

ANALISA KEBUTUHAN KOLAM RETENSI BANDARA ATUNG BUNGSU KOTA PAGAR ALAM

Norma Puspita

Jurusan Teknik Sipil Universitas Indo Global Mandiri

Email : norma.puspita81@gmail.com¹⁾,

ABSTRAK

Sistem drainase di kawasan lapangan terbang mempunyai fungsi dan peranan yang sangat penting dalam keselamatan operasional penerbangan yang difokuskan pada area run way dan shoulder. Sistem drainase berfungsi mencegah terjadinya genangan pada badan run way. Untuk mengakomodasi volume air limpasan dari sistem drainase lapangan terbang maka dibutuhkan kolam penampungan (retensi). Analisa pada kajian ini menggunakan metode rasional dengan beberapa analisa yaitu analisa hidrologi untuk menghitung hujan rencana, intensitas hujan, dan debit banjir limpasan, sedangkan analisa hidrolika untuk menghitung volume kebutuhan saluran drainase dan kolam retensi. Darihasil analisa diketahui bahwa debit limpasan untuk kawasan Bandara Atung Bungsu (250 hektar) adalah 4.574612 m³/detik dengan kebutuhan dimensi saluran drainase lebar (B) 0.71 m dan kedalaman H = 1.72 m. sedangkan dimensi kolam retensi dihasilkan yaitu 199m x 100 m dengan menggunakan pompa kapasitas 5 m³/detik.

Kata kunci : *Drainase, Retensi, Bandara.*

1. PENDAHULUAN

Sistem drainase di kawasan Bandar Udara memiliki peran dan fungsi yang sangat penting didalam manajemen dan operasional Bandar Udara dan Keselamatan Penerbangan, terutama untuk selalu menjaga agar *Runway* dan *Taxiway* serta *Terminal* khususnya tidak tergenang yang akan sangat membahayakan penerbangan, dan juga tidak menggenangi kawasan permukiman atau persawahan / kebun milik masyarakat yang ada di sekitar Bandar Udara.

Sudah seharusnya bahwa fungsi drainase ini tidak dialihfungsikan atau berfungsi ganda sebagai saluran irigasi, yang kini marak terjadi. Alih fungsi ini tidak hanya menimbulkan satu permasalahan saja, tetapi nantinya akan timbulnya kekacauan dalam penanganan sistem drainase pula. Permasalahan-permasalahan ini terjadi akibat adanya peningkatan debit pada saluran drainase. Penyebab lainnya adalah karena peningkatan jumlah penduduk, amblesan tanah, penyempitan dan pendangkalan saluran, serta sampah di saluran drainase.

Perlu dipahami bahwa masalah banjir dan genangan air di suatu bandara adalah bukan masalah parsial, tetapi masalah yang terintegrasi. Begitu juga penanganannya. masalah banjir erat sekali kaitannya dengan system drainase yang kita terapkan, dimana dalam system drainase seluruh komponen masyarakat terutama di sekitar Bandar Udara pasti terlibat. Di dalam mendukung pelaksanaan pembangunan infrastruktur drainase Bandar Udara. Untuk itu diperlukan suatu perencanaan detail dari infrastruktur bandara yang dimaksudkan diatas yang sesuai dengan kondisi dan kebutuhan manajemen operasional Bandara dan Sistem Keselamatan Penerbangan.

Limpasan air hujan yang keluar dari kolam retensi rata – rata adalah 96 % dari debit limpasan air hujan yang masuk ke dalam kolam retensi. Kondisi topografi di lokasi Lapangan Terbang Atung Bungsu Pagar Alam memungkinkan limpasan air hujan mengalir secara gravitasi. Namun, kondisi tekstur permukaan tanah yang bergelombang dan lokasi badan air penerima yang menyebar memungkinkan limpasan air hujan dialirkan menuju badan air

penerima yang terdekat. Limpasan air hujan yang keluar ke badan air penerima, berdasarkan analisis sederhana badan air penerima tidak akan menyebabkan banjir. Oleh karena itu penggunaan sistem drainase yang direncanakan dapat mengantisipasi bahaya banjir. Sistem drainase yang direncanakan akan digunakan pada wilayah perencanaan seluas 250 hektar yang berlokasi di lingkungan Lapangan Terbang Atung Bungsu Kota agar Alam.

2. STUDI LITERATUR

Drainase lapangan terbang difokuskan kepada drainase area run way dan shoulder. Run way lapangan terbang digunakan untuk take off dan landing pesawat, merupakan konstruksi perkerasan dari aspal dan beton. Shoulder yang berada pada sisi kanan dan kiri run way, merupakan area tanah yang sulit diresapi yang ditanami rumput sehingga air mengalir lebih banyak dipermukaan tanah dan sedikit infiltrasi.

Shoulder merupakan area untuk pesawat terbang yang mengalami kesulitan saat mendarat dan atau mengudara. Lebar shoulder lebih besar dari run way. Pada area shoulder yang umumnya terdiri dari dua kemiringan, pada pertemuan perbedaan kemiringan tersebut pada jarak tertentu direncanakan inlet, sesuai dengan analisis perencanaan saluran drainase muka tanah.

a. Drainase permukaan (muka tanah)

Run way dengan perkerasan aspal atau beton dan jika shoulder merupakan area tanah yang sulit diresapi dengan 55% mengalir dimuka tanah dan 45% meresap ke dalam tanah, maka analisis kapasitas/debit hujan mempergunakan formula drainase permukaan atau surface drainage.

Kemiringan kearah melintang untuk run way umumnya lebih kecil atau sama dengan 1.5%, kemiringan shoulder ditentukan antara 2.5% - 5%. Kemiringan kearah memanjang ditentukan sebesar lebih kecil atau sama dengan 0.1%. ketentuan dari FAA, genangan air di permukaan run way maksimum 14 cm, dan harus segera dialirkan.

lapangan terbang, terutama disekeliling run way dan shoulder harus ada saluran terbuka untuk drainase yang mengalirkan air (interception ditch) dari sisi luar lapangan terbang. Tujuan drainase lapangan terbang adalah:

1. Meminimalisasi air yang masuk ke dalam lapisan tanah, sehingga daya dukung tanah tetap stabil untuk menahan beban pesawat
2. Mencegah adanya genangan air pada run way dan taxi way
3. Menjaga seluruh area lapangan terbang, run way, taxi way, dan terminal building tidak tergenang air

b. Drainase bawah permukaan

Drinase bawah permukaan untuk lapangan terbang, adalah penghamparan lapisan pasir dibawah perkerasan run way dan drainase bawah tanah pada area shoulder. Shoulder dengan lapisan tanah yang keras sulit diresapi mempunyai koefisien run off 0.55 berarti 45 persen air meresap kedalam tanah. Meresapnya air ini dapat dilakukan drainase bawah tanah dengan menggunakan pipa drain dengan jarak dan kedalaman rencana dengan posisi melintang run way dan kemiringan serah dengan kemiringan shoulder. Pipa – pipa drain berujung pada sisi dalam saluran muka tanah run way, ditampung di pipa drain sekunder dengan kemiringan sama dengan kemiringan saluran permukaan runway.

Lapisan tanah shoulder dapat diganti dengan lapisan tanah pasir, sehingga waktu resapan dapat lebih cepat. Koefisien resapan tanah pasir 1/1000 cm/detik sedangkan tanah keras sulit diresapi 1/1000000 cm/detik.

Air yang berasal dari sistem drainase disekitar area run way dan shoulder harus dialirkan ke suatu kolam penampungan untuk mencegah terjadinya genangan. Kolam penampungan (retensi) adalah suatu bangunan atau konstruksi yang berfungsi untuk menampung sementara air banjir

atau hujan dan sementara itu sungai induknya tidak dapat menampung lagi debit banjir yang ada. Perencanaan kolam penampungan ini dikombinasikan dengan pompa sehingga pembuangan air dari kolam penampungan bisa lebih cepat.

Kolam retensi memiliki berbagai tipe, seperti:

- a. Kolam retensi tipe di samping badan sungai
Tipe ini memiliki bagian-bagian berupa kolam retensi, pintu inlet, bangunan pelimpah samping, pintu outlet, jalan akses menuju kolam retensi, ambang rendah di depan pintu outlet, saringan sampah dan kolam penangkap sedimen.
- b. Kolam retensi di dalam badan sungai
Kolam retensi jenis ini memiliki bagian-bagian berupa tanggul keliling, pintu outlet, bendung, saringan sampah dan kolam sedimen. Tipe ini diterapkan bila lahan untuk kolam retensi sulit didapat.
- c. Kolam retensi tipe storage memanjang
Kelengkapan sistem dari kolam retensi tipe ini adalah saluran yang lebar dan dalam serta cek dam atau bendung setempat. Tipe ini digunakan apabila lahan tidak tersedia sehingga harus mengoptimalkan saluran drainase yang ada..

Ukuran ideal suatu kolam retensi adalah dengan perbandingan panjang/lebar lebih besar dari 2 : 1. Sedang dua kutub aliran masuk (inlet) dan keluar (outlet) terletak kira-kira di ujung kolam berbentuk bulat telur itulah terdapat kedua "mulut" masuk dan keluarnya (aliran) air.

Dimensi kolam penampungan ini didasarkan pada volume air akibat hujan selama t menit yang telah ditentukan, artinya jika hujan sudah mencapai t menit, maka pompa harus sudah dioperasikan sampai elevasi air dikolam penampungan mencapai batas minimum.

Suatu daerah dengan elevasi muka tanah yang lebih rendah dari muka air laut dan muka air banjir di sungai menyebabkan daerah tersebut tidak dapat dilayani oleh drainase sistem gravitasi. Maka daerah tersebut perlu dilengkapi dengan stasiun pompa. Pompa ini berfungsi untuk membantu mengeluarkan air dari kolam penampung banjir maupun langsung dari saluran drainase pada saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi.

3. PEMBAHASAN

a. Analisa hidrologi

Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Analisis hidrologi diperlukan untuk mengetahui karakteristik hidrologi di lokasi Bandara Atung Bungsu. Analisis hidrologi digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana pada suatu perencanaan bangunan air. Data untuk penentuan debit banjir rencana pada adalah data curah hujan, dimana curah hujan merupakan salah satu dari beberapa data yang dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rencana.

(1) Distribusi frekuensi hujan

Berdasarkan analisa dispersi curah hujan maksimum Kota Pagar Alam diketahui bahwa untuk penentuan curah hujan rencana menggunakan metode distribusi Gumbel.

Tabel 1. Syarat – syarat batas penentuan sebaran

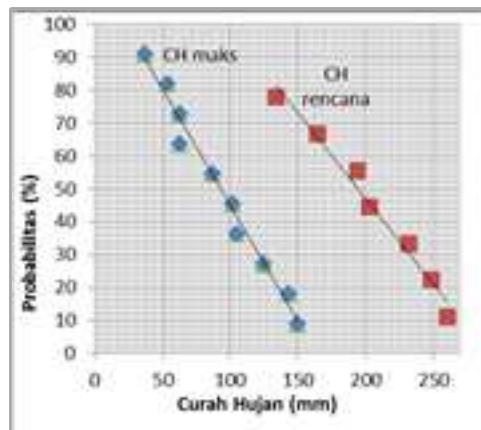
No.	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan	Keterangan
1	Normal	$C_s = 0, C_k = 3$	$C_s = 0.144,$ $C_k = 1.409,$ $C_v = 0.416$	tidak memenuhi
2	Log Normal	$C_s = 3, C_v = 1.8, C_v = 0.6$		tidak memenuhi
3	Gumbel	$C_s \leq 1.1396, C_k \leq 5.4002$		mendekati
4	Pearson III	$C_s \neq 0, C_v = 0.3$		tidak memenuhi
5	Log Pearson III	$C_s < 0, C_v = 0.3$		tidak memenuhi

Tabel 2. Analisa Dispersi Curah Hujan Maksimum

No.	Thn	X	X - Xrt	(X - Xrt) ²	(X - Xrt) ³	(X - Xrt) ⁴
1	2004	125	32.1	1030.41	33076.16	1061745
2	2005	102	9.1	82.81	753.571	6857.496
3	2006	105	12.1	146.41	1771.561	21435.89
4	2007	150	57.1	3260.41	186169.4	10630273
5	2008	63	-29.9	894.01	-26730.9	799253.9
6	2009	63	-29.9	894.01	-26730.9	799253.9
7	2010	87	-5.9	34.81	-205.379	1211.736
8	2011	37	-55.9	3124.81	-174677	9764438
9	2012	54	-38.9	1513.21	-58863.9	2289805
10	2013	143	50.1	2510.01	125751.5	6300150
Total		929	-5.7E-14	13490.9	60314.28	31674423
Xrt	92.9			Cs	0.144341	
S	38.71678			Ck	1.409652	
Cv	0.416758					

Tabel 3. Curah Hujan Rencana Distribusi Gumbel

Tahun	Ch maks	Tr	\bar{X}	S	Sn	Yn	Y _{Tr}	K	X _{Tr}
2004	125	2	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	0.3668	-0.13521	87.66
2005	102	5	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	1.5004	1.058551	133.88
2006	105	10	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	2.251	1.848989	164.49
2007	150	20	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	2.9709	2.607098	193.84
2008	63	25	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	3.1993	2.84762	203.15
2009	63	50	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	3.9028	3.588458	231.83
2010	87	75	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	4.3117		248.51
2011	37	100	92.9	38.71678	0.9496	0.4952	4.6012	4.323926	260.31
2012	54								
2013	143								



Gambar 1. Probabilitas Curah Hujan Harian Maksimum

Tabel 4. Analisa Chi Square

Nilai batas sub kelompok	O _i	E _i	O _i - E _i	(O _i - E _i) ²	(O _i - E _i) ² /E _i
22.875 ≤ P ≤ 51.125	1	2	-1	1	0.5
51.125 ≤ P ≤ 79.375	3	3	0	0	0
79.375 ≤ P ≤ 107.625	3	3	0	0	0
107.625 ≤ P ≤ 135.875	1	3	-2	4	1.333333
135.875 ≤ P ≤ 164.125	2	3	-1	1	0.333333
Chi Square Hitung					2.166667

Berdasarkan tabel diketahui nilai chi square kritis adalah 5.991, sehingga nilai hitung 2.1667 < 5.991 yang menyatakan bahwa hipotesa distribusi dapat diterima.

Tabel 5. Analisa Smirnov Kolmogorov

X	m	P _x	P _x <	k	P'	P' _x <	D
37	1	0.090909	0.91	-1.44382	0.091	0.909	0.00
54	2	0.181818	0.82	-1.00473	0.213998	0.786002	-0.03
63	4	0.363636	0.64	-0.77228	0.27916	0.72083	0.08447
63							
87	5	0.454545	0.55	-0.15239	0.452936	0.547064	0.001609
102	6	0.545455	0.45	0.23504	0.561545	0.438455	-0.01609
105	7	0.636364	0.36	0.312526	0.583266	0.416734	0.053097
125	8	0.727273	0.27	0.829098	0.728077	0.271923	-0.0008
143	9	0.818182	0.18	1.294013	0.858407	0.141593	-0.04023
150	10	0.909091	0.09	1.474813	0.91133	0.08867	-0.00224
						Dmax	0.08

Berdasarkan data yang ada, nilai n adalah 15. Sehingga didapat harga kritis Smirnov-Kolmogorov dengan derajat kepercayaan 0.05 adalah 0.41. Uji Smirnov-Kolmogorov dilakukan untuk membuktikan bahwa hasil plotting distribusi Gumbel memiliki Δ_{max} kurang dari harga kritis Smirnov-Kolmogorov yaitu 0,34. Dari hasil pengeplotan untuk perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Gumbel didapat harga Δ_{max} = 0.08. Besarnya delta kritis maksimum yang diijinkan adalah Δ_{cr} = 0.34, jadi Δ_{max} < Δ_{cr} (memenuhi).

(2) Intensitas Curah Hujan

Intensitas curah hujan umumnya dihubungkan dengan kejadian dan lamanya (duration) hujan turun, yang disebut Intensity Duration Frequency (IDF). Hubungan antara intensitas, lama hujan, dan frekuensi hujan biasanya dinyatakan dalam lengkung Intensitas-Durasi-Frekuensi (IDF Curve). Diperlukan data hujan jangka pendek, misalnya 5 menit, 10 menit, 30 menit, 60 menit, dan jam-jaman untuk membentuk lengkung IDF.

Lengkung IDF dapat dibuat dengan persamaan Monobe berikut:

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

Dimana :

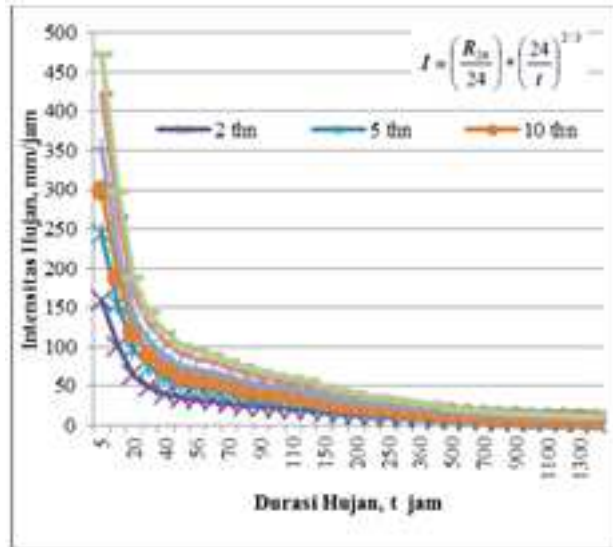
I = intensitas hujan (mm/jam)

t = durasi hujan (jam)

R₂₄ = curah hujan maksimum harian (selama 24 jam) (mm)

Tabel 6. Intensitas Curah Hujan

t menit	2 thn	5 thn	10 thn	20 thn	50 thn	100 thn
	87.66 mm	133.88 mm	164.49 mm	193.84 mm	231.83 mm	260.31 mm
5	159.30	243.28	298.89	352.23	421.27	473.01
10	100.35	153.26	188.29	221.89	265.38	297.98
20	63.22	96.55	118.62	139.78	167.18	187.71
30	48.24	73.68	90.52	106.67	127.58	143.25
40	39.82	60.82	74.72	88.06	105.32	118.25
50	34.32	52.41	64.39	75.89	90.76	101.91
56	31.82	48.60	59.71	70.36	84.16	94.49
60	30.39	46.41	57.02	67.20	80.37	90.24
70	27.42	41.88	51.46	60.64	72.52	81.43
80	25.09	38.31	47.07	55.47	66.35	74.49
90	23.19	35.42	43.52	51.28	61.34	68.87
100	21.62	33.02	40.57	47.80	57.18	64.20
110	20.29	30.99	38.07	44.86	53.66	60.25
120	19.15	29.24	35.92	42.33	50.63	56.85
150	16.50	25.20	30.96	36.48	43.63	48.99
180	14.61	22.31	27.41	32.31	38.64	43.38
200	13.62	20.80	25.55	30.12	36.02	40.44
240	12.06	18.42	22.63	26.67	31.90	35.81
250	11.74	17.93	22.02	25.95	31.04	34.85
300	10.39	15.87	19.50	22.98	27.49	30.86
360	9.20	14.06	17.27	20.35	24.34	27.33
400	8.58	13.10	16.10	18.97	22.69	25.48
500	7.39	11.29	13.87	16.35	19.55	21.96
600	6.55	10.00	12.29	14.48	17.32	19.44
700	5.91	9.02	11.09	13.06	15.62	17.54
800	5.41	8.25	10.14	11.95	14.29	16.05
900	5.00	7.63	9.38	11.05	13.21	14.84
1000	4.66	7.11	8.74	10.30	12.32	13.83
1100	4.37	6.68	8.20	9.67	11.56	12.98
1200	4.12	6.30	7.74	9.12	10.91	12.25
1300	3.91	5.97	7.34	8.65	10.34	11.61
1440	3.65	5.58	6.85	8.08	9.66	10.85



Gambar 2. Grafik Intensitas Curah Hujan

(3) **Hyetograf Hujan Rancangan**

Waktu Konsentrasi (t_c) suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan yang jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ketempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresidepresi kecil terpenuhi.

$$t_c = t_o + t_d \text{ dimana } t_o = \frac{2}{3} \times 3.28 \times L \times \frac{n}{\sqrt{S}} \text{ dan } t_d = \frac{L_s}{60V}$$

n = angka kekasaran manning, $n = 0,03$ (untuk tanah)

S = kemiringan lahan, $S = 10\% = 0.1$ (Perbukitan)

L = panjang lintasan aliran di atas permukaan lahan (m), $L = 50$ m

L_s = panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (m), $L_s = 4500$ m

V = kecepatan aliran di dalam saluran (m/detik), dihitung menggunakan rumus

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

$$R = \frac{b \times h}{b + 2h} = \frac{0.3 \times 0.6}{0.3 + 2 \times 0.6} = 0.12$$

$$V = \frac{1}{0.03} \times 0.12^{2/3} \times 0.1^{1/2}$$

$$V = 2.564482 \text{ m/detik}$$

$$t_o = \frac{2}{3} \times 3.28 \times 4500 \times \frac{0.03}{\sqrt{0.1}} = 10.37227 \text{ menit}$$

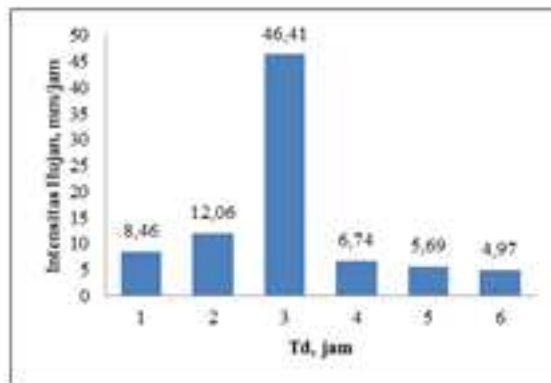
$$t_d = \frac{L_s}{60V} = \frac{4500 \text{ m}}{60 \times 2.564482} = 29.24568 \text{ menit}$$

$$t_c = t_o + t_d = 39.61795 \text{ menit}$$

Hyetograph adalah histogram kedalaman hujan atau intensitas hujan dengan pertambahan waktu sebagai absis dan kedalaman hujan atau intensitas hujan sebagai ordinat.

Tabel 7. Hyetograf Hujan Rencana untuk Periode Ulang Hujan 5 tahun

Td	Δt	I _t (mm/jam)	I _t x T _d	Δp (mm)	p %	Hyetograf	
						%	mm
1	0 - 1	46.41	46.41	46.41	55.03	10.03	8.46
2	1 - 2	29.24	58.48	12.06	14.30	14.30	12.06
3	2 - 3	22.31	66.94	8.46	10.03	55.03	46.41
4	3 - 4	18.42	73.68	6.74	7.99	7.99	6.74
5	4 - 5	15.87	79.37	5.69	6.75	6.75	5.69
6	5 - 6	14.06	84.34	4.97	5.90	5.90	4.97
Total			409.22	84.34	100		



Gambar 3. Hyetograf Hujan Rencana

(4) Debit Banjir

Untuk mencari hubungan antara hujan yang jatuh dan debit yang terjadi maka dilakukan pengalih-ragaman dari data hujan menjadi debit aliran. Dalam hal ini pengalih-ragaman dilakukan dengan menggunakan metode Rasional Modifikasi, yaitu:

$$Q_t = 0.278 C C_s I A$$

$$C_s = \frac{2 t_c}{2 t_c + t_d}$$

Berdasarkan hasil analisa intensitas curah hujan periode ulang 5 tahun diketahui bahwa intensitas curah hujan pada waktu konsentrasi (t_c) 39.61795 menit adalah 61.12 mm/jam. Sedangkan koefisien limpasan C berdasarkan kondisi topografi perbukitan dengan kemiringan 10 – 12 % yaitu 0.16, jenis tanah lempung dan lanau 0.16 dan padang rumput 0.21 sehingga didapatkan koefisien limpasan total untuk lokasi Lapangan Udara Atung Bungsu Kota Pagar Alam sebesar 0.53.

$$C_s = \frac{2 \times 39.61795}{(2 \times 39.61795) + 29.24568} = 0.730409$$

Lokasi Daerah Pengaliran merupakan Lapangan Udara Atung Bungsu Kota Pagar Alam dengan luas wilayah 250 hektar, sehingga :

$$Q_{inflow} = 0.278 \times 0.53 \times 0.730409 \times 61.21 \times 2500000$$

$$Q_{inflow} = 4.574612 \text{ m}^3/\text{detik}$$

b. Analisa Hidrolika

• Penampang Saluran

Potongan melintang saluran yang paling ekonomis adalah saluran yang dapat melewati debit maksimum untuk luas penampang basah, kekasaran, dan kemiringan dasar tertentu. Rumus untuk hidrolika sebagai berikut :

$A = (B + mH) \times H$ untuk saluran trapezium, $A = B \times h$ untuk saluran persegi empat.

$$P = B + (2H \times \sqrt{1 + m^2}), P = B + 2h$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(B + mH) \times H}{B + (2H \times \sqrt{1 + m^2})}; R = \frac{Bh}{B + 2h}$$

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

$$Q = V \times A$$

Dimana:

A = luas penampang saluran (m²)

P = keliling basah saluran (m)

R = jari – jari hidrolis (m)

I = kemiringan dasar saluran

n = kekasaran manning

V = kecepatan aliran (m/detik)

Q = debit (m³/detik)

Direncanakan dimensi salurah 1 : 2 untuk lebar dan kedalaman saluran sehingga dihasilkan :

$$h = 2B$$

$$A = B \times h = 2B^2$$

$$Q = V \times A$$

$$Q = \frac{1}{n} \times \left[\frac{A}{P}\right]^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times A$$

$$Q = \frac{1}{n} \times \left[\frac{2B^2}{5B}\right]^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times 2B^2$$

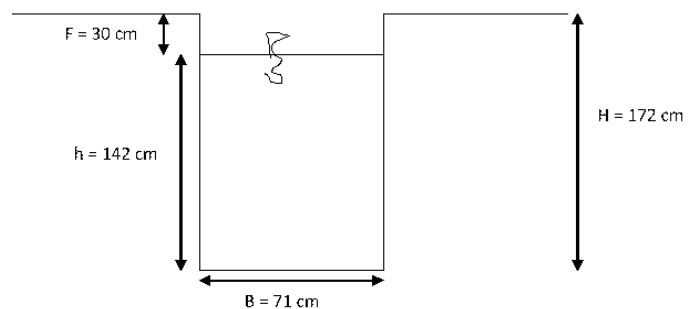
$$Q = \frac{1}{0.03} \times \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{2}{3}} \times B^{\frac{2}{3}} \times 0.1^{\frac{1}{2}} \times 2B^2$$

$$Q = 11.44499 B^{\frac{8}{3}}$$

$$B = \left[\frac{Q}{11.44499}\right]^{\frac{3}{8}} = \left[\frac{4.574612}{11.44499}\right]^{\frac{3}{8}} = 0.70901 \approx 0.71 \text{ m} \approx 71 \text{ cm}$$

$$h = 2B = 2 \times 71 \text{ cm} = 142 \text{ cm}$$

$$H_{total} = h + F = 142 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 172 \text{ cm}$$

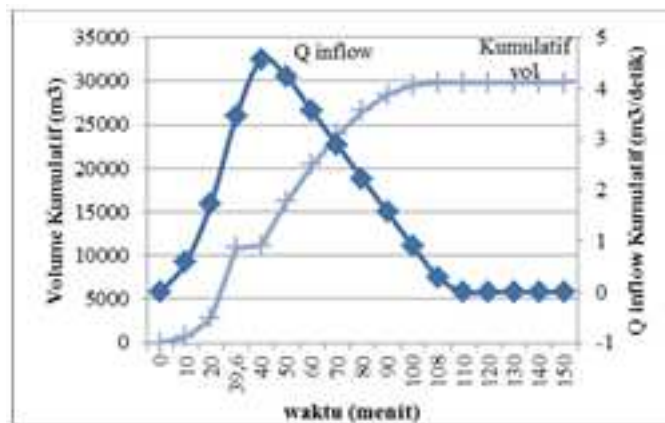


• **Kolam Retensi**

Kolam retensi yang direncanakan akan menampung debit limpasan dari luas daerah pengaliran 250 hektar dan daerah sekitarnya, berdasarkan hasil analisa Debit limpasan menggunakan metode rasional modifikasi sebesar 4.574612 m³/detik dengan waktu konsentrasi 39.61795 menit diketahui bahwa debit maksimum komulatif sebesar 29775.67 m³

Tabel 8. Volume Inflow Kumulatif

waktu (menit)	Q in	Q in rt	kum	Δt	Volume (m ³)	Kumulatif vol
0	0	0	0	0	0	0
10	1.15	0.58	0.58	1200	692.81	692.809
20	2.31	1.15	1.73	1200	2078.43	2771.236
39.61	4.57	2.29	3.44	2354.154	8102.97	10874.2
40	4.55	2.27	4.56	45.84	209.15	11083.35
50	3.88	1.94	4.22	1200	5060.5	16143.85
60	3.22	1.61	3.55	1200	4263.34	20407.19
70	2.55	1.28	2.89	1200	3466.18	23873.37
80	1.89	0.94	2.22	1200	2669.02	26542.38
90	1.23	0.61	1.56	1200	1871.86	28414.24
100	0.561	0.28	0.89	1200	1074.7	29488.94
108.48	0	0	0.28	1017.79	286.73	29775.67
110	0	0	0	182.21	0	29775.67
120	0	0	0	1200	0	29775.67
130	0	0	0	1200	0	29775.67
140	0	0	0	1200	0	29775.67
150	0	0	0	1200	0	29775.67



Gambar 4 hidrograf volume inflow kumulatif

Perhitungan Kapasitas Inflow, kritis dengan mencoba (*trial & error*) model hidrograf kondisi kolam retensi kritis $t_c > t$.

Dicoba : kala ulang 5 tahunan dengan $t_c = 80$ menit dan $I = 38.31$ mm/jam. Sehingga dihasilkan Debit inflow untuk kondisi kritis sebesar $3.314492 \text{ m}^3/\text{detik}$.

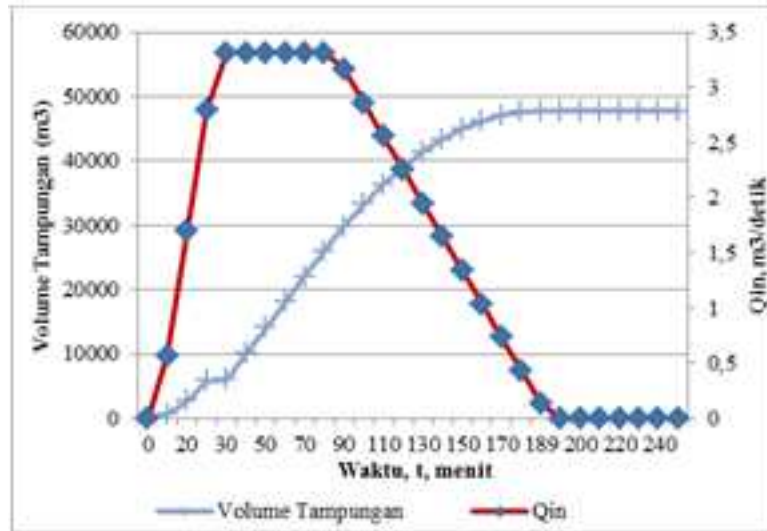
$$C_s = \frac{2 \times 80}{(2 \times 80) + 29.24568} = 0.845462$$

$$Q_{inflow} = 0.278 \times 0.53 \times 0.845462 \times 38.31 \times 2500000 = 3.314492 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Debit inflow kritis menghasilkan Volume tampungan maksimum sebesar 47728.68 m^3 pada kondisi normal tanpa bantuan pompa.

Tabel 9. Debit Inflow pada kondisi kritis

Kum waktu (menit)	Qin (m ³ /dtk)	Qin rata2	Qin kum	Δt (detik)	Volu (m ³)	Vol Kum
0	0	0	0	0	0	0
10	1.13	0.57	0.56	1200	679.99	679.99
20	2.27	1.137	1.7	1200	2039.99	2719.98
29.24	3.31	1.66	2.79	1109.48	3096.1	5816.07
30	3.31	1.66	3.31	90.52	300.02	6116.09
40	3.31	1.66	3.31	1200	3977.4	10093.49
50	3.31	1.66	3.31	1200	3977.4	14070.88
60	3.31	1.66	3.31	1200	3977.4	18048.27
70	3.31	1.66	3.31	1200	3977.4	22025.66
80	3.31	1.66	3.31	1200	3977.4	26003.05
90	3.01	1.50	3.16	1200	3795.35	29798.4
100	1	1.35	2.86	1200	3431.27	33229.67
110	2.4	1.20	2.55	1200	3067.19	36296.87
120	2.10	1.05	2.25	1200	2703.12	38999.99
130	1.8	0.9	1.95	1200	2339.041	41339.03
140	1.49	0.75	1.64	1200	1974.96	43313.99
150	1.19	0.59	1.34	1200	1610.88	44924.88
160	0.89	0.44	1.04	1200	1246.81	46171.68
170	0.58	0.29	0.73	1200	882.73	47054.42
180	0.28	0.14	0.43	1200	518.65	47573.07
189.24	0	0	0.14	1109.48	155.61	47728.68
190	0	0	0	90.52	0	47728.68
200	0	0	0	1200	0	47728.68
210	0	0	0	1200	0	47728.68
220	0	0	0	1200	0	47728.68
230	0	0	0	1200	0	47728.68
240	0	0	0	1200	0	47728.68
250	0	0	0	1200	0	47728.68



Gambar 5. Hidrograf Debit Inflow dan Volume Tampung Pada kondisi Kritis

Kolam Retensi Bandara Atung Bungsu direncanakan akan menggunakan pompa dengan kapasitas 5 m³/detik.

Tabel 5.12. Volume Retensi berdasarkan kapasitas pompa

Waktu (menit)	Vol Tampung (m ³)	pompa 5m ³ /detik	Retensi (m ³)
0	0	0	0
10	679.9962	3000	-2320
20	2719.985	6000	-3280.02
29.24	5816.073	8773.703	-2957.63
30	6116.097	9000	-2883.9
40	10093.49	12000	-1906.51
50	14070.88	15000	-929.12
60	18048.27	18000	48.27
70	22025.66	21000	1025.657
80	26003.05	24000	2003.0475
90	29798.4	27000	2798.4
100	33229.67	30000	3229.67
110	36296.87	33000	3296.87
120	38999.99	36000	2999.99
130	41339.03	39000	2339.03
140	43313.99	42000	1313.99
150	44924.88	45000	-75.12
160	46171.68	48000	-1828.32
170	47054.42	51000	-3945.58
180	47573.07	54000	-6426.93
189.24	47728.68	56773.7	-9045.02
Maksimum			3296.868

Volume total tampungan kolam merupakan volume kumulatif kapasitas maksimum retensi, genangan yang diizinkan dan Volume sedimentasi.

$$V_T = V_k + V_g + V_s$$

Dimana :

- V_T = Volume total tampungan (m^3)
- V_k = Volume maksimum retensi (m^3)
- V_g = Volume genangan yang diizinkan (m^3)
- V_s = Volume sedimentasi (m^3)

a. Volume Maksimum Retensi (V_k)

$$V_k = (B.L.H) + (0,5.B.L.s)$$

Direncanakan kedalaman kolam (tinggi maksimum air) (H) adalah 4 m. berdasarkan volume maksimum air limpasan yaitu $3296.868 m^3$, maka $BL = 1098.956 m^2$ dengan kemiringan lokasi 0.1%

$$V_k = 3296.868 + (0.5 \times 1098.956 \times 0.1) = 3351.816 m^3$$

b. Volume Genangan yang diizinkan (V_g)

Lokasi Lapangan Udara Atung Bungsu Kota Pagar Alam mempunyai luas 250 hektar, menurut ketentuan FAA (Federal Aviation Administration), genangan air dipermukaan run way maksimum 14 cm dan harus segera dikeringkan.

$$V_g = 10 - 20\% . A . t$$

Dimana :

- A = luas daerah pengaliran (m^2)
- t = tinggi genangan yang diizinkan (m)

$$V_g = 0.15 \times 2500000 \times 0.14 = 52500 m^3$$

c. Volume Sedimentasi (V_s)

Untuk memperkirakan laju sedimentasi dan erosi pada saluran drainase digunakan metode USLE (Universal Soil Losses Equation).

$$V_s = S_{potensial} \times G_s \times T$$

$$S_{potensial} = E_{aktual} \times SDR$$

$$SDR = \frac{s (1 - 0.8683 A^{-0.2018})}{2 (S + 50 n)} + 0.8683 A^{-0.2018}$$

$$E_{aktual} = E_{potensial} \times CP$$

$$E_{potensial} = R \times K \times LS \times A$$

$$R = E \times I_{30} \times 10^{-2}$$

$$E = 14.374 R_b^{1.075}$$

$$I_{30} = \frac{R_b}{77.178 + 1.010 R_b} = \text{intensitas hujan maksimum selama 30 menit}$$

R_b = hujan rata – rata bulanan = 427.4 mm , $K = 0.4$, $LS = 1.4$, $CP = 0.02$, $G_s = 2.66$.
 Dari hasil analisa dihasilkan nilai $E = 9676.64$ ton m/ha cm, $I_{30} = 0.010333$ mm/tahun,
 $R = 0.9999$, E potensial = 139989.75 m³/tahun, E actual = 2799.795 m³/tahun,
 $SDR = 0.0878$, S potensial = 245.973 m³/tahun.

$$V_s = 245.973 \times 2.66 \times 5 = 3271.45 \text{ m}^3$$

d. Volume Tampungan Total

$$V_T = V_k + V_g + V_s$$

$$V_T = 3351.816 + 52500 + 3271.45 = 59123.27 \text{ m}^3$$

Berdasarkan volume total tampungan, direncanakan kedalaman muka air kolam (h) 3 m dengan tinggi jagaan 1 m sehingga ketinggian total kolam retensi 4 m dengan dimensi panjang kolam 198.5334 m (199 m) dan lebar kolam 99.2667 m (100 m).

4. KESIMPULAN

Dari hasil analisa diketahui bahwa besar debit limpasan dikawasan Bandara Atung Bungsu sebesar 4.574612 m³/detik, dengan waktu konsentrasi t_c 39.618 menit. Sehingga kebutuhan kolam retensi untuk kawasan Bandara Atung Bungsu seluas 199 m x 100 m dengan pemakaian pompa kapasitas 5 m³/detik .

DAFTAR PUSTAKA

- Departemen PU, “Tata Cara Pembuatan Kolam Retensi dan Polder”. (NSPM)
 Prayoga, Muhammad Dwi, “Perencanaan Kolam Retensi dan Stasiun Pompa Pada Sistem Drainase kali Semarang”, Skripsi, Universitas Diponegoro
 Subarkah, Imam. “Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air”. 1978. Bandung : Idea Dharma
 Soemarto, C.D. Hidrologi Teknik. 1993. Jakarta : Erlangga Suripin. “Sistem Drainase yang Berkelanjutan. 2004”. Yogyakarta : PT. Andi
 Triatmodjo, Bambang. “Hidrologi Terapan”. 2009. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press