.4.1. Perhitungan Slope Saluran Berdasarkan Kontur

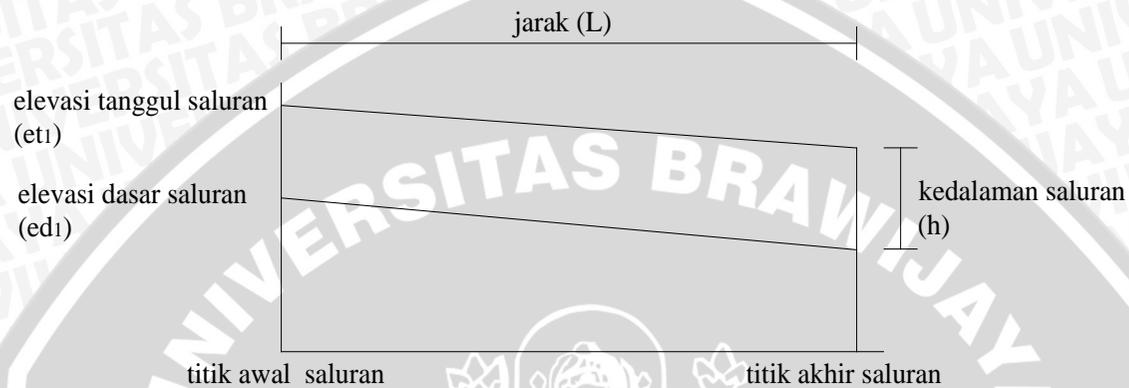
Slope atau kemiringan saluran yang dimaksud adalah kemiringan dasar saluran arah memanjang yang dipengaruhi oleh kondisi topografi. Besarnya slope didapat dari perbedaan tinggi 2 titik dibagi jarak titik – titik tersebut. Dalam hal ini elevasi dasar saluran didapat dari tinggi kontur tanah di tanggul saluran dikurangi kedalaman saluran.

Contoh perhitungan saluran nomor 2:

$$\begin{aligned} \text{Beda tinggi} &= (\text{elevasi awal} - \text{h.awal}) - (\text{elevasi akhir} - \text{h.akhir}) \\ &= (3,63 - 0,6) - (3,04 - 0,6) = 0,590 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Slope} = \frac{\text{beda tinggi}}{\text{jarak}} = \frac{0,59}{151} = 0,0039$$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada **Gambar 4.6.** dan perhitungan dijelaskan pada Tabel 4.14.



Gambar 4.6. Potongan memanjang saluran

Tabel 4.14. Perhitungan slope saluran

No. saluran	Dimensi saluran			Titik awal			Titik akhir			Beda tinggi (m)	Jarak (m)	Slope	tc (m)
	b.atas (m)	b.bawah (m)	h (m)	elevasi tanggul (m)	h.awal (m)	elevasi bawah saluran (m)	elevasi tanggul (m)	h.akhir (m)	elevasi bawah saluran (m)				
1	0.8	0.8	0.75	3.04	0.7	2.34	3.04	0.8	2.24	0.100	75	0.00133	0.116
2	0.7	0.6	0.6	3.63	0.6	3.03	3.04	0.6	2.44	0.590	151	0.00390	0.131
3	0.5	0.4	0.5	3.61	0.5	3.11	3.07	0.5	2.57	0.540	159	0.00340	0.143
4	0.6	0.5	0.6	3.62	0.6	3.02	3.09	0.6	2.49	0.530	221	0.00240	0.212
5	0.8	0.7	0.45	3.08	0.4	2.68	3.07	0.5	2.57	0.110	123	0.00089	0.198
6	0.6	0.6	0.7	3.05	0.6	2.45	3.1	0.8	2.3	0.150	178	0.00084	0.268

Lanjutan dari tabel 4.14

No. saluran	Dimensi saluran			Titik awal			Titik akhir			Beda tinggi (m)	Jarak (m)	Slope	tc (m)
	b.atas (m)	b.bawah (m)	h (m)	elevasi tanggul (m)	h.awal (m)	elevasi bawah saluran (m)	elevasi tanggul (m)	h.akhir (m)	elevasi bawah saluran (m)				
7	0.6	0.6	0.65	3.63	0.6	3.03	3.55	0.7	2.85	0.180	115	0.00157	0.151
8	0.3	0.3	0.4	3.62	0.4	3.22	2.91	0.4	2.51	0.710	214	0.00332	0.182
9	0.4	0.3	0.8	3.64	0.8	2.84	3.08	0.8	2.28	0.560	110	0.00511	0.092
10	0.5	0.4	0.3	3.15	0.3	2.85	3.08	0.3	2.78	0.070	161	0.00044	0.319
11	0.3	0.3	0.4	3.15	0.3	2.85	3.15	0.5	2.65	0.200	43	0.00467	0.046
12	0.8	0.6	0.4	3.05	0.4	2.65	2.76	0.4	2.36	0.290	150	0.00193	0.171
13	0.6	0.5	0.35	2.97	0.3	2.67	2.96	0.4	2.56	0.110	131	0.00084	0.212
14	0.6	0.4	0.5	3	0.4	2.6	2.99	0.6	2.39	0.210	108	0.00195	0.132
15	0.8	0.6	0.7	3.03	0.7	2.33	2.96	0.7	2.26	0.070	52	0.00135	0.087
16	0.5	0.5	0.6	3.14	0.6	2.54	3.07	0.6	2.47	0.070	89	0.00079	0.161
17	0.6	0.6	0.35	3.11	0.3	2.81	3.09	0.4	2.69	0.120	85	0.00140	0.125
18	0.6	0.6	0.55	3.06	0.5	2.56	2.9	0.6	2.3	0.260	160	0.00163	0.191
19	0.6	0.5	0.6	3.11	0.5	2.61	2.9	0.7	2.2	0.410	261	0.00157	0.283
20	0.6	0.4	0.5	2.99	0.4	2.59	2.91	0.6	2.31	0.280	84	0.00332	0.089
21	0.5	0.5	0.55	3.06	0.5	2.56	2.95	0.6	2.35	0.210	59	0.00356	0.066
22	0.6	0.4	0.6	3.19	0.5	2.69	3.11	0.7	2.41	0.280	102	0.00275	0.111
23	0.5	0.4	0.4	3	0.4	2.6	2.91	0.4	2.51	0.090	95	0.00095	0.157
24	0.6	0.5	0.5	3.57	0.5	3.07	3.15	0.5	2.65	0.420	452	0.00093	0.530

Lanjutan dari tabel 4.14

No. saluran	Dimensi saluran			Titik awal			Titik akhir			Beda tinggi (m)	Jarak (m)	Slope	tc (m)
	b.atas (m)	b.bawah (m)	h (m)	elevasi tanggul (m)	h.awal (m)	elevasi bawah saluran (m)	elevasi tanggul (m)	h.akhir (m)	elevasi bawah saluran (m)				
25	0.8	0.6	0.4	3.14	0.4	2.74	3.01	0.4	2.61	0.130	44	0.00294	0.057
26	0.5	0.5	0.6	3.06	0.5	2.56	3.01	0.7	2.31	0.250	162	0.00155	0.197
27	0.5	0.4	0.5	2.93	0.4	2.53	2.96	0.6	2.36	0.170	180	0.00094	0.259
28	0.5	0.4	0.7	3.17	0.7	2.47	2.96	0.7	2.26	0.210	155	0.00136	0.200
29	0.7	0.5	0.65	3.26	0.6	2.66	2.96	0.7	2.26	0.400	172	0.00232	0.177
30	1.5	1.2	1.7	3.04	1.6	1.44	2.53	1.8	0.73	0.710	616	0.00115	0.618
31	1.2	1.2	1.5	3.55	1.5	2.05	2.99	1.5	1.49	0.560	300	0.00187	0.295
32	1.2	1	1.5	3.07	1.4	1.67	3	1.6	1.4	0.270	417	0.00065	0.572
33	1.4	1.1	1.15	2.9	1	1.9	3.1	1.3	1.8	0.100	142	0.00071	0.241
34	1.5	1.1	1.5	3.29	1.5	1.79	3	1.5	1.5	0.290	318	0.00091	0.407
35	3.2	2.8	2.25	3.27	2	1.27	2.95	2.5	0.45	0.820	1067	0.00077	1.103

#### 4.4.2. Analisa Perhitungan Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan untuk mengalir dari suatu titik yang paling jauh ke suatu titik tertentu yang ditinjau pada suatu daerah pengaliran. Untuk menentukan waktu mengalirnya air pada permukaan tanah yang ditinjau dapat dengan menggunakan **rumus (2-29)**.

Contoh perhitungan :

Diketahui pada penampang saluran a memiliki panjang pengaliran air yaitu sebesar 75 m dengan kemiringan rata-rata sebesar 0,0013, maka waktu konsentrasi ( $t_c$ ) dapat dihitung sebagai berikut :

$$t_c = \frac{0,0195}{60} \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77} = \frac{0,0195}{60} \left[ \frac{75}{\sqrt{0,0013}} \right]^{0,77} = 0,116 \text{ jam}$$

Untuk saluran lainnya dapat dilihat pada Tabel 4.15.

#### 4.4.3. Analisa Perhitungan Intensitas Hujan

Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu dalam suatu kawasan yang diamati dimana air tersebut mengalami konsentrasi (berkonsentrasi). Besarnya intensitas curah hujan itu berbeda-beda pada suatu daerah yang diamati disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekwensi kejadiannya. Untuk menganalisa curah hujan pada suatu kawasan tertentu dapat menggunakan persamaan **rumus (2-27)**.

Contoh perhitungan untuk kala ulang 2 tahun:

Diketahui pada penampang saluran 1, dari perhitungan sebelumnya didapatkan besarnya waktu konsentrasi ( $t_c$ ) adalah 0,116 jam dimana direncanakan untuk dapat menampung debit air dengan periode ulang 2 tahunan dengan tinggi hujan 2 tahun sebesar 102,009 mm (lihat Tabel 4.7), maka intensitas curah hujan yang terjadi adalah sebagai berikut:

$$I_{2 \text{ tahun}} = \frac{R_{2 \text{ tahun}}}{24} \left[ \frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{102,009}{24} \left[ \frac{24}{0,116} \right]^{2/3} = 146,152 \text{ mm/jam}$$

Untuk perhitungan waktu konsentrasi dan intensitas hujan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15. Perhitungan Intensitas Curah Hujan untuk Berbagai Kala Ulang

No. saluran	Jarak (m)	Slope	tc (jam)	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 100.25	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 119.736	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 130.502	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 138.283
1	75	0.00133	0.11596	146.152	174.560	190.255	201.595
2	151	0.0039	0.13126	134.566	160.722	175.173	185.614
3	159	0.0034	0.14331	126.913	151.582	165.211	175.058
4	221	0.0024	0.21195	97.766	116.769	127.268	134.853
5	123	0.00089	0.19778	102.384	122.285	133.280	141.224
6	178	0.00084	0.26839	83.528	99.763	108.734	115.214
7	115	0.00157	0.15083	122.655	146.496	159.668	169.185
8	214	0.00332	0.18218	108.148	129.169	140.783	149.174
9	110	0.00511	0.09228	170.199	203.281	221.559	234.764
10	161	0.00044	0.31925	74.404	88.866	96.857	102.629
11	43	0.00467	0.04631	269.511	321.897	350.840	371.751
12	150	0.00193	0.17102	112.802	134.727	146.841	155.593
13	131	0.00084	0.21201	97.748	116.748	127.245	134.829
14	108	0.00195	0.1322	133.921	159.952	174.334	184.724
15	52	0.00135	0.08664	177.498	211.999	231.060	244.832
16	89	0.00079	0.16079	117.537	140.383	153.006	162.125
17	85	0.0014	0.12519	138.875	165.869	180.783	191.557
18	160	0.00163	0.19142	104.636	124.975	136.212	144.330
19	261	0.00157	0.28279	80.668	96.348	105.011	111.269

Lanjutan dari tabel 4.15.

No. saluran	Jarak (m)	Slope	tc (jam)	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 100.25	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 119.736	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 130.502	I <sub>2tahun</sub> (mm/jam) R <sub>24</sub> = 138.283
20	84	0.00332	0.08911	174.200	208.060	226.767	240.283
21	59	0.00356	0.06585	213.119	254.544	277.431	293.966
22	102	0.00275	0.11054	150.890	180.220	196.424	208.131
23	95	0.00095	0.15727	119.283	142.468	155.278	164.533
24	452	0.00093	0.52986	53.077	63.394	69.094	73.212
25	44	0.00294	0.0567	235.479	281.251	306.539	324.809
26	162	0.00155	0.19705	102.634	122.584	133.606	141.569
27	180	0.00094	0.25917	85.498	102.117	111.299	117.932
28	155	0.00136	0.20015	101.571	121.314	132.222	140.102
29	172	0.00232	0.17718	110.173	131.588	143.420	151.968
30	616	0.00115	0.61834	47.884	57.192	62.334	66.050
31	300	0.00187	0.29464	78.492	93.748	102.178	108.267
32	417	0.00065	0.57179	50.450	60.256	65.674	69.588
33	142	0.00071	0.24071	89.814	107.272	116.917	123.885
34	318	0.00091	0.40708	63.274	75.573	82.368	87.277
35	1067	0.00077	1.10282	32.559	38.888	42.385	44.911

#### 4.4.4. Perhitungan Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran merupakan perbandingan antara jumlah air yang mengalir akibat turunnya hujan di suatu daerah dengan jumlah air yang turun pada daerah tersebut. Nilai dari koefisien pengaliran harus disesuaikan dengan lahannya. Pada studi ini, lahan di sekitar saluran drainase diantaranya adalah daerah pemukiman, pertanian, perkebunan, tanah dan jalan (aspal)..

Contoh perhitungan :

Untuk saluran 10 luas daerah pengalirannya adalah:

$$\text{Pemukiman} = 2586 \text{ m}^2 = 0,002586 \text{ km}^2$$

$$\text{Pertokoan} = 1310 \text{ m}^2 = 0,001310 \text{ km}^2$$

$$\text{Perkebunan} = 0$$

$$\text{Pertanian} = 0$$

$$\text{Tanah} = 0$$

$$\text{Jalan} = 1012 \text{ m}^2 = 0,001012 \text{ km}^2$$

Nilai koefisien pengaliran (lihat **Tabel 2.9.**):

$$\text{Daerah pemukiman} = 0.7$$

$$\text{Daerah pertokoan} = 0.6$$

$$\text{Daerah perkebunan} = 0.25$$

$$\text{Daerah pertanian} = 0.5$$

$$\text{Daerah tanah} = 0.2$$

$$\text{Daerah jalan} = 0.85$$

maka, harga koefisien pengaliran rata-rata (persamaan 2-27) adalah:

$$C_m = \frac{(0,7 \times 0,002586) + (0,6 \times 0,00131) + (0,25 \times 0) + (0,5 \times 0) + (0,2 \times 0) + (0,85 \times 0,001012)}{(0,002586 + 0,001310 + 0,001012)}$$
$$= 0,704$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16. Nilai Koefisien Pengaliran

No. Saluran	Luas ( A ) dan Koefisien Pengaliran ( C )												Nilai Cm	
	Pemukiman		Pertokoan		Perkebunan		Pertanian		Tanah		Aspal			Total
	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C		A (m <sup>2</sup> )
1	7504	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	636.0	0.85	8140	0.712
2	8698	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1130.0	0.85	9828	0.717
3	3804	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	106.0	0.85	3910	0.704
4	8177	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	985.2	0.85	9162	0.716
5	6567	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1523.3	0.85	8090	0.728
6	5127	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1083.3	0.85	6210	0.726
7	0	0.7	6884.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	532.0	0.85	7416	0.618
8	0	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	5690.0	0.2	432.0	0.85	6122	0.246
9	5074	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	718.0	0.85	5792	0.719
10	2586	0.7	1310.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1012.4	0.85	4908	0.704
11	647	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	73.3	0.85	720	0.715
12	5228	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1660.0	0.85	6888	0.736
13	3630	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	688.0	0.85	4318	0.724
14	3376	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	358.0	0.85	3734	0.714
15	5041	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	290	0.5	0.0	0.2	333.3	0.85	5664	0.699
16	3080	0.7	0.0	0.6	310.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	364.0	0.85	3754	0.677
17	613	0.7	860.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	394.7	0.85	1868	0.686
18	4257	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1233.0	0.85	5490	0.734
19	5022	0.7	0.0	0.6	1735.6	0.25	0	0.5	0.0	0.2	2486.2	0.85	9244	0.656

Lanjutan dari tabel 4.16.

No. Saluran	Luas ( A ) dan Koefisien Pengaliran ( C )													Nilai Cm
	Pemukiman		Pertokoan		Perkebunan		Pertanian		Tanah		Aspal		Total	
	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	C	A (m <sup>2</sup> )	
20	2347	0.7	822.2	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	606.6	0.85	3776	0.702
21	3306	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	1352.0	0.85	4658	0.744
22	6753	0.7	0.0	0.6	402.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	664.7	0.85	7820	0.690
23	3320	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	58.0	0.85	3378	0.703
24	3487	0.7	0.0	0.6	6800.0	0.25	2090	0.5	0.0	0.2	895.3	0.85	13272	0.448
25	1642	0.7	0.0	0.6	3498.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	166.0	0.85	5306	0.408
26	2706	0.7	0.0	0.6	3384.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	810.0	0.85	6900	0.497
27	5972	0.7	0.0	0.6	2128.0	0.25	0	0.5	410.0	0.2	1978.0	0.85	10488	0.617
28	2992	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	724.0	0.85	3716	0.729
29	8490	0.7	0.0	0.6	0.0	0.25	0	0.5	0.0	0.2	670.0	0.85	9160	0.711

#### 4.4.5. Analisa Perhitungan Debit Air Hujan

Metode yang paling umum digunakan untuk perhitungan debit air hujan adalah dengan metode rasional, dimana metode ini juga dapat digunakan untuk perencanaan drainase dengan pengaliran yang sangat sempit. Besarnya debit rencana dihitung dengan menggunakan metode rasional jika daerah pengaliran yang diamati kurang dari 80 ha. Dari hasil perhitungan luas daerah analisa diperoleh luas daerah studi kurang dari 80 ha, sehingga untuk menganalisa debit air hujan rencana dipergunakan rumus rasional, yaitu sebagai berikut:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Contoh perhitungan (untuk kala ulang 2 tahun):

Diketahui pada penampang saluran 1, memiliki luas DAS sebesar 0,00814 km<sup>2</sup> yang memiliki koefisien pengaliran sebesar  $C = 0,712$ . Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) adalah 0,11596 jam dimana direncanakan untuk dapat menampung debit air dengan periode ulang 2 tahunan dengan tinggi intensitas hujan  $I_{2 \text{ tahun}}$  sebesar 148,716 mm/jam, maka debit air hujan yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{\text{air hujan 2 tahun}} &= 0,278 \cdot C \cdot I_{2 \text{ tahun}} \cdot A_{\text{saluran 1}} \\ &= 0,278 \times 0,712 \times 146,152 \times 0,00814 \\ &= 0,2352 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Kemudian selanjutnya menghitung debit air hujan ( $Q_{ah}$ ) untuk kala ulang 5 dan 10 tahun. Hasil perhitungan debit air hujan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.17 s/d Tabel 4.19.

Tabel 4.17. Perhitungan debit air hujan dengan kala ulang 2 tahun

No. saluran	Nilai Cm	I (mm/jam)	A (km <sup>2</sup> )	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)
1	0.712	146.152	0.0081	0.2352
2	0.717	134.566	0.0098	0.2635
3	0.704	126.913	0.0039	0.0970
4	0.716	97.766	0.0092	0.1782
5	0.728	102.384	0.0081	0.1676
6	0.726	83.528	0.0062	0.1046
7	0.618	122.655	0.0074	0.1561
8	0.246	108.148	0.0061	0.0452
9	0.719	170.199	0.0058	0.1968
10	0.931	74.404	0.0049	0.0945
11	0.715	269.511	0.0007	0.0386
12	0.736	112.802	0.0069	0.1589
13	0.724	97.748	0.0043	0.0849
14	0.714	133.921	0.0037	0.0992
15	0.699	177.498	0.0057	0.1951
16	0.677	117.537	0.0038	0.0830
17	0.686	138.875	0.0019	0.0494
18	0.734	104.636	0.0055	0.1171
19	0.656	80.668	0.0092	0.1359
20	0.702	174.200	0.0038	0.1283
21	0.744	213.119	0.0047	0.2050
22	0.690	150.890	0.0078	0.2260
23	0.703	119.283	0.0034	0.0786
24	0.448	53.077	0.0133	0.0877
25	0.408	235.479	0.0053	0.1416
26	0.497	102.634	0.0069	0.0978
27	0.617	85.498	0.0105	0.1538
28	0.729	101.571	0.0037	0.0765
29	0.711	110.173	0.0092	0.1993

Tabel 4.18. Perhitungan debit air hujan dengan kala ulang 5 tahun

No. saluran	Nilai Cm	I (mm/jam)	A (km <sup>2</sup> )	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)
1	0.712	174.560	0.0081	0.2809
2	0.717	160.722	0.0098	0.3147
3	0.704	151.582	0.0039	0.1159
4	0.716	116.769	0.0092	0.2128
5	0.728	122.285	0.0081	0.2001

Lanjutan dari tabel 4.18.

No. saluran	Nilai Cm	I (mm/jam)	A (km <sup>2</sup> )	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)
6	0.726	99.763	0.0062	0.1250
7	0.618	146.496	0.0074	0.1865
8	0.246	129.169	0.0061	0.0540
9	0.719	203.281	0.0058	0.2350
10	0.931	88.866	0.0049	0.1128
11	0.715	321.897	0.0007	0.0460
12	0.736	134.727	0.0069	0.1898
13	0.724	116.748	0.0043	0.1014
14	0.714	159.952	0.0037	0.1185
15	0.699	211.999	0.0057	0.2330
16	0.677	140.383	0.0038	0.0992
17	0.686	165.869	0.0019	0.0590
18	0.734	124.975	0.0055	0.1398
19	0.656	96.348	0.0092	0.1623
20	0.702	208.060	0.0038	0.1533
21	0.744	254.544	0.0047	0.2449
22	0.690	180.220	0.0078	0.2700
23	0.703	142.468	0.0034	0.0939
24	0.448	63.394	0.0133	0.1047
25	0.408	281.251	0.0053	0.1691
26	0.497	122.584	0.0069	0.1168
27	0.617	102.117	0.0105	0.1837
28	0.729	121.314	0.0037	0.0913
29	0.711	131.588	0.0092	0.2380

Tabel 4.19. Perhitungan debit air hujan dengan kala ulang 10 tahun

No. saluran	Nilai Cm	I (mm/jam)	A (km <sup>2</sup> )	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)
1	0.712	190.255	0.0081	0.3062
2	0.717	175.173	0.0098	0.3430
3	0.704	165.211	0.0039	0.1263
4	0.716	127.268	0.0092	0.2320
5	0.728	133.280	0.0081	0.2181
6	0.726	108.734	0.0062	0.1362
7	0.618	159.668	0.0074	0.2032
8	0.246	140.783	0.0061	0.0589
9	0.719	221.559	0.0058	0.2562
10	0.931	96.857	0.0049	0.1230

Lanjutan dari tabel 4.19.

No. saluran	Nilai Cm	I (mm/jam)	A (km <sup>2</sup> )	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)
11	0.715	350.840	0.0007	0.0502
12	0.736	146.841	0.0069	0.2068
13	0.724	127.245	0.0043	0.1105
14	0.714	174.334	0.0037	0.1292
15	0.699	231.060	0.0057	0.2540
16	0.677	153.006	0.0038	0.1081
17	0.686	180.783	0.0019	0.0643
18	0.734	136.212	0.0055	0.1524
19	0.656	105.011	0.0092	0.1768
20	0.702	226.767	0.0038	0.1670
21	0.744	277.431	0.0047	0.2669
22	0.690	196.424	0.0078	0.2942
23	0.703	155.278	0.0034	0.1024
24	0.448	69.094	0.0133	0.1141
25	0.408	306.539	0.0053	0.1843
26	0.497	133.606	0.0069	0.1272
27	0.617	111.299	0.0105	0.2002
28	0.729	132.222	0.0037	0.0995
29	0.711	143.420	0.0092	0.2595

#### 4.4.6. Analisa Perhitungan Debit Air Kotor

##### 4.4.6.1. Proyeksi Jumlah Penduduk

Jumlah penduduk untuk tahun yang akan datang dapat diperkirakan dengan menggunakan perhitungan pertambahan geometrik dan perhitungan pertambahan penduduk eksponensial. Berdasarkan data BPS tahun 2008 diketahui bahwa jumlah penduduk Kelurahan Tenggilis Mejoyo adalah 9610 jiwa dengan luas wilayah masing-masing 0,93 km<sup>2</sup> dengan tingkat pertumbuhan penduduk sebesar 3,96%.

##### 1. Perhitungan secara arimatik

Metode aritmatik mengasumsikan bahwa angka pertumbuhan penduduk, yaitu rasio antara perpindahan penduduk dan jumlah absolut penduduk adalah sama setiap tahun. Dengan metode ini penduduk tahun tertentu, t diproyeksikan dengan rumus

$$P_n = P_0 (1 + rn)$$

dengan :

$P_n$  = jumlah penduduk tahun ke n

$P_o$  = jumlah penduduk awal tahun

r = tingkat pertumbuhan penduduk

n = jangka waktu dalam tahun

Contoh perhitungan perkiraan jumlah penduduk Kelurahan Tenggiling

Mejoyo untuk tahun 2009:

$P_o = 9610$  jiwa

r = 0,0396

n = 1 tahun

$P_n = 9610 (1+0,0396.1) = 9991$  jiwa

Untuk perhitungan jumlah penduduk secara geometrik selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20. Perhitungan jumlah penduduk secara arimatik

Tahun	r	n	Jumlah Penduduk
2008	0.0396	0	9610
2009	0.0396	1	9991
2010	0.0396	2	10371
2011	0.0396	3	10752
2012	0.0396	4	11132
2013	0.0396	5	11513
2014	0.0396	6	11893
2015	0.0396	7	12274
2016	0.0396	8	12654
2017	0.0396	9	13035
2018	0.0396	10	13416
2019	0.0396	11	13796
2020	0.0396	12	14177

## 2. Perhitungan secara geometrik

Perkiraan jumlah penduduk dengan metode geometrik menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_n = P_o(1+r)^n$$

dengan :

$P_n$  = jumlah penduduk tahun ke n

$P_o$  = jumlah penduduk awal tahun

r = tingkat pertumbuhan penduduk

$n$  = jangka waktu dalam tahun

Contoh perhitungan perkiraan jumlah penduduk Kelurahan Tenggilis

Mejoyo untuk tahun 2009:

$$P_0 = 9610 \text{ jiwa}$$

$$r = 0,0396$$

$$n = 1 \text{ tahun}$$

$$P_n = 9610 (1+0,0396)^1 = 9991 \text{ jiwa}$$

Untuk perhitungan jumlah penduduk secara geometrik selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21. Perhitungan jumlah penduduk secara geometrik

Tahun	r	n	Jumlah Penduduk
2008	0.0396	0	9610
2009	0.0396	1	9991
2010	0.0396	2	10386
2011	0.0396	3	10797
2012	0.0396	4	11225
2013	0.0396	5	11670
2014	0.0396	6	12132
2015	0.0396	7	12612
2016	0.0396	8	13112
2017	0.0396	9	13631
2018	0.0396	10	14171
2019	0.0396	11	14732
2020	0.0396	12	15315

## 2. Perhitungan secara eksponensial

Jumlah penduduk pada masa yang akan datang dapat diperkirakan berdasarkan jumlah penduduk sekarang. Perkiraan jumlah penduduk untuk masa yang akan datang dengan metode eksponensial adalah sebagai berikut:

$$P_n = P_0 \cdot e^{r \cdot n}$$

dengan :

$P_n$  = jumlah penduduk tahun ke  $n$

$P_0$  = jumlah penduduk awal tahun

$r$  = tingkat pertumbuhan penduduk

$n$  = jangka waktu dalam tahun

$e$  = bilangan logaritma (2,71828)

Contoh perhitungan perkiraan jumlah penduduk Kelurahan Tenggilis Mejoyo untuk tahun 2009:

$$P_0 = 9610 \text{ jiwa}$$

$$r = 0,0396$$

$$n = 1 \text{ tahun}$$

$$P_n = 9610 \cdot 2,71828^{(1 \times 0,0396)} = 9998 \text{ jiwa}$$

Untuk perhitungan jumlah penduduk secara eksponensial selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22. Perhitungan jumlah penduduk secara eksponensial

Tahun	r	t	Jumlah Penduduk
2008	0.0396	0	9610
2009	0.0396	1	9998
2010	0.0396	2	10402
2011	0.0396	3	10822
2012	0.0396	4	11259
2013	0.0396	5	11714
2014	0.0396	6	12187
2015	0.0396	7	12680
2016	0.0396	8	13192
2017	0.0396	9	13725
2018	0.0396	10	14279
2019	0.0396	11	14856
2020	0.0396	12	15456

Selama ini, metode proyeksi penduduk untuk *level* kabupaten/kota menggunakan metode geometrik, yang dipilih karena angka yang dihasilkan berada di tengah/di antara hasil dua metode yang lainnya. Apabila angka kelahiran, kematian dan migrasi tidak diketahui secara rinci, maka laju pertumbuhan penduduk ( $r$ ) merupakan gambaran/cerminan dari ketiga komponen pertumbuhan penduduk (Mulia Kusuma, 1981). Data yang digunakan adalah jumlah penduduk tahun 2012 untuk kala ulang 2 tahun, tahun 2015 untuk kala ulang 5 tahun, dan tahun 2020 untuk kala ulang 10 tahun.

#### 4.4.6.2. Perhitungan Debit Air Kotor Domestik

Yang dimaksud dengan debit air kotor pada studi ini adalah air Kotor dari rumah tangga. Air buangan rumah tangga diperhitungkan

berdasarkan penyediaan air minumnya. Diperkirakan besarnya air buangan yang masuk ke dalam saluran pengumpul air buangan, sebesar 80% dari kebutuhan standart air bersih.

Contoh perhitungan saluran 1 (dengan kala ulang tahun 2 tahun) untuk mendapatkan air kotor domestik area yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$P_{2012} = \text{Jumlah penduduk} = 11259 \text{ orang}$$

$$A_{\text{total penduduk}} = 0,93 \text{ km}^2$$

$$A_{\text{pemukiman saluran 1}} = 0,0075 \text{ km}^2$$

$$q = 150 \times 80\% = 120 \text{ liter/org/hari}$$

$$Q_{\text{ak}} = \frac{A_1 \cdot P_n \cdot q}{A_{\text{total}}} = \frac{0,0075 \text{ km}^2 \cdot 11259 \text{ orang} \times 120 \text{ liter/org/hari}}{0,93 \text{ km}^2 \times 86400 \times 1000} = 0,00013 \frac{\text{m}^3}{\text{dt}}$$

Untuk perhitungan debit Air Buangan Penduduk selengkapannya dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23. Perhitungan Debit Air Kotor Domestik untuk Berbagai kala ulang

No. saluran	J.Penduduk			Luas (km <sup>2</sup> )	Qak (m <sup>3</sup> /detik)		
	th 2012	th 2015	th 2020		2 tahun	5 tahun	10 tahun
1	11225	12612	15315	0.0075	0.00013	0.00014	0.00017
2	11225	12612	15315	0.0087	0.00015	0.00016	0.00020
3	11225	12612	15315	0.0038	0.00006	0.00007	0.00009
4	11225	12612	15315	0.0082	0.00014	0.00015	0.00019
5	11225	12612	15315	0.0066	0.00011	0.00012	0.00015
6	11225	12612	15315	0.0051	0.00009	0.00010	0.00012
7	11225	12612	15315	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
8	11225	12612	15315	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
9	11225	12612	15315	0.0051	0.00009	0.00010	0.00012
10	11225	12612	15315	0.0026	0.00004	0.00005	0.00006
11	11225	12612	15315	0.0006	0.00001	0.00001	0.00001
12	11225	12612	15315	0.0052	0.00009	0.00010	0.00012
13	11225	12612	15315	0.0036	0.00006	0.00007	0.00008
14	11225	12612	15315	0.0034	0.00006	0.00006	0.00008
15	11225	12612	15315	0.0050	0.00008	0.00010	0.00012
16	11225	12612	15315	0.0031	0.00005	0.00006	0.00007
17	11225	12612	15315	0.0006	0.00001	0.00001	0.00001
18	11225	12612	15315	0.0043	0.00007	0.00008	0.00010
19	11225	12612	15315	0.0050	0.00008	0.00010	0.00012
20	11225	12612	15315	0.0023	0.00004	0.00004	0.00005
21	11225	12612	15315	0.0033	0.00006	0.00006	0.00008
22	11225	12612	15315	0.0068	0.00011	0.00013	0.00016



Lanjutan dari tabel 4.23.

No. saluran	J.Penduduk			Luas (km <sup>2</sup> )	Qak (m <sup>3</sup> /detik)		
	th 2012	th 2015	th 2020		2 tahun	5 tahun	10 tahun
23	11225	12612	15315	0.0033	0.00006	0.00006	0.00008
24	11225	12612	15315	0.0035	0.00006	0.00007	0.00008
25	11225	12612	15315	0.0016	0.00003	0.00003	0.00004
26	11225	12612	15315	0.0027	0.00005	0.00005	0.00006
27	11225	12612	15315	0.0060	0.00010	0.00011	0.00014
28	11225	12612	15315	0.0030	0.00005	0.00006	0.00007
29	11225	12612	15315	0.0085	0.00014	0.00016	0.00020

#### 4.4.7. Perhitungan Debit Air Kumulatif

Debit air kumulatif merupakan debit air yang melintasi saluran drainase akibat dari air hujan ditambah dengan air kotor dari penduduk sekitar. Dan untuk debit saluran total dari skema jaringan merupakan gabungan antara debit air kumulatif saluran itu sendiri ditambah dengan debit air kumulatif dari saluran sebelumnya.

Contoh perhitungan debit air kumulatif (kala ulang 2 tahun) pada saluran 1 :

$$\begin{aligned} Q_{\text{air kumulatif}} &= Q_{\text{air hujan}} + Q_{\text{air kotor}} \\ &= 0,23520 + 0,00013 = 0,23532 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan debit air kumulatif (kala ulang 2 tahun) pada saluran 31 :

$$\begin{aligned} Q_{\text{air kumulatif saluran 31}} &= Q_{\text{ak saluran 7}} + Q_{\text{ak saluran 8}} \\ &= 0,15613 + 0,04522 = 0,20135 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan debit air akumulatif untuk saluran tersier dapat dilihat pada Tabel 4.24. sedangkan debit akumulatif saluran sekunder dan primer yang berasal dari saluran tersier (lihat **Gambar 4.5.**) pada Tabel 4.25.

Tabel 4.24. Perhitungan Debit Air Kumulatif Saluran Tersier untuk Berbagai Kala Ulang

No. saluran	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)			Qak (m <sup>3</sup> /dt)			Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)		
	2 tahun	5 tahun	10 tahun	2 tahun	5 tahun	10 tahun	2 tahun	5 tahun	10 tahun
1	0.23520	0.28092	0.30617	0.00013	0.00014	0.00017	0.23532	0.28106	0.30635
2	0.26349	0.31471	0.34300	0.00015	0.00016	0.00020	0.26364	0.31487	0.34321
3	0.09705	0.11591	0.12634	0.00006	0.00007	0.00009	0.09711	0.11599	0.12642
4	0.17818	0.21282	0.23195	0.00014	0.00015	0.00019	0.17832	0.21297	0.23214
5	0.16755	0.20012	0.21812	0.00011	0.00012	0.00015	0.16766	0.20025	0.21827
6	0.10463	0.12497	0.13620	0.00009	0.00010	0.00012	0.10472	0.12506	0.13632
7	0.15613	0.18648	0.20325	0.00000	0.00000	0.00000	0.15613	0.18648	0.20325
8	0.04522	0.05401	0.05886	0.00000	0.00000	0.00000	0.04522	0.05401	0.05886
9	0.19677	0.23502	0.25615	0.00009	0.00010	0.00012	0.19686	0.23512	0.25627
10	0.09445	0.11281	0.12295	0.00004	0.00005	0.00006	0.09449	0.11286	0.12301
11	0.03856	0.04605	0.05019	0.00001	0.00001	0.00001	0.03857	0.04606	0.05020
12	0.15888	0.18976	0.20683	0.00009	0.00010	0.00012	0.15897	0.18986	0.20695
13	0.08487	0.10137	0.11048	0.00006	0.00007	0.00008	0.08493	0.10144	0.11057
14	0.09923	0.11852	0.12918	0.00006	0.00006	0.00008	0.09929	0.11858	0.12925
15	0.19509	0.23301	0.25396	0.00008	0.00010	0.00012	0.19517	0.23311	0.25408
16	0.08302	0.09916	0.10808	0.00005	0.00006	0.00007	0.08308	0.09922	0.10815
17	0.04941	0.05901	0.06432	0.00001	0.00001	0.00001	0.04942	0.05902	0.06433
18	0.11707	0.13983	0.15240	0.00007	0.00008	0.00010	0.11715	0.13991	0.15250
19	0.13585	0.16226	0.17685	0.00008	0.00010	0.00012	0.13594	0.16235	0.17696
20	0.12833	0.15327	0.16705	0.00004	0.00004	0.00005	0.12836	0.15331	0.16710

Lanjutan Tabel 4.24.

No. saluran	Q air hujan (m <sup>3</sup> /dt)			Qak (m <sup>3</sup> /dt)			Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)		
	2 tahun	5 tahun	10 tahun	2 tahun	5 tahun	10 tahun	2 tahun	5 tahun	10 tahun
21	0.20503	0.24489	0.26690	0.00006	0.00006	0.00008	0.20509	0.24495	0.26698
22	0.22603	0.26997	0.29424	0.00011	0.00013	0.00016	0.22615	0.27010	0.29440
23	0.07864	0.09392	0.10237	0.00006	0.00006	0.00008	0.07869	0.09399	0.10244
24	0.08768	0.10472	0.11413	0.00006	0.00007	0.00008	0.08773	0.10478	0.11421
25	0.14161	0.16914	0.18435	0.00003	0.00003	0.00004	0.14164	0.16917	0.18439
26	0.09775	0.11675	0.12725	0.00005	0.00005	0.00006	0.09780	0.11680	0.12731
27	0.15379	0.18369	0.20020	0.00010	0.00011	0.00014	0.15390	0.18380	0.20034
28	0.07645	0.09132	0.09953	0.00005	0.00006	0.00007	0.07651	0.09137	0.09960
29	0.19931	0.23805	0.25945	0.00014	0.00016	0.00020	0.19945	0.23821	0.25965

Tabel 4.25. Perhitungan Debit Air Kumulatif Saluran Sekunder dan Primer untuk Berbagai Kala Ulang

No. saluran	Asal saluran	Q air kumulatif ( m <sup>3</sup> /detik)		
		2 tahun	5 tahun	10 tahun
30	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_6 + S_9 + S_{10} + S_{12}$	1.32944	1.58779	1.73067
31	$S_7 + S_8$	0.20135	0.24049	0.26211
32	$S_5 + S_{11} + S_{13} + S_{15} + S_{17}$	0.53576	0.63988	0.69745
33	$S_{18} + S_{19}$	0.25308	0.30227	0.32947
34	$S_{25} + S_{26} + S_{27} + S_{28} + S_{29}$	0.66929	0.79936	0.87128
35	Semua Saluran Tersier	3.89731	4.65471	5.07352

#### 4.5. Perhitungan Kapasitas Saluran Drainase Eksisting

Besarnya kapasitas saluran drainase dapat ditentukan berdasarkan dimensi saluran. Langkah perhitungan kapasitas saluran drainase) adalah sebagai berikut :

$$Q = A.V$$

dengan :

Q = kapasitas saluran ( $m^3/dt$ )

A = luas penampang saluran ( $m^2$ )

V = kecepatan aliran rerata ( $m/dt$ )

Perhitungan kecepatan aliran dapat menggunakan rumus Manning :

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

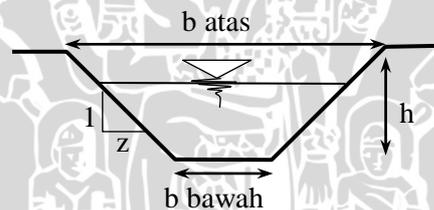
dengan :

V = kecepatan aliran rerata ( $m/dt$ )

R = jari-jari hidrolis saluran (m)

S = kemiringan saluran

n = koefisien kekasaran Manning



Gambar 4.7. Penampang saluran

Contoh perhitungan debit saluran eksisting 2 adalah sebagai berikut :

Untuk saluran 2:

Diketahui :

b atas = 0,7 m

b bawah = 0,6 m

h = 0,6 m

n = 0,03

Slope (S) = 0.0039

$$z = \frac{b \text{ atas} - b \text{ bawah}}{2h} = \frac{0,7 - 0,6}{2 \times 0,6} = 0,083$$

$$A = \frac{b \text{ atas} + b \text{ bawah}}{2} \times h = \frac{0,7 + 0,6}{2} \times 0,6 = 0,39 \text{ m}^2$$

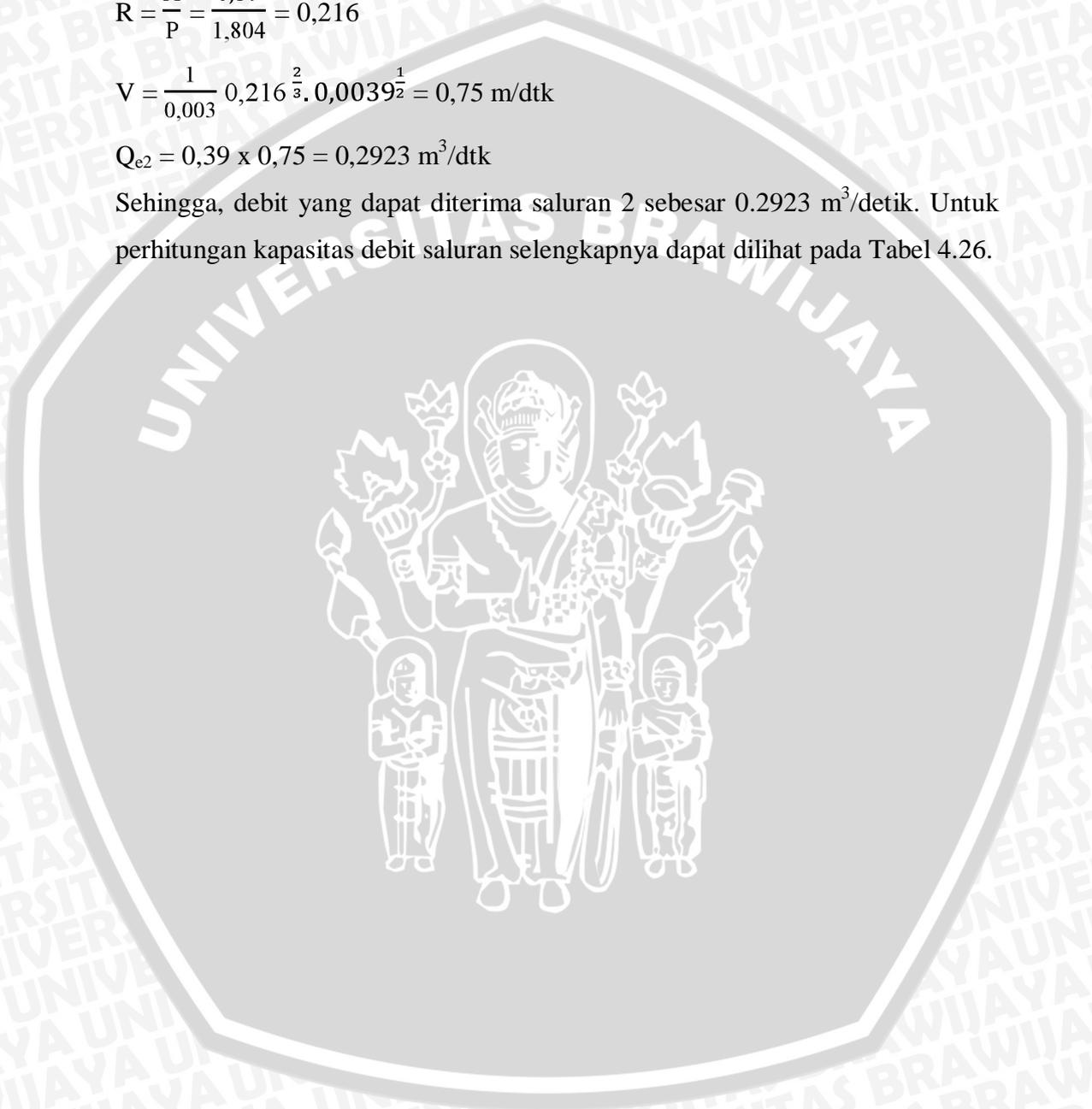
$$P = b \text{ bawah} + 2h\sqrt{1+z^2} = 0,6 + 2 \cdot 0,6\sqrt{1+0,083^2} = 1,804 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,39}{1,804} = 0,216$$

$$V = \frac{1}{0,003} 0,216^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0039^{\frac{1}{2}} = 0,75 \text{ m/dtk}$$

$$Q_{e2} = 0,39 \times 0,75 = 0,2923 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Sehingga, debit yang dapat diterima saluran 2 sebesar 0.2923 m<sup>3</sup>/detik. Untuk perhitungan kapasitas debit saluran selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.26.



Tabel 4.26. Kapasitas debit saluran drainase

No. saluran	dimensi saluran			n	S	z	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dtk)	Q <sub>eks</sub> (m <sup>3</sup> /dt)
	b atas (m)	b bawah (m)	h (m)								
1	0.8	0.8	0.75	0.03	0.0013	0.000	0.600	2.300	0.261	0.496	0.2976
2	0.7	0.6	0.6	0.03	0.0039	0.083	0.390	1.804	0.216	0.750	0.2923
3	0.5	0.4	0.5	0.03	0.0034	0.100	0.225	1.405	0.160	0.574	0.1291
4	0.6	0.5	0.6	0.03	0.0024	0.083	0.330	1.704	0.194	0.546	0.1802
5	0.8	0.7	0.45	0.03	0.0009	0.111	0.338	1.606	0.210	0.352	0.1188
6	0.6	0.6	0.7	0.03	0.0008	0.000	0.420	2.000	0.210	0.342	0.1435
7	0.6	0.6	0.65	0.03	0.0016	0.000	0.390	1.900	0.205	0.459	0.1790
8	0.3	0.3	0.4	0.03	0.0033	0.000	0.120	1.100	0.109	0.438	0.0526
9	0.4	0.3	0.8	0.03	0.0051	0.063	0.280	1.903	0.147	0.664	0.1859
10	0.5	0.4	0.3	0.03	0.0004	0.167	0.135	1.008	0.134	0.182	0.0246
11	0.3	0.3	0.4	0.03	0.0047	0.000	0.120	1.100	0.109	0.520	0.0624
12	0.8	0.6	0.4	0.03	0.0019	0.250	0.280	1.425	0.197	0.495	0.1386
13	0.6	0.5	0.35	0.03	0.0008	0.143	0.193	1.207	0.159	0.284	0.0547
14	0.6	0.4	0.5	0.03	0.0019	0.200	0.250	1.420	0.176	0.462	0.1155
15	0.8	0.6	0.7	0.03	0.0013	0.143	0.490	2.014	0.243	0.477	0.2337
16	0.5	0.5	0.6	0.03	0.0008	0.000	0.300	1.700	0.176	0.295	0.0884
17	0.6	0.6	0.35	0.03	0.0014	0.000	0.210	1.300	0.162	0.370	0.0778
18	0.6	0.6	0.55	0.03	0.0016	0.000	0.330	1.700	0.194	0.451	0.1488
19	0.6	0.5	0.6	0.03	0.0016	0.083	0.330	1.704	0.194	0.443	0.1460
20	0.6	0.4	0.5	0.03	0.0033	0.200	0.250	1.420	0.176	0.603	0.1507

Lanjutan Tabel 4.26.

No. saluran	dimensi saluran			n	S	z	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dtk)	Q <sub>eks</sub> (m <sup>3</sup> /dt)
	b atas (m)	b bawah (m)	h (m)								
21	0.5	0.5	0.55	0.03	0.0036	0.000	0.275	1.600	0.172	0.614	0.1690
22	0.6	0.4	0.6	0.03	0.0028	0.167	0.300	1.617	0.186	0.569	0.1707
23	0.5	0.4	0.4	0.03	0.0010	0.125	0.180	1.206	0.149	0.289	0.0521
24	0.6	0.5	0.5	0.03	0.0009	0.100	0.275	1.505	0.183	0.327	0.0899
25	0.8	0.6	0.4	0.03	0.0029	0.250	0.280	1.425	0.197	0.611	0.1711
26	0.5	0.5	0.6	0.03	0.0015	0.000	0.300	1.700	0.176	0.412	0.1237
27	0.5	0.4	0.5	0.03	0.0009	0.100	0.225	1.405	0.160	0.302	0.0679
28	0.5	0.4	0.7	0.03	0.0014	0.071	0.315	1.804	0.175	0.384	0.1209
29	0.7	0.5	0.65	0.03	0.0023	0.154	0.390	1.815	0.215	0.576	0.2246
30	1.5	1.2	1.7	0.03	0.0012	0.088	2.295	4.613	0.497	0.710	1.6304
31	1.2	1.2	1.5	0.03	0.0019	0.000	1.800	4.200	0.429	0.819	1.4745
32	1.2	1	1.5	0.03	0.0006	0.067	1.650	4.007	0.412	0.469	0.7745
33	1.4	1.1	1.15	0.03	0.0007	0.130	1.438	3.419	0.420	0.497	0.7145
34	1.5	1.1	1.5	0.03	0.0009	0.133	1.950	4.127	0.473	0.610	1.1903
35	3.2	2.8	2.25	0.03	0.0008	0.089	6.750	7.318	0.922	0.876	5.9110

#### 4.6. Perencanaan Saluran Drainase

Evaluasi sistem jaringan drainase yang ada dipergunakan untuk mengetahui saluran-saluran yang tidak mampu menampung debit air hujan dan air limbah domestik. Sehingga diperlukan perencanaan dan perbaikan sistem yang sudah ada agar diharapkan dapat mengatasi permasalahan yang sedang dihadapi.

##### 4.6.1. Kontrol kapasitas Saluran

Kapasitas saluran eksisting adalah besarnya volume tampungan berdasarkan dimensi saluran eksisting. Perhitungan kapasitas saluran drainase eksisting digunakan untuk mengevaluasi saluran eksisting. Dari evaluasi tersebut akan diketahui apakah saluran yang sudah ada mampu untuk menampung besarnya debit banjir rancangan atau tidak. Jika saluran tidak dapat menampung besarnya debit maka akan timbul genangan. Sehingga dapat diambil langkah untuk mengatasi genangan tersebut. Kontrol kapasitas dapat dilakukan dengan cara membandingkan kapasitas saluran untuk menampung debit yang ada dengan debit banjir rancangan.

Contoh kontrol kapasitas saluran 1 untuk kala ulang 2 tahun adalah sebagai berikut :

$$\text{Kapasitas saluran (Qe)} = 0,2976 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Debit banjir rancangan (Qr)} = 0,2353 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Kontrol kapasitas saluran} = Qr < Qe$$

Untuk saluran 1, Qr lebih kecil daripada Qe maka kapasitas mencukupi, dan tidak terjadi genangan pada saluran drainase eksisting.

Contoh kontrol kapasitas saluran 1 untuk kala ulang 10 tahun adalah sebagai berikut :

$$\text{Kapasitas saluran (Qe)} = 0,2976 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Debit banjir rancangan (Qr)} = 0,3063 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Kontrol kapasitas saluran} = Qr < Qe$$

Untuk saluran 1, Qr lebih besar daripada Qe maka kapasitas tidak mencukupi, dan terjadi genangan pada saluran drainase eksisting. Untuk Kontrol kapasitas debit saluran untuk berbagai kala ulang secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27. Kontrol kapasitas debit saluran untuk berbagai kala ulang

No. Saluran	Q <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> /dt)			Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	keterangan		
	2 tahun	5tahun	10tahun		2 tahun	5tahun	10tahun
1	0.2353	0.2811	0.3063	0.2976	Mencukupi	Mencukupi	Tdk mencukupi
2	0.2636	0.3149	0.3432	0.2923	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
3	0.0971	0.1160	0.1264	0.1291	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
4	0.1783	0.2130	0.2321	0.1802	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
5	0.1677	0.2002	0.2183	0.1188	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
6	0.1047	0.1251	0.1363	0.1435	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
7	0.1561	0.1865	0.2032	0.1790	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
8	0.0452	0.0540	0.0589	0.0526	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
9	0.1969	0.2351	0.2563	0.1859	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
10	0.0945	0.1129	0.1230	0.0246	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
11	0.0386	0.0461	0.0502	0.0624	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
12	0.1590	0.1899	0.2069	0.1386	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
13	0.0849	0.1014	0.1106	0.0547	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
14	0.0993	0.1186	0.1293	0.1155	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
15	0.1952	0.2331	0.2541	0.2337	Mencukupi	Mencukupi	Tdk mencukupi
16	0.0831	0.0992	0.1081	0.0884	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
17	0.0494	0.0590	0.0643	0.0778	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
18	0.1171	0.1399	0.1525	0.1488	Mencukupi	Mencukupi	Tdk mencukupi
19	0.1359	0.1624	0.1770	0.1460	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
20	0.1284	0.1533	0.1671	0.1507	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi

Lanjutan Tabel 4.27

No. Saluran	Q <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> /dt)			Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	keterangan		
	2 tahun	5 tahun	10 tahun		2 tahun	5 tahun	10 tahun
21	0.2051	0.2449	0.2670	0.1690	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
22	0.2261	0.2701	0.2944	0.1707	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
23	0.0787	0.0940	0.1024	0.0521	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
24	0.0877	0.1048	0.1142	0.0899	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
25	0.1416	0.1692	0.1844	0.1711	Mencukupi	Mencukupi	Tdk mencukupi
26	0.0978	0.1168	0.1273	0.1237	Mencukupi	Mencukupi	Tdk mencukupi
27	0.1539	0.1838	0.2003	0.0679	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
28	0.0765	0.0914	0.0996	0.1209	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
29	0.1994	0.2382	0.2596	0.2246	Mencukupi	Tdk mencukupi	Tdk mencukupi
30	1.3294	1.5878	1.7307	1.6304	Mencukupi	Mencukupi	Tdk mencukupi
31	0.2014	0.2405	0.2621	1.4745	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
32	0.5358	0.6399	0.6975	0.7745	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
33	0.2531	0.3023	0.3295	0.7145	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
34	0.6693	0.7994	0.8713	1.1903	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi
35	3.8973	4.6547	5.0735	5.9110	Mencukupi	Mencukupi	Mencukupi

Keterangan :

Merah = Saluran tidak mencukupi untuk 2 tahun

Kuning = Saluran tidak mencukupi untuk 5 tahun

Ungu = Saluran tidak mencukupi untuk 10 tahun



Gambar 4.8. Lokasi saluran yang meluap / tidak meluap

#### 4.6.2. Rencana Perbaikan Saluran Drainase

Dari analisa debit banjir rancangan dan kapasitas eksisting yang telah dianalisa terlebih dahulu dijumpai adanya penampang saluran drainase yang tidak dapat mengalirkan debit banjir rancangan yang terjadi, sehingga perlu dilakukan normalisasi saluran. Dalam Penentuan dimensi saluran penampang terdapat dua cara yaitu cara ekonomis (mempertimbangkan penampang yang terbaik) dan cara normal (tanpa mempertimbangkan penampang yang terbaik).

##### 4.6.2.1. Rencana Perbaikan Saluran Drainase dengan Kondisi Hidrolik Terbaik

Koefisien kekasaran dinding saluran ( $n$ ) ditetapkan sebesar 0,03 untuk saluran dengan karakteristik dinding saluran berupa beton. Profil saluran tersebut diketahui tidak dapat mengalirkan debit banjir rancangan dengan kala ulang 2, 5, dan 10 tahun, sehingga perlu dilakukan normalisasi dengan memperhatikan parameter-parameter diatas. Langkah-langkah analisa perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Pengumpulan semua informasi yang diperlukan, perkiraan koefisien kekasaran  $n$  (untuk persamaan Manning) dan kemiringan aliran (longitudinal)  $S$ .
2. Menghitung faktor penampang  $AR^{2/3}$  dengan persamaan Manning yaitu:  
$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$$
3. Menghitung kedalaman aliran  $h$ .
4. Menentukan tinggi jagaan.
5. Mengecek kecepatan yang diijinkan ( $v = 0,3-2$  m/detik)

Contoh Perhitungan untuk normalisasi saluran persegi empat :

Diketahui pada penampang saluran 4 memiliki data sebagai berikut :

Debit air akumulatif ( $Q_r$ ) = 0,2321  $m^3/dtk$  (lihat Tabel 4.24)

Lebar saluran ( $b$ ) = 0,55 m

Tinggi air ( $h$ ) = 0,6 m

Slope ( $S_1$ ) = 0,0024

Penyelesaian:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,03 \times 0,2321}{\sqrt{0,0024}} = 0,1423$$

$$A = 2h^2$$

$$R = \frac{1}{2} h$$

$$AR^{2/3} = 2h^2(\frac{1}{2} h)^{2/3} = 0,1423$$

$$h^{8/3} = 0,1129$$

h hitung = 0,4414 m ..... diambil h rencana = 0,5 m

$$b = 2h = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m}$$

$$A = 2h^2 = 2 \cdot 0,5^2 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \cdot 0,5 = 0,25 \text{ m}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,03} 0,25^{2/3} 0,0024^{1/2} = 0,6475 \text{ m/dtk}$$

karena 0,3 m/detik < v < 2 m/detik maka penampang dapat diterapkan.

$$Q = A \cdot v = 0,5 \cdot 0,6475 = 0,3238 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Contoh Perhitungan untuk normalisasi saluran trapesium :

Diketahui pada penampang saluran 30 memiliki data sebagai berikut :

Debit air akumulatif (Qr) = 1,7307 m<sup>3</sup>/dtk (lihat Tabel 4.25)

Lebar saluran bawah (b bawah) = 1,5 m

Lebar saluran atas (b atas) = 1,2 m

Tinggi air (h) = 1,7 m

Slope (S1) = 0,0012

Penyelesaian:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,03 \times 1,7307}{\sqrt{0,0024}} = 1,5295$$

$$A = h^2 \sqrt{3}$$

$$R = \frac{1}{2} h$$

$$AR^{2/3} = h^2 \sqrt{3} (\frac{1}{2} h)^{2/3} = 1,5295$$

$$h^{8/3} = 1,4018$$

h hitung = 1,135 m ..... diambil h rencana = 1,2 m

$$A = h^2 \sqrt{3} = 1,2^2 \sqrt{3} = 2,5 \text{ m}^2$$

$$b \text{ bawah} = \frac{A}{h} - \frac{1}{3} \sqrt{3} h = \frac{2,5}{1,2} - \frac{1}{3} \sqrt{3} \cdot 1,2 = 1,4 \text{ m}$$

$$b \text{ atas} = \frac{4}{3} h \sqrt{3} = \frac{4}{3} 2,5 \sqrt{3} = 2,8 \text{ m}$$

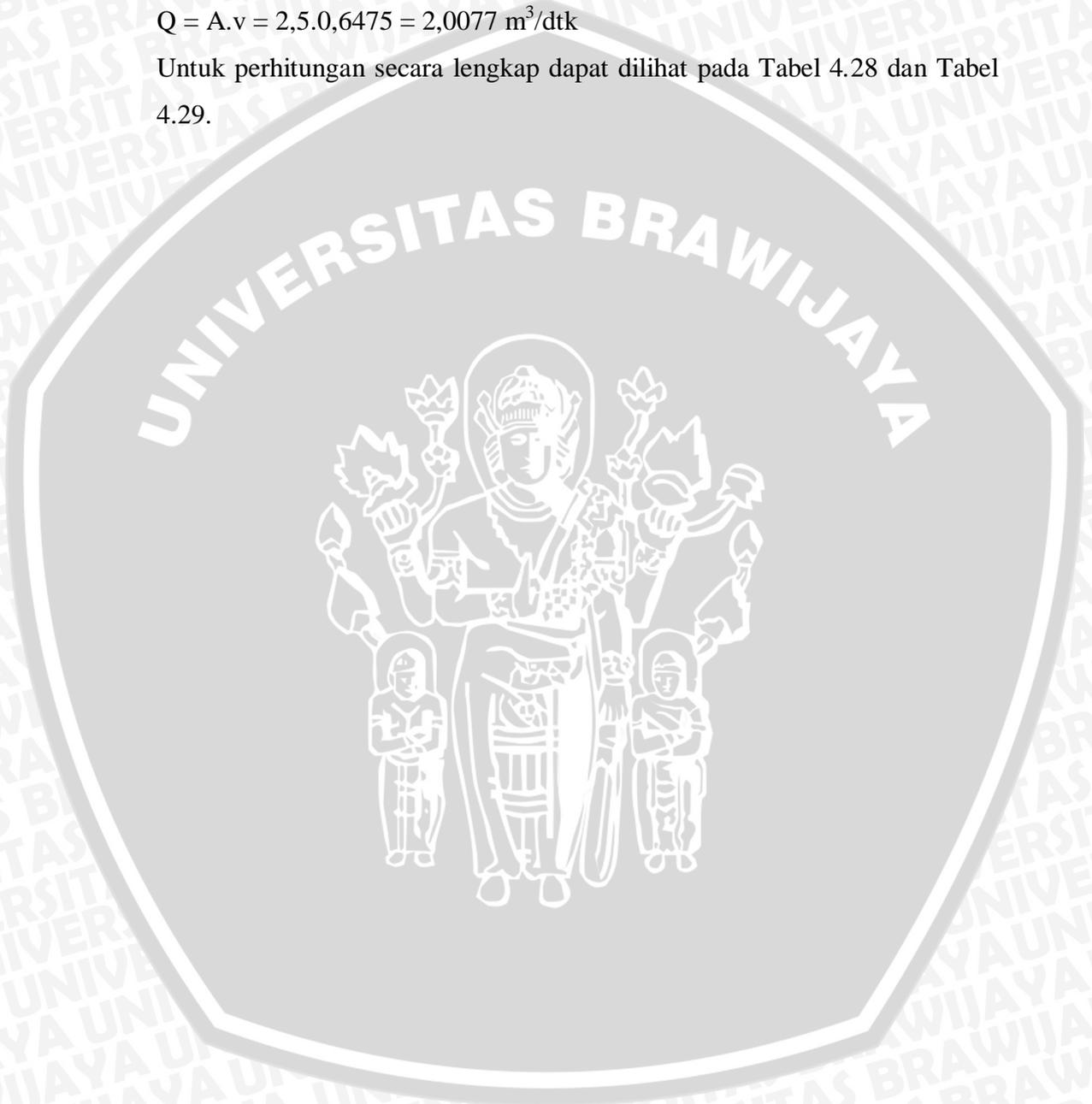
$$R = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 1,2 = 0,6 \text{ m}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,03} 0,6^{2/3} 0,0012^{1/2} = 0,8050 \text{ m/dtk}$$

karena  $0,3 \text{ m/detik} < v < 2 \text{ m/detik}$  maka penampang dapat diterapkan.

$$Q = A \cdot v = 2,5 \cdot 0,6475 = 2,0077 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Untuk perhitungan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 4.28 dan Tabel 4.29.



Tabel 4.28. Perhitungan Perencanaan Saluran persegi empat untuk Kala Ulang 10 Tahun dengan Kondisi Hidrolik Terbaik

No. saluran	Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)	n	S	AR <sup>2/3</sup>	h <sup>8/3</sup>	h hitung (m)	h rencana (m)	Tinggi jagaan (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R	V (m/dtk)	Q rencana (m <sup>3</sup> /dt)
1	0.3063	0.03	0.00133	0.2521	0.2001	0.5470	0.6	0.2	1.2	0.72	2.4	0.30	0.5445	0.3921
2	0.3432	0.03	0.00390	0.1649	0.1309	0.4665	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.8258	0.4129
4	0.2321	0.03	0.00240	0.1423	0.1129	0.4414	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.6475	0.3238
5	0.2183	0.03	0.00089	0.2193	0.1740	0.5191	0.6	0.2	1.2	0.72	2.4	0.30	0.4461	0.3212
7	0.2032	0.03	0.00157	0.1541	0.1223	0.4548	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.5235	0.2617
8	0.0589	0.03	0.00332	0.0306	0.0243	0.2482	0.3	0.2	0.6	0.18	1.2	0.15	0.5422	0.0976
9	0.2563	0.03	0.00511	0.1076	0.0854	0.3974	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.9453	0.4727
10	0.1230	0.03	0.00044	0.1768	0.1403	0.4788	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.2762	0.1381
12	0.2069	0.03	0.00193	0.1413	0.1122	0.4402	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.5812	0.2906
13	0.1106	0.03	0.00084	0.1145	0.0909	0.4068	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.3833	0.1917
14	0.1293	0.03	0.00195	0.0879	0.0698	0.3685	0.4	0.2	0.8	0.32	1.6	0.20	0.5028	0.1609
15	0.2541	0.03	0.00135	0.2076	0.1648	0.5085	0.6	0.2	1.2	0.72	2.4	0.30	0.5485	0.3949
16	0.1081	0.03	0.00079	0.1155	0.0917	0.4081	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.3717	0.1858
18	0.1525	0.03	0.00163	0.1134	0.0900	0.4054	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.5337	0.2669
19	0.1770	0.03	0.00157	0.1339	0.1062	0.4314	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.5247	0.2623
20	0.1671	0.03	0.00332	0.0871	0.0691	0.3671	0.4	0.2	0.8	0.32	1.6	0.20	0.6564	0.2101
21	0.2670	0.03	0.00356	0.1343	0.1066	0.4319	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.7889	0.3944
22	0.2944	0.03	0.00275	0.1684	0.1336	0.4701	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.6939	0.3469
23	0.1024	0.03	0.00095	0.0996	0.0791	0.3862	0.4	0.2	0.8	0.32	1.6	0.20	0.3516	0.1125
24	0.1142	0.03	0.00093	0.1125	0.0893	0.4041	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.4030	0.2015

Lanjutan Tabel 4.28

No. saluran	Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)	n	S	AR <sup>2/3</sup>	h <sup>8/3</sup>	h hitung (m)	h rencana (m)	Tinggi jagaan (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R	V (m/dtk)	Q rencana (m <sup>3</sup> /dt)
25	0.1844	0.03	0.00294	0.1020	0.0810	0.3896	0.4	0.2	0.8	0.32	1.6	0.20	0.6182	0.1978
26	0.1273	0.03	0.00155	0.0971	0.0771	0.3825	0.4	0.2	0.8	0.32	1.6	0.20	0.4483	0.1435
27	0.2003	0.03	0.00094	0.1957	0.1553	0.4974	0.6	0.2	1.2	0.72	2.4	0.30	0.4588	0.3303
29	0.2596	0.03	0.00232	0.1617	0.1284	0.4631	0.5	0.2	1.0	0.50	2.0	0.25	0.6371	0.3186

Tabel 4.29. Perhitungan Perencanaan Saluran trapesium untuk Kala Ulang 10 Tahun dengan dengan Kondisi Hidrolik Terbaik

No. saluran	Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)	n	S	AR <sup>2/3</sup>	h <sup>8/3</sup>	h hitung (m)	h rencana (m)	A (m <sup>2</sup> )	b bawah (m)	b atas (m)	P (m)	R	V (m/dtk)	Q rencana (m <sup>3</sup> /dt)
30	1.7307	0.03	0.00115	1.5295	1.4018	1.1350	1.2	2.5	1.4	2.8	4.850	0.6000	0.8050	2.0077

Suatu penampang saluran dikatakan penampang hidraulik terbaik apabila keliling basah ( P ) adalah minimum sehingga hambatan terhadap aliran juga minimum dan debit aliran menjadi maksimum. Peninjauan penampang hidraulik terbaik suatu saluran adalah peninjauan terhadap keliling basahnya. Tetapi Di dalam perencanaan perbaikan saluran drainase, prinsip dasarnya adalah memperbaiki saluran drainase yang sudah ada dan sedapat mungkin tidak mengganti sistem yang sudah ada. Jika terpaksa memperlebar saluran juga mempertimbangkan lahan yang tersedia sehingga yang dilakukan adalah melakukan perubahan pada kedalamannya. Dengan kata lain, saluran rencana yang digunakan adalah saluran rencana tanpa memperhitungkan Hidrolik Terbaik. Perbandingan geometrik kedua kondisi saluran tersebut untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada **Gambar 4.8**.

#### 4.6.2.2 Rencana Perbaikan Saluran Drainase tanpa Kondisi Hidrolik Terbaik

Contoh Perhitungan untuk normalisasi saluran persegi empat :

Diketahui pada penampang saluran 4 memiliki data sebagai berikut :

Debit air akumulatif (Qr) = 0,2321 m<sup>3</sup>/dtk (lihat Tabel 4.24)

Lebar saluran (b) = 0,55 m

Tinggi air (h) = 0,6 m

Slope (S1) = 0,0024

Penyelesaian:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,03 \times 0,2321}{\sqrt{0,0024}} = 0,1423$$

Dengan mengambil asumsi b = 0,7 m

$$A = 0,7 h$$

$$P = 0,7 + 2h$$

$$R = \frac{0,7 h}{0,7+2h} = \frac{0,35 h}{0,35+h}$$

$$0,7h \cdot \left[ \frac{0,35 h}{0,35+h} \right]^{2/3} = 0,1423$$

dengan cara coba-coba didapat harga:

h hitung = 0,564 m ..... diambil h rencana = 0,6 m

$$A = 0,7 \cdot 0,6 = 0,42 \text{ m}^2$$

$$P = 0,7 + 2 \cdot 0,6 = 1,9 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,42}{1,9} = 0,22 \text{ m}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,03} 0,22^{2/3} 0,0024^{1/2} = 0,5965 \text{ m/dtk}$$

karena  $0,3 \text{ m/detik} < v < 2 \text{ m/detik}$  maka penampang dapat diterapkan.

$$Q = A \cdot v = 0,42 \cdot 0,5965 = 0,2505 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Contoh Perhitungan untuk normalisasi saluran trapesium :

Diketahui pada penampang saluran 30 memiliki data sebagai berikut :

Debit air akumulatif (Qr) = 1,7307 m<sup>3</sup>/dtk (lihat Tabel 4.25)

Lebar saluran bawah (b bawah) = 1,5 m

Lebar saluran atas (b atas) = 1,2 m

Tinggi air (h) = 1,7 m

Slope (S1) = 0,0012

Penyelesaian:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,03 \times 1,7307}{\sqrt{0,0024}} = 1,5295$$

Dengan mengambil asumsi b (b bawah) = 1,2 m dan z = 0,1

$$A = (b + zh) \cdot h = 1,2h + 0,1h^2$$

$$P = b + 2h(\sqrt{1 + z^2}) = 1,2 + 2h(\sqrt{1 + 0,1^2}) = 1,2 + 2,0099h$$

$$R = \frac{1,2h + 0,1h^2}{1,2 + 2,0099h}$$

$$(1,2h + 0,1h^2) \cdot \left[ \frac{1,2h + 0,1h^2}{1,2 + 2,0099h} \right]^{2/3} = 1,5295$$

dengan cara coba-coba didapat harga:

h hitung = 1,7445 m ..... diambil h rencana = 1,8 m

T (b atas) = b + 2 \cdot z \cdot h = 1,2 + 2 \cdot 0,1 \cdot 1,8 = 1,56 ~ 1,6 m

A = 1,2 \cdot 1,8 + 0,1 \cdot 1,8^2 = 2,484 m<sup>2</sup>

P = 1,2 + 2,0099 \cdot 1,8 = 4,818 m

R =  $\frac{2,484}{4,818} = 0,5156 \text{ m}$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,03} 0,5156^{2/3} 0,0012^{1/2} = 0,7275 \text{ m/dtk}$$

karena  $0,3 \text{ m/detik} < v < 2 \text{ m/detik}$  maka penampang dapat diterapkan.

$$Q = A.v = 2,484.0,7275 = 1,8072 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Untuk perhitungan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 4.30 dan Tabel 4.31. Perbandingan antara profil melintang saluran eksisting dan rencana dapat dilihat pada **lampiran 5**.



Tabel 4.30. Perhitungan Perencanaan Saluran persegi empat untuk Kala Ulang 10 Tahun tanpa Kondisi Hidrolik Terbaik

No. saluran	Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)	n	S	AR <sup>2/3</sup>	b (m)	h hitung (m)	h rencana (m)	Tinggi jagaan (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R	V (m/dtk)	Q rencana (m <sup>3</sup> /dt)
1	0.3063	0.03	0.00133	0.2521	0.8	0.767	0.8	0.2	0.64	2.4	0.27	0.5034	0.3222
2	0.3432	0.03	0.00390	0.1649	0.7	0.635	0.7	0.2	0.49	2.1	0.23	0.7887	0.3865
4	0.2321	0.03	0.00240	0.1423	0.7	0.564	0.6	0.2	0.42	1.9	0.22	0.5965	0.2505
5	0.2183	0.03	0.00089	0.2193	1	0.602	0.7	0.2	0.70	2.4	0.29	0.4378	0.3065
7	0.2032	0.03	0.00157	0.1541	0.6	0.722	0.8	0.2	0.48	2.2	0.22	0.4780	0.2295
8	0.0589	0.03	0.00332	0.0306	0.3	0.439	0.5	0.2	0.15	1.3	0.12	0.4552	0.0683
9	0.2563	0.03	0.00511	0.1076	0.5	0.669	0.7	0.2	0.35	1.9	0.18	0.7712	0.2699
10	0.1230	0.03	0.00044	0.1768	0.7	0.811	0.9	0.2	0.63	2.5	0.25	0.2777	0.1749
12	0.2069	0.03	0.00193	0.1413	0.9	0.43	0.5	0.2	0.45	1.9	0.24	0.5606	0.2523
13	0.1106	0.03	0.00084	0.1145	0.7	0.475	0.5	0.2	0.35	1.7	0.21	0.3368	0.1179
14	0.1293	0.03	0.00195	0.0879	0.6	0.457	0.5	0.2	0.30	1.6	0.19	0.4816	0.1445
15	0.2541	0.03	0.00135	0.2076	0.8	0.656	0.7	0.2	0.56	2.2	0.25	0.4916	0.2753
16	0.1081	0.03	0.00079	0.1155	0.5	0.711	0.8	0.2	0.40	2.1	0.19	0.3100	0.1240
18	0.1525	0.03	0.00163	0.1134	0.6	0.561	0.6	0.2	0.36	1.8	0.20	0.4599	0.1656
19	0.1770	0.03	0.00157	0.1339	0.6	0.642	0.7	0.2	0.42	2.0	0.21	0.4671	0.1962
20	0.1671	0.03	0.00332	0.0871	0.6	0.454	0.5	0.2	0.30	1.6	0.19	0.6288	0.1886
21	0.2670	0.03	0.00356	0.1343	0.6	0.644	0.7	0.2	0.42	2.0	0.21	0.7023	0.2950
22	0.2944	0.03	0.00275	0.1684	0.7	0.646	0.7	0.2	0.49	2.1	0.23	0.6627	0.3247
23	0.1024	0.03	0.00095	0.0996	0.6	0.505	0.6	0.2	0.36	1.8	0.20	0.3516	0.1266
24	0.1142	0.03	0.00093	0.1125	0.6	0.557	0.6	0.2	0.36	1.8	0.20	0.3473	0.1250

Lanjutan Tabel 4.30.

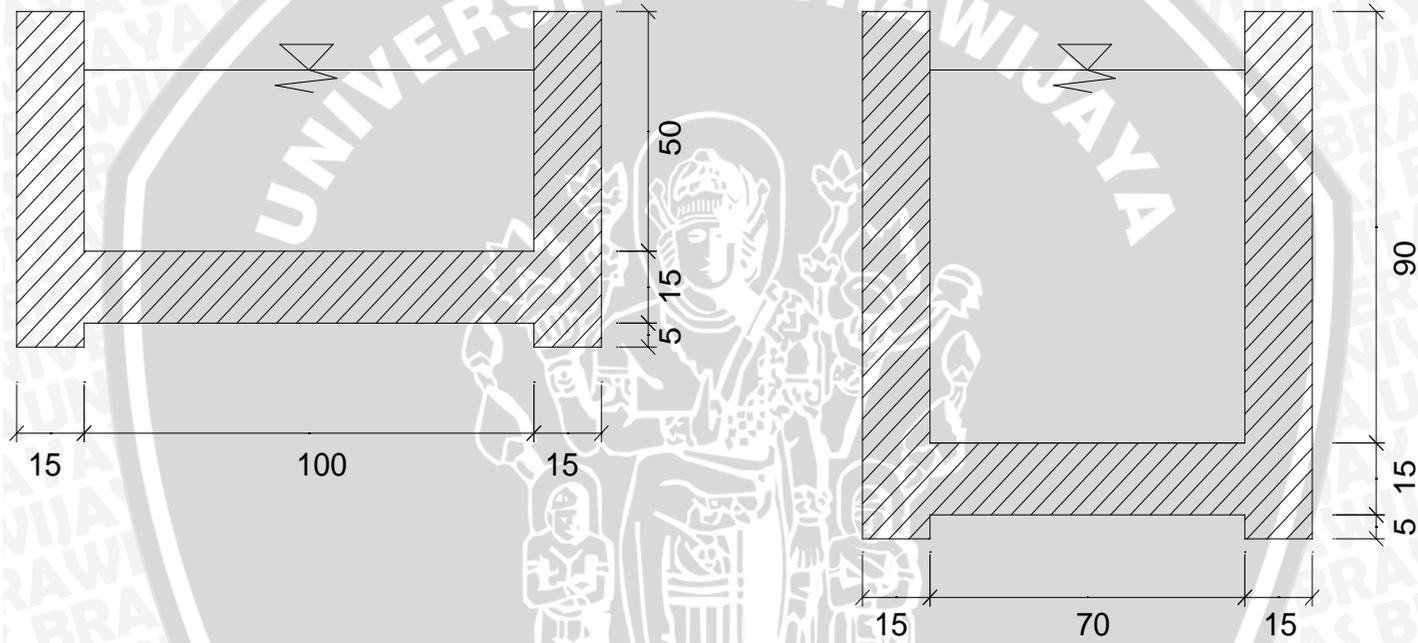
No. saluran	Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)	n	S	AR <sup>2/3</sup>	b (m)	h hitung (m)	h rencana (m)	Tinggi jagaan (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R	V (m/dtk)	Q rencana (m <sup>3</sup> /dt)
25	0.1844	0.03	0.00294	0.1020	0.8	0.379	0.4	0.2	0.32	1.6	0.20	0.6182	0.1978
26	0.1273	0.03	0.00155	0.0971	0.5	0.614	0.7	0.2	0.35	1.9	0.18	0.4244	0.1485
27	0.2003	0.03	0.00094	0.1957	0.7	0.884	0.9	0.2	0.63	2.5	0.25	0.4085	0.2573
29	0.2596	0.03	0.00232	0.1617	0.7	0.625	0.7	0.2	0.49	2.1	0.23	0.6085	0.2982

Tabel 4.31. Perhitungan Perencanaan Saluran trapesium untuk Kala Ulang 10 Tahun tanpa Kondisi Hidrolik Terbaik

No. saluran	Q air akumulatif (m <sup>3</sup> /dt)	n	S	AR <sup>2/3</sup>	b (m)	z	h hitung (m)	h (m)	T (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dtk)	Q rencana (m <sup>3</sup> /dt)
30	1.7307	0.03	0.00115	1.5295	1.2	0.1	1.7445	1.8	1.6	2.484	4.8180	0.5156	0.7275	1.8072

dengan kondisi hidraulik terbaik

tanpa kondisi hidraulik terbaik



Gambar 4.8. Penampang saluran 10 dengan dan tanpa kondisi hidrolis terbaik

#### 4.7. Alternatif Penanganan Genangan Air

Dalam penanganan genangan air di perkotaan yang padat penduduk tidak dapat hanya melalui perbaikan sistem drainase dengan cara normalisasi saluran yang ada. Akan tetapi melalui perbaikan drainase yang memungkinkan dari beberapa cara alternatif berikut:

1. Perencanaan drainase jalan raya

Permukaan jalan harus dibuat dengan kemiringan melintang yang cukup untuk membuang air hujan secepatnya, dan permukaan jalan harus berada di atas permukaan air tanah setempat. Juga diperlukan penambahan *street* inlet-inlet di sepanjang bahu jalan sehingga mencegah masuknya air ke perkerasan jalan dengan memperhatikan jumlah, jarak antar *street* inlet, dan bukannya.

2. Pemeliharaan sistem drainase

Kegiatan perawatan rutin yang bisa dilakukan untuk menjaga fungsi drainase sebagai berikut:

- Membersihkan sampah, tumbuhan pengganggu yang berada di saluran.
- Menambal dinding saluran yang retak atau rusak dan merapikan bentuk profil saluran.
- Memperbaiki kerusakan kecil pada tanggul akibat penurunan, rembesan, dan longsoran kecil.

3. Pembuatan daerah resapan dan simpanan air

Untuk mengurangi dan mengatur jumlah debit yang membebani saluran dibuat daerah resapan dan simpanan. Diperlukan peningkatan daya resap air pada tanah yaitu melalui metode resapan air biopori. Dan untuk bangunan penampungnya bisa digunakan kolam retensi yang merupakan bangunan pengontrol aliran untuk menampung air hujan dalam jangka waktu tertentu dan kemudian dikeluarkan perlahan –lahan saat level air pada badan air penerima telah surut.

4. Pembuatan stasiun pompa dan kolam penampungan

Sistem drainase yang tidak dapat sepenuhnya mengandalkan gravitasi sebagai faktor pendorong maka perlu dilengkapi dengan stasiun pompa. Karena konstruksi dan biaya operasi pompa sangat mahal maka agar pengoperasian pompa dapat maksimal, kapasitas pompa yang direncanakan

tidak boleh melebihi kapasitas kolam penampung. Untuk lokasi penampung dapat menggunakan daerah terbuka yang berada di sebelah utara Universitas Negeri Surabaya seperti yang ada pada **Gambar 4.9**.



Gambar 4.9. Lokasi penampungan air dari stasiun pompa

