

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Sistem Drainase

Drainase memiliki arti mengalirkan, menguras, membuang, atau mengalihkan air. Dalam bidang teknik sipil, drainase dapat didefinisikan sebagai ilmu yang mempelajari tindakan teknis untuk mengurangi kelebihan air yang berasal dari air hujan, rembesan, maupun kelebihan air irigasi, sehingga fungsi lahan tersebut tidak terganggu dan dapat dimanfaatkan secara optimal (Suripin, 2004). Drainase tidak hanya air permukaan, namun juga sebagai usaha mengontrol kualitas air tanah dalam kaitannya dengan sanitasi.

Sistem drainase memiliki beberapa bagian, diurut dari hulu terdiri dari saluran penerima, saluran pengumpul, saluran pembawa, saluran induk, dan badan air penerima. Dalam perencanaannya, sistem drainase merupakan pekerjaan yang rumit dan kompleks, karena sistem drainase harus dapat menangani kelebihan air sebelum masuk ke alur – alur besar atau sungai. Kesalahan dalam perencanaan sistem drainase, dapat berakibat munculnya permasalahan seperti banjir di kawasan perkotaan.

Saat ini sistem drainase menjadi salah satu infrastruktur penting dalam perkotaan maupun dalam suatu kawasan. Kualitas manajemen suatu kawasan dapat dilihat dari kualitas sistem drainasenya. Sistem drainase yang baik dapat membebaskan suatu kawasan dari genangan air atau banjir. Dalam lingkup pemukiman, sistem drainase juga digunakan sebagai pembuangan sisa air bersih atau limbah cair rumah tangga. Limbah tersebut akan dibuang melalui saluran drainase menuju sungai. Jika sistem drainase bermasalah dalam mengalirkan air limbah tersebut, maka akan terjadi luapan air atau banjir yang menyebabkan lingkungan menjadi kotor, sumber zat – zat berbahaya, hingga sumber penyakit yang dapat menurunkan kualitas lingkungan dan kesehatan masyarakat.

2.2 *Eco Drainage* (Drainase Ramah Lingkungan)

Paradigma lama dalam konsep drainase yaitu mengalirkan kelebihan air secepatnya ke saluran drainase, kini mulai ditinggalkan. Seiring perubahan iklim, maka diperlukan perubahan konsep drainase menuju ke drainase ramah lingkungan. *Eco – drainage* atau drainase ramah lingkungan berdasarkan Peraturan Kementrian PU nomor 12 tahun 2014 yaitu sebuah upaya untuk mengelola kelebihan air dengan metode ditampung untuk dipakai sebagai sumber air bersih, meningkatkan kualitas ekologi, diresapkan kedalam tanah untuk meningkatkan cadangan air tanah, dialirkan ke sungai dengan tanpa melampaui kapasitas sungai sebelumnya untuk menghindari genangan, serta dipelihara agar berdaya guna secara berkelanjutan. Konsep drainase ramah lingkungan tersebut menjadikan kelebihan air hujan tidak secepatnya dibuang ke sungai, namun dapat disimpan, diserapkan, dan kemudian dimanfaatkan.

Eco-drainage dapat mengurangi kemungkinan banjir/genangan di hilir serta kekeringan di hulu. Hal tersebut dikarenakan sebageian besar kelebihan air hujan ditahan atau diresapkan baik bagian hulu, tengah, maupun hilir. Air yang ditahan dapat dikelola sedemikian rupa sehingga dapat bermanfaat. Terdapat beberapa metode *eco-drainage* diantaranya adalah metode kolam konservasi, metode sumur resapan, metode *river side polder*, dan metode pengembangan areal perlindungan air tanah (Permen PU No. 12, 2014).

Metode kolam konservasi dapat dibuat dengan membuat kolam – kolam air yang dibuat untuk menampung air hujan terlebih dahulu, diresapkan, dan kemudian sisanya dapat dialirkan ke sungai secara perlahan – lahan. Metode sumur resapan digunakan untuk mengalirkan air hujan yang jatuh pada atap perumahan atau kawasan tertentu yang dikhususkan untuk air hujan, sehingga air limbah rumah tangga tidak dimasukkan ke sumur resapan. Metode *river side polder* adalah metode menahan aliran air dengan menahan kelebihan air di sepanjang bantaran sungai. Metode areal perlindungan air tanah dilakukan dengan menetapkan kawasan lindung yang tidak boleh dibangun bangunan, sehingga areal tersebut dikhususkan untuk meresapkan air hujan kedalam tanah (Permen PU No. 12, 2014).

2.3 Analisis Hidrologi

2.3.1 Analisis Hujan Rencana

Menurut Soemartono (1987) dalam Nugroho (2017), untuk perhitungan debit banjir dengan periode ulang tertentu, diperlukan juga hujan maksimum atau disebut hujan rencana dengan periode ulang tertentu pula. Pemilihan periode ulang hujan rancangan menurut Modul Perencanaan Sistem Polder dan Kolam Retensi oleh Kementrian PUPR yaitu berdasarkan luas daerah pengaliran (*catchment area*) dan tipologi kota yang akan direncanakan seperti pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Kala Ulang Berdasarkan Tipologi Kota & Luas Daerah Pengaliran

Tipologi Kota	Catchment Area (Ha)			
	<10	10 - 100	100 - 500	>500
Kota Metropolitan	2 tahun	2 – 5 tahun	5 – 10 tahun	10 – 25 tahun
Kota Besar	2 tahun	2 – 5 tahun	2 – 5 tahun	5 – 20 tahun
Kota Sedang / Kecil	2 tahun	2 – 5 tahun	2 – 5 tahun	5 – 10 tahun

*) Sumber: Kementrian PUPR

Tipologi kota dan luas daerah pengaliran dapat menentukan periode ulang hujan rencana yang akan digunakan. Pengaruh tipologi kota terhadap periode ulang hujan rencana yaitu berdasarkan perkembangan kota, semakin tinggi tingkat perkembangan suatu kota akan mempengaruhi kuantitas dan kualitas drainasenya. Tipologi kota juga diikuti dengan luas daerah pengaliran yang mempengaruhi penentuan periode ulang hujan rencana, karena semakin luas daerah pengaliran semakin besar pula wilayah yang harus dilayani oleh sistem drainase. Berdasarkan Tabel 2.1, tipologi kota metropolitan dengan luas >500 Ha yang merupakan tipe kota terbesar memiliki periode ulang hujan rencana 10 – 25 tahun dalam perencanaan sistem drainasenya.

Besarnya curah hujan yang direncanakan juga dipilih berdasarkan pada kesesuaian kawasan yang ditinjau. Nilai periode ulang suatu kawasan yang sesuai dapat dilihat pada Tabel 2.2 sebagai berikut.

Tabel 2.2 Kala Ulang Berdasarkan Kawasan yang Ditinjau

Daerah	Periode Ulang (tahun)
Permukiman	5 – 15
Pusat pemerintahan yang penting, daerah komersil, dan daerah pada dengan nilai ekonomi tinggi	10 – 50
Perencanaan gorong – gorong jalan raya dan lapangan terbang	3 – 15
Perencanaan pengendalian banjir pada sungai	23 – 50

*) Sumber: Wesli (2008) dalam Setiawan (2019)

Penentuan periode ulang hujan rencana seperti pada Tabel 2.2 memiliki penilaian yang berbeda dari Tabel 2.1. Periode ulang hujan rencana dapat juga ditentukan berdasarkan kawasan yang ditinjau, agar perencanaan sistem drainase lebih efisien. Daerah dengan menggunakan periode ulang terbesar yaitu pada daerah perencanaan pengendalian banjir pada sungai yaitu menggunakan periode ulang 23 hingga 50 tahun.

Kemudian untuk mengetahui periode ulang perencanaan saluran drainase dibedakan berdasarkan fungsi saluran seperti pada Tabel 2.3 sebagai berikut.

Tabel 2.3 Kala Ulang Berdasarkan Fungsi Saluran

Saluran	Periode Ulang (Tahun)
Kwarter	1
Tersier	2
Sekunder	5
Primer	10

*) Sumber: Wesli (2008) dalam Setiawan (2019)

Pada Tabel 2.3 penentuan periode ulang hujan rencana berdasarkan fungsi saluran yang akan direncanakan, sehingga perencanaan saluran primer, sekunder, tersier, maupun kwarter memiliki periode ulang yang berbeda. Periode ulang terbesar yaitu pada saluran primer dengan menggunakan periode ulang 10 tahun.

2.3.2 Uji Parameter Statik

Uji parameter statik digunakan untuk menentukan jenis distribusi frekuensi hujan. Frekuensi hujan merupakan besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui (Soewarno, 1995). Berdasarkan Soemarto (1987) dalam Pratama (2017), metode untuk menghitung distribusi frekuensi hujan yang digunakan akan dipilih sesuai dengan uji yang selanjutnya dilakukan dengan memperhatikan parameter-parameter penting sesuai sifat distribusi. Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), standar deviasi (Sd), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan/ *skewness* (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck). Sementara untuk memperoleh harga parameter statistic dilakukan perhitungan dengan rumus dasar sebagai berikut.

1. Nilai Rata – Rata (\bar{X})

$$\bar{X} = \frac{\sum x}{n} \quad 2.1$$

Dimana :

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

x = nilai curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

2. Deviasi Standar

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}} \quad 2.2$$

Dimana :

S = deviasi standar curah hujan

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

x = nilai curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

3. Koefisien variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad 2.3$$

Dimana :

Cv = koefisien variasi curah hujan

S = deviasi standar curah hujan

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

4. Koefisien Kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad 2.4$$

Dimana :

Cs = koefisien kemencengan curah hujan

S = deviasi standar curah hujan

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

x = nilai curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

5. Koefisien Ketajaman / Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad 2.5$$

Dimana :

Ck = koefisien ketajaman (Kurtosis)

S = deviasi standar curah hujan

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

x = nilai curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

Berdasarkan perhitungan, kemudian ditentukan jenis distribusi probabilitas dengan mencocokkan hasil parameter static dengan syarat masing – masing jenis distribusi seperti pada Tabel 2.4 sebagai berikut.

Tabel 2.4 Parameter Penentuan Jenis Sebaran

Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis
Normal	Cs \approx 0 Ck = 3
Log Normal	Cs = Cv ³ + 3Cv Ck = Cv ⁸ + 6Cv ⁴ + 16Cv ² + 3
Gumbel	Cs \leq 1.14 Ck \leq 5.4
Log Person Tipe III	Selain nilai diatas

*) Kamiana (2010)

Pada Tabel 2.4 digunakan nilai Cs (koefisien kemiringan) dan Ck (koefisien kurtosis) untuk dapat menentukan jenis distribusi yang digunakan. Terdapat 4 jenis distribusi yaitu Normal, Log Normal, Gumbel, dan log Person Tipe III. Kemudian, hasil dari penentuan jenis distribusi tersebut akan digunakan untuk analisis distribusi probabilitas. Hasil akhir dari analisis nantinya didapatkan besar curah hujan dengan periode ulang hujan rencana yang akan digunakan dalam perencanaan sistem drainase.

2.3.3 Analisis Distribusi Probabilitas

Terdapat beberapa metode yang dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya hujan rencana, yaitu Metode Distribusi Log Pearson Type III, Metode Distribusi Gumbel, dan Metode Distribusi Normal sebagai berikut.

1. Distribusi Normal

Perhitungan distribusi normal menurut Soewarno (1995) dapat digunakan persamaan berikut.

$$x = \bar{x} + K_T \times S \quad 2.6$$

$$K_T = \frac{XT - \bar{X}}{S} \quad 2.7$$

Dimana :

X_T = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang tertentu T-tahunan

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

S = deviasi standar

K_T = faktor frekuensi, fungsi dari peluang atau periode ulang dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Faktor Frekuensi (K_T)

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k	Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1.001	0.999	-3.05	3.330	0.300	0.52
1.005	0.995	-2.58	4.0	0.250	0.67
1.01	0.990	-2.33	5.0	0.200	0.84
1.05	0.950	-1.64	10	0.100	1.28
1.11	0.900	-1.28	20	0.050	1.64
1.50	0.800	-0.84	50	0.200	2.05
1.33	0.750	-0.67	100	0.010	2.33
1.43	0.700	-0.52	200	0.005	2.58
1.67	0.600	-0.25	500	0.002	2.88
2.0	0.500	0.00	1000	0.001	3.09
2.50	0.400	0.25			

*) Soewarno, 1995

Faktor frekuensi pada Tabel 2.5 didapatkan dengan menggunakan nilai periode ulang hujan rencana. Nilai faktor frekuensi kemudian digunakan untuk mencari besar curah hujan yang terjadi dengan periode ulang tertentu.

2. Distribusi Log Normal

Pada distribusi log normal, perhitungan sama dengan distribusi normal dengan mengubah data X kedalam bentuk logaritmik.

$$Y = \bar{Y} + K_T \times S \quad 2.8$$

Dimana :

Y = Log X

S = deviasi standar

K_T = faktor frekuensi, fungsi dari peluang atau periode ulang dapat dilihat pada Tabel 2.5.

3. Distribusi Pearson Type III

Perhitungan distribusi Pearson Type III menurut Soewarno (1995) dapat digunakan persamaan sebagai berikut.

$$X = \bar{X} + k.S \quad 2.9$$

Dimana :

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

S = deviasi standar

k = faktor sifat dari Distribusi Pearson Type III

4. Distribusi Gumbel

Perhitungan distribusi gumbel menurut Soewarno (1995) dapat digunakan persamaan sebagai berikut.

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n}(Y - Y_n) \quad 2.10$$

Dimana :

X = nilai hujan rencana dengan data T tahun

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

S = deviasi standar

Y_n = Nilai rata-rata dari reduksi variat (*mean of reduced variate*) nilainya tergantung dari data (n) dan dapat dilihat pada Tabel 2.6

S_n = Deviasi standar dari reduksi variat, nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat pada Tabel 2.7

Y = Nilai reduksi variant dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu. Nilai Y dihitung dengan:

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right] \quad 2.11$$

Untuk $T \geq 20$, maka $Y = \ln T$

Dimana :

T = Periode ulang Y

n = Nilai rata – rata reduksi dari variant (mean of reduced variable) nilainya tergantung dari jumlah data (n)

Tabel 2.6 Reduced Mean YN

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.495	0.500	0.504	0.507	0.510	0.513	0.516	0.518	0.520	0.522
20	0.524	0.525	0.527	0.528	0.530	0.531	0.532	0.533	0.534	0.535
30	0.536	0.537	0.538	0.539	0.540	0.540	0.541	0.542	0.542	0.543
40	0.544	0.544	0.545	0.545	0.546	0.546	0.547	0.547	0.548	0.548
50	0.549	0.549	0.549	0.550	0.550	0.550	0.551	0.551	0.552	0.552
60	0.552	0.552	0.553	0.553	0.553	0.554	0.554	0.554	0.554	0.555
70	0.555	0.555	0.555	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.557	0.557
80	0.557	0.557	0.557	0.557	0.558	0.558	0.558	0.556	0.558	0.558
90	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.560	0.560	0.560	0.560
100	0.560	0.560	0.560	0.560	0.561	0.561	0.561	0.561	0.561	0.561

*) Soewarno, 1995

Nilai Yn pada Tabel 2.6 adalah nilai rata – rata reduksi dari varian didapat berdasarkan banyaknya jumlah data hujan yang digunakan. Nilai Yn akan digunakan untuk mencari nilai curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan distribusi Gumbel.

Tabel 2.7 Reduced Standard Deviation Sn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.950	0.968	0.983	0.997	1.010	1.021	1.032	1.041	1.049	1.057
20	1.062	1.070	1.075	1.081	1.086	1.092	1.096	1.100	1.105	1.109
30	1.112	1.116	1.119	1.123	1.126	1.129	1.131	1.134	1.136	1.139
40	1.141	1.1444	1.146	1.148	1.150	1.152	1.154	1.156	1.157	1.159
50	1.161	1.162	1.164	1.166	1.167	1.168	1.170	1.171	1.172	1.173
60	1.175	1.176	1.177	1.178	1.179	1.180	1.181	1.182	1.183	1.184
70	1.185	1.186	1.187	1.188	1.189	1.189	1.191	1.192	1.192	1.193
80	1.194	1.195	1.195	1.196	1.197	1.197	1.198	1.199	1.199	1.200
90	1.201	1.201	1.203	1.203	1.203	1.204	1.204	1.205	1.206	1.206
100	1.207	1.207	1.207	1.208	1.208	1.208	1.209	1.209	1.209	1.210

*) Soewarno, 1995

Nilai Sn pada Tabel 2.7 merupakan nilai standar deviasi dari reduksi varian yang didapat berdasarkan banyaknya jumlah data hujan yang digunakan. Nilai Sn akan digunakan untuk mencari nilai curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan distribusi Gumbel.

Tabel 2.8 Nilai Y untuk Metode Gumbel

Periode Ulang Tr (tahun)	Reduced Variated Ytr	Periode Ulang Tr (tahun)	Reduced Variated Ytr
2	0.3668	100	4.6012
5	1.5004	200	5.2969
10	2.2510	250	5.5206
20	2.9709	500	6.2149
25	3.1993	1000	6.9087
50	3.9028	5000	8.5188
75	4.3117	10000	9.2121

*) Soemarto, 1987

Nilai Y pada Tabel 2.8 merupakan nilai reduksi variant dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu, sehingga untuk mendapatkan nilai Y digunakan periode ulang hujan rencana. Nilai Y digunakan untuk mendapatkan nilai curah hujan rencana pada periode ulang tertentu menggunakan distribusi Gumbel.

5. Distribusi Log Pearson Type III

Perhitungan distribusi Log Pearson Type III menurut Suripin (2004) digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Log}X = \text{Log} \bar{X} + k.S \quad 2.12$$

Dimana :

X = nilai hujan rencana dengan data T tahun

\bar{X} = nilai rata – rata curah hujan (mm)

S = deviasi standar

Cs = Koefisien kemiringan

k = Nilai konstanta berdasarkan kala ulang dan Cs seperti Tabel 2.9

Tabel 2.9 Nilai k untuk Distribusi Log Pearson Type III

CS	Periode Ulang (Tahun)							
	1,0101	1,25	2	5	10	25	50	100
	Persentase Peluang (%)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	2.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.892	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.319	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.187	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.051	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

*) Suripin, 2004

Nilai k pada Tabel 2.9 merupakan nilai konstanta berdasarkan kala ulang dengan menggunakan nilai Cs (koefisien kemiringan) dan periode ulang hujan rencana. Nilai k digunakan untuk mencari nilai hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan metode Log Person Type III.

2.3.4 Uji Kesesuaian Distribusi Probabilitas

Pengujian parameter ini digunakan untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian parameter yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Uji Chi – Kuadrat

Uji chi – kuadrat dilakukan untuk menentukan persamaan distribusi peluang yang telah dipilih apakah telah mewakili distribusi statistic sampel data yang dianalisis. Menurut Soewarno (1995) uji chi – kuadrat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad 2.13$$

Dimana :

X^2 = Parameter chi kuadrat terhitung

\sum = Jumlah sub kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Suatu distribusi dikatakan selaras jika nilai X_h^2 hitung < X_h^2 kritis.

Nilai X_h^2 kritis dapat dilihat pada Tabel 2.11. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *chi square* kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$Dk = K - (P + 1) \quad 2.14$$

Dimana :

Dk = derajat kebebasan

P = nilai untuk distribusi Metode Gumbel, $P = 1$

Adapun prosedur uji chi – kuadrat adalah :

- a. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya;
- b. Kelompokkan data menjadi G sub kelompok, tiap – tiap sub kelompok minimal 4 data pengamatan;

- c. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap – tiap sub kelompok;
 d. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i ;
 e. Tiap – tiap sub kelompok hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad 2.15$$

- f. Jumlah seluruh G sub kelompok nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi – kuadrat hitung;
 g. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

- a. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima;
 b. Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima;
 c. Apabila peluang berada diantara 1 – 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, missal perlu tambah data.

Tabel 2.10 Nilai Kritis untuk Uji Keselarasan Chi Kuadrat

Dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.050	0.025	0.01	0.005
1	0.000	0.000	0.001	0.004	3.841	5.024	6.634	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	5.991	7.378	9.210	10.596
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.344	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.276	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.833	15.086	16.749
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.811	18.547
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.277
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.954
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.665	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.724	26.756
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.216	28.299
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.577	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	31.999	34.267

Dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.050	0.025	0.01	0.005
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.408	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.190	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.996
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.795
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.979	45.558
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.641	48.289
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.587	52.335
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.671

*) Soewarno, 1995

Tabel 2.10 merupakan tabel nilai kritis untuk uji chi kuadrat untuk mendapatkan nilai X^2 . Didapatkan dengan menggunakan nilai derajat kebebasan (Dk) dan nilai derajat kepercayaan (α). Nilai X^2 tabel digunakan sebagai nilai perbandingan dengan nilai X^2 hitung, nilai X^2 hitung harus lebih kecil dari nilai X^2 tabel.

2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Pada pengujian Smirnov – Kolmogorov tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, sehingga sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*). Prosedur pengujiannya adalah sebagai berikut.

- Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut;
- Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya);
- Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis;

$$D = \text{Maksimum}[P(X_m) - P'(X_m)] \quad 2.16$$

Dengan :

$$P(X) = \frac{m}{n+1} \quad 2.17$$

$$F(t) = \frac{X - X_{rt}}{S} \quad 2.18$$

$$P(X) = F(t) = 1 - t \quad 2.19$$

d. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov Test*) tentukan harga D_0 seperti pada Tabel 2.11.

Interpretasi hasilnya adalah sebagai berikut:

- Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima;
- Apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.11 Nilai Kritis D_0 Uji Smirnov – Kolmogorov

N	α (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$N > 50$	$1,07/N^{0,5}$	$1,22/N^{0,5}$	$1,36/N^{0,5}$	$1,63/N^{0,5}$

*) Soewarno, 1995

Tabel 2.11 merupakan nilai kritis D_0 pada uji Smirnov-Kolmogorov. Nilai ini didapatkan dengan menggunakan jumlah data hujan yang digunakan dan derajat kepercayaan. Nilai D_0 digunakan sebagai nilai perbandingan dengan nilai D , sehingga apabila nilai $D < D_0$ maka persamaan distribusi dapat diterima.

2.3.5 Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi atau nilai t_c adalah waktu pengaliran air dari titik terjauh pada lahan hingga masuk pada saluran terdekat sampai pada titik yang ditinjau (inlet). Nilai t_c merupakan penjumlahan dari waktu aliran air dari lahan/permukaan (t_0) yang masuk kedalam saluran dengan waktu aliran air mengalir sepanjang

saluran (t_f) pada suatu titik yang ditinjau dengan satuan menit seperti pada persamaan berikut ini.

www.itk.ac.id

$$t_c = t_o + t_f \quad 2.20$$

Perhitungan nilai waktu aliran air pada lahan (t_o) dapat menggunakan persamaan Kirby sebagai berikut.

$$t_o = 1.44 \left(n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0.467} \quad (\text{menit}) \quad 2.21$$

Dengan $l \leq 400$ m

Dimana :

l = jarak dari titik terjauh ke inlet (m)

S = kemiringan lahan

n_d = koefisien setara koefisien kekasaran, seperti pada Tabel 2.12 sebagai berikut.

Tabel 2.12 Harga Koefisien Hambatan, n_d

Tata Guna Lahan	n_d
Kedap Air	0.02
Timbunan Tanah	0.10
Tanaman pangan/tegalan dengan sedikit rumput pada tanah gundul yang kasar dan lunak	0.20
Padang rumput	0.40
Tanah gundul yang kasar dengan runtuh dedaunan	0.60
Hutan dan sejumlah semak belukar	0.80

*) Bambang T (2008) dalam Kamiana (2010)

Tabel 2.12 digunakan untuk mendapatkan nilai n_d yang merupakan koefisien kekasaran pada lahan. Koefisien ini dikategorikan berdasarkan tata guna lahan yang akan dilewati oleh air pada daerah perencanaan. Nilai n_d digunakan untuk mencari waktu aliran pada lahan (t_o) dengan persamaan Kirby.

Perhitungan nilai waktu aliran air pada saluran (t_f) dapat menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$t_f = \frac{L_s}{60 \times V} \quad (\text{menit}) \quad 2.22$$

Dimana :

L = jarak dari titik terjauh inlet (m)

V = kecepatan aliran pada saluran (m/d)

www.itk.ac.id

Berdasarkan Kamiana (2010), perhitungan waktu konsentrasi (t_c) juga dapat dihitung menggunakan persamaan Kirpich yaitu sebagai berikut.

$$t_c = \left(\frac{0.87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0.385} \quad 2.23$$

Dimana :

t_c = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang lintasan air dari titik terjauh sampai yang ditinjau (km)

S = kemiringan rata – rata daerah lintasan air

2.3.6 Intensitas Curah Hujan Rencana

Intensitas curah hujan yaitu jumlah curah hujan yang dinyatakan dalam tinggi hujan atau volume hujan tiap satuan waktu yang terjadi pada satu kurun waktu air hujan terkonsentrasi. Besarnya intensitas curah hujan berbeda – beda yang disebabkan oleh limpasan curah hujan atau frekuensi kejadiannya (Sosrodarsono,1983). Menurut Kamiana (2010), jika yang tersedia adalah hujan harian, maka nilai intensitas hujan dapat ditentukan dengan Rumus Mononobe yaitu sebagai berikut.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad 2.24$$

Dimana :

I = Intensitas hujan rencana (mm)

X_{24} = tinggi hujan harian maksimum atau hujan rencana (mm)

t = durasi hujan atau waktu konsentrasi (jam)

2.3.7 Koefisien Aliran Permukaan

Menurut Kamiana (2010), koefisien pengaliran (C) merupakan hubungan antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan. Nilai koefisien pengaliran ini sangat bergantung pada kehilangan air akibat infiltrasi, penguapan, tampungan permukaan, intensitas dan lama hujan. Karena hal tersebut, dalam perkiraan atau pemilihan nilai C secara tepat sulit dilakukan.

Dalam perhitungan drainase permukaan, penentuan nilai C dilakukan dengan pendekatan. Namun, kenyataan di lapangan sulit ditemukan daerah

pengaliran yang homogen, sehingga dapat digunakan persamaan seperti sebagai berikut.

$$C = Crata - rata = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad 2.25$$

Dimana :

C = Koefisien pengaliran, seperti pada Tabel 2.13 sebagai berikut.

Tabel 2.13 Koefisien Pengaliran (C) untuk Metode Rasional

Deskripsi Lahan/Karakter Permukaan	Koefisien Pengaliran (C)
Bisnis :	
- Perkotaan	0.70 – 0.95
- Pinggiran	0.50 – 0.70
Perumahan :	
- Rumah Tiggal	0.30 – 0.50
- Multiunit, Terpisah	0.40 – 0.60
- Multiunit, Tergabung	0.60 – 0.75
- Perkampungan	0.25 – 0.40
- Apartemen	0.50 – 0.70
Perkerasan :	
- Aspan dan Beton	0.70 – 0.95
- Batu Bata, Paving	0.50 – 0.70
Halaman Berpasir :	
- Datar (2%)	0.05 – 0.10
- Rata – rata (2 – 7%)	0.10 – 0.15
- Curam (7%)	0.15 – 0.20
Halaman Tanah :	
- Datar (2%)	0.13 – 0.17
- Rata – rata (2 – 7%)	0.18 – 0.22
- Curam (7%)	0.18 – 0.22
Halaman Kereta Api	0.10 – 0.35
Hutan :	
- Datar 0 – 5%	0.10 – 0.40
- Bergelombang 5 – 10%	0.25 – 0.50
- Berbukit 10 – 30%	0.30 – 0.60
Industri :	
- Ringan	0.50 – 0.80
- Berat	0.60 – 0.90
Atap	0.75 – 0.95
Taman Tempat Bermain	0.20 – 0.35
Taman, Pekuburan	0.10 – 0.25

*) McGuen (1989) dalam Suripin (2004)

Tabel 2.13 adalah tabel koefisien pengaliran (C) yang merupakan perbandingan antara air yang mengalir dipermukaan (*run off*) dengan air yang menyerap di tanah (infiltrasi). Nilai C ini digunakan untuk mencari debit rencana dengan metode rasional.

2.3.8 Perhitungan Debit Rencana

Metode perhitungan debit rencana yang digunakan yaitu dengan metode rasional dan metode Hidrograf Satuan Sintesis (HSS), yaitu seperti sebagai berikut.

a. Metode Rasional

Metode yang digunakan untuk memperkirakan aliran limpasan permukaan dengan metode Rasional. Menurut Godman (1986) dalam Suripin (2004), metode Rasional dapat digunakan untuk daerah pengaliran < 300 Ha. Menurut Ponce (1989) dalam Bambang Triadmojo (2008), metode rasional dapat digunakan untuk daerah pengaliran < 2.5 Km². Berdasarkan Departemen PU, dijelaskan bahwa metode rasional dapat digunakan untuk ukuran daerah pengaliran < 5000 Ha. Rumus umum dari Metode Rasional yaitu sebagai berikut.

$$Q = 0.278 \times C \times I \times A \quad 2.26$$

Dimana :

Q = debit puncak limpasan permukaan (m³/d)

C = angka pengaliran (tanpa dimensi)

A = luas daerah pengaliran (Km²)

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

b. Metode Hidrograf Satuan Sintesis (HSS)

Hidrograf Satuan Sintesis merupakan suatu cara untuk memperkirakan penggunaan konsep hidrograf satuan dalam suatu perencanaan yang tidak tersedia pengukuran – pengukuran langsung mengenai hidrograf banjir dalam suatu DAS. Salah satu perhitungan hidrograf satuan sintesis yaitu dengan persamaan HSS Nakayasu, yaitu sebagai berikut.

- Waktu Kelambatan (*time lag*)

$$t_g = 0.4 + 0.058 \times L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km} \quad 2.27$$

$$t_g = 0.21 \times L^{0.7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km} \quad 2.28$$

- Waktu puncak

$$t_p = t_g + 0.8Tr \quad 2.29$$

- Waktu saat debit sama dengan 30% debit puncak

$$t_{0.3} = \alpha \times t_g \quad 2.30$$

- Debit Puncak Banjir :

$$Q_p = \frac{A.R_o}{3.6(0.3T_p + T_{0.3})} \quad 2.31$$

Dimana :

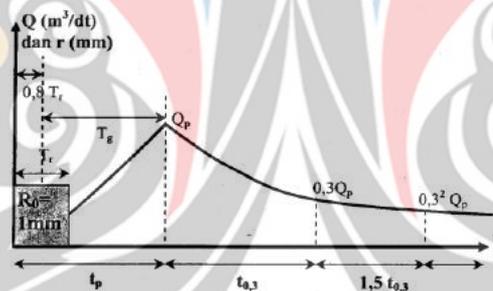
Q_p = debit puncak banjir (m^3/d)

A = luas DAS (sampai outlet) (km^2)

R_o = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu (*time lag*) dari permulaan hujan sampai dengan puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)



Gambar 2.1 HSS Nakayasu

Sumber : Kamiana, 2010

- Bagian Lengkung Naik ($0 < t < t_p$)

$$Q = Q_p \frac{t^{2.4}}{t_p^{2.4}} \quad 2.32$$

Dimana :

Q = debit sebelum mencapai debit puncak (m^3/d)

t = waktu (jam)

- Bagian Lengkung Turun

Jika $t_p < t < t_{0.3}$

$$Q = Q_p \times 0.3^{\frac{t-t_p}{t_{0.3}}} \quad 2.33$$

Jika $t_p < t < 1.5 t_{0.3}$

$$Q = Q_p \times 0.3^{\frac{t-t_p+0.5 \times t_{0.3}}{1.5 \times t_{0.3}}} \quad 2.34$$

Jika $t > 1.5 t_{0.3}$

$$Q = Q_p \times 0.3^{\frac{t-t_p+1.5 \times t_{0.3}}{2 \times t_{0.3}}} \quad 2.35$$

2.3.9 Penelusuran Banjir Lewat Kolam Tampungan (*Flood Routing*)

Menurut Bambang Triatmojo (2009) dalam Nugroho (2012), penelusuran banjir adalah prosedur untuk menentukan waktu dan debit aliran (hidrograf aliran) di suatu titik pada aliran berdasarkan hidrograf yang diketahui di sebelah hulu.

Sari (2016) menyebutkan perhitungan yang digunakan untuk mendapatkan besarnya debit *outflow* yang keluar melalui pintu air dilakukan perhitungan *reservoir routing*. Data – data yang diperlukan adalah sebagai berikut.

1. Hubungan antara volume tampungan dengan elevasi muka air,
2. Hubungan antara elevasi muka air dan *outflow* serta hubungan kolam tampung dengan *outflow*,
3. Hidrograf *inflow*
4. Nilai awal untuk variasi S, I, dan Q saat $t = 0$

Flood Routing dapat dilakukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad 2.36$$

Dimana :

I = inflow kolam tampung (m^3/d)

Q = outflow kolam tampung (m^3/d)

dS = besarnya tampungan kolam tampung (m^3/d)

dt = periode penelusuran (detik, jam, atau hari)

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$S_{ert} = \frac{S_{e2} - S_{e1}}{2}$$

Dimana :

E = energy spesifik

Δx = jarak

$\Sigma \Delta x$ = panjang pengaruh backwater

2.4 Analisis Hidrolika

2.4.1 Koefisien Kekasaran

Koefisien kekasaran dapat ditentukan berdasarkan material/bahan yang digunakan pada saluran. Nilai koefisien kekasaran saluran seperti pada Tabel 2.14 sebagai berikut.

Tabel 2.14 Koefisien Kekasaran *Manning* Saluran (n)

Tipe Saluran	n
Saluran tanpa pemasangan	
Tanah	0.020 – 0.025
Pasir dan Kerikil	0.025 – 0.040
Dasar saluran batuan	0.025 – 0.035
Saluran dengan pemasangan	
Semen mortar	0.011 – 0.015
Beton	0.022 – 0.026
Pasangan batu adukan basah	0.022 – 0.026
Pasangan batu adukan kering	0.018 – 0.022
Saluran pipa	
Pipa beton sentrifugal	0.011 – 0.015
Pipa beton	0.011 – 0.015
Pipa beton bergelombang	0.011 – 0.015
Liner plates	0.013 – 0.017
Saluran terbuka	
Saluran dengan plengsengan	
a. Aspal	0.013 – 0.017
b. Pasangan bata	0.012 – 0.018
c. Beton	0.011 – 0.020
d. Riprap	0.020 – 0.035
e. Tumbuhan	0.030 – 0.40
Saluran galian	
Earth, Straight and uniform	0.020 – 0.030
Tanah, lurus dan seragam	0.025 – 0.010
Tanah cadas	0.030 – 0.015
Saluran tak terpelihara	0.050 – 0.14
Penampang agak teratur	0.03 – 0.070
Penampang tak teratur dengan palung sungai	0.04 – 0.10

*) Fifi Sofiah (2006) dalam Sari (2016)

Tabel 2.14 merupakan tabel koefisien kekasaran saluran rencana. Klasifikasi kekasarannya berdasarkan material yang digunakan pada saluran. Nilai ini digunakan untuk mencari nilai V atau kecepatan air pada saluran.

2.4.2 Perhitungan Kapasitas Saluran

Pada aliran tetap (*steady flow*), luas tampang basah tidak berubah selama Δt (Suripin, 2004), sehingga menghasilkan persamaan berikut.

$$Q_s = A.V \quad 2.40$$

Dimana :

Q_s = kapasitas saluran (m^3/d)

A = luas penampang saluran (m^2)

V = kecepatan (m/d)

Untuk menghitung nilai V dapat digunakan persamaan Manning sebagai berikut.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad 2.41$$

Dimana :

R = jari – jari hidrolis (m)

S = kemiringan dasar saluran

n = bilangan manning untuk kekasaran saluran

Untuk menghitung jari – jari hidrolis (R) digunakan persamaan sebagai berikut.

$$R = \frac{A}{P} \quad 2.42$$

Dimana :

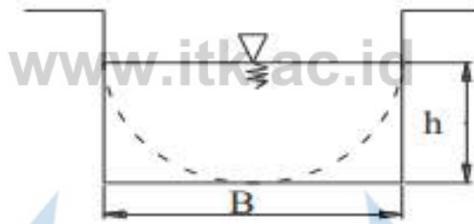
A = luas penampang saluran (m^2)

P = keliling basah (m)

Untuk menghitung luas penampang saluran (A) dan keliling basah (P) pada penampang melintang saluran berbentuk persegi dengan lebar dasar B dan kedalaman air H dapat digunakan persamaan sebagai berikut.

$$A = B.h \quad 2.43$$

$$P = B + 2h \quad 2.44$$

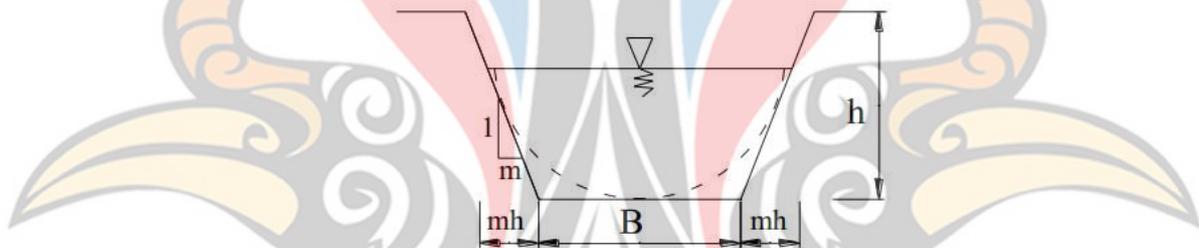


Gambar 2.3 Penampang Persegi Panjang

Untuk menghitung luas penampang saluran (A) dan keliling basah (P) pada penampang melintang saluran berbentuk trapesium dengan lebar dasar B , kedalaman air H , dan kemiringan dinding 1:m dapat digunakan persamaan sebagai berikut.

$$A = (B + mh)h \quad 2.45$$

$$P = B + 2h\sqrt{m^2 + 1} \quad 2.46$$



Gambar 2.4 Penampang Trapesium

2.4.3 Tinggi Jagaan (*freeboard*)

Tinggi jagaan atau jarak vertikal dari permukaan air maksimum ke puncak saluran pada kondisi rencana. Jarak yang digunakan harus dapat mencukupi debit limpasan akibat kenaikan muka air atau gelombang, sehingga dapat mencegah terjadinya luapan air ke tepi saluran.

Berdasarkan Pedoman Perencanaan Drainase Jalan oleh Kementerian Pekerjaan Umum (2006) tinggi jagaan (W) untuk saluran drainase jalan bentuk trapezium dan segi empat, dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut.

$$W = \sqrt{0.5 \times h} \quad 2.47$$

Dimana :

- W = tinggi jagaan (m)
 h = kedalaman air yang tergenang dalam saluran (m)

Persamaan chasey juga dapat digunakan sebagai perhitungan tinggi jagaan dengan menggunakan nilai debit (Q), sebagai berikut.

$$W = 0.2 \times 0.15 \times Q^{2/3} \quad 2.48$$

Selain dengan menggunakan persamaan, tinggi jagaan juga dapat ditentukan sesuai dengan besar debit dengan tabel sebagai berikut.

Tabel 2.15 Tinggi Jagaan

Q (m ³ /d)	Tinggi Jagaan untuk Pasangan (m)	Tinggi Jagaan untuk Saluran Tanah (m)
<0,50	0,20	0,40
0,50 – 1,50	0,20	0,50
1,50 – 5,00	0,25	0,60
5,00 – 10,00	0,30	0,75
10,00 – 15,00	0,40	0,85
>15,00	0,50	1,00

*) Anggrahini, 1997

Nilai tinggi jagaan pada Tabel 2.15 dapat digunakan selain menggunakan persamaan 2.47. Keduanya sama – sama menentukan tinggi jagaan sesuai dengan besar debit pada saluran.

2.5 Kolam Tampung

Menurut Kementrian Pekerjaan Umum, kolam tampung adalah prasarana drainase yang berfungsi untuk menampung sementara air hujan di suatu wilayah. Konsep dasar dari kolam tampung yaitu menampung volume air ketika debit maksimum di sungai datang, kemudian secara perlahan – lahan mengalirkannya ketika debit di sungai sudah kembali normal. Secara spesifik kolam tampung akan memangkas besarnya puncak banjir yang ada di sungai, sehingga potensi yang mengakibatkan kegagalan tanggul dan luapan sungai dapat dikurangi. Kolam tampung dibagi menjadi 2 macam tergantung dari bahan pelapis dinding dan dasar kolam, yaitu kolam alami dan kolam buatan.

Kolam alami adalah kolam tampung berbentuk cekungan atau bak resapan yang sudah terbentuk secara alami dan dapat dimanfaatkan baik pada kondisi aslinya atau dilakukan penyesuaian. Kolam buatan atau kolam non alami adalah kolam tampung yang dibuat sengaja didesain dengan bentuk dan kapasitas tertentu

pada lokasi yang telah direncanakan sebelumnya dengan lapisan material yang kaku, seperti beton. www.itk.ac.id

Kolam tampung berfungsi untuk menyimpan dan menampung air sementara dari saluran drainase sebelum dialirkan ke sungai, sehingga puncak banjir dapat dikurangi. Tingkat pengurangan banjir tergantung pada karakteristik hidrograf banjir, volume kolam, dan dinamika beberapa bangunan outlet. Wilayah yang digunakan untuk pembuatan kolam penampung adalah daerah yang rendah. Dengan perencanaan dan pelaksanaan tata guna lahan yang baik, kolam tampung dapat digunakan sebagai penampungan air hujan sementara dan penyalur atau distribusi air.

Dalam merencanakan pembangunan kolam tampung diperlukan analisis hidrologi untuk menentukan besarnya debit banjir rencana yang akan berpengaruh terhadap besarnya debit maksimum maupun kestabilan konstruksi yang akan dibangun. Kemudian diperlukan data curah hujan untuk rancangan pemanfaatan air dan rancangan bangunan air adalah curah hujan rata – rata di seluruh daerah yang bersangkutan (Sosrodarsono, 1993).

Pembuatan saluran *inlet* berupa gorong – gorong ke kolam tampung sangatlah penting. Saluran ini dibuat untuk mengarahkan aliran air yang masuk ke dalam kolam. Saluran *inlet* ini dapat dilengkapi dengan pintu pembuka/penutup. Selain saluran *inlet*, terdapat pula saluran *outlet* yang berguna sebagai pelimpas. Saluran *outlet* dapat dibuat pada alur alami atau saluran drainase. Saluran ini berguna untuk mengalirkan air berlebih yang ada pada kolam tampung.

Berdasarkan Pedoman Perencanaan Drainase Jalan (2006) oleh Departemen Pekerjaan Umum, bahwa langkah – langkah perencanaan tampung air sementara yaitu sebagai berikut.

1. Hitung waktu pengaliran (t_c) dan durasi hujan efektif (t_d) dengan menggunakan rumus sebagai berikut.

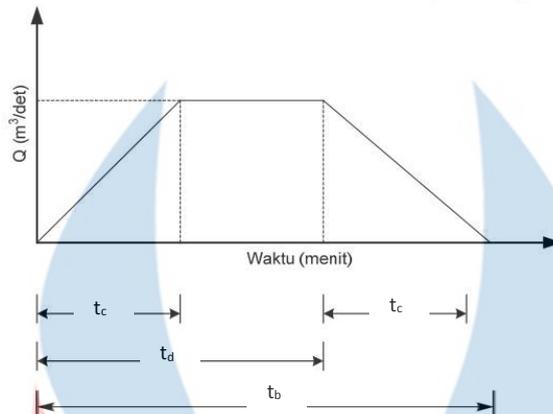
$$t_d = \frac{0.9 \times R^{0.92}}{60} \quad 2.49$$

Dimana :

R = curah hujan periode ulang (mm)

*)SNI 03 – 2453 – 2002

2. Hitung debit puncak banjir yang masuk dan buat hidrograf seperti pada Gambar 2.5 sebagai berikut



Gambar 2.5 Hidrograf Kolam Tampung
Sumber : Tata Cara Pembuatan Kolam Retensi, DPU

3. Hitung volume kumulatif dengan selang waktu sebesar t menit;
4. Asumsikan bahwa debit yang keluar dari gorong – gorong atau kapasitas saluran di hilir gorong – gorong konstan;
5. Buat hidrograf serta hitung volume air kumulatif dengan selang waktu t menit;
6. Dengan membuat grafik kurva massa dari volume air yang masuk dan keluar serta membuat garis sejajar dengan garis kumulatif air yang keluar dan bersinggungan di puncak kurva dari garis kumulatif air yang masuk, didapatkan total volume air yang harus ditampung dalam kolam;
7. Jika kolam dianggap segi empat, luas kolam didapatkan dari volume air yang ditampung dalam kolam dibagi dengan tinggi air maksimum yang diijinkan.

2.6 Pintu Air

Pintu air berfungsi sebagai pengatur aliran air untuk pembuangan (drainase), penyadap, dan pengatur lalu lintas air. Pintu air ditutup pada saat muka air di hilir tinggi, agar tidak terjadi aliran balik atau *back water* dan dibuka pada saat muka air di hilir rendah.



Gambar 2.6 Pintu Air

Jenis pintu air memiliki banyak macam. Salah satunya seperti Gambar 2.6 yang merupakan pintu air *sluice gate*. Alat untuk membuka dan menutup pintu menggunakan *handwheel* yang digerakkan oleh tenaga manusia. *Handwheel* dapat menaikkan plat pintu sesuai debit yang diinginkan.

Aliran pelepasan dari pintu mungkin tenggelam atau bebas, tergantung pada kedalaman air bawah. Aliran bebas melewati pintu dengan loncatan hidraulik di hilir. Tinggi di hilir tidak memiliki efek ke tinggi hulu, kondisi ini adalah aliran bebas. Pada kondisi tertentu, loncatan dapat berpindah ke hulu dan membanjiri pintu, hal ini disebut dengan aliran tenggelam.

Persamaan untuk menghitung besar debit dari pintu air yang digunakan untuk aliran bebas yaitu sebagai berikut.

$$Q = C_d \cdot b \cdot a \sqrt{2 \cdot g \cdot d_1} \quad 2.50$$

Dimana :

Q = debit (m³/d)

b = lebar bukaan pintu (m)

a = tinggi bukaan pintu (m)

d₁ = kedalaman air hulu aliran (m)

C_d = Koefisien debit yang tergantung pada geometri struktur, kedalaman aliran hulu, dan kedalaman aliran hilir, dengan persamaan sebagai berikut.

$$C_d = \frac{C_v \cdot C_c}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{a \cdot C_c}{d_1}\right)^2\right)}} \quad 2.51$$

Dimana :

C_v = Koefisien kecepatan; dimana d_1 merupakan kedalaman hulu aliran (m)

$$C_v = \frac{a}{d_1} \quad 2.52$$

C_c = Koefisien kontraksi; dimana d_2 merupakan kedalaman hilir aliran (m)

$$C_c = \frac{d_2}{a} \quad 2.53$$

Persamaan untuk menghitung besar debit dari pintu air yang digunakan untuk aliran tenggelam yaitu sebagai berikut.

$$Q = K \cdot \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d_1} \quad 2.54$$

Dimana :

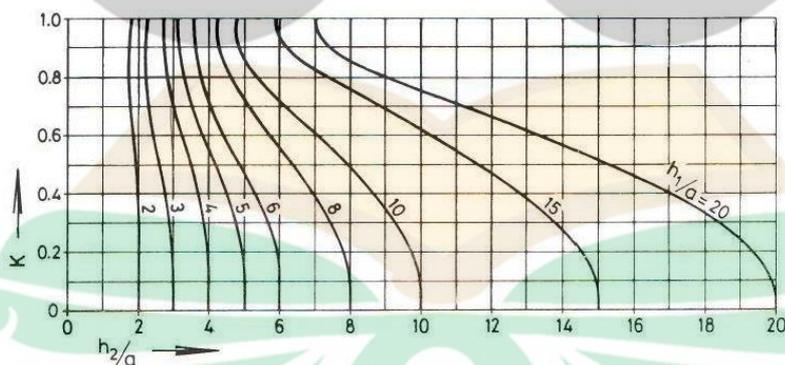
Q = debit (m^3/d)

K = faktor aliran tenggelam

μ = koefisien debit

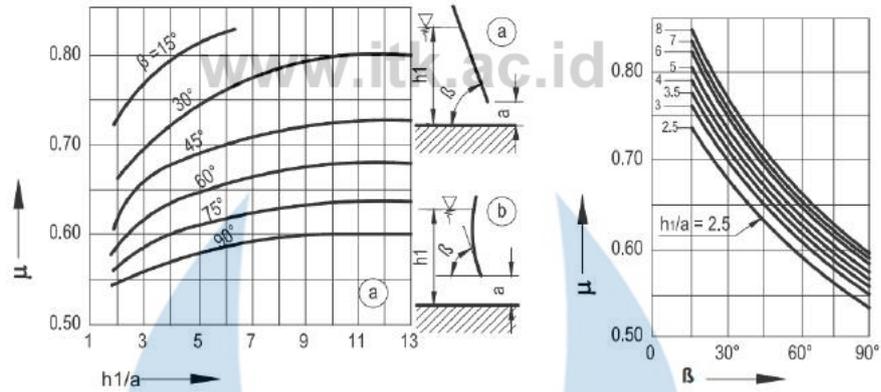
g = percepatan gravitasi (m/d^2)

Untuk mengetahui nilai faktor aliran tenggelam (K) dan koefisien debit (μ) pada aliran tenggelam, digunakan grafik seperti pada Gambar 2.7 dan Gambar 2.8.



Gambar 2.7 Grafik Faktor Aliran Tenggelam (oleh Schmidt)

Sumber : Kp Irigasi 04



Gambar 2.8 Grafik Koefisien Debit

Sumber : Kp Irigasi 04

2.7 Penelitian Terdahulu

Tugas akhir ini mengacu pada beberapa penelitian terdahulu sebagai referensi dalam pengerjaannya. Beberapa penelitian yang telah dilakukan sesuai dengan tema maupun judul yang terkait tugas akhir ini sebagai berikut.

Tabel 2.16 Penelitian Terdahulu

No	Penulis	Judul	Hasil
1	Rossana Margaret Kadar Yanti (2013)	Perencanaan Sistem Drainase Perumahan Grand City Balikpapan	<ol style="list-style-type: none"> Melalui tahap perhitungan ditentukan dasar saluran yang mengacu pada muka air maksimum danau, agar tidak terjadi genangan. Debit limpasan air yang membebani saluran primer kawasan perumahan adalah sebesar 7,391 m³/d dengan lebar saluran sebesar 7 m. Diperoleh besar dimensi saluran primer, sekunder, dan tersier. Serta saluran kawasan perumahan juga menggunakan kolam tampungan untuk menampung sebagian limpasan. Kolam tampungan menggunakan pintu air.
2	Oryza Lhara Sari (2016)	Perencanaan Sistem Drainase Perumahan Borneo Paradiso Balikpapan	<ol style="list-style-type: none"> Dalam perencanaan saluran primer, sekunder, dan tersier akan di tampung di 2 bendali yang berbeda sebelum akhirnya ke Sungai Batakan Kecil.

No	Penulis	Judul	Hasil
			<p>2. Besar debit limpasan yang terjadi di kawasan perumahan yang membebani saluran primer yaitu sebesar 0,402 m³/d sampai 1,475 m³/d.</p> <p>3. Penampang saluran digunakan jenis U-Ditch dan Box Culvert.</p> <p>4. Konsep eko-drainase memberikan solusi untuk perencanaan sistem perumahan dengan menggunakan bendali sebagai tampungan sementara.</p>
3	Wahyu Indra Kusuma (2016)	Perencanaan Sistem Drainase Kawasan Perumahan Green Mansion Residence Sidoarjo	<p>1. Berdasarkan perhitungan didapatkan dimensi saluran primer, sekunder, dan tersier yang semuanya bermuara pada kolam tampungan.</p> <p>2. Tinggi timbunan yang dibutuhkan untuk mengalirkan air secara gravitasi adalah 2,10 m</p> <p>3. Dengan perencanaan sistem drainase kawasan perumahan, limpasan air hujan di tampung kolam tampungan dan saluran yang telah di rencanakan tidak memberikan pengaruh terhadap kapasitas sungai.</p>
4	Catur Afif Nugroho (2017)	Perencanaan Sistem Drainase Sub DAS Karang Mumus Hilir Kota Samarinda Kalimantan Timur	<p>1. Sungai Karang Mumus perlu dinormalisasi dengan melebarkan dan mengembalikan fungsi lahan. Saluran direncanakan dengan saluran tanah dan kemiringan talud 45° dan dinding penahan tanah.</p> <p>2. Besarnya debit banjir rencana pada saluran drainase bervariasi. Sedangkan debit saluran primer tereduksi dengan adanya bendungan benanga menjadi 471,68 m³/d.</p> <p>3. Berdasarkan curah hujan rencana, maka didapatkan dimensi saluran primer dan sekunder.</p> <p>4. Semua saluran sekunder memerlukan pintu air.</p>

No	Penulis	Judul	Hasil
5	Barsil Rizaldi (2018)	Perencanaan Drainase Kawasan Industri Kampung Cina, Kota Dobo, Kabupaten Kepulauan Aru, Berbasis <i>Eco – Drainage</i> Menggunakan <i>Software HEC – RAS 4.0</i>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diperoleh dimensi penampang saluran yang mampu menampung debit banjir rencana kala ulang hujan 25 tahunan. 2. Direncanakan kolam tampungan memiliki kedalaman 5 meter dan dapat menampung debit banjir sebesar 10358,3 m³ 3. Dengan kolam tampungan dilengkapi dengan bangunan pelimpah mampu meredam debit banjir yang melalui saluran.

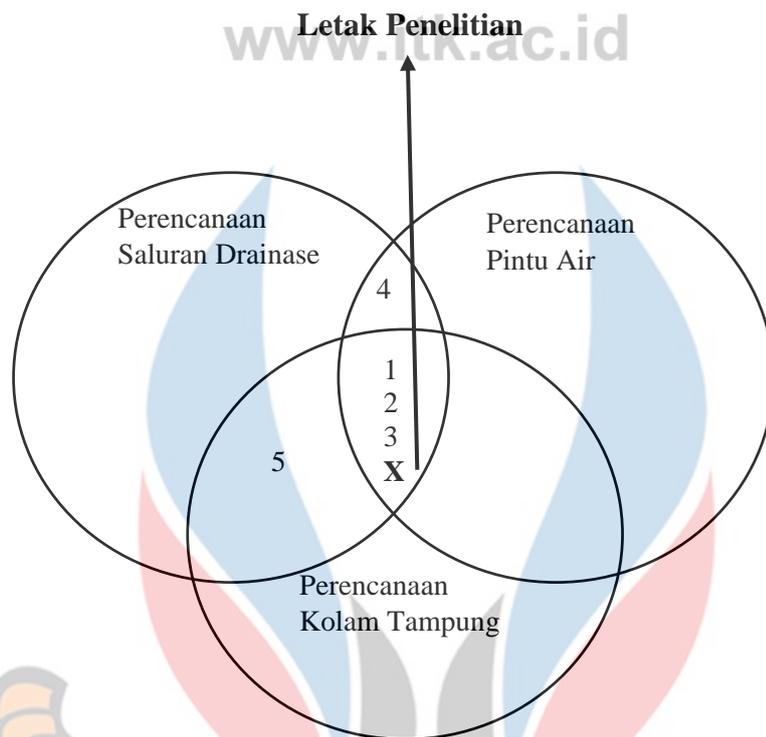
2.8 Posisi Penelitian

Berdasarkan hasil studi literatur terdahulu, terdapat beberapa perbedaan dan persamaan antara penelitian – penelitian terdahulu dengan penelitian yang sedang dilakukan. Secara umum posisi penelitian terhadap penelitian terdahulu dapat dilihat pada Tabel 2.17 sebagai berikut.

Tabel 2.17 Posisi Penelitian Terhadap Penelitian Terdahulu

No	Sumber	Analisis Debit Limpasan	Perencanaan Saluran Drainase	Perencanaan Kolam Tampung	Perencanaan Pintu Air
1	Rossana M (2013)	√	√	√	√
2	Oryza L (2016)	√	√	√	√
3	Wahyu I (2016)	√	√	√	√
4	Catur A (2017)	√	√	√	√
5	Barsil R (2018)	√	√	√	
X	Penelitian yang dilakukan	√	√	√	√

Penelitian ini mengambil irisan dari perencanaan saluran drainase, perencanaan pintu air, dan perencanaan kolam tampung. Posisi penelitian dapat dilihat pada Gambar 2.8 sebagai berikut.



Gambar 2.8 Diagram Posisi Penelitian

Berdasarkan Gambar 2.8, posisi penelitian yang dilakukan sama dengan penelitian terdahulu nomor 1,2, dan 3. Hal yang membedakan yaitu kondisi wilayah yang meliputi luas area, topografi, tata guna lahan, dan lokasi kawasan tinjauan.