

BAB II PERANCANGAN PEMIPAAN DAN DRAINASE

2.1 Perencanaan Plambing

Berdasarkan Noerbambang dan Morimura (2005), sistem plambing merupakan bagian penting dalam pembangunan sebuah gedung. Perencanaan dan perancangan sistem plambing harus dilakukan dengan tahapan-tahapan yang memperhatikan hubungan antara bagian-bagian konstruksi gedung dengan peralatan lainnya yang ada di dalam gedung tersebut. Fungsi dari peralatan plambing adalah untuk menyediakan air bersih ke tempat-tempat sesuai perencanaan dengan tekanan yang cukup dan membuang air kotor tanpa mencemari bagian lain. Dalam menyiapkan konsep sistem plambing, perlu memperhatikan beberapa hal diantaranya:

1. Jenis dan penggunaan gedung.
2. Denah bangunan.
3. Jumlah penghuni.

2.1.1 Kebutuhan Air

Berdasarkan SNI 03-7065 Tahun 2005 tentang Tata Cara Perencanaan Sistem Plambing, kebutuhan air sesuai penggunaan gedung dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2. 1 Pemakaian Air Dingin Sesuai Dengan Fungsi Gedung

No	Penggunaan Gedung	Pemakaian Air	Satuan
1	Rumah Tinggal	120	Liter/penghuni/hari
2	Rumah Susun	100	Liter/penghuni/hari
3	Asrama	120	Liter/penghuni/hari
4	Rumah Sakit	500	Liter/tempat tidur pasien/hari
5	Sekolah Dasar	40	Liter/siswa/hari
6	SLTP	50	Liter/siswa/hari

Tabel 2.1 Pemakaian Air Dingin Sesuai dengan Fungsi Gedung (Lanjutan)

No	Penggunaan Gedung	Pemakaian Air	Satuan
8	Ruko/Rukan	100	Liter/penghuni dan pegawai/hari
9	Kantor/Pabrik	50	Liter/pegawai/hari
10	Toserba, toko pengecer	5	Liter/m ²
11	Restoran	15	Liter/kursi
12	Hotel berbintang	250	Liter/tempat tidur/hari
13	Hotel melati/penginapan	150	Liter/tempat tidur/hari
14	Gd. Pertunjukan, bioskop	10	Liter/kursi/hari
15	Gd. Serba guna	25	Liter/kursi/hari
16	Stasiun, terminal	3	Liter/penumpang tiba dan pergi
17	Peribadatan	5	Liter/orang (belum termasuk dengan air wudhu)

Sumber: *Standar Nasional Indonesia (SNI) 03-7065-2005*

Berdasarkan Noerbambang dan Morimura (2005), analisis kebutuhan air bersih pada suatu gedung dapat direncanakan menggunakan 3 metode, yaitu:

1. Berdasarkan jumlah penghuni

Jumlah penghuni suatu gedung dapat diperkirakan berdasarkan persentase luas efektif gedung dengan asumsi kepadatan penghuni sebesar 5-10 m²/orang. Persentase luas efektif gedung berkisar di antara 45-48% dan dapat dilihat rinciannya pada Tabel 2.2 berikut.

Tabel 2. 2 Analisis Kebutuhan Air Berdasarkan Jumlah Penghuni

No	Jenis Gedung	Pemakaian air rata-rata sehari (liter)	Jangka waktu pemakaian air rata-rata sehari (jam)	Perbandingan luas lantai efektif/ total (%)	Keterangan	
1	Perumahan mewah	250	8-10	42-45	Setiap Penghuni	
2	Rumah biasa	160-250	8-10	50-53	Setiap Penghuni	
3	Apartment	200-250	8-10	45-50	Mewah 250 liter	
					Menengah 180 liter	
					Bujangan 120 liter	
4	Asrama	120	8		Bujangan	
5	Rumah Sakit	Mewah >1000				
		Menengah 500-1000	8-10	45-48	(Setiap tempat tidur pasien)	
		Umum 500			Pasien luar 8 liter	
6	Sekolah dasar	40	5	56-60	Guru: 100 liter	
7	SLTP	50	6		58-60	Guru: 100 liter
8	SLTA dan lebih tinggi	80	6			Guru/dosen: 100 liter
9	Rumah-toko	100-200	8		Penghuninya: 100 liter	
10	Gedung kantor	100	8	60-70	Setiap pegawai	
11	Toserba (toko serba ada dapartment store)	3	7		Pemakaian air hanya untuk kakus, belum termasuk untuk bagian restorananya	
12	Pabrik industri	Buruh pria: 60	8	55-60	Per orang setiap giliran (kalau kerja lebih dari 8 jam)	
		Wanita: 100				
13	Stasiun terminal	3	15		Setiap penumpang (yang tiba maupun berangkat)	
14	Restoran	30	5		Untuk penghuni: 160 liter	

Tabel 2. 2 Analisis Kebutuhan Air Berdasarkan Jumlah Penghuni (Lanjutan)

No	Jenis Gedung	Pemakaian air rata-rata sehari (liter)	Jangka waktu pemakaian air rata-rata sehari (jam)	Perbandingan luas lantai efektif/ total (%)	Keterangan
15	Restorant umum	15	7	55-60	Untuk penghuni: 160 liter
					Pelayan: 100 liter
					70 % dari jumlah tamu perlu 15 liter/orang untuk kakus cuci tangan dsb
16	Gedung pertunjukan	30	5	53-55	Kalau digunakan siang dan malam permukaan air dihitung per penonton
					Jam pemakaian air dalam tabel adalah untuk satu kali pertunjukan
17	Gedung bioskop	10	3		-idem
18	Toko pengecer	40	6	53-55	Pedagang besar 30 liter/tamu, 150 liter/staf atau 5 liter
19	Hotel/ penginapan	250-300	10		Untuk setiap tamu untuk setiap staff 120-150 liter; penginapan 200 liter
20	Gedung peribadaan	10	2		Didasarkan jumlah jenazah per hari
21	Perpustakaan	25	6	53-55	Untuk setiap pembaca yang tinggal
22	Bar	30	8		Setiap tamu
23	Perkumpulan sosial	30		Setiap tamu	
24	Kelab malam	120-350		Setiap tempat duduk	
25	Gedung perkumpulan	150-200		Setiap tamu	
26	Laboratorium	100-200		Setiap staf	

Sumber: Noerbambang dan Morimura (2015)

Setelah diketahui jumlah penghuni gedung, maka dapat ditentukan debit pemakaian air bersih per hari dengan menyesuaikan kebutuhan air terhadap fungsi gedung. Debit pemakaian air dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$Q = \text{Jumlah penghuni} \times \text{pemakaian air rerata sehari} \dots\dots\dots (2-1)$$

Keterangan:

Q = Kebutuhan air bersih (liter/hari)

Pemakaian air rerata sehari = Lihat pada Tabel 2.2

Penyediaan kebutuhan air bersih juga perlu mengantisipasi kebocoran dengan asumsi kebocoran sebesar 20%, sehingga debit kebutuhan air rata-rata perhari menjadi,

$$Q_d = (100\% + \text{Antisipasi Kebocoran}) \times Q \dots\dots\dots (2-2)$$

Keterangan:

Q_d = Kebutuhan air bersih per hari (liter/hari)

Jangka waktu penggunaan air per hari bervariasi bergantung pada fungsi gedung seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1 Debit kebutuhan air per jam dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$Q_h = \frac{Q_d}{T} \dots\dots\dots (2-3)$$

Keterangan:

Q_h = Kebutuhan air bersih per jam (liter/jam)

T = jangka waktu pemakaian air rata-rata per hari (jam)

Dalam satu hari, ada kalanya kebutuhan air akan melampaui kebutuhan air rata-rata. Jangka waktu terjadinya peningkatan kebutuhan air tersebut disebut dengan jam puncak. Debit pemakaian air pada jam puncak dan menit puncak dinyatakan sebagai berikut.

$$Q_{h-\max} = c_1 \times Q_h \dots\dots\dots (2-4)$$

$$Q_{m-\max} = c_2 \times 60 \dots\dots\dots (2-5)$$

Keterangan:

$Q_{h-\max}$ = Kebutuhan air jam puncak(liter/jam)

$Q_{m-\max}$ = Kebutuhan air menit puncak(liter/menit)

c_1 = 1,5-2,0

c_2 = 3,0-4,0

Nilai c_1 dan c_2 bergantung pada lokasi dan fungsi gedung.

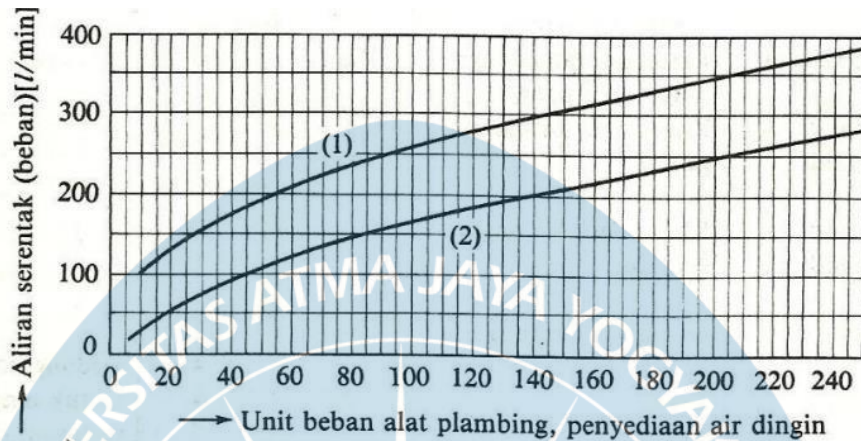
2. Berdasarkan Unit Beban Alat Plumbing (UBAP)

Metode ini berpedoman pada SNI 8153:2015 dengan melihat peralatan plumbing dan nilai masing-masing UBAP. Nilai UBAP tersebut ditunjukkan pada Tabel 2.4 berikut.

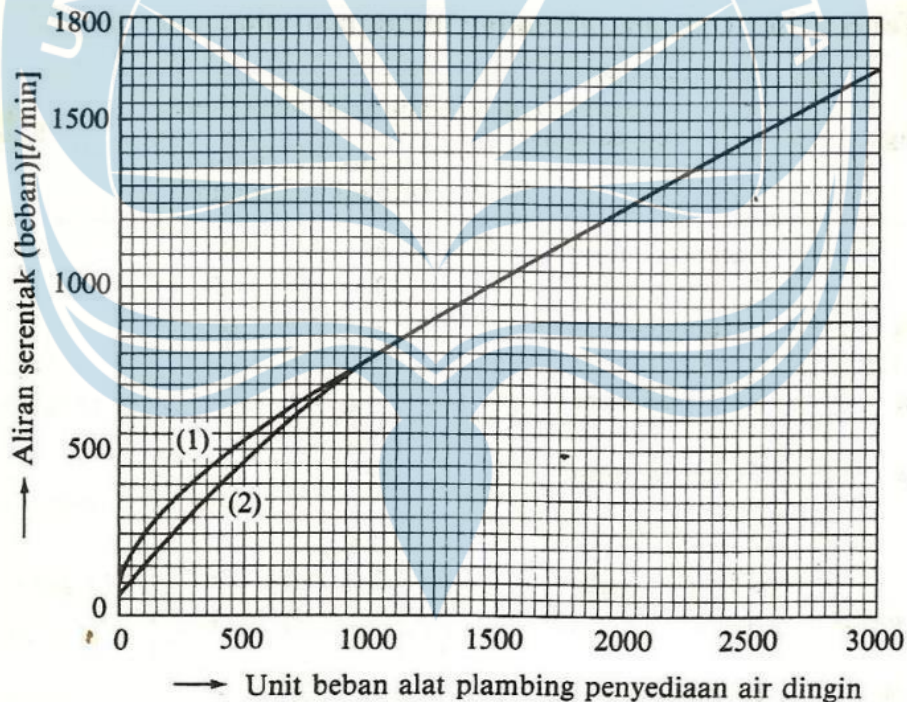
Tabel 2. 3 Unit Beban Alat Plumbing

Perlengkapan atau peralatan ²⁾	Ukuran pipa cabang minimum ^{1,4)} (inci)	Pribadi (UBAP)	Umum (UBAP)	Tempat berkumpul ⁶⁾ (UBAP)
Bak rendam atau kombinasi bak dan <i>shower</i>	½	4,0	4,0	-
Bak rendam dengan katup ¾ inci	¾	10,0	10,0	-
Bidet	½	1,0	-	-
Pencuci pakaian	½	4,0	4,0	-
Unit dental	½	-	1,0	-
Pencuci piring, rumah tangga	½	1,5	1,5	-
Pancuran air minum, air pendingin	½	0,5	0,5	0,75
<i>Hose Bibb</i>	½	2,5	2,5	-
<i>Hose Bibb</i> , tiap pertambahan	½	1,0	1,0	-
<i>Lavatory</i>	½	1,0	1,0	1,0
<i>Sprinkler</i> halaman	-	1,0	1,0	-
• Katup gelontor klinik dengan atau tanpa kran	1	-	8,0	-
• Dapur, rumah tangga dengan atau tanpa pencuci piring	½	1,5	1,5	-
• Laundry	½	1,5	1,5	-
• Bak pel	½	1,5	3,0	-
• Cuci muka, tiap set kran	½	-	2,0	-
<i>Shower</i>	½	2,0	2,0	-
Urinal, katup gelontor 3,8LPF (Liter per flush)	¾	Lihat catatan ⁷⁾		-
Urinal, tangki pembil as	½	2,0	2,0	3,0
Pancuran cuci, spray sirkular	¾	-	4,0	-
Kloset, tangkai gravitasi 6LPF (Liter per flush)	½	2,5	2,5	3,5
Kloset, tangki meter air 6LPF (Liter per flush)	½	2,5	2,5	3,5
Kloset, katup meter air 6LPF (Liter per flush)	1	Lihat catatan ⁷⁾		-
Kloset, tangkai gravitasi > 6 LPF (Liter per flush)	½	3,0	5,5	
Kloset Flushometet > 6LPF (Liter per flush)	1	Lihat catatan ⁷⁾		-

Jumlah unit beban alat plambing didapatkan dengan menjumlahkan hasil perkalian masing-masing jumlah alat plambing terhadap nilai unit beban alat plambingnya. Berdasarkan kurva pada Gambar 2.1 dan 2.2, maka nilai debit pemakaian air pada menit puncak dapat ditentukan.



Gambar 2. 1 Kurva Hubungan Unit Beban Alat Plambing Kurang Dari 250



Gambar 2. 2 Kurva Hubungan Unit Beban Alat Plambing Mencapai 3000

3. Berdasarkan jenis dan jumlah alat plambing

Dalam menentukan debit pemakaian air jam puncak, metode ini memperhatikan beberapa data seperti jenis dan jumlah alat plambing, pemakaian air rata-rata sehari, penggunaan per jam, debit aliran, dan faktor pemakaian. Volume

pemakaian air rerata per hari dan jumlah penggunaan per jam dapat dilihat pada Tabel 2.4, sedangkan persentase faktor pemakaian dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2. 4 Pemakaian Air Rata-Rata Per Orang Per Hari

No.	Nama alat plambing	Pemakaian air untuk penggunaan satu kali (Liter)	Penggunaan per jam	Laju aliran (Liter/min)	Waktu untuk pengisian (Liter)	Pipa sambungan alat plambing (mm)	Pipa cabang air bersih ke alat plambing (mm)	
							Pipa baja	Tembaga ⁴⁾
1	Kloset (dengan katup gelontor)	13,5-16,5 ¹⁾	6-12	110-180	8,2-10	24	32 ₂₎	25
2	Kloset (dengan tangka gelontor)	13-15	6-12	15	60	13	20	13
3	Peterusan (dengan katup gelontor)	5	12-20	30	10	13	20 ₃₎	13
4	Peterusan, 24 orang (dengan tangki gelontor)	9-18	12	1,8-3,6	300	13	20	13
		(@4,5)						
5	Peterusan, 57 orang (dengan tangki gelontor)	3	12-20	4,5-6,3	300	13	20	13
6	Bak cuci tangan kecil	3	12-20	10	18	13	20	13
7	Bak cuci tangan biasa (Lavatory)	10	6-12	15	40	13	20	13
8	Bak cuci dapur (sink) dengan keran 13 mm	15	6-12	15	60	13	20	20
9	Bak cuci dapur (sink) dengan keran 20 mm	25	6-12	25	60	20	20	20
10	Bak mandi rendam (bath tube)	125	3	30	250	20	20	13-20
11	Pancuran mandi (shower)	24-60	3	12	120-300	13-20	20	13-20
12	Bak mandi gaya jepang	Tergantung ukurannya		30		20	20	30

Sumber: Noerbambang dan Morimura (2015)

Tabel 2. 5 Persentase Faktor Pemakaian dan Jumlah Alat Plumbing

Jumlah Alat Plumbing \ Jenis Alat Plumbing	1	2	4	8	12	16	24	32	40	50	70	100
Kloset dengan katup gelontor	1	50	50	40	30	27	23	19	17	15	12	10
Alat plumbing Biasa	1	100	75	55	48	45	42	40	39	38	35	33

Sumber: *Noerbambang dan Morimura (2015)*

$$Q_{\text{efektif}} = \text{Debit aliran} \times \% \text{ Faktor Pemakai} \dots\dots\dots (2-6)$$

Keterangan :

$$Q_{\text{efektif}} = Q_{h\text{-max}} \text{ (liter/jam)}$$

Debit = Perkalian antara jumlah alat aliran plumbing, pemakaian air rata-rata sehari, dan penggunaan per jam

2.1.2 Sistem pemipaan air limbah

Sistem perpipaan air limbah mengangkut air limbah yang dihasilkan oleh pengguna pada gedung tersebut ke tempat pengolahan air limbah. Berdasarkan jenis limbah saluran pipa dibagi menjadi dua yaitu :

1. Saluran *gray water*

Pada saluran *gray water* menampung limbah yang berasal dari kegiatan dapur (cuci piring), air bekas mencuci pakaian dan mandi.

2. Saluran *black water*

Pada saluran *black water* menampung limbah yang berasal dari kotoran manusia seperti urin dan feses.

Dalam perencanaan sistem pemipaan air limbah diperlukan adanya perencanaan pipa ven. Pembuatan pipa ven bertujuan untuk sirkulasi air limbah pada sistem pemipaan air limbah dan mencegah efek sifon dan tekanan balik pada penutup.

Perancangan sistem pemipaan ini berdasarkan laju aliran pada jam puncak. Untuk mempermudah proses penentuan ukuran pipa maka dilakukan penggambaran isometri pipa beserta notasi pada masing-masing pipa. Penentuan ukuran pipa berpedoman pada SNI 8153:2015 dengan memperhatikan beberapa parameter seperti panjang maksimum pipa yang diperbolehkan, sudut belok pipa dan jumlah UBAP.

2.1.3 Sistem pengolahan limbah

Sistem perpipaan jaringan pipa yang menghubungkan unit beban alat plumbing ke *grease trap*, *septic tank*, bak ekualisasi dan *primary treatment*. Pengolahan air limbah dapat dilihat sebagai berikut:

1. *Grease trap*

Minyak atau lemak merupakan penyumbang polutan organik yang cukup besar. Sehingga air limbah yang mengandung minyak atau lemak yang tinggi misalnya air limbah yang berasal dari dapur atau kantin perlu dipisahkan terlebih dahulu agar beban pengolahan di dalam unit IPAL berkurang.

2. *Septic tank*

Septic tank berfungsi untuk mengolah air limbah rumah tangga dengan kecepatan aliran yang sangat lambat supaya suspensi benda-benda padat dapat mengendap dan terjadi dekomposisi bahan-bahan organik oleh *mikroba anaerobic*.

Dalam perencanaan *septic tank* perlu ditentukan beberapa parameter seperti waktu detensi, banyak lumpur, periode pengurasan, pemakaian air, dan jumlah pemakai. Persamaan yang digunakan untuk perancangan *septic tank* ialah sebagai berikut :

a. Debit air limbah (Q_A)

$$20 \text{ Liter} \times n \dots\dots\dots (2-7)$$

Keterangan :

n = jumlah pemakai

b. Kapasitas tangki

$$(V_a) + (V_L) \dots\dots\dots (2-8)$$

Keterangan :

(V_a) = Ruang pengendapan

(V_L) = Volume lumpur

c. Ruang pengendapan (V_a)

$$(Q_A) \times (t_d) \dots\dots\dots (2-9)$$

Keterangan :

(Q_A) = Debit aliran air limbah

(t_d) = Waktu detensi

d. Tinggi ruang basah

$$P \times L \times \text{Tinggi ruang basah} \dots\dots\dots(2-10)$$

Keterangan :

P = Panjang *septic tank*

L = Lebar *septic tank*

e. Volume lumpur (V_L)

$$(Q_L) \times n \times (PP) \dots\dots\dots(2-11)$$

Keterangan :

(Q_L) = Banyak lumpur

n = jumlah pemakai

(PP) = Periode pengurusan

f. Tinggi ruang lumpur

$$\frac{V_L}{P \times L} \dots\dots\dots(2-12)$$

Keterangan :

V_L = Volume lumpur

P = Panjang *septic tank*

L = Lebar *septic tank*

g. Tinggi total

$$\text{Tinggi ruang basah} + \text{Tinggi Lumpur} + \text{Ambang bebas} \dots\dots\dots(2-13)$$

3. Bak ekualisasi

Bak ekualisasi ini berfungsi untuk mengatur debit air limbah yang akan diolah serta untuk menyeragamkan konsentrasi zat pencemarnya agar homogen dan proses pengolahan air limbah dapat berjalan dengan stabil. Selain itu dapat juga digunakan sebagai bak aerasi awal pada saat beban yang besar secara tiba-tiba (*shock load*).

Waktu tinggal air limbah di bak ekualisasi umumnya berkisar 6 – 10 jam.

Volume bak ekualisasi dihitung dengan rumus berikut :

$$V = t \times Q_{\text{air limbah}} \dots\dots\dots(2-14)$$

Keterangan :

V = volume bak ekualisasi (m^3)

t = waktu tinggal (jam)

$Q_{\text{air limbah}}$ = debit air limbah (m^3/jam)

4. *Primary treatment*

Bak pengendap awal berfungsi untuk mengendapkan atau menghilangkan kotoran padatan tersuspensi yang ada di dalam air limbah. Kotoran atau polutan yang berupa padatan misal lumpur anorganik seperti tanah liat akan mengendap di bagian dasar bak pengendap. Limbah adatan terutama yang berupa lumpur anorganik tidak dapat terurai secara biologis, dan jika tidak dihilangkan atau diendapkan akan menempel pada permukaan media biofilter sehingga menghambat transfer oksigen ke dalam lapisan biofilm, dan mengakibatkan dapat menurunkan efisiensi pengolahan

Kriteria yang diperlukan untuk menentukan volume bak *primary treatment* yaitu waktu tinggal hidrolis, beban permukaan dan kedalaman bak. Persamaan yang dibutuhkan untuk mendesain *primary treatment* ialah sebagai berikut

- a. Waktu Tinggal Hidrolis adalah waktu yang dibutuhkan untuk mengisi bak dengan kecepatan seragam dengan aliran rata-rata per hari.

$$T=24 V/Q \dots\dots\dots(2-15)$$

Keterangan :

- T = waktu tinggal (jam)
 V = volume bak (m^3)
 Q = laju rata-rata harian (m^3 /hari)

- b. Beban permukaan

$$V_0= Q/A \dots\dots\dots(2-16)$$

Keterangan :

- V_0 = laju limpahan / beban permukaan (m^3/m^2 .hari)
 Q = aliran rata-rata harian (m^3 /hari)
 A = total luas permukaan (m^2)

Kriteria desain bak premier treatment dapat dilihat pada tabel 2.6.

Tabel 2. 6 Kriteria Desain Bak Pengendapan Awal

Parameter Desain	Harga (besaran)	
	Range	Tipikal
Waktu Tinggal Hidolik (Jam)	1,5 – 2,5	2,0
Overflow rate (m^3/m^2 .hari)		
Aliran Rata-rata	32 – 40	
Aliran puncak	80 – 120	100
Weir Loading (m^3/m .hari)	125 – 500	250
Dimensi :		
Bentuk Persegi Panjang		
Panjang (m)	15 – 90	25 – 40
Lebar (m)	3 – 24	6 – 10
Kedalaman (m)	3 – 5	3,6
Kecepatan pengeruk lumpur (m/menit)	0,6 – 1,2	1,0
Dimensi :		
Kedalaman (m)	3 – 5	4,5
Diameter (m)	3,6 – 60	12 – 4,5
Slope dasar (mm/m)	60 – 160	80
Kecepatan slugde scrapper (r/menit)	0,02 – 0,05	0,03

Sumber ; Metcalf & Eddy, 1979

2.1.4 Sistem Jaringan Air Hujan

Air hujan yang jatuh pada Kawasan gedung perlu dikelolal dengan baik agar tidak terjadi banjir dan pencemaran lainnya. Perencanaan sistem jaringan air hujan perlu mempersiapkan area tangkapan dan sarana pelimpah air hujan perlu mempersiapkan area tangkapan dan sarana pelimpah air. Untuk mempersiapkan sarana-sarana tersebut, maka perlu diketahui intensitas hujan yang akan jatuh di kawasan tersebut, kemudian dapat direncanakan jumlah kebutuhan sumur resapan, dimensi pipa pengalir, serta drainase.

1. Perhitungan intensitas curah hujan Intensitas hujan merupakan tinggi hujan dalam satuan waktu. Dalam menentukan intensitas curah hujan, diperlukan data curah hujan harian maksimum selama periode 10 tahun pada kawasan tersebut. Setelah didapatkan curah hujan harian rerata maksimum, maka dilakukan pengolahan data sebagai berikut.

a. Analisis frekuensi untuk penentuan jenis distribusi.

Analisis frekuensi merupakan perkiraan dalam memperoleh probabilitas terjadinya peristiwa hidrologi pada suatu kawasan yang akan digunakan sebagai dasar perhitungan perencanaan hidrologi. Analisis frekuensi dilakukan dengan tujuan untuk memperoleh hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian menggunakan distribusi probabilitas (Arbaningrum, 2015). Persamaan yang digunakan pada analisis frekuensi ialah sebagai berikut:

1) Curah hujan rerata (\bar{p})

$$\bar{p} = \frac{\sum p_i}{n} \dots \dots \dots (2-17)$$

Keterangan:

p_i = curah hujan harian maksimum pada tahun tertentu
 n = jumlah data

2) Standar deviasi

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{p_i - \bar{p}\}^2}{n-1}} \dots \dots \dots (2-18)$$

Keterangan:

p_i = curah hujan harian maksimum pada tahun tertentu
 n = jumlah data

3) Koefisien variasi (C_v), yaitu perbandingan antara standar deviasi terhadap rerata curah hujan.

$$C_v = \frac{s_d}{\bar{p}} \dots \dots \dots (2-19)$$

Keterangan:

s = standar deviasi
 \bar{p} = curah hujan rerata

4) Koefisien *Skewness* (C_s), yaitu derajat kemencengan dari suatu bentuk distribusi.

$$C_s = \frac{a}{s^3} \dots \dots \dots (2-20)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^3 \dots \dots \dots (2-21)$$

Keterangan:

- a = parameter kemencengan
 s = standar deviasi
 \bar{p} = curah hujan rerata
 p_i = curah hujan harian maksimum pada tahun tertentu

5) Koefesien kurtois (C_k), yaitu nilai keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan terhadap distribusi normal.

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^4 \dots \dots \dots (2-22)$$

Keterangan:

- n = jumlah data
 s = standar deviasi
 \bar{p} = curah hujan rerata
 p_i = curah hujan harian maksimum pada tahun tertentu

b. Setelah didapatkan nilai-nilai pada analisis frekuensi, maka dapat ditentukan tipe distribusi dengan mencocokkan nilai masing-masing parameter analisis frekuensi terhadap syarat-syarat yang tercantum pada Tabel 2.7.

Tabel 2. 7 Jenis Sebaran dan Syarat

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$ $C_k \approx 3$ $\bar{p} \pm s = 68,27\%$ $\bar{p} \pm 2s = 95,44\%$
Gumbel	$C_s \approx 1,1396$ $C_k \approx 5,4002$
Log Normal	$C_s = Cv^3 + 3Cv$ $C_k = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$
Log Pearson III	Tidak memenuhi syarat distribusi manapun

Sumber: Triatmodjo, 2008

Setelah diketahui jenis distribusinya, maka dapat dilakukan perhitungan untuk mendapatkan periode ulang hujan maksimum dengan nilai k untuk metode Log Pearson Tipe III ditunjukkan pada Tabel 2.8 berikut.

Tabel 2. 8 Nilai k Untuk Distribusi Log Pearson III

Cs	Periode Ulang					
	2	5	10	25	50	100
	Presentase Peluang Terlampaui					
	50	20	10	4	2	1
0	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326
-0,1	0,017	0,846	1,270	1,716	2,000	2,252
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,843	2,029
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880

c. Nilai intensitas hujan digunakan untuk perencanaan debit rancangan banjir dalam menentukan saluran drainase dan sumur resapan. Apabila data yang dimiliki adalah data curah hujan harian, maka nilai intensitas hujan per jam dapat dihitung menggunakan metode Mononobe dengan rumus sebagai berikut.

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(2-23)$$

Keterangan:

- It = intensitas curah hujan untuk lama hujan t (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (jam)
- R24 = curah hujan maksimum selama 24 jam (mm)

d. Perhitungan debit rencana, yaitu debit air hujan yang akan diterima oleh kawasan gedung. Perhitungan debit rencana dapat menggunakan metode Rasional dengan persamaa sebagai berikut.

$$Q = \frac{C \times I_t \times A}{3,6} \dots\dots\dots(2-24)$$

Keterangan:

- C = koefisien limpasan air hujan (Tabel 2.9)
- It = intensitas curah hujan untuk lama hujan t (mm/jam)
- A = luas daerah pengaliran (km²)

Tabel 2. 9 Koefisien Aliran Permukaan

No	Jenis Daerah	Koefesien C
1	Daerah Perdagangan	0,70-0,90
	- Perkotaan (<i>down town</i>)	0,50-0,70
	- Pinggiran	
2	Pemukiman	0,30 – 0,50
	- Perumahan satu keluarga	0,40 - 0,60
	- Perumahan berkelompok, terpisah-pisah	0,60 – 0,75
	- Perumahan berkelompok, bersambungan	0,25 – 0,40
	- Suburban	0,50 – 0,70
	- Daerah apartemen	
3	Industri	0,50 – 0,80
	- Daerah industry ringan	0,60 – 0,90
	- Daerah industry berat	
4	Taman, pekuburan	0,10 – 0,25
5	Tempat bermain	0,20 – 0,35
6	Daerah stasiun kereta api	0,20 – 0,40
7	Daerah belum diperbaiki	0,10 – 0,30
8	Jalan	0,70 – 0,95
9	Bata	0,75 – 0,85
	- Jalan hamparan Atap	0,75 – 0,95

2. Perencanaan Sumur Resapan

Sumur resapan merupakan lubang buatan pada muka tanah yang berfungsi untuk meresapkan air hujan ke dalam tanah. Perencanaan sumur resapan telah diatur dalam SNI 03-2453-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Teknik Sumur Resapan Air Hujan untuk Lahan Pekarangan. Tahap perencanaan sumur resapan ialah:

a. Perhitungan volume dan banjir

$$V_{ab} = 0,855 \times C_{\text{tadah}} \times A_{\text{tadah}} \times R \dots\dots\dots (2-25)$$

Keterangan:

- V_{ab} = volume andil banjir yang akan diresapkan (m^3)
 C_{tadah} = koefisien limpasan dari bidang tangkapan
 A_{tadah} = luas bidang tangkapan
 R = tinggi hujan harian rata-rata (L/m² /hari)

b. Perhitungan volume air hujan yang meresap

$$V_{rsp} = \frac{t_c}{R} A_{total} \times K \dots\dots\dots (2-26)$$

$$t_c = 0,9 \frac{R^{0,92}}{60} \dots\dots\dots (2-27)$$

Keterangan:

- V_{rsp} = volume air hujan yang meresap (m^3)
 t_c = durasi hujan efektif (jam)
 A_{tadah} = luas bidang tangkapan
 R = tinggi hujan harian rata-rata ($L/m^2/hari$)
 K = koefisien permeabilitas tanah ($m^3/hari$)

Untuk dinding sumur resapan yang tidak kedap, maka persamaan nilai K ditulis sebagai berikut.

$$K_{rata-rata} = \frac{K_v \cdot A_v + K_h \cdot A_h}{A_{total}} \dots\dots\dots (2-28)$$

Keterangan:

- K = koefisien permeabilitas tanah ($m^3/hari$)
 K_v = koefisien permeabilitas tanah pada dinding sumur ($m^3/hari$)
 $= 2 \times Q_h$
 K_h = koefisien permeabilitas tanah pada alas sumur ($m^3/hari$)
 A_{total} = total luas alas dan dinding sumur

c. Perhitungan volume penampungan

$$V_{storasi} = V_{ab} - V_{rsp} \dots\dots\dots (2-29)$$

Keterangan:

- V_{ab} = volume andil banjir yang akan diresapkan (m^3)
 V_{rsp} = volume air hujan yang meresap (m^3)

d. Perencanaan jumlah sumur resapan

Perhitungan jumlah sumur resapan di daerah sekitar kawasan gedung dipengaruhi oleh diameter dan kedalaman sumur resapan. Semakin dalam dan semakin besar diameter sumur resapan, maka jumlah sumur resapan akan lebih sedikit.

3. Perencanaan pipa

Untuk mengalirkan air dari area tangkapan ke sumur resapan, maka diperlukan pipa untuk mengalirkan air tersebut. Perencanaan pipa air hujan dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan Hazen-Williams atau berdasarkan SNI 8153:2015. Perencanaan penampang saluran drainase memiliki beberapa bentuk penampang diantaranya bentuk persegi, trapesium, lingkaran, dan segitiga.

Kecepatan aliran dapat diketahui dengan metode Chezy, Manning, Bazin, Powell, Ganguillet-Kutten. Perencanaan pipa berdasarkan SNI mempertimbangkan luas daerah tangkapan dan intensitas curah hujan. Tabel SNI untuk penentuan ukuran pipa dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2. 10 Penentuan Ukuran Pipa

Ukuran meter air (inci)	Diameter pipa pembawa (inch)	Panjang maksimum yang diperbolehkan (m)														
		12	18	24	30	46	61	76	91	122	152	183	213	244	274	305
3/4	3/4	6	5	4	3	2	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
3/4	3/4	16	16	14	12	9	6	5	5	4	4	3	2	2	2	1
3/4	1	29	25	23	21	17	15	13	12	10	8	6	6	6	6	6
1	1	36	31	27	25	20	17	15	13	12	10	8	6	6	6	6
3/4	1 1/4	36	33	31	28	24	23	21	19	17	16	13	12	12	11	11
1	1 1/4	54	47	42	38	32	28	25	23	19	17	14	12	12	11	11
1 1/2	1 1/4	78	68	57	48	38	32	28	25	21	18	15	12	12	11	11
1	1 1/4	85	84	79	65	56	48	43	38	32	28	26	22	21	20	20
1 1/2	1 1/2	150	124	105	91	70	57	49	45	36	31	26	23	21	20	20
2	1 1/2	151	129	129	110	80	64	53	46	38	32	27	23	21	20	20
1	1 1/2	85	85	85	85	85	85	82	80	66	61	57	52	49	46	51
1 1/2	2	220	205	190	176	155	138	127	120	104	85	70	61	57	54	51
2	2	370	327	292	265	217	185	164	147	124	96	70	61	57	54	51
2	2 1/2	445	418	390	370	330	300	280	265	240	220	198	175	158	143	133

Sumber: *Standart Nasional Indonesia (SNI) 8153-2015*

4. Perencanaan saluran drainase

Drainase memiliki beberapa jenis penampang, salah satunya adalah penampang trapesium. Untuk mendapatkan bentuk saluran yang paling ekonomis, maka kemiringan sisi trapezium direncanakan 60°. Persamaan untuk menghitung debit aliran pada saluran ialah sebagai berikut.

$$Q = h^2 \sqrt{3} \times \frac{h}{n} \left(\frac{h}{2}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2-30)$$

Keterangan:

- Q = debit aliran pada saluran (m³/s)
 h = tinggi air
 n = koefisien Manning (Tabel 2.11)
 S = kemiringan saluran

Tabel 2. 11 Koefisien Manning

Tipe pipa	Koefisien Manning n
Besi tuang lapis	0,014
Kaca	0,010
Saluran beton	0,013
Bata dilapis mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,030
Saluran dengan dasar bau dan tebing rumput	0,040
Saluran pada giliran batu pedas	0,040

Sumber : *Triatmodjo 1993*

Untuk menentukan dimensi saluran drainase trapesium, maka lebar dasar saluran dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut.

$$B = \frac{2}{3} h\sqrt{3} \dots\dots\dots(2-31)$$

Keterangan:

B = lebar dasar saluran

h = tinggi air

Setelah diketahui dimensi penampang saluran drainase, maka dapat dihitung pula luas dan perimeter basah, serta jari-jari hidraulik dengan persamaan berikut.

$$P = 2h\sqrt{3} \dots\dots\dots(2-32)$$

$$A = h^2\sqrt{3} \dots\dots\dots(2-33)$$

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots(2-34)$$

Keterangan:

- P = perimeter basah
 A = luas basah
 R = jari-jari hidraulik
 h = tinggi air

Tinggi jagaan saluran dapat ditentukan berdasarkan laju aliran air. Laju aliran pada saluran dirumuskan sebagai berikut.

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3-35)$$

Keterangan:

- V = laju aliran air pada saluran
 n = koefisien Manning
 R = jari-jari hidraulik
 S = kemiringan saluran

Berdasarkan KP 03 Tahun 2010 tentang Perancangan Jaringan Irigasi, tinggi jagaan saluran ditentukan sebagai berikut

Tabel 2. 12 Tinggi Jagaan Minimum Untuk Saluran Tanah

Q(m ³ /dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,40
0,5 – 1,5	0,50
1,5 – 5,0	0,60
5,0 – 10,0	0,75
10,0 – 15,0	0,85
>15,0	1,00

Sumber :*KP 03 Tahun 2010 tentang Perancangan Jaringan Irigasi*

2.2 Hasil dan Pembahasan

Berdasarkan tinjauan yang telah dilakukan, berikut pembahasan dari tinjauan tersebut.

2.2.1 Analisis kebutuhan air

Perencanaan sistem plambing pada rumah sakit ibu dan anak dilakukan dengan cara seabgai berikut :

1. Persiapan

Tahap persiapan dilakukan dengan melakukan tinjauan pustaka terkait teori-teori yang digunakan untuk merencanakan sistem plambing yang mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI) 8153-2015 tentang sistem plambing pada bangunan gedung, buku panduan sistem bangunan tinggi untuk arsitek dan praktisi bangunan (Juwana, 2005), serta perencanaan dan pemeliharaan sistem plambing (Noerbambang, Soufyan Moh dan Takeo Morimura, 2005)

2. Perencanaan air limbah

Air limbah merupakan 80% dari kebutuhan air bersih. Perhitungan air bersih menggunakan 2 metode, yaitu berdasarkan jumlah penghuni dan berdasarkan unit beban alat plambing.

a. Berdasarkan jumlah penghuni

Didalam rumah sakit ibu dan anak terdapat 59 tempat tidur dan 81 karyawan

1) Perhitungan kebutuhan air bersih

Pemakaian air penghuni rata-rata sehari = 500 liter/orang/hari

Pemakaian air karyawan rata-rata sehari = 160 liter/orang/hari

Kebutuhan air rata-rata (Q_d) :

$Q_d = \text{Jumlah penghuni} \times \text{pemakaian air rerata sehari}$

$Q_d = (59 \times 500) + (81 \times 160) = 70250 \text{ liter/hari}$

Jangka waktu pemakaian (T) = 8 jam

Pemakaian air rata-rata per jam (Q_h)

$$Q_h = \frac{Q_d}{T}$$

$$Q_h = \frac{70250}{8} = 5307,5 \text{ liter/jam}$$

Antisipasi kebocoran = 20%

$$Q_h = 5307,5 + (20\% \times 5307,5) = 6369 \text{ liter/jam}$$

2) Perhitungan air limbah yang dihasilkan

$$Q_{h \text{ limbah}} = 80\% \times Q_h$$

$$Q_{h \text{ limbah}} = 80\% \times 6369 = 5095,2 \text{ liter/jam}$$

b. Berdasarkan unit beban alat plambing

1) Perhitungan kebutuhan air bersih

Tabel 2. 13 Perhitungan Jumlah Unit Beban Alat Plambing

Jenis alat plambing	Jumlah alat plambing	Unit beban alat plambing (SNI 8153:2015)	Jumlah unit beban alat plambing
Lantai 1			
Rawat Jalan			
Kloset	10	2,5	25
Bak	10	4	40
Wastafle	2	1	2
Radiologi			
Kloset	2	2,5	5
Bak	2	4	8
Wastafle	2	1	2
Farmasi			
Kloset	2	2,5	5
Bak	2	4	8
Wastafle	2	1	2
Laboratorium			
Kloset	2	2,5	5
Bak	2	4	8
Wastafle	2	1	2
Instalasi UGD			
Kloset	2	2,5	5
Instalasi Bedah			
Kloset	2	2,5	5
Kebidanan dan Kewanitaan			
Kloset	2	2,5	5
Bak	2	4	8
ICU			
Kloset	6	2,5	15
Bak	6	4	24

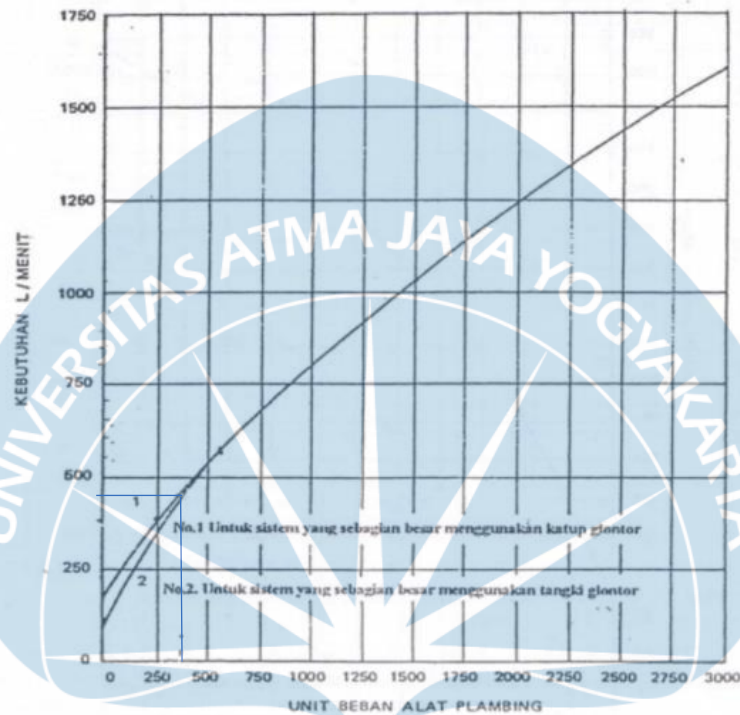
Tabel 2. 13 Perhitungan Jumlah Unit Beban Alat Plumbing (Lanjutan)

Jenis alat plumbing	Jumlah alat plumbing	Unit beban alat plumbing (SNI 8153:2015)	Jumlah unit beban alat plumbing
Instalasi Rawat Inap			
Kloset	21	2,5	52,5
Bak	21	4	84
Wastafle	2	1	2
Laundry			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
Pencuci Pakaian	4	4	16
Mekanikal/IPRS			
Pemulsaran Jenazah			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
Dapur			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
Kitchen Sink	6	1,5	9
CSSD			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
Rehabilitas Medik			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
AULA			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
Lantai 2			
Manajemen			
Kloset	1	2,5	2,5
Bak	1	4	4
Jumlah (Qh)			383

$$T = 8 \text{ jam}$$

$$C1 = 2$$

$$C2 = 4$$



Gambar 2. 3 Grafik Penentuan Qm-Max

Berdasarkan grafik didapatkan Qm-max sebesar 440 liter/menit, maka

$$Q_h = 7920 \text{ liter/jam}$$

$$Q_h \text{ max} = 13200 \text{ liter/hari}$$

$$Q_d = 52800 \text{ liter/hari}$$

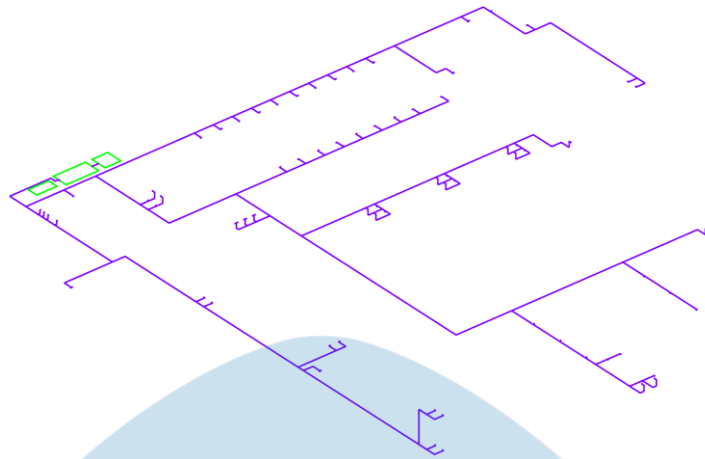
2) Perhitungan air limbah yang dihasilkan

$$Q_h \text{ limbah} = 80\% \times Q_h$$

$$Q_h \text{ limbah} = 80\% \times 7920 = 6336 \text{ liter/jam}$$

2.2.2 Sistem Pemipaan

Penggambaran isometri pipa dibutuhkan untuk menampilkan sistem perpipaan sehingga mudah dipahami. Pada gambar isometri pipa diberikan notasi untuk mempermudah perencanaan ukuran pipa. Gambar isometri pipa dapat dilihat di Gambar 2.4, Gambar 2.5, dan Gambar 2.6 berikut



Gambar 2. 4 Isometri Pipa Air Limbah Grey Water

Tabel 2. 14 Perhitungan Ukuran Pipa Grey Water

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubah Grey Water	Beban UBAP Grey Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Pipa (inci)
A					
B	13206.77	2716.32	1	1	1.5
C					
D					
E	4988.08	251.96	2	2	2
F					
G	5005	251.96	2	4	2
H					
I	4161.72	251.96	2	6	2
J				7	2
K	1880.29	183.79	2	2	2
L					
M	86.54	3728.38	1	3	2
N	1855.22	173.42	2	5	2
O					
P	6503.46	3795.36	1	6	2
Q	1991.82	181.99	1	1	1.5
R					
S	1872.44	186.42	1	2	2
T					
U	1789.01			8	2
V	4987.98	231.83	1	9	2.5
W					
X	5005.21	231.83	1	10	2.5
Y					
Z	4161.72	231.83	1	11	2.5
AA	38186.22			18	3
AB					

Tabel 2. 14 Perhitungan Ukuran *Pipa Grey Water* (Lanjutan)

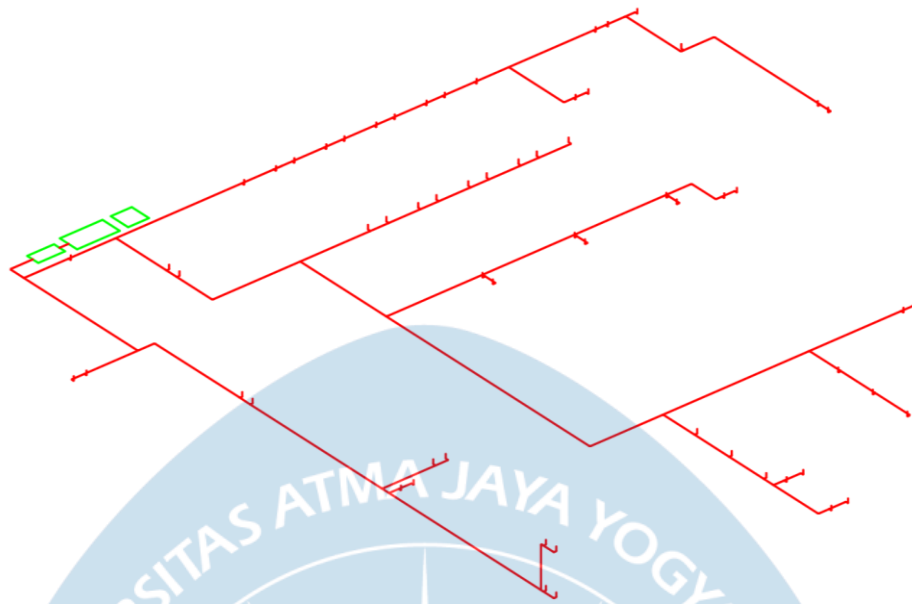
Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubah Grey Water	Beban UBAP Grey Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Pipa (inci)
AC	9306.77	1261.9	1	1	1.5
AD					
AE	2955.59	1262.97	1	1	1.5
AF	731.31	198.81	2	3	2
AG					
AH	2180.26	1262.97	1	4	2
AI	664.22	198.81	2	6	2
AJ					
AK	10997.62			7	2
AL	2955.59	2955.59	1	1	1.5
AM	731.31	198.81	2	3	2
AN					
AO	2180.26	1262.97	1	4	2
AP	664.22	198.81	2	6	2
AQ					
AR	10947.39			13	2.5
AS	2955.59	2955.59	1	1	1.5
AT	731.31	198.81	2	3	2
AU					
AV	2180.26	1262.97	1	4	2
AW	664.22	198.81	2	6	2
AX					
AY	11499.99			19	2.5
AZ	5992.51			37	4
BA	1380.35	1605.59	3	3	2
BB	1396.98	1605.59	3	6	2
BC	2112	1605.59	3	9	2.5
BD	6444.65			46	4
BE	4502.89	1508.66	2	2	2
BF					
BG	3004.77	1508.66	2	4	2
BH					
BI					
BJ	2996.25	1508.66	2	6	2
BK	2996.25	1508.66	2	8	2
BL					
BM					
BN	2996.25	1508.66	2	10	2.5
BO	2013.28	1508.66	2	12	2.5
BP					
BQ					
BR	2996.25	1508.66	2	14	2.5

Tabel 2.14 Perhitungan Ukuran Pipa Grey Water (Lanjutan)

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubab Grey Water	Beban UBAP Grey Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Pipa (inci)
BS	2996.25	1508.66	2	16	3
BT					
BU					
BV	8001		2	18	3
BW	14445.92			64	4
BX	901.21	1291.8	1	1	1.5
BY	1171.4	180.92	2	3	2
BZ	1506.6			67	4
CA	892.7	1291.8	1	1	1.5
CB	1171.4	180.92	2	3	2
CC	8427.97	790	4	70	4
CD					
CE					
CF	1498.13	1544.01	2	2	2
CG					
CH	18931.88	1544.01	2	4	2
CI					
CJ	1396.44	170.36	2	2	2
CK	8008.96			6	2
CL					
CM	4871.19	222.06	2	8	2
CN					
CO					
CP					
CQ	10490.59	1817.64	4	12	2.5
CR					
CS					
CT	9365.21	1737.89	4	4	2
CU					
CV	4508.46			16	3
CW					
CX	3004.76	1642.54	2	18	3
CY	3004.78	1642.54	2	20	3
CZ					
DA					
DB	2996.2487	1642.54	2	22	3
DC	2996.26	1642.54	2	24	3
DD					
DE					
DF	2996.25	1642.54	2	26	3
DG	3013.28	1642.54	2	28	3
DH					

Tabel 2.15 Perhitungan Ukuran Pipa Grey Water (*Lanjutan*)

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubah Grey Water	Beban UBAP Grey Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Pipa (inci)
DI					
DJ	2996.25	1642.54	2	30	3
DK					
DL	2996.26	1642.54	2	32	3
DM					
DN	2996.25	1642.54	2	34	3
DO					
DP	15508.81	1642.54	2	36	4
DQ	4996.72			106	4
DR					
DS	5933.93	2037.71	2	108	4
DT					
DU	1498.1	1412.23	2	2	2
DV					
DW	6371.35	1412.23	2	4	2
DX					
DY					
DZ					
EA	1498.1	1412.23	2	2	2
EB	23501.88	1412.23	2	8	2
EC					
ED					
EE	1435.73	1733.82	4	4	2
EF	998.4			12	2.5
EG					
EH					
EI	1498.52	1541.42	2	2	2
EJ	5792.24	1541.42	2	4	2
EK	17992.09			16	3
EL					
EM	1498.13	1417.49	2	18	3
EN					
EO	15383	1416.9	2	20	3
EP					
EQ	6254.5	1575.48	4	4	2
ER					
ES	10947.54			24	3
ET	1646.59	852.171	3	27	3
EU	804.89	852.171	3	30	3
EV	732.04	852.171	3	33	3
EW	2365.37	852.171	3	36	4
EX	9217.01			144	4



Gambar 2. 5 Isometri Pipa Jaringan Air Limbah Black Water

Tabel 2. 15 Perhitungan Ukuran Pipa *Black Water*

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubab Black Water	Beban UBAP Black Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Minimum (inci)	Ukuran Pipa (inci)
A	1523.63	844.06	4	4	2	4
B					2	
C	10986.26	835.59	4	8	2.5	4
D	5005.11	838.42	4	4	2	4
E					2	
F	5005.11	838.42	4	8	2.5	4
G					2.5	
H	4512.45	838.42	4	12	3	4
I					3	
J	17503.7			20	3	4
K					2	
L	1991.83	805.55	4	4	2	4
M					2	
N					3	
O	1285.22	806.44	4	8	3	4
P	6503.45			8	3	4
Q					2	
R	836.98	1991.82	4	4	2	4
S					2	
T	1235.58	841.42	4	8	2.5	4
U	6376.3	797.85	4	8	4	4

Tabel 2.15 Perhitungan Ukuran Pipa *Black Water* (Lanjutan)

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubab Black Water	Beban UBAP Black Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Minimum (inci)	Ukuran Pipa (inci)
V					4	
W	5005.12	797.85	4	12	4	4
X					4	
Y					4	
Z	4562.42	797.85	4	16	4	4
AA					4	
AB	2247.34	814.85	4	4	2	4
AC					2	
AD	6444.95	814.76	4	8	2.5	4
AE					2	
AF					2	
AG					2	
AH	1498.13	814.88	4	4	2	4
AI					2.5	
AJ	365.95	814.88	4	8	2.5	4
AK	10997.62			16	3	4
AL					2	
AM					2	
AN					2	
AO	1498.13	814.88	4	4	2	4
AP					2.5	
AQ	365.95	814.88	4	8	2.5	4
AR	10947.4			24	4	4
AS					2	
AT					2	
AU					2	
AV	1498.13	814.88	4	4	2	4
AW					2.5	
AX		814.88	4	8	2.5	4
AY	11499.99			32	4	4
AZ					4	
BA					2	
BB	12437.16			68	2.5	4
BC					3	
BD					4	
BE					2	
BF	3813.45	832.27	4	4	2	4
BG					2	
BH	2179.06	832.3	4	8	2.5	4

Tabel 2.15 Perhitungan Ukuran Pipa *Black Water* (Lanjutan)

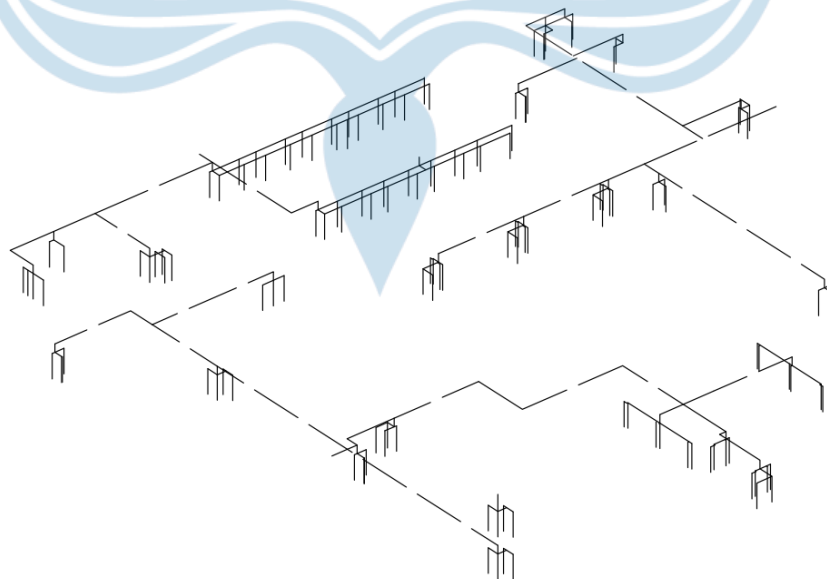
Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubab Black Water	Beban UBAP Black Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Minimum (inci)	Ukuran Pipa (inci)
BI	3813.45	832.27	4	12	2.5	4
BJ					3	
BK					3	
BL	2196.08	832.3	4	16	3	4
BM	3813.45	832.27	4	20	3	4
BN					3	
BO					3	
BP	2179.06	832.3	4	24	4	4
BQ	3813.45	832.27	4	28	4	4
BR					4	
BS					4	
BT	2196.08	832.3	4	32	4	4
BU	8442.92	832.27	4	36	4	4
BV					4	
BW					4	
BX	15536.51			104	2	4
BY					2	
BZ					4	
CA					2	
CB					2	
CC	1498.13	790	4	108	4	4
CD					4	
CE	7345.86	790	4	112	4	4
CF					2	
CG	1548.13	797.86	4	4	2	4
CH					2	
CI	18915.97	747.86	4	8	2.5	4
CJ					2	
CK					2.5	
CL	8207.66	791.42	4	12	3	4
CM					3	
CN	1165.05	814.85	4	4	2	4
CO	2358.95			16	3	4
CP	1464.09	814.85	4	20	3	4
CQ					3	
CR	10165.36	814.85	4	24	4	4
CS	1531.54	789.31	4	4	2	4
CT					2	
CU	9075.32	789.31	4	8	2.5	4

Tabel 2.15 Perhitungan Ukuran Pipa *Black Water* (Lanjutan)

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubab Black Water	Beban UBAP Black Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Minimum (inci)	Ukuran Pipa (inci)
CV	4066.82			32	4	4
CW					4	
CX	3797.98	814.85	4	36	4	4
CY					4	
CZ	2179.06	814.85	4	40	4	4
DA					4	
DB	3812.68	814.85	4	44	4	4
DC					4	
DD	2196.86	814.85	4	48	4	4
DE					4	
DF	3813.45	814.85	4	52	4	4
DG					4	
DH	2179.06	814.85	4	56	4	4
DI					4	
DJ	3813.45	814.85	4	60	4	4
DK					4	
DL	2196.08	814.85	4	64	4	4
DM					4	
DN	3813.45	814.85	4	68	4	4
DO					4	
DP	15133.26	814.85	4	72	4	4
DQ	5602.19			184	5	4
DR		5				
DS	5328.46	814.85	4	188	5	4
DT					2	
DU	1498.13	780.83	4	4	2	4
DV					2	
DW	5297.76	780.83	4	8	2.5	4
DX					2	
DY					2	
DZ					2	
EA	1914.15	1561.66	4	8	2.5	4
EB	22012.26			16	3	4
EC	1515.16	798.56	4	4	2	4
ED					2	
EE	1149.19	798.56	4	8	2.5	4
EF	998.4			24	4	4
EG	1498.13	833.5	4	28	2	4
EH					2	

Tabel 2.15 Perhitungan Ukuran Pipa *Black Water* (Lanjutan)

Segmen Pipa	Pipa Utama	Pipa Ubab Black Water	Beban UBAP Black Water	Akumulasi Beban Segmen	Ukuran Minimum (inci)	Ukuran Pipa (inci)
EI	6374.02	833.5	4	32	2.5	4
EJ					2.5	
EK	19082.7			56	4	4
EL					4	
EM	1498.13	781.08	4	60	4	4
EN					4	
EO	14150.9	781.08	4	64	4	4
EP	1532.18	797.82	4	4	2	4
EQ					2	
ER	6239.45	797.82	4	8	2.5	4
ES	16496.43			72	4	4
ET					4	
EU					4	
EV					4	
EW					4	
EX	4541.42			260	4	5



Gambar 2. 6 Isometri Pipa Ven

Tabel 2. 16 Perhitungan Ukuran Pipa Ven

No	Unit	Segmen Pipa	Pipa Utama	Ukuran Pipa (Inch)	Pipa Ubab	Ukuran Pipa (Inch)	Pipa Unit	Ukuran Pipa (Inch)
1	Radiologi	Kloset	11013.64	4	6000	4	6411.4	4
		Wastafel			6000			
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengering Lantai			6000			
	Farmasi	Kloset	10997.62		6000			
		Wastafel			6000			
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengering Lantai			6000			
	Laboratorium	Kloset	4631.1		6000			
		Wastafel			6000			
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengering Lantai			6000			
	Instalasi Tindakan Medis	Kloset	99638.87		36000			
		Wastafel			6000			
		Mesin Cuci Pakain						
Sink								
Lubang Pengering Lantai		24000						
2	Instalasi Rawat Jalan	Kloset	31047.03	60000				
		Wastafel		6000				
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengering Lantai		63000				
	Dapur	Kloset	29288.98	6000				
		Wastafel						
		Mesin Cuci Pakain						
						8893.03		

Tabel 2.17 Perhitungan Ukuran Pipa Van (Lanjutan)

No	Unit	Segmen Pipa	Pipa Utama	Ukuran Pipa (Inch)	Pipa Ubab	Ukuran Pipa (Inch)	Pipa Unit	Ukuran Pipa (Inch)
2	Dapur	Sink	29288.98	4	9000	4	8893.03	4
		Lubang Pengereng Lantai			6000			
	Laundry	Kloset	14568.68		3000			
		Wastafel						
		Mesin Cuci Pakain			12000			
		Sink						
		Lubang Pengereng Lantai			3000			
	Pemulsaran Jenazah	Kloset	26302.51		6000			
		Wastafel						
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengereng Lantai			6000			
3	Instalasi Rawat Jalan	Kloset	70509.073	30000				
		Wastafel		6000				
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengereng Lantai		30000				
	Aula	Kloset	23611.49	6000				
		Wastafel						
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengereng Lantai		6000				
	Rehab Medik	Kloset	15743.48	12000				
		Wastafel						
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengereng Lantai		12000				

Tabel 2.17 Perhitungan Ukuran Pipa Ven (Lanjutan)

No	Unit	Segmen Pipa	Pipa Utama	Ukuran Pipa (Inch)	Pipa Ubab	Ukuran Pipa (Inch)	Pipa Unit	Ukuran Pipa (Inch)
4	Manajemen	Kloset	2000	4	6000	4	4630.24	4
		Mesin Cuci Pakain						
		Sink						
		Lubang Pengereng Lantai			6000			

2.2.3 Perancangan Grease Trap

Grease trap digunakan untuk menyaring lemak yang dihasilkan limbah di dapur. Perencanaan grease trap sebagai berikut

1. Perencanaan air limbah dapur

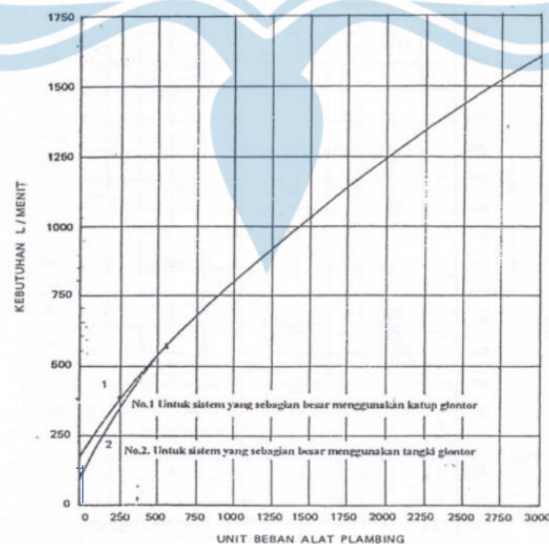
Perhitungan yang digunakan berdasarkan perhitungan kebutuhan air bersih berdasarkan beban unit alat plambing. Perhitungan limbah sebagai berikut.

$$\text{Jumlah UBAP} = 13$$

$$T = 8 \text{ jam}$$

$$C1 = 2$$

$$C2 = 4$$



Gambar 2. 7 Grafik Penentuan Qm-Max

Berdasarkan grafik di atas didapatkan Q_m -max 100 liter/menit

$$\begin{aligned} Q_h &= 100 \times \frac{60}{4} \\ &= 1500 \text{ liter/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Antisipasi kebocoran } 20\% &= 20\% \times 1500 \\ &= 300 \text{ liter/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total } Q_h &= 1500 + 300 \\ &= 1800 \text{ liter/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{h\text{-max}} &= 1500 \times 2 \\ &= 3000 \text{ liter/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d &= 1500 \times 8 \\ &= 120000 \text{ liter/hari} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total limbah domestik} &= 80\% \times 1500 \\ &= 1440 \text{ liter/jam} \end{aligned}$$

2. Penentuan model grease trap

Berdasarkan perhitungan sebelumnya maka grease trap yang digunakan yaitu “1500 Liter Viking Below Ground Grease Trap”.

2.2.4 Perancangan Septic Tank

Perancangan bak *septic tank* Rumah Sakit Ibu dan Anak adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Waktu detensi (td)} &= 2 \text{ hari} \\ \text{Banyak lumpur (QL)} &= 40 \text{ L/orang/tahun} \\ \text{Periode pengurasan} &= 5 \text{ tahun} \\ \text{Pemakaian air} &= 20 \text{ L/orang/hari} \\ \text{Jumlah Pemakai} &= 86 \text{ orang} \\ \text{Kapasitan tangki} &= (V_a) + (V_L) \\ &= 3,44 + 4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 7,44 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume air tangki } (V_a) &= (Q_A) \times (t_d) \\
 &= 2 \times 20 \times 86 \\
 &= 3440 \text{ L} \\
 \text{Volume lumpur } (V_L) &= (Q_L) \times n \times (PP) \\
 &= 40 \times 5 \times 20 \\
 &= 4000 \text{ L} \\
 \text{Tinggi ruang basah} &= \frac{(V_a)}{P} \times L \\
 &= \frac{(3,40)}{3,20} \times 1,60 \\
 &= 0,67 \text{ m} \\
 \text{Tinggi ruang lumpur} &= \frac{(V_L)}{P} \times L \\
 &= \frac{(4)}{3,20} \times 1,60 \\
 &= 0,78 \text{ m} \\
 T &= 0,67 + 0,78 + 1,54 \\
 &= 2,99 \text{ m} \\
 P &= 3,2 \text{ m} \\
 L &= 1,6 \text{ m} \\
 \text{Freeboard} &= 0,3 \text{ m} \\
 \text{Ruang ambang bebas} &= 3,2 + 1,6 + 0,3 \\
 &= 1,54 \text{ m} \\
 \text{Volume tangki untuk 5 tahun} &= 3,4 + 1,54 \\
 &= 4,98 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

2.2.5 Perancangan Bak Ekualisasi

Perencanaan bak ekualisasi Rumah Sakit Ibu dan Anak sebagai berikut.

1. Perhitungan volume minimal bak ekualisasi

$$\begin{aligned}
 \text{Debit air limbah} &= 42,24 \text{ m}^3/\text{jam} \\
 &= 5,28 \text{ m}^3/\text{jam} \\
 \text{Waktu tinggal} &= 6 \text{ jam} \\
 \text{Volume bak} &= 5,28 \times 6 \\
 &= 31,68 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

2. Perencanaan dimensi bak ekualisasi

Tinggi bak	= 2,5 m
Luas area bak	= 13 m ²
Lebar bak	= 2,5 m
Panjang bak	= 5,1 m
Tinggi free board	= 0,5 m
Tebal dinding	= 15 cm
Volume efektif	= 31,68 m ³

3. Penentuan pompa

Pompa yang akan digunakan untuk memompa air dari bak ekualisasi ke bak primary treatment adalah Pompa “Tsurumi HS 2.4S Pompa Celup Air Kotor 2” Submersible Sewage Pump”.

2.2.6 Perancangan Primary Treatment

Perencanaan *primary treatment* berdasarkan kriteria yang terdapat di Tabel 2.7 perencanaan *primary treatment* sebagai berikut.

1. Perhitungan volume bak yang dibutuhkan

Qd	= 42,24 m ³ /hari
Qh	= $\frac{42,24}{8}$ m ³ /hari
	= 5,28 m ³ /jam
Waktu tinggal	= 3,5 jam
Volume bak yang diperlukan	= 3,5 x 5,28
	= 18,48 m ³

2. Penentuan dimensi bak

Tinggi efektif	= 3 m
Lebar	= 2,5 m
Panjang	= 2,5 m
Tinggi freeboard	= 0,5 m
Tebal dinding	= 15 cm

2.2.7 Perencanaan sistem jaringan air hujan

Sistem jaringan air hujan yang akan direncanakan terdiri atas sumur resapan, talang, pipa tegak dan horizontal, serta drainase. Langkah-langkah perencanaan sistem jaringan air hujan sebagai berikut.

1. Perhitungan parameter statistic curah hujan

Tabel 2. 17 Parameter Statistik Curah Hujan

Tahun	n	Hujan (Xi)	(Xi-Xrt)	(Xi-Xrt)^2	(Xi-Xrt)^3	(Xi-Xrt)^4
1985	1	135.25	21.79	474.96	10350.94	225583.06
1986	2	79.30	-34.16	1166.72	-39852.02	1361237.28
1987	3	131.22	17.76	315.58	5606.22	99592.60
1988	4	120.79	7.33	53.74	394.00	2888.47
1989	5	105.73	-7.73	59.79	-462.26	3574.27
1990	6	56.59	-56.87	3234.41	-183946.72	10461390.05
1991	7	307.73	194.27	37742.27	7332331.66	1424479274.64
1992	8	58.08	-55.38	3067.19	-169867.40	9407626.50
1993	9	67.90	-45.56	2075.91	-94582.65	4309384.97
1994	10	72.00	-41.46	1718.72	-71253.47	2953983.43
Total		1134.57	0.0000	49909.28	6788718.30	1453304535.27

$$\text{Standart Deviasi (S)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{p_i - \bar{p}\}^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{49909,28}{10-1}}$$

$$= 74,47$$

$$\text{Koefesien Kemencengan (Cs)} = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^3}{s^3}$$

$$= \frac{10}{(10-1)(10-2)} \frac{6788718,30}{74,46794812^3}$$

$$= 2.283216681$$

$$\text{Koefesien Kortusis (Ck)} = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^4$$

$$= \frac{10^2}{(10-1)(10-2)(10-3)74,47^4} 1453304535,27$$

$$= 9.38$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefesien Variasi (Cv)} &= \frac{S_d}{\bar{p}} \\
 &= \frac{74,46794812}{113,46} \\
 &= 74,46794812
 \end{aligned}$$

2. Penentuan jenis distribusi yang sesuai

Tabel 2. 18 Penentuan jenis Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan			Keterangan
1	Gumbel Tipe I	$C_s \leq 1,1396$	2.2832	>	1	Tidak Memenuhi
		$C_k \leq 5,4002$	9.3767	>	5.4002	Tidak Memenuhi
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	2.2832	=	2.2518	Tidak memenuhi
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	9.3766 7	=	13.190 7	
3	Log-Pearson tipe III	Selain tipe lainnya ($C_s \neq 0$)	2.2832	\neq	0	Memenuhi
4	Normal	$C_s \approx 0$	2.2832	\approx	0	Tidak memenuhi
		$C_k \approx 3$	9.3767	\approx	3	
		$(x \pm s) = 68.27\%$		\neq	68.27	
		$(x \pm 2s) = 95.44\%$		\neq	95.44	

Dari analisis yang telah dilakukan maka jenis distribusi yang dipakai adalah log-person tipe III.

3. Analisis frekuensi curah hujan

Tabel 2. 19 Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III

Tahun	n	Hujan (Xi)	Ln (X)	Ln (Xrt)	(Ln X - Ln Xrt)	(Ln X - Ln Xrt) ²	(Ln X - Ln Xrt) ³	(Ln X - Ln Xrt) ⁴
1985	1	135.25	4.91	4.73	0.1758	0.0309	0.0054	0.0010
1986	2	79.30	4.37	4.73	-0.3582	0.1283	-0.0460	0.0165
1987	3	131.22	4.88	4.73	0.1455	0.0212	0.0031	0.0004
1988	4	120.79	4.79	4.73	0.0626	0.0039	0.0003	0.0000
1989	5	105.73	4.66	4.73	-0.0705	0.0050	-0.0004	0.0000
1990	6	56.59	4.04	4.73	-0.6957	0.4840	-0.3367	0.2342
1991	7	307.73	5.73	4.73	0.9978	0.9956	0.9934	0.9912
1992	8	58.08	4.06	4.73	-0.6697	0.4485	-0.3003	0.2011
1993	9	67.90	4.22	4.73	-0.5135	0.2636	-0.1354	0.0695
1994	10	72.00	4.28	4.73	-0.4548	0.2068	-0.0941	0.0428
Total		1134.57	45.93		-1.3808	2.5878	0.0894	1.5568

$$\text{Hujan Maksimum Rerata (Ln}(\bar{x})) = 4.59$$

$$\begin{aligned} \text{Standart Deviasi (S)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{p_i - \bar{p}\}^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{2.58773}{10-1}} \\ &= 0.54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefesien Kemencengan (Cs)} &= \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^3}{s^3} \\ &= \frac{\frac{10}{(10-1)(10-2)} 0.08941}{0.536214063^3} \\ &= 0.080546242 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefesien Kortusis (Ck)} &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^4 \\ &= \frac{10^2}{(10-1)(10-2)(10-3)0.536214063^4} 1.55676 \\ &= 0.37362678 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefesien Variasi (Cv)} &= \frac{S_d}{\bar{p}} \\ &= \frac{0.536214063}{4.593349853} \\ &= 0.116737039 \end{aligned}$$

4. Estimasi periode kala ulang

$$\text{Hujan Maksimum Rerata (Ln}(\bar{x})) = 4.59$$

$$\text{Standart Deviasi (S)} = 0.54$$

$$\text{Koefesien Kemencengan (Cs)} = 0.08$$

Hasil distribusi data dengan metode log person III dapat dilihat di tabel berikut

Tabel 2. 20 Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Periode Ulang (Tahun)	Peluang (%)	S ln X	ln X rata2	Cs	k	Y = ln X	x (hujan maks.periode ulang)
1	2	50	0.5362	4.5933	0.081	-0.014	4.5860	98.1068
2	5	20	0.5362	4.5933	0.081	0.837	5.0422	154.8207
3	10	10	0.5362	4.5933	0.081	1.29	5.2850	197.3672

5. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan dilakukan dengan metode Mononobe, hasil yang didapatkan sebagai berikut.

Tabel 2. 21 Instensitas Hujan (Distribusi Mononobe)

t(jam)	R24		
	R2	R5	R10
	98.1069	154.8208	197.3672
1	34.0118	53.6734	68.4234
2	21.4261	33.8121	43.1040
3	16.3511	25.8035	32.8945
4	13.4976	21.3003	27.1538
5	11.6319	18.3560	23.4005
6	10.3006	16.2552	20.7223
7	9.2946	14.6676	18.6985
8	8.5029	13.4183	17.1058

6. Debit rencana metode rasional

Debit perencanaan metode rasional dibagi menjadi 5 yaitu, debit perencanaan metode rasional atap, perkerasan, atap beton area 1, area 2, dan area 3. Debit perencanaan metode rasional atap dan perkerasan dapat dilihat pada table di bawah ini.

Tabel 2. 22 Debit Rencana Metode Rasional (Atap)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
1	2	1	34.0118	0.9500	0.0053	0.0479
		2	21.4261	0.9500	0.0053	0.0302
		3	16.3511	0.9500	0.0053	0.0230
		4	13.4976	0.9500	0.0053	0.0190
		5	11.6319	0.9500	0.0053	0.0164
		6	10.3006	0.9500	0.0053	0.0145
		7	9.2946	0.9500	0.0053	0.0131
		8	8.5029	0.9500	0.0053	0.0120
2	5	1	53.6734	0.9500	0.0053	0.0757
		2	33.8121	0.9500	0.0053	0.0477
		3	25.8035	0.9500	0.0053	0.0364
		4	21.3003	0.9500	0.0053	0.0300
		5	18.3560	0.9500	0.0053	0.0259
		6	16.2552	0.9500	0.0053	0.0229
		7	14.6676	0.9500	0.0053	0.0207
		8	13.4183	0.9500	0.0053	0.0189
		2	43.1040	0.9500	0.0053	0.0608

Tabel 2.22 Debit Rencana Metode Rasional (Atap) (Lanjutan)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
3	10	1	68.4234	0.9500	0.0053	0.0964
		3	32.8945	0.9500	0.0053	0.0464
		4	27.1538	0.9500	0.0053	0.0383
		5	23.4005	0.9500	0.0053	0.0330
		6	20.7223	0.9500	0.0053	0.0292
		7	18.6985	0.9500	0.0053	0.0264
		8	17.1058	0.9500	0.0053	0.0241

Tabel 2. 23 Debit Rencana Metode Rasional (Perkerasan)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
1	2	1	34.0118	0.95	0.0003	0.0025
		2	21.4261	0.95	0.0003	0.0016
		3	16.3511	0.95	0.0003	0.0012
		4	13.4976	0.95	0.0003	0.0010
		5	11.6319	0.95	0.0003	0.0009
		6	10.3006	0.95	0.0003	0.0008
		7	9.2946	0.95	0.0003	0.0007
		8	8.5029	0.95	0.0003	0.0006
2	5	1	53.6734	0.95	0.0003	0.0039
		2	33.8121	0.95	0.0003	0.0025
		3	25.8035	0.95	0.0003	0.0019
		4	21.3003	0.95	0.0003	0.0016
		5	18.3560	0.95	0.0003	0.0013
		6	16.2552	0.95	0.0003	0.0012
		7	14.6676	0.95	0.0003	0.0011
		8	13.4183	0.95	0.0003	0.0010
3	10	1	68.4234	0.95	0.0003	0.0050
		2	43.1040	0.95	0.0003	0.0032
		3	32.8945	0.95	0.0003	0.0024
		4	27.1538	0.95	0.0003	0.0020
		5	23.4005	0.95	0.0003	0.0017
		6	20.7223	0.95	0.0003	0.0015
		7	18.6985	0.95	0.0003	0.0014
		8	17.1058	0.95	0.0003	0.0013

Tabel 2. 24 Debit Rencana Metode Rasional (Area 1)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
1	2	1	34.0118	0.95	0.00089	0.00799
		2	21.4261	0.95	0.00089	0.00503
		3	16.3511	0.95	0.00089	0.00384
		4	13.4976	0.95	0.00089	0.00317
		5	11.6319	0.95	0.00089	0.00273
		6	10.3006	0.95	0.00089	0.00242
		7	9.2946	0.95	0.00089	0.00218
		8	8.5029	0.95	0.00089	0.00200
2	5	1	53.6734	0.95	0.00028	0.00394
		2	33.8121	0.95	0.00028	0.00248
		3	25.8035	0.95	0.00028	0.00189
		4	21.3003	0.95	0.00028	0.00156
		5	18.3560	0.95	0.00028	0.00135
		6	16.2552	0.95	0.00028	0.00119
		7	14.6676	0.95	0.00028	0.00108
		8	13.4183	0.95	0.00028	0.00098
3	10	1	68.4234	0.95	0.00028	0.00502
		2	43.1040	0.95	0.00028	0.00316
		3	32.8945	0.95	0.00028	0.00241
		4	27.1538	0.95	0.00028	0.00199
		5	23.4005	0.95	0.00028	0.00172
		6	20.7223	0.95	0.00028	0.00152
		7	18.6985	0.95	0.00028	0.00137
		8	17.1058	0.95	0.00028	0.00126

Tabel 2. 25 Debit Rencana Metode Rasional (Area 2)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
1	2	1	34.0118	0.95	0.0017	0.0149
		2	21.4261	0.95	0.0017	0.0094
		3	16.3511	0.95	0.0017	0.0072
		4	13.4976	0.95	0.0017	0.0059
		5	11.6319	0.95	0.0017	0.0051
		6	10.3006	0.95	0.0017	0.0045
		7	9.2946	0.95	0.0017	0.0041
		8	8.5029	0.95	0.0017	0.0037
2	5	1	53.6734	0.95	0.0017	0.0235
		2	33.8121	0.95	0.0017	0.0148
		3	25.8035	0.95	0.0017	0.0113

Tabel 2.25 Debit Rencana Metode Rasional (Area 2) (Lanjutan)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
		4	21.3003	0.95	0.0017	0.0093
		5	18.3560	0.95	0.0017	0.0080
		6	16.2552	0.95	0.0017	0.0071
		7	14.6676	0.95	0.0017	0.0064
		8	13.4183	0.95	0.0017	0.0059
3	10	1	68.4234	0.95	0.0017	0.0300
		2	43.1040	0.95	0.0017	0.0189
		3	32.8945	0.95	0.0017	0.0144
		4	27.1538	0.95	0.0017	0.0119
		5	23.4005	0.95	0.0017	0.0103
		6	20.7223	0.95	0.0017	0.0091
		7	18.6985	0.95	0.0017	0.0082
		8	17.1058	0.95	0.0017	0.0075

Tabel 2. 26 Debit Rencana Metode Rasional (Area 3)

No	Periode Ulang	Jam	I	C	A (Km2)	Q (m3/s)
1	2	1	34.0118	0.95	0.0003	0.0025
		2	21.4261	0.95	0.0003	0.0016
		3	16.3511	0.95	0.0003	0.0012
		4	13.4976	0.95	0.0003	0.0010
		5	11.6319	0.95	0.0003	0.0009
		6	10.3006	0.95	0.0003	0.0008
		7	9.2946	0.95	0.0003	0.0007
		8	8.5029	0.95	0.0003	0.0006
2	5	1	53.6734	0.95	0.0003	0.0040
		2	33.8121	0.95	0.0003	0.0025
		3	25.8035	0.95	0.0003	0.0019
		4	21.3003	0.95	0.0003	0.0016
		5	18.3560	0.95	0.0003	0.0014
		6	16.2552	0.95	0.0003	0.0012
		7	14.6676	0.95	0.0003	0.0011
		8	13.4183	0.95	0.0003	0.0010
3	10	1	68.4234	0.95	0.0003	0.0051
		2	43.1040	0.95	0.0003	0.0032
		3	32.8945	0.95	0.0003	0.0025
		4	27.1538	0.95	0.0003	0.0020
		5	23.4005	0.95	0.0003	0.0018
		6	20.7223	0.95	0.0003	0.0016
		7	18.6985	0.95	0.0003	0.0014
		8	17.1058	0.95	0.0003	0.0013

7. Perencanaan sumur resapan

Perhitungan volume andil banjir atap dan dak beton

$$\begin{aligned}
 C_{\text{tadah}} &= 0,95 \\
 A_{\text{tadah}} &= 6788,01 \text{ m}^2 \\
 R \text{ (periode ulang 2 tahun)} &= 0,098 \text{ m/hari} \\
 V_{ab} &= 0,855 \times C_{\text{tadah}} \times A_{\text{tadah}} \times R \\
 &= 0,855 \times 0,95 \times 6906,2 \times 0,098 \\
 &= 540,91 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Perhitungan volume andil banjir jalan

$$\begin{aligned}
 C_{\text{tadah}} &= 0,95 \\
 A_{\text{tadah}} &= 1660,28 \text{ m}^2 \\
 R \text{ (periode ulang 2 tahun)} &= 0,098 \text{ m/hari} \\
 V_{ab} &= 0,855 \times C_{\text{tadah}} \times A_{\text{tadah}} \times R \\
 &= 0,855 \times 0,95 \times 1660,28 \times 0,098 \\
 &= 132,30 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Volume andil banjir total

$$\begin{aligned}
 V_{ab} &= 132,30 + 540,91 \\
 &= 673,22 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Dimensi sumur resapan yang digunakan adalah

$$D_{\text{sumur}} = 1,5 \text{ m}$$

$$H_{\text{sumur}} = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas alas sumur (Ah)} &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi \times 1,5^2 \\
 &= 1,76 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas dinding sumur (Av)} &= \pi \times D^2 \times H \\
 &= \pi \times 1,5^2 \times 7 \\
 &= 32,98 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{total}} &= \text{Luas alas sumur (Ah)} + \text{Luas dinding sumur (Av)} \\
 &= 1,76 + 32,98 \\
 &= 34,75 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$K_{\text{rata-rata}} = \frac{K_v \cdot A_v + K_h \cdot A_h}{A_{\text{total}}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,728 \cdot 1,76 + 0,864 \cdot 32,98}{34,75} \\
 &= 0,907932203 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hari} \\
 \text{Te} &= 0,9 \frac{R^{0,92}}{60} \\
 &= 0,9 \frac{98,01^{0,92}}{60} \\
 &= 1,02 \text{ jam} \\
 \text{Vrsp} &= \frac{t_e}{R} A_{\text{total}} \times K \\
 &= \frac{1,02}{24} \times 34,75 \times 0,907932203 \\
 &= 1,340602544 \text{ m}^3 \\
 \text{Vstorasi} &= V_{\text{ab}} - V_{\text{rsp}} \\
 &= 673,22 - 1,340602544 \\
 &= 671,88 \text{ m}^3 \\
 \text{Htotal} &= \frac{671,88}{1,76} \\
 &= 380,2 \text{ m} \\
 \text{Sumur yang direncanakan memiliki } H = 7 \text{ m, maka diperlukan :} \\
 &= \frac{380,2}{7} = 54,3 = 55 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

8. Perencanaan pipa atap

Pada perencanaan ini, dimensi pipa dan talang air ditentukan berdasarkan luasan masing-masing atap bangunan yang akan menerima limpasan air hujan.

Tabel 2. 27 Pipa Atap Vertikal

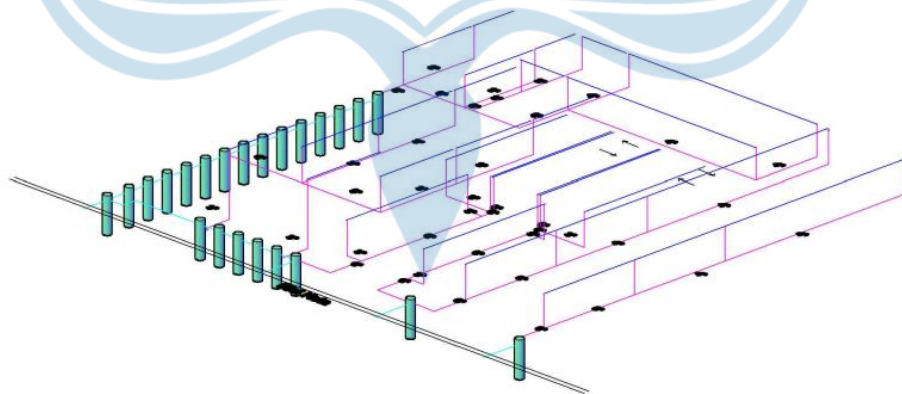
No	Nama Ruang	Debit Curah Hujan (mm/jam)	Luas (m ²)		Diameter Talang Air (inch)		Kemiringan		Pipa Tegak (inch)		Keterangan Jumlah Pipa Tegak	
			1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1	IPRS/Mekanikal	34.0175039	67.18	67.18	4	4	1%	1%	2	2	1 pipa tegak	1 pipa tegak
2	Pemulsaran Jenazah	34.0175039	113.37	113.37	5	5	1%	1%	2	2	1 pipa tegak	1 pipa tegak

Tabel 2.27 Pipa Atap Vertikal (Lanjutan)

No	Nama Ruangan	Debit Curah Hujan (mm/jam)	Luas (m ²)		Diameter Talang Air (inch)		Kemiringan		Pipa Tegak (inch)		Keterangan Jumlah Pipa Tegak	
			1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
3	Laundry	34.01 17503 9	74.32	74.32	4	4	1%	1%	2	2	1 pipa tegak	1 pipa tegak
4	Instalasi Rawat Inap	34.01 17503 9	318.2	318.2	5	5	1%	1%	3	3	2 pipa tegak	2 pipa tegak
5	Instalasi Tindakan Medis	34.01 17503 9	783.06	783.06	5	5	1%	1%	3	3	4 pipa tegak	4 pipa tegak
6	Instalasi Rawat Jalan	34.01 17503 9	255.03	255.03	5	5	1%	1%	2	2	2 pipa tegak	2 pipa tegak
7	Aula dan Manajemen	34.01 17503 9	158.76	158.76	5	5	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak
8	Rehab Medik	34.01 17503 9	156.03	156.03	5	5	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak
9	CSSD	34.01 17503 9	142.27	142.27	5	5	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak
10	Dapur	34.01 17503 9	131.62	131.62	5	5	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak
11	Radiologi	34.01 17503 9	146.66	146.66	4	4	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak
12	Farmasi	34.01 17503 9	146.66	146.66	4	4	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak
13	Laboratorium	34.01 17503 9	146.66	146.65	4	4	1%	1%	3	3	1 pipa tegak	1 pipa tegak

Tabel 2. 28 Pipa Atap Horizontal

No	Nama Ruangan	Debit Curah Hujan (mm/jam)	Luas (m ²)		Kemiringan		Pipa Horizontal (Inch)	
			1	2	1	2	1	2
1	IPRS/Mekanikal	34.0117504	67.18	67.18	1%	1%	3	3
2	Pemulsaran Jenazah	34.0117504	113.37	113.37	1%	1%	3	3
3	Laundry	34.0117504	74.32	74.32	1%	1%	3	3
4	Instalasi Rawat Inap	34.0117504	318.2	318.2	1%	1%	3	3
5	Instalasi Tindakan Medis	34.0117504	783.06	783.06	1%	1%	4	4
6	Instalasi Rawat Jalan	34.0117504	255.03	255.03	1%	1%	3	3
7	Aula dan Manajemen	34.0117504	158.76	158.76	1%	1%	3	3
8	Rehab Medik	34.0117504	156.03	156.03	1%	1%	3	3
9	CSSD	34.0117504	142.27	142.27	1%	1%	3	3
10	Dapur	34.0117504	131.62	131.62	1%	1%	3	3
11	Radiologi	34.0117504	146.66	146.66	1%	1%	3	3
12	Farmasi	34.0117504	146.66	146.66	1%	1%	3	3
13	Laboratorium	34.0117504	146.66	146.65	1%	1%	3	3

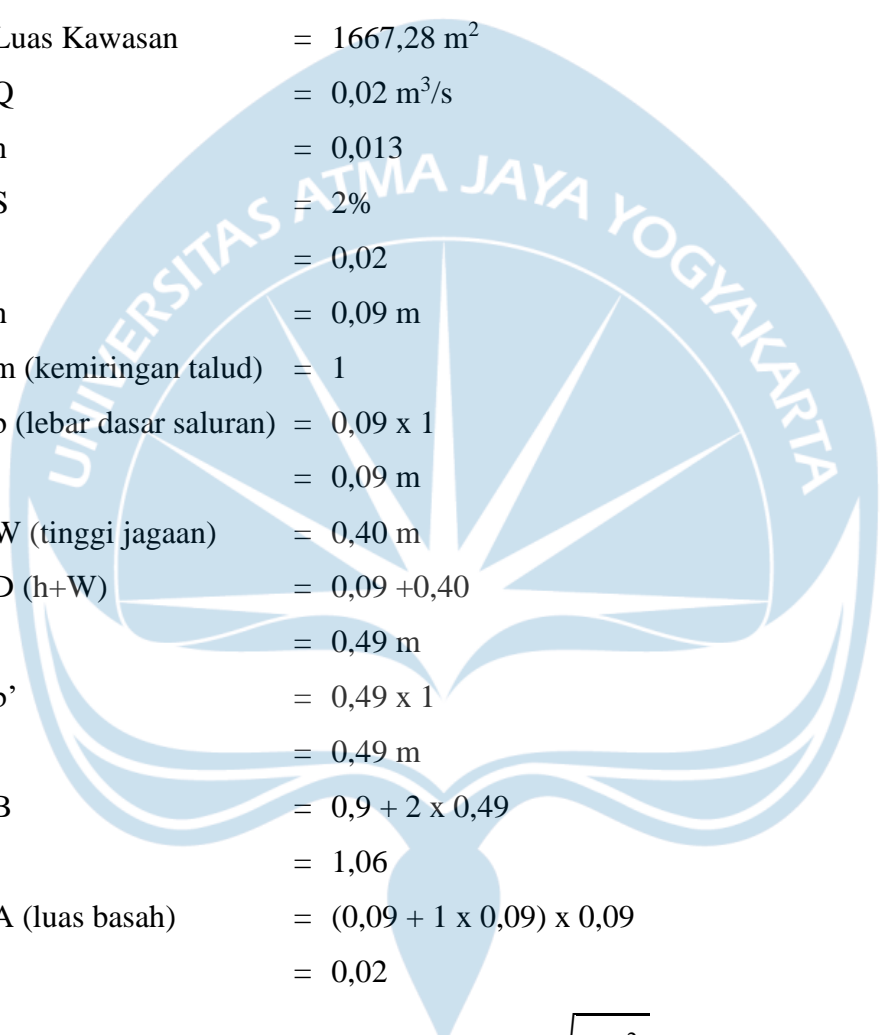


Gambar 2. 8 Isometri Jaringan Air Hujan

9. Perencanaan saluran drainase

Saluran drainase yang akan dirancancang memiliki penampang trapesium. Desain saluran drainase memiliki 2 desain, yaitu drainase untuk area 1 dan perkerasan dan drainase untuk area 3. Perhitungan perencanaan drainase mendapat hasil sebagai berikut:

Perhitungan drainase area 1 dan perkerasan



Luas Kawasan	=	1667,28 m ²
Q	=	0,02 m ³ /s
n	=	0,013
S	=	2%
	=	0,02
h	=	0,09 m
m (kemiringan talud)	=	1
b (lebar dasar saluran)	=	0,09 x 1
	=	0,09 m
W (tinggi jagaan)	=	0,40 m
D (h+W)	=	0,09 + 0,40
	=	0,49 m
b'	=	0,49 x 1
	=	0,49 m
B	=	0,9 + 2 x 0,49
	=	1,06
A (luas basah)	=	(0,09 + 1 x 0,09) x 0,09
	=	0,02
P (keliling basah)	=	0,09 + (2 x 0,09 x $\sqrt{1+1^2}$)
	=	0,33 m
T/B' (lebar puncak)	=	0,09 + (2 x 1 x 0,09)
	=	0,26 m
R	=	$\frac{0,02}{0,33}$
	=	0,05 M
V (kecepatan aliran)	=	$\frac{1}{0,013} \times (0,05^{\frac{2}{3}} \times 0,02^{\frac{1}{2}})$

$$= 1,39 \text{ M/S}$$

Perhitungan drainase area 3

$$\text{Luas Kawasan} = 1667,28 \text{ m}^2$$

$$Q = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0,013$$

$$S = 2\%$$

$$= 0,02$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

$$m \text{ (kemiringan talud)} = 1$$

$$b \text{ (lebar dasar saluran)} = 0,05 \times 1$$

$$= 0,05 \text{ m}$$

$$W \text{ (tinggi jagaan)} = 0,40 \text{ m}$$

$$D \text{ (h+W)} = 0,05 + 0,40$$

$$= 0,45 \text{ m}$$

$$b' = 0,45 \times 1$$

$$= 0,45 \text{ m}$$

$$B = 0,05 + 2 \times 0,45$$

$$= 0,95$$

$$A \text{ (luas basah)} = (0,05 + 1 \times 0,05) \times 0,05$$

$$= 0,01$$

$$P \text{ (keliling basah)} = 0,05 + (2 \times 0,05 \times \sqrt{1+1^2})$$

$$= 0,196 \text{ m}$$

$$T/B' \text{ (lebar puncak)} = 0,05 + (2 \times 1 \times 0,05)$$

$$= 0,15 \text{ m}$$

$$R = \frac{0,01}{0,196}$$

$$= 0,03 \text{ m}$$

$$V \text{ (kecepatan aliran)} = \frac{1}{0,013} \times (0,03^{\frac{2}{3}} \times 0,02^{\frac{1}{2}})$$

$$= 0,97 \text{ m/s}$$