

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Data Hidrologi

4.1.1. Uji Konsistensi Data Hujan

Uji konsistensi digunakan untuk mendapatkan data terkoreksi sebelum data hujan digunakan selanjutnya. Simpangan yang dihasilkan dalam uji konsistensi menunjukkan penyimpangan keseragaman distribusi data hujan. Pada kondisi normal distribusi komulatif hujan akan menunjukkan garis lurus $\tan 45^\circ$, hal ini menunjukkan data hujan memenuhi criteria statistik dan siap digunakan. Nilai yang dibandingkan adalah komulatif curah hujan tahunan stasiun observasi dan komulatif rerata curah hujan tahunan stasiun pembanding, Pengolahan data dilakukan sebagai berikut,

- a) Dari data hujan harian Stasiun dicari curah hujan tahunan
- b) Data curah hujan tahunan yang didapat diurutkan dari tahun pencatatan terbaru sampai tahun terlama
- c) Cari komulatif curah hujan stasiun observasi diantara tiga stasiun Pit AB, Pit J dan ARS.
- d) Cari komulatif rerata curah hujan tahunan stasiun pembanding misalkan Stasiun Pit AB merupakan stasiun observasi maka stasiun Pit J dan ARS sebagai stasiun pembanding, begitu pula sebaliknya berlaku untuk semua stasiun.
- e) Buat grafik plot dari komulatif curah hujan tahunan stasiun observasi sebagai sumbu tegak dan komulatif rerata curah hujan tahunan stasiun pembanding sebagai sumbu mendatarnya.
- f) Buat garis trend lurus 45° pada grafik sebagai indikator tahun penyimpangan pada data tahun – tahun perencanaan.
- g) Setelah ditemukan tahun penyimpangan maka tahun sebelum tahun penyimpangan merupakan tahun acuan.
- h) Cari angka koreksi dengan membagi angka koreksi tahun acuan dengan tahun penyimpangan.

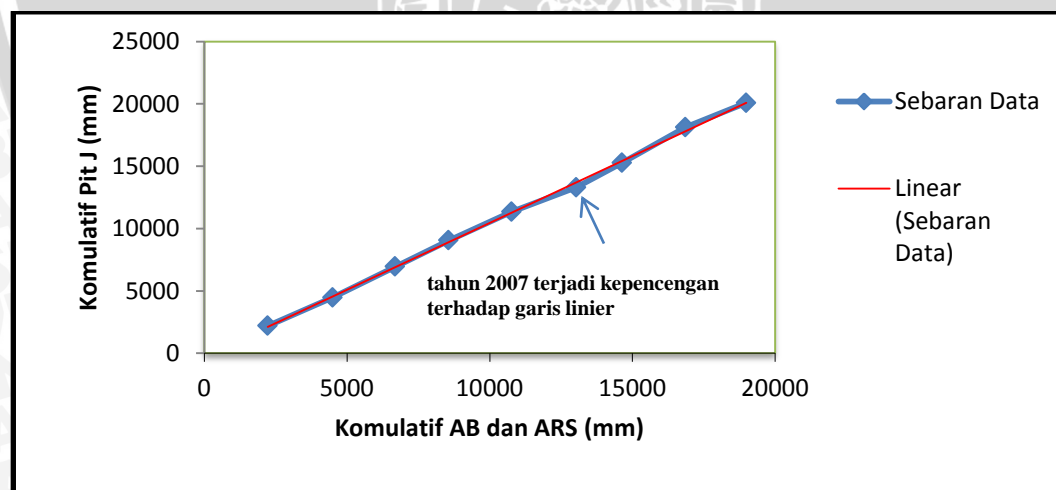
- i) Setelah angka koreksi didapat maka kalikan angka koreksi tersebut pada tahun penyimpanan.

Dibawah ini akan dijelaskan contoh perhitungan stasiun observasi Pit J dengan stasiun pembanding Pit AB dan ARS, Untuk Perhitungan Stasiun Pit AB dan ARS terlampir.

Tabel 4.1. Perbandingan Varian Stasiun Pit J dengan Stasiun Pit AB dan ARS

No.	Tahun	Stasiun Hujan Pit J	Kumulatif Pit J	Rerata AB, ARS	Kumulatif AB, ARS
1	2012	2198,0	2198,0	2219,400	2219,400
2	2011	2277,6	4475,6	2277,500	4496,900
3	2010	2469,2	6944,8	2193,800	6690,700
4	2009	2108,3	9053,1	1874,300	8565,000
5	2008	2292,5	11345,6	2208,800	10773,800
6	2007	1962,8	13308,4	2258,600	13032,400
7	2006	1973,0	15281,4	1610,550	14642,950
8	2005	2846,9	18128,3	2220,750	16863,700
9	2004	1956,6	20084,9	2127,000	18990,700

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.1. Ploting Data Hujan Asli Stasiun Pit J terhadap AB dan ARS

Sumber : Perhitungan

Terjadi kepengcengan pada tahun 2007 maka tahun 2008 – 2012 adalah tahun acuan dan 2007 – 2004 adalah tahun penyimpangan. Angka koreksi didapat dari pembagian koreksi tahun acuan dengan koreks tahun penyimpangan.

a) Koreksi Tahun Acuan

$$(11345,6 - 2198) / (10773,8 - 2219,4) = 1,069$$

b) Koreksi Tahun Penyimpangan

$$(20084,9 - 13308,4) / (18990,7 - 13032,4) = 1,137$$

c) Angka koreksi

$$1,069 / 1,137 = 0,940$$

Tabel 4.2. Curah Hujan Terkoreksi Tahun 2007

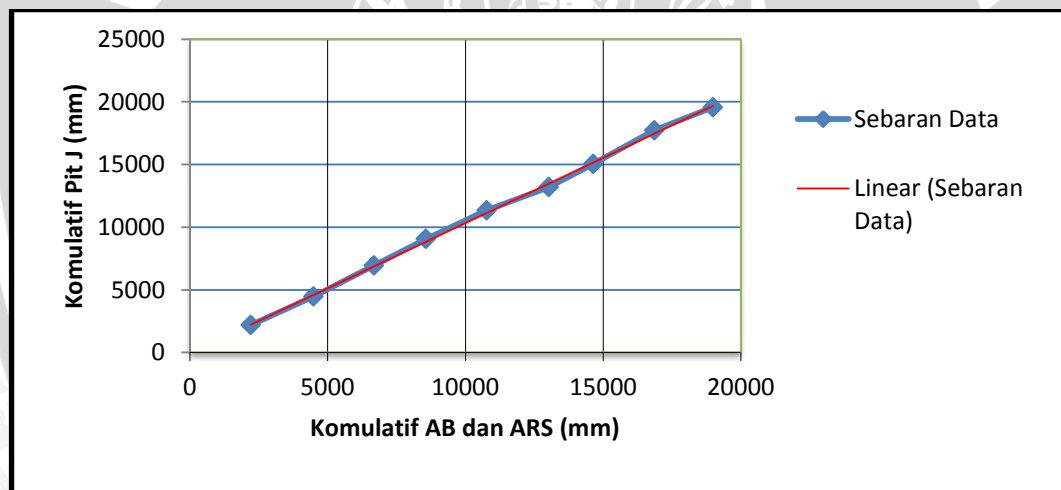
Tahun	BULAN	Tanggal	Stasiun Hujan Pit J	Pit J Terkoreksi
2007	Jan	01-Jan-07	26,50	24,92
		02-Jan-07	4,50	4,23
		03-Jan-07	16,50	15,51
		04-Jan-07	0,50	0,47
		05-Jan-07	11,00	10,34
		06-Jan-07	0,50	0,47
		07-Jan-07	22,00	20,69
		08-Jan-07	0,50	0,47
		09-Jan-07	14,00	13,16
		10-Jan-07	0,50	0,47
		11-Jan-07	0,00	0,00
		12-Jan-07	5,50	5,17
		13-Jan-07	0,00	0,00
		14-Jan-07	0,00	0,00
		15-Jan-07	0,00	0,00
		16-Jan-07	0,00	0,00
		17-Jan-07	0,00	0,00
		18-Jan-07	1,00	0,94
		19-Jan-07	27,50	25,86
		20-Jan-07	1,50	1,41
		21-Jan-07	0,00	0,00
		22-Jan-07	3,10	2,91
		23-Jan-07	5,00	4,70
		24-Jan-07	0,00	0,00
		25-Jan-07	2,50	2,35
		26-Jan-07	30,00	28,21
		27-Jan-07	3,00	2,82
		28-Jan-07	55,50	52,18
		29-Jan-07	15,50	14,57
		30-Jan-07	19,00	17,86
		31-Jan-07	2,00	1,88

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.3. Perbandingan Varian Stasiun Pit J dengan Stasiun Pit AB dan ARS
Data Terkoreksi

No.	Tahun	Stasiun Hujan Pit J	Kumulatif Pit J	Rerata AB, ARS	Kumulatif AB, ARS
1	2012	2198,0	2198,0	2219,400	2219,400
2	2011	2277,6	4475,6	2277,500	4496,900
3	2010	2469,2	6944,8	2193,800	6690,700
4	2009	2108,3	9053,1	1874,300	8565,000
5	2008	2292,5	11345,6	2208,800	10773,800
6	2007	1845,5	13191,1	2258,600	13032,400
7	2006	1855,1	15046,2	1610,550	14642,950
8	2005	2676,7	17722,9	2220,750	16863,700
9	2004	1839,7	19562,6	2127,000	18990,700

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.2. Ploting Data Hujan Terkoreksi Stasiun Pit J terhadap AB dan ARS
Data Terkoreksi

Sumber : Perhitungan

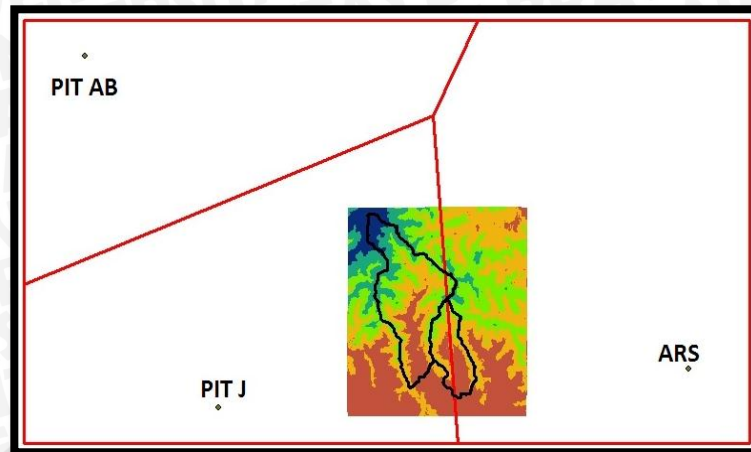
Tabel 4.4. Data Curah Hujan Terkoreksi Urut 2012 – 2004

Tahun	PIT J	ARS	AB
2012	2198.00	2059.30	2379.50
2011	2277.60	2185.40	2369.60
2010	2469.20	2005.60	2382.00
2009	2108.30	1704.20	2044.40
2008	2292.50	2043.70	2373.90
2007	1845.48	2162.10	2355.10
2006	1855.07	1400.70	1820.40
2005	2676.74	1869.60	2571.90
2004	1839.66	1997.70	2256.30

Sumber : Perhitungan

4.1.2. Daerah Pengaruh Hujan Metode Thiesen (Weight Average)

Mengingat kawasan tambang PT. Kaltim Prima Coal memiliki persebaran hujan yang beragam dalam arti dalam waktu yang sama belum tentu daerah yang berdekatan mempunyai curah hujan yang sama ataupun tercatat hujan. Kerapatan pepohonan hutan hujan menyebabkan nilai evapotraspirasi yang tinggi, ketika uap berada di atmosfer terjadi kondensasi dan pergerakan angin membawa uap air tersebut berpindah dari area sebelumnya. Kemudian terjadi titik jenuh kulminasi sehingga titik air tersebut tidak mampu lagi mempertahankan berat sendiri, Disinilah proses presipitasi bermula. Dengan alasan inilah maka dipilih tiga stasiun hujan yaitu Stasiun terdekat yaitu Pit AB, stasiun Pit J dan Stasiun ARS, dengan pengaruh daerah hujan seluas 250 km² untuk kawasan berbukit, dalam Asdak (1995:51).



Gambar 4.3. Daerah Pengaruh Hujan (Weight Average Thiesen)

Sumber : Analisa Topografi

Dari Gambar 4.1 diketahui bahwa *Catchment area* terpengaruh oleh stasiun hujan pit J dan stasiun hujan ARS. Dengan prosentase 97,4 % atau sekitar 321,57 ha untuk luasan pengaruh stasiun hujan Pit J dan 2,6 % atau sekitar 8,584 ha untuk stasiun hujan ARS. Sehingga untuk pengolahan data hujan selanjutnya harus menggunakan data hujan dari kedua stasiun tersebut.

4.1.3. Hujan Maksimum Tahunan 1, 3, 7 dan 30 Harian

Hujan maksimum tahunan merupakan maksimum hujan yang terjadi dalam kurun satu tahun pengamatan. Dalam kajian ini dilakukan empat kali analisis hujan yaitu hujan harian maksimum sebagai dasar perencanaan infrastruktur drainase dan hujan 3, 7, 30 harian maksimum sebagai dasar desain kebutuhan pompa. Hujan harian maksimum didapat dari hujan harian maksimum yang terjadi pada tanggal tertentu dalam satu tahun pengamatan. Sedangkan hujan 3,7 dan 30 harian didapat dengan menjumlahkan hari hujan selama 3, 7 dan 30 hari kemudian dicari hujan maksimumnya.

Tabel 4.5. Hujan 1, 3, 7, 30 Harian Bulan Januari 2004

Tanggal	STASIUN (mm)			Hujan n Harian AB (mm)			Hujan n Harian Pit J (mm)			Hujan n Harian Pit ARS (mm)		
	AB	Pit J	ARS	3	7	30	3	7	30	3	7	30
01-Jan-04	0,00		0,00	1,20	0,00	150,50	0,00	0,00	66,38	20,43	37,00	77,32
02-Jan-04	1,20		19,33	1,20	43,40	154,80	0,00	0,00	87,07	20,43	38,11	81,18
03-Jan-04			1,10	19,60	43,60	153,60	0,00	0,00	87,07	10,49	28,16	61,85
04-Jan-04			0,00	27,60	44,40	191,10	0,00	0,00	136,43	12,70	27,06	138,06
05-Jan-04	19,60		9,39	41,40	44,40	194,30	0,00	0,00	144,42	16,57	27,06	141,38
06-Jan-04	8,00		3,31	22,60	24,80	186,70	0,00	0,00	169,34	8,28	17,67	149,11
07-Jan-04	13,80		3,87	16,00	16,80	179,00	0,00	0,00	169,52	14,36	14,36	146,90
08-Jan-04	0,80		1,10	3,00	3,00	169,80	0,00	0,00	179,40	10,49	10,49	144,14
09-Jan-04	1,40		9,39	2,20	2,20	169,00	0,00	0,00	179,40	9,39	9,39	143,03
10-Jan-04	0,80		0,00	0,80	1,40	167,60	0,00	0,00	179,40	0,00	0,00	133,64
11-Jan-04	0,00		0,00	0,00	3,60	198,80	0,00	0,00	206,19	0,00	0,00	134,75
12-Jan-04	0,00		0,00	0,00	3,60	205,20	0,00	0,00	208,07	0,00	0,00	143,03
13-Jan-04	0,00		0,00	0,00	3,60	250,00	0,00	0,00	230,64	0,00	0,00	223,11
14-Jan-04	0,00		0,00	0,60	47,80	250,00	0,00	6,58	230,64	0,00	0,00	226,42
15-Jan-04	0,00		0,00	3,60	58,40	250,00	0,00	20,40	231,20	0,00	24,85	226,42
16-Jan-04	0,60		0,00	3,60	59,00	282,80	0,00	20,87	233,08	0,00	24,85	240,78
17-Jan-04	3,00		0,00	3,00	61,20	282,20	0,00	33,00	233,08	0,00	24,85	240,78
18-Jan-04	0,00		0,00	44,20	62,20	279,50	6,58	34,41	233,08	0,00	24,85	241,89
19-Jan-04	0,00	0,00	0,00	54,80	71,20	317,90	20,40	39,11	264,58	24,85	24,85	255,69
20-Jan-04	44,20	6,58	0,00	55,40	71,20	317,90	20,87	39,11	264,58	24,85	24,85	255,69
21-Jan-04	10,60	13,82	24,85	14,00	38,20	302,70	26,42	34,88	258,00	24,85	24,85	255,69
22-Jan-04	0,60	0,47	0,00	7,40	36,80	292,10	14,01	45,13	244,18	0,00	2,21	230,84
23-Jan-04	2,80	12,13	0,00	15,80	45,40	291,80	18,24	45,13	247,00	0,00	2,21	303,74
24-Jan-04	4,00	1,41	0,00	13,00	43,10	300,00	6,11	33,38	240,51	0,00	4,97	322,51
25-Jan-04	9,00	4,70	0,00	20,20	43,40	296,00	7,05	52,65	239,10	0,00	8,84	324,72
26-Jan-04	0,00	0,00	0,00	20,40	34,40	335,00	26,42	47,95	309,24	2,21	8,84	364,49
27-Jan-04	11,20	2,35	0,00	29,60	71,90	336,40	26,89	97,31	311,12	2,21	86,15	366,69
28-Jan-04	9,20	24,07	2,21	18,90	63,90	325,20	24,92	102,96	308,77	4,97	89,46	366,69
29-Jan-04	9,20	0,47	0,00	14,00	66,70	316,00	21,53	103,80	284,70	6,63	104,38	364,49
30-Jan-04	0,50	0,38	2,76	4,80	57,80	307,60	21,06	103,52	286,58	6,63	105,48	364,49
31-Jan-04	4,30	20,69	3,87	41,80	61,90	307,10	70,05	113,02	286,21	81,18	103,82	361,72

Sumber : Departemen Mine Planning KPC

Setelah semua data hujan 1, 3, 7 dan 30 harian didapat, maka dicari hujan maksimum yang terjadi pada tiap tahun data perencanaan. Data yang sudah didapat dikalikan dengan faktor luas yang didapat dari *Weight average* metode Thiesen, sehingga didapat hasil hujan maksimum sebagai berikut.

Tabel 4.6. Hujan Maksimum 1, 3, 7, 30 Harian 2004-2012

Tahun	Tinggi Hujan (mm)			
	Harian	3 Harian	7 Harian	30 Harian
2004	73,923	99,715	154,849	339,759
2005	76,120	128,316	177,381	452,371
2006	70,116	103,883	139,619	373,110
2007	52,518	97,497	131,911	253,472
2008	72,126	120,759	172,923	444,940
2009	79,534	113,124	160,442	396,116
2010	94,663	127,231	161,027	338,913
2011	106,165	133,496	153,483	315,172
2012	115,030	242,841	186,221	389,315

Sumber : Perhitungan

Hujan maksimum tahunan yang diperoleh selanjutnya akan dilakukan analisa frekuensi dengan Distribusi Normal, Distribusi Log Normal, Distribusi Log Pearson III dan Distribusi Gumbel. Untuk memperoleh Hujan rancangan tiap kala ulang.

4.2. Analisa Frekuensi Data Hujan

4.2.1. Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.7. Perhitungan Statistik Data Hujan Harian Log Pearson III

No.	Tahun	Tinggi Hujan (mm)	Log R	Rerata	Sd	Kepencengan
1	2	3	4	5	6	7
1	2004	73,923	1,869	1,904	0,103	-0,081
2	2005	76,120	1,881			
3	2006	70,116	1,846			
4	2007	52,518	1,720			
5	2008	72,126	1,858			
6	2009	79,534	1,901			
7	2010	94,663	1,976			
8	2011	106,165	2,026			
9	2012	115,030	2,061			

Sumber : Perhitungan

- 1 Data 5 rerata = average(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
- 2 Data 6 Sd = stdev(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
- 3 Data 7 Kepencengan = skew(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
- 4 log (3)



Tabel 4.8. Perhitungan Hujan Rancangan Log Pearson III

Tr	Pr (%)	K	K . SD	R rancangan (mm)
2	50	0,016	0,002	80,519
5	20	0,848	0,088	98,172
10	10	1,272	0,132	108,605
25	4	1,723	0,178	120,920
50	2	2,010	0,208	129,474
100	1	2,265	0,234	137,609

Sumber : Perhitungan

➤ **Contoh perhitungan :**

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

Data yang diketahui :

- $Tr = 2$, maka $Pr = \frac{100\%}{2} = 50\%$
- Untuk nilai $Cs = -0,081$ dan nilai $Pr = 50\%$, dari Tabel 4.10 di dapat nilai $K = 0,016$
- $K \times Sd = (0,016 \times 0,103) = 0,0020$
- Hujan Rancangan

$$X_{\text{rancangan}} = 10^{(1,904 + 0,0020)}$$

$$= 80,519 \text{ mm}$$

Tabel 4.9. Rekapitulasi Hujan Rancangan n Harian Distribusi Log Pearson Tipe III

Tr	Pr (%)	Hujan Rencana n Harian (mm)			
		1	3	7	30
2	50	80,519	114,423	159,876	370,053
5	20	98,172	147,208	174,625	422,490
10	10	108,605	178,123	182,372	447,550
25	4	120,920	229,818	190,385	473,392
50	2	129,474	278,348	195,532	485,146
100	1	137,609	338,055	200,072	498,339

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.10. Faktor Frekuensi Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III Koefisien Asimetri, Cs Negatif

T (th)	1.0101	1.0526	1.1111	1.25	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	95	90	80	50	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0	-2.326	-1.645	-1.202	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.595	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.336	0.017	0.846	1.270	1.567	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.539	1.680	1.945	2.178	2.308	2.810
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.510	1.643	1.890	2.104	2.291	2.670
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.481	1.606	1.834	2.029	2.201	2.530
-0.5	-2.606	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.450	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-1.797	-1.320	-0.880	0.099	0.857	1.200	1.419	1.528	1.720	1.880	2.016	2.270
-0.7	-2.824	-1.019	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.386	1.488	1.663	1.806	1.926	2.140
-0.8	-2.021	-1.039	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.354	1.448	1.606	1.733	1.837	2.020
-0.9	-2.057	-1.050	-1.339	-0.769	0.140	0.854	1.147	1.320	1.407	1.549	1.660	1.749	1.900
-1.0	-3.022	-1.077	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.170	1.301	1.366	1.492	1.508	1.664	1.790

Sumber : Soemarto CD, Hidrologi Teknik : 246

Tabel 4.11. Faktor Frekuensi Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III Koefisien Asimetri, Cs Positif

T (th)	1.0101	1.0526	1.1111	1.25	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	95	90	80	50	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.595	1.751	2.045	2.376	2.576	3.090
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.085	0.017	0.836	1.297	1.622	1.785	2.107	2.400	2.670	3.230
0.2	-2.170	-1.538	-1.258	-0.850	0.033	0.830	1.301	1.646	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.130	-1.555	-1.245	-0.853	0.050	0.824	1.309	1.669	1.849	2.211	2.544	2.856	3.520
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	0.066	0.816	1.317	1.692	1.880	2.261	2.615	2.947	3.670
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	0.083	0.808	1.323	1.714	1.910	2.311	2.606	3.041	3.810
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	0.079	0.800	1.328	1.735	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	0.116	0.790	1.333	1.756	1.967	2.407	2.824	3.223	4.100
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	0.132	0.780	1.336	1.774	1.993	2.453	2.891	3.312	4.240
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	0.148	0.769	1.339	1.792	2.018	2.498	2.957	3.401	4.390
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	0.164	0.758	1.340	1.809	2.043	2.542	3.022	3.489	4.530
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.018	0.180	0.745	1.341	1.824	2.066	2.585	3.087	3.575	4.670
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298		

Sumber : Soemarto CD, Hidrologi Teknik : 245

4.2.2. Distribusi Gumbel

Tabel 4.12. Perhitungan Statistik Data Hujan Harian Gumbel

No	Tahun	Tinggi Hujan (mm)	Rerata	Simp.Baku	Kepencengan
1	2	3	4	5	6
1	2004	73,923	82,244	19,521	0,452
2	2005	76,120			
3	2006	70,116			
4	2007	52,518			
5	2008	72,126			
6	2009	79,534			
7	2010	94,663			
8	2011	106,165			
9	2012	115,030			

Sumber :

Perhitungan

- | | | | |
|---|------|---|---|
| 1 | Data | 4 | rerata = average(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9) |
| 2 | Data | 5 | Sd = stdev(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9) |
| 3 | Data | 6 | Kepencengan = skew(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9) |

Tabel 4.13. Perhitungan Statistik Data Hujan Harian Gumbel

n	Yn	Sn
8	0,484	0,904
9	0,490	0,929
10	0,495	0,950
11	0,500	0,968
12	0,505	0,983
13	0,507	0,997
14	0,510	1,010
15	0,513	1,205

Sumber : Sutopo,Widandi 2009 :17

Tabel 4.14. Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Gumbel

Tr	Y _T	K	Sd . K	R _{rancangan} (mm)
2	0,367	-0,133	-2,600	79,644
5	1,500	1,087	21,222	103,466
10	2,250	1,895	36,994	119,238
25	3,199	2,916	56,922	139,166
50	3,902	3,673	71,706	153,950
100	4,600	4,425	86,381	168,625

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

Data yang diketahui :

- $n = 9$
- $Y_n = 0,490$ (Tabel 4.13)
- $S_n = 0,929$ (Tabel 4.13)
- $Y_t = Ln - Ln(2-1)/2 = 0,367$
- $K = (Y_t - S_n)/S_n = -0,133$
- Hujan Rancangan

$$X = \text{Re rata} + Sd.K$$

$$= 82,224 + (19,521 \times -0,133)$$

$$= 79,644 \text{ mm}$$

Tabel 4.15. Rekapitulasi Hujan Rancangan n Harian Distribusi Gumbel

Tr	Y _T	Hujan Rencana n Harian (mm)			
		1	3	7	30
2	0,367	79,644	123,737	157,441	364,678
5	1,500	103,466	177,936	181,332	388,506
10	2,250	119,238	213,820	197,108	404,282
25	3,199	139,166	259,160	217,042	424,216
50	3,902	153,950	292,795	231,83	439,004
100	4,600	168,625	326,183	246,508	453,683

Sumber : Perhitungan

4.2.3. Distribusi Normal

Tabel 4.16. Perhitungan Statistik Data Hujan Harian Distribusi Normal

No.	Tahun	Tinggi Hujan (mm)	Rerata	Sd	Kepencengan
1	2	3	4	5	6
1	2004	73,923	82,244	19,521	0,452
2	2005	76,120			
3	2006	70,116			
4	2007	52,518			
5	2008	72,126			
6	2009	79,534			
7	2010	94,663			
8	2011	106,165			
9	2012	115,030			

Sumber : Perhitungan

- 1 Data
- 2 Data
- 3 Data
- 4. rerata = average(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
- 5. rerata = average(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
- 6. Sd = stdev(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
- 7. Kepencengan = skew(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)

Tabel 4.17. Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Normal

Tr	Pr	Z	Z x Sd	R rencana (mm)
2	0,5	0	0,000	82,426
5	0,2	0,850	16,597	99,023
10	0,1	1,290	25,189	107,615
25	0,04	1,750	34,171	116,597
50	0,02	2,060	40,224	122,650
100	0,01	2,330	45,497	127,923

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

- $Pr = 1 / Tr$
 $= 1 / 2 = 0,5$

Z = Lihat Tabel Tabel 4.18. Nilai Variabel Reduksi Gauss

- $R = (Z x Sd) + Rerata X$
 $= (0 x 19,526) + 82,426$
 $= 82,426 \text{ mm}$



Tabel 4.18. Nilai Variabel Reduksi Gauss

Tr	Pr	z
1,001	0,9990	-3,0500
1,005	0,9950	-2,5800
1,01	0,9901	-2,3300
1,05	0,9524	-1,6400
1,11	0,9009	-1,2800
1,25	0,8000	-0,8400
1,33	0,7519	-0,6700
1,43	0,6993	-0,5200
1,67	0,5988	-0,2500
2	0,5000	0,0000
2,5	0,4000	0,2500
3	0,3333	0,5200
4	0,2500	0,6700
5	0,2000	0,8400
10	0,1000	1,2800
20	0,0500	1,6400
50	0,0200	2,0500
100	0,0100	2,3300
200	0,0050	2,5800
500	0,0020	2,8800
1000	0,0010	3,0900

Sumber : Soewarno, (1995 : 119)

Tabel 4.19. Rekapitulasi Hujan Rancangan n Harian Distribusi Normal

Tr	Pr	Hujan Rencana n Harian (mm)			
		1	3	7	30
2	0,5	82,426	129,651	159,762	367,019
5	0,2	99,023	167,403	174,579	421,132
10	0,1	107,615	186,945	182,248	449,009
25	0,04	116,597	207,375	190,267	478,154
50	0,02	122,650	221,144	195,670	497,794
100	0,01	127,923	233,135	200,377	514,901

Sumber : Perhitungan



4.2.4. Distribusi Log Normal

Tabel 4.20. Perhitungan Statistik Data Hujan Harian Distribusi Log Normal

No	Tahun	R rancangan (mm)	Ln Rancangan
1	2	3	4
1	2004	73,923	4,303
2	2005	76,120	4,332
3	2006	70,116	4,250
4	2007	52,518	3,961
5	2008	72,126	4,278
6	2009	79,534	4,376
7	2010	94,663	4,550
8	2011	106,165	4,665
9	2012	115,030	4,745
Rerata			4,385
Sd			0,238
Kepencengan			-0,081

Sumber : Perhitungan

1. Data * rerata = average(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
2. Data * Sd = stdev(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
3. R rancangan * Kepencengan = skew(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)
4. Ln R rancangan

Tabel 4.21. Perhitungan Hujan Harian Rancangan Per Kala Ulang Distribusi Log Normal

Tr	Z	Z x Sd	Y	R rancangan (mm)
(1	2	3	4	5
2	0	0,000	4,385	80,209
5	0,85	0,203	4,587	98,217
10	1,29	0,307	4,692	109,074
25	1,75	0,417	4,802	121,709
50	2,06	0,491	4,876	131,040
100	2,33	0,555	4,940	139,748

Sumber : Perhitungan

- 1 Data 4 (3) + Rerata X
- 2 Tabel Gauss 5 $e^{(4)}$
- 3 (2) x Sd

➤ **Contoh perhitungan :**

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

Data yang diketahui :

• $Z =$ didapat dari tabel variabel Gauss

$$\begin{aligned} \bullet Y &= \bar{x} + Z.Sd \\ &= 4,385 + (0 \times 0,238) \\ &= 4,385 \end{aligned}$$

• Hujan Rancangan

$$\begin{aligned} X_{\text{rancangan}} &= e^{4,385} \\ &= 80,209 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.22. Rekapitulasi Hujan Rancangan n Harian Distribusi Log Normal

Tr	Pr	Hujan Rencana n Harian (mm)			
		1	3	7	30
2	0,5	80,209	124,720	158,903	361,918
5	0,2	98,217	157,548	174,575	421,990
10	0,1	109,074	177,804	183,285	456,903
25	0,04	121,709	201,771	192,856	496,496
50	0,02	131,040	219,719	199,586	525,096
100	0,01	139,748	236,647	205,639	551,345

Sumber : Perhitungan

Setiap distribusi akan memberikan hasil estimasi hujan rancangan yang berbeda – beda untuk menentukan distribusi mana yang digunakan untuk desain maka harus dilakukan uji distribusi dengan menggunakan Uji Chi Square dan Uji Smirnov-Kolmogorof, kemudian akan dibandingkan besaran nilai D dengan D_{cr} value of significant 5% dan 1% dari tiap distribusi. Distribusi dengan nilai D terkecil akan dipilih, dan hujan rancangan dari distribusi tersebut digunakan untuk perhitungan.

4.3. Uji Kecocokan Distribusi Chi Square

4.3.1. Uji Chi Square Distribusi Log Pearson III Data Hujan Harian

Tabel 4.23. Data Hujan Harian

No	Tahun	Tinggi Hujan (mm)	R Urut Naik (mm)
1	2004	73,923	52,550
2	2005	76,120	70,211
3	2006	70,116	72,570
4	2007	52,518	74,141
5	2008	72,126	76,352
6	2009	79,534	80,000
7	2010	94,663	94,150
8	2011	106,165	106,600
9	2012	115,030	115,260

Sumber : Perhitungan

➤ Contoh perhitungan :

Diketahui :

- Banyak data = 9
- Banyak Kelas (K) = $1 + 3.322 \log n$
= $1 + 3.322 \log 9$
= 4
- Derajat Bebas (n) = $k - h - 1$; $h = 2$
= $4 - 2 - 1$
= 1

- Untuk $\alpha = 5\%$
Percentile P = $100\% - \alpha = 95\% = 0,95$

Dari Tabel 4.24 nilai x^2_{tabel} : 3,841

- Untuk $\alpha = 1\%$
Percentile P = $100\% - \alpha = 99\% = 0,99$

Dari Tabel 4.24 diperoleh nilai x^2_{tabel} : 6,635

- Expected Frequency = $\frac{\text{Data}}{\text{Kelas}}$

$$= \frac{9}{4}$$

$$= 2,25$$

- Menghitung batas kelas dengan sebaran data peluang

$$= \frac{100\%}{4}$$

$$= 25\%$$

Tabel 4.24. Tabel Hubungan Derajat bebas dengan Angka Kepercayaan

Derajat Bebas (g)	X ²				
	20%	10%	5%	1%	0,1%
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,210	13,815
3	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5	7,289	9,236	11,070	15,086	20,517

Sumber : I Made Karmiana,2010 : 202

Tabel 4.25. Probabilitas Hujan Log Pearson III Untuk Kelas Chi Square

Pr %	X rancangan
75	67,9302
50	80,5190
25	94,9818

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.26. Tabel Hasil Perhitungan Chi Square

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA		Ef - Of	(Ef - Of) ²
		EXPECTED FREQUENCY (Ef)	OBSERVED FREQUENCY (Of)		
1	0.00 - 67.930	2,25	1	1,3	1,56
2	67.930 - 80.519	2,25	5	2,8	7,56
3	80.519 - 95.216	2,25	1	1,3	1,56
4	95,216	2,25	2	0,3	0,06
JUMLAH		9	9		10,75

Sumber : Perhitungan

$$\begin{aligned} \bullet \chi^2_{\text{hitung}} &= \sum_{i=1}^k \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \\ &= \frac{10,8}{9} \\ &= 1,19 \end{aligned}$$

Kesimpulan : Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $\chi^2_{\text{tabel}} : 3,841$. Sedangkan nilai $\chi^2_{\text{hitung}} : 1,19$. Sehingga $\chi^2_{\text{hitung}} < \chi^2_{\text{tabel}}$ maka Hipotesa Log Pearson Diterima. Untuk $\alpha = 1\%$ diperoleh nilai $\chi^2_{\text{tabel}} : 6,635$. Sedangkan nilai $\chi^2_{\text{hitung}} : 1,19$. Sehingga $\chi^2_{\text{hitung}} < \chi^2_{\text{tabel}}$ maka Hipotesa Log Pearson Diterima.

Tabel 4.27. Rekapitulasi Uji Chi Square Hujan Harian

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	3,841	0,528	1,194	1,194	1,639
1%	6,635	0,528	1,194	1,194	1,639
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.28. Rekapitulasi Uji Chi Square Hujan 3 Hari

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	3,84	0,306	0,528	1,194	0,306
1%	6,64	0,306	0,528	1,194	0,306
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.29. Rekapitulasi Uji Chi Square Hujan 7 Hari

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	3,84	0,083	0,083	0,083	0,083
1%	6,64	0,083	0,083	0,083	0,083
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.30. Rekapitulasi Uji Chi Square Hujan 30 Hari

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	3,84	1,417	0,083	0,083	0,083
1%	6,64	1,417	0,083	0,083	0,083
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

4.4. Uji Smirnov-Kolmogorof Distribusi Log Pearson III Data Hujan Harian

4.4.1. Uji Smirnov - Kolmogorof Distribusi Log Pearson III Data Hujan Harian

Tabel 4.31. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Hujan Harian

No.	Pe (x) (%)	Tinggi Hujan (mm)	Log X	G	Pt (x) (%)	Pe (x) - Pt (x) %
1	2	3	4	5	6%	7
1	10,00	52,518	1,720	-1,777	4,390	5,610
2	20,00	70,116	1,846	-0,564	18,435	1,565
3	30,00	72,126	1,858	-0,446	19,843	10,157
4	40,00	73,923	1,869	-0,343	26,054	13,946
5	50,00	76,120	1,881	-0,220	34,316	15,684
6	60,00	79,534	1,901	-0,035	46,691	13,309
7	70,00	94,663	1,976	0,695	74,591	4,591
8	80,00	106,165	2,026	1,177	87,758	7,758
9	90,00	115,030	2,061	1,513	94,013	4,013
		Rerata	1,904		Δ maks	15,68
		Sd	0,103			
		Kepencengan	-0,081			

Sumber : Perhitungan

1. Nomor

2. $Pe = 1 / (m+1) \times 100 \%$

3. Data

4. Log Xi

5. $G = (\text{LogXi} - \text{Rerata X}) / \text{Sd}$

6. Dari Tabel Log Pearson III

7. (2) - (6)

*rerata = average(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)

*Sd = stdev(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)

*Kepencengan = skew(Data Log R no. 1 : Data Log R no. 9)

Contoh Perhitungan :

- $Pe = 1 / (9+1) \times 100 \%$
= 10
- $\text{Log Xi} = \text{Log} (52,55)$
= 1,720
- $G = (\text{Log Xi} - \text{Rerata X}) / \text{Sd}$
= -1,777
- Pt = Cs Negatif lihat Tabel 4.10 untuk mendapatkan Pt
- $Pe - Pt = 10 - 4,390$
= 5,610

Tabel 4.32. Nilai Simpangan Dcr

UJI SMIRNOV KOLMOGOROF		
DATA	9	
SIGNIFIKAN (%)	5%	1%
D KRITIS	43,2%	51,4%

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.33. Rekapitulasi Hasil Uji Smirnov – Kolmogorof Log Pearson III Hujan Harian

No	D_{critis}	D_{maks}	Keterangan	
1	0,4320	0,1568	$D_{maks} < D_{cr}'$	Hipotesa Log Pearson Diterima
2	0,5140	0,1568	$D_{maks} < D_{cr}'$	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber : Perhitungan

4.4.2. Uji Smirnov - Kolmogorof Distribusi Gumbel Data Hujan Harian

Tabel 4.34. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Distribusi Gumbel Hujan Harian

No.	$Pe(x)$	K	Y_T	Tr	Pr	$Pt(x)$	$Pe - Pt$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,1	-1,521	-0,923	1,088	0,919	0,081	0,019
2	0,2	-0,616	-0,082	1,510	0,662	0,338	0,138
3	0,3	-0,496	0,030	1,610	0,621	0,379	0,079
4	0,4	-0,415	0,105	1,684	0,594	0,406	0,006
5	0,5	-0,302	0,210	1,800	0,555	0,445	0,055
6	0,6	-0,115	0,383	2,024	0,494	0,506	0,094
7	0,7	0,610	1,057	3,406	0,294	0,706	0,006
8	0,8	1,248	1,649	5,718	0,175	0,825	0,025
9	0,9	1,691	2,061	8,365	0,120	0,880	0,020
						Δ_{max}	0,138

Sumber : Perhitungan

1. Nomor

2. $Pe = 1 / (m+1)$ 3. $K = (X - \text{rerata } X) / Sd$ 4. $Yt = ((3) * Sn) + Yn$ 5. $Tr = 1 / (1 - \exp(-\exp(4)))$ 6. $Pr = 1 / (5)$ 7. $Pt = 1 - (6)$

8. (2) - (8)

Contoh Perhitungan :

- $n = 9$
- $Yn = 0,4902$
- $Sn = 0,9288$
- $Pe = 1 / (m+1)$
 $= 1 / (9+1)$
 $= 0,1$
- $K = (52,55 - 82,244) / 19,521$
 $= -1,521$
- $Yt = (-1,521 \times Sn) + Yn$
 $= (-1,530 \times 0,9288) + 0,4902$
 $= -0,923$
- $Tr = 1 / (1 - \exp(-\exp(Yt)))$

- $= 1 / (1 - \exp(-\exp(-0,923)))$
 $= 1,088$
- Pr $= 1 / (Tr)$
 $= 1 / (1,088)$
 $= 0,919$
- Pt $= 1 - Pr$
 $= 1 - 0,919$
 $= 0,081$
- Pe - Pt $= 0,1 - 0,081$
 $= 0,019$

Tabel 4.35. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Gumbel Hujan Harian

No	D _{critis}	D _{maks}	Keterangan	
1	0,432	0,138	D maks < D cr'	diterima
2	0,514	0,138	D maks < D cr'	diterima

Sumber : Perhitungan

4.4.3. Uji Smirnov - Kolmogorof Distribusi Normal Data Hujan Harian

Tabel 4.36. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Distribusi Normal Hujan Harian

No.	Pe	Z	Pr	Pt	Pe-Pt
1	2	3	4	5	6
1	0,1	-1,52	0,937	0,063	0,037
2	0,2	-0,62	0,739	0,261	0,061
3	0,3	-0,52	0,694	0,306	0,006
4	0,4	-0,43	0,664	0,336	0,064
5	0,5	-0,31	0,622	0,378	0,122
6	0,6	-0,14	0,549	0,451	0,149
7	0,7	0,64	0,289	0,711	0,011
8	0,8	1,23	0,110	0,890	0,090
9	0,9	1,68	0,047	0,953	0,053
Sumber : Perhitungan				Δmax	0,149

1. Nomor

2. $Pe = 1 / (m+1)$

3. $Z = (X - \text{rerata } X) / Sd$

4. Dari Tabel Variabel Gauss

5. $Pt = 1 - (Pr)$

6. (2) - (5)

Contoh Perhitungan :

Untuk data hujan dapat dilihat pada Tabel 4.100

- $Pe = 1 / (9 + 1)$
= 0,1
- $Z = (52,55 - 82,244) / 19,521$
= -1,521
- $Pr =$ Lihat Tabel 4.31
- $Pt = 1 - (0,937)$
= 0,063
- $Pe - Pt = 0,1 - 0,063$
= 0,037

Tabel 4.37. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Normal Hujan Harian

No	D_{critis}	D_{maks}	Keterangan	
1	0,432	0,149	$D_{maks} < D_{cr'}$	diterima
2	0,514	0,149	$D_{maks} < D_{cr'}$	diterima

Sumber : Perhitungan

4.4.4. Uji Smirnov - Kolmogorof Distribusi Log Normal Data Hujan Harian

Tabel 4.38. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Distribusi Log Normal Hujan Harian

No	Pe	Z	Pr	Pt	Pe-Pt
1	2	3	4	5	6
1	0,1	-1,777	0,960	0,040	0,060
2	0,2	-0,564	0,715	0,285	0,085
3	0,3	-0,446	0,672	0,328	0,028
4	0,4	-0,343	0,633	0,367	0,033
5	0,5	-0,220	0,587	0,413	0,087
6	0,6	-0,035	0,514	0,486	0,114
7	0,7	0,695	0,236	0,764	0,064
8	0,8	1,177	0,124	0,876	0,076
9	0,9	1,513	0,068	0,932	0,032
Sumber :Perhitungan				Δ_{max}	0,114

Sumber :Perhitungan

- | | | | |
|---|-----------------------------------|---|---------------------------|
| 1 | Nomor | 4 | Dari Tabel Variabel Gauss |
| 2 | $Pe = 1 / (m+1)$ | 5 | $Pt = 1 - (Pr)$ |
| 3 | $Z = (LnX - Ln rerata X) / Ln Sd$ | 6 | $(2) - (5)$ |

Contoh Perhitungan :

- $Pe = 1 / (9 + 1)$
 $= 0,1$
- $Z = (3,961 - 4,385) / 0,238$
 $= -1,777$
- $Pr =$ Lihat Tabel 4.31, Dari table distribusi gauss didapat Pr 0,960
- $Pt = 1 - (0,960)$
 $= 0,040$
- $Pe - Pt = 0,1 - 0,040$
 $= 0,060$

Tabel 4.39. Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Hujan Harian

No	D_{critis}	D_{maks}	Keterangan	
1	0,432	0,114	$D_{maks} < D_{cr'}$	diterima
2	0,514	0,114	$D_{maks} < D_{cr'}$	diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.40. Rekapitulasi Uji Smirnov-Kolmogorof Hujan Harian

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	0,432	0,138	0,157	0,149	0,114
1%	0,514	0,138	0,157	0,149	0,114
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.41. Rekapitulasi Uji Smirnov-Kolmogorof Hujan 3 Harian

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	0,432	0,232	0,222	0,266	0,201
1%	0,514	0,232	0,222	0,266	0,201
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.42. Rekapitulasi Uji Smirnov-Kolmogorof Hujan 7 Harian

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	0,432	0,125	0,083	0,075	0,085
1%	0,514	0,125	0,083	0,075	0,085
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.43. Rekapitulasi Uji Smirnov-Kolmogorof Hujan 30 Harian

α	Dcr	Nilai D			
		Gumbel	Log Pearson III	Normal	Log Normal
5%	0,432	0,096	0,592	0,090	0,070
1%	0,514	0,096	0,592	0,090	0,070
Kesimpulan		Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.44. Rekapitulasi Distribusi yang digunakan

Data Hujan	Distribusi Terpilih	Nilai D	
		SK	CS
Harian	Gumbel	0,138	0,528
3 Harian	Log Normal	0,201	0,306
7 Harian	Normal	0,075	0,083
30 Harian	Log Normal	0,070	0,083

Sumber : Perhitungan

Keterangan :

SK = Smirnov-Kolmogorof

CS = Chi Square

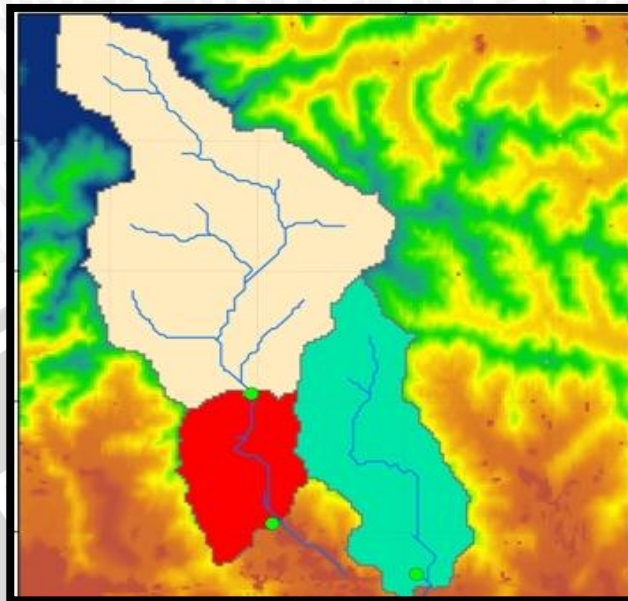
Dari Tabel 4.44 dapat disimpulkan untuk hujan harian menggunakan hujan rancangan Distribusi Gumbel, hujan 3 harian menggunakan hujan rancangan Distribusi Log Normal, hujan 7 hari menggunakan Distribusi Normal dan hujan 30 harian menggunakan Distribusi Log Normal.

Tabel 4.45. Data Hujan Rencana

Tr	Curah Hujan Rencana (mm/hari)			
	Harian	3 Harian	7 Harian	30 Harian
2	79,644	124,720	159,762	361,918
5	103,466	157,548	174,579	421,990
10	119,238	177,804	182,248	456,903
25	139,166	201,771	190,267	496,496
50	153,950	219,719	195,670	525,096
100	168,625	236,647	200,377	551,345

Sumber : Perhitungan

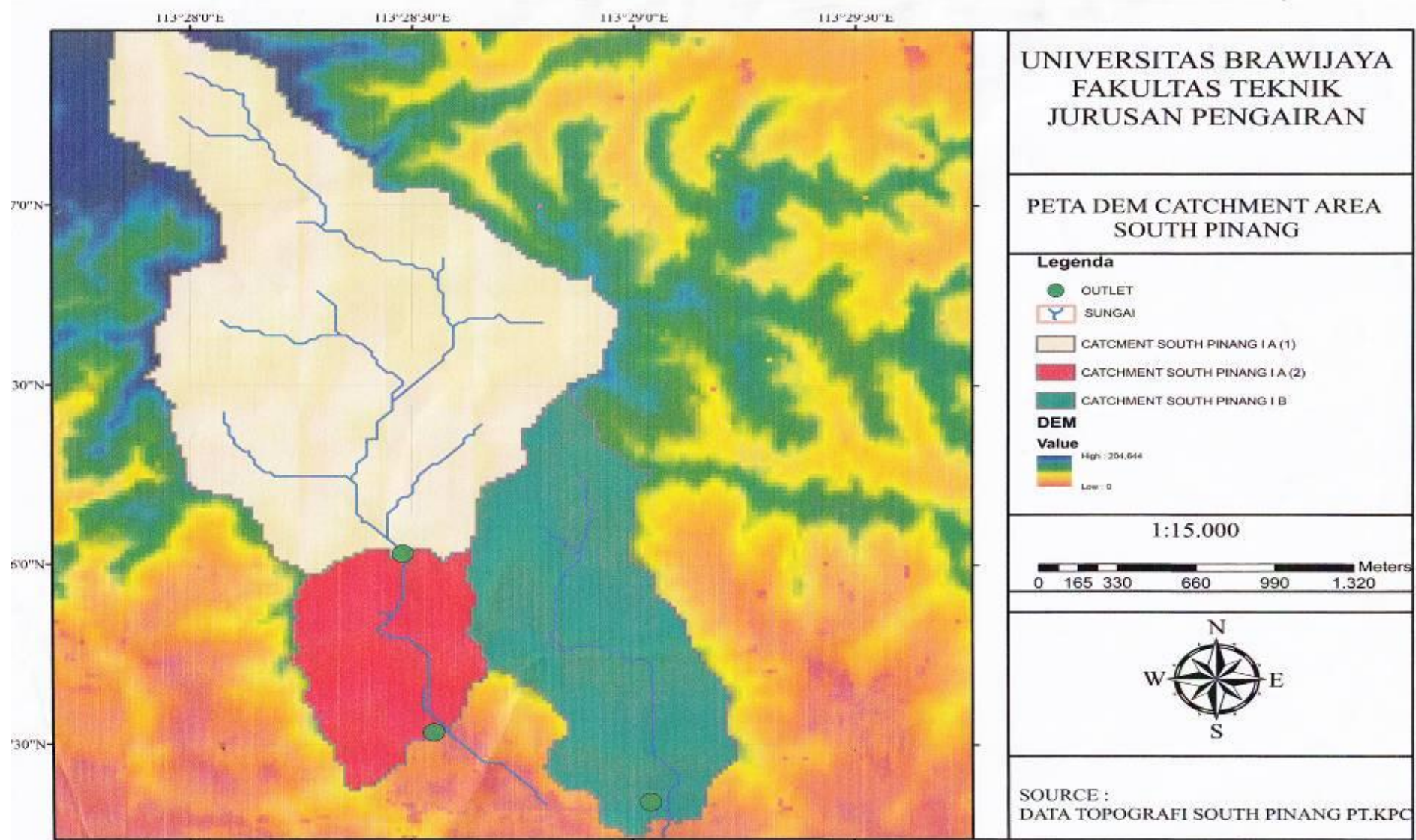
4.5. Perhitungan Debit Limpasan Periode 2013 Sebelum Penambangan



Gambar 4.4. Cathment Area Kajian

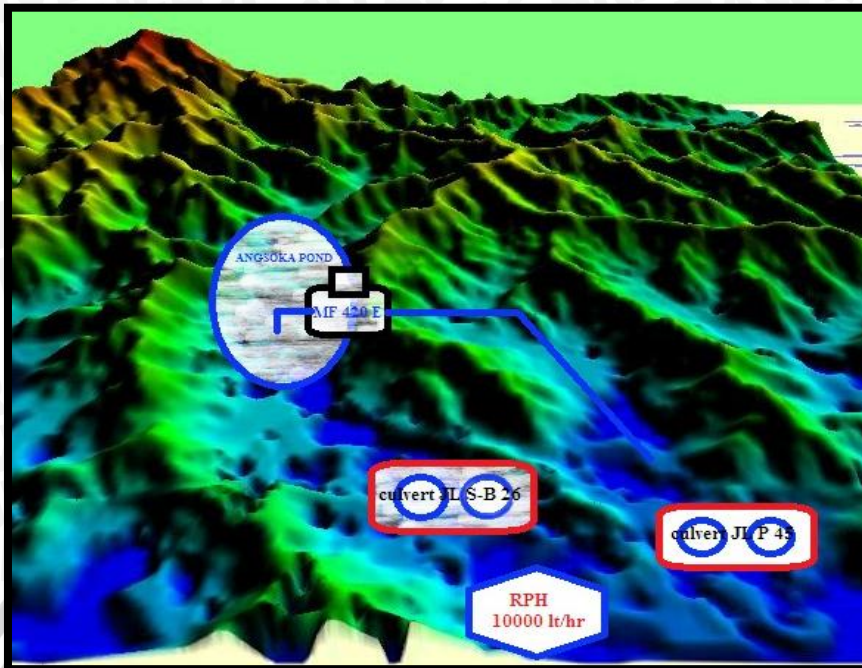
Sumber : Perencanaan

Gambar 4.4 menunjukkan catchment area kajian yang dibagi menjadi tiga bagian dengan outlet di tiga tempat lihat halaman 82. Catchment area kolam angsoka berwarna putih memiliki luas 330,15 ha dengan outlet pelimpah Kolam Angsoka. Outlet kedua adalah gorong-gorong dibawah jalan Sangatta-Bengalon km. 26 dengan yang memiliki catchment area 71,86 ha yang berwarna merah, kemudian yang berwarna hijau adalah catchment gorong-gorong Jalan Negara (Raja Mas) km.45 yang memiliki outlet gorong-gorong dengan luas area 141,91 ha. Alur perencanaan dapat dilihat pada Gambar 4.7.



Gambar 4.5. Peta Dem Catchment Area dan Outlet Kajian

Sumber : Perencanaan



Gambar 4.6. Tata Letak Infrastruktur Drainase

Sumber : Perencanaan

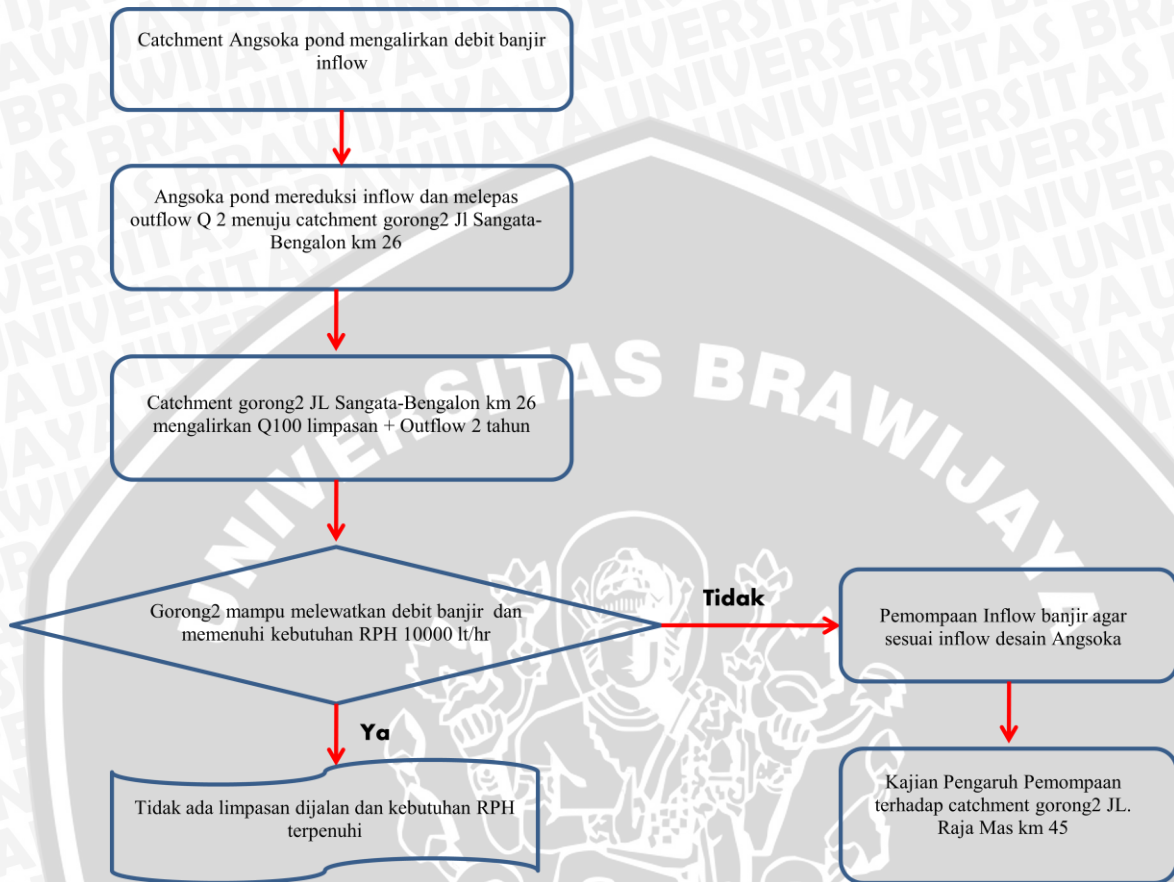
Tabel 4.46. Data Karakteristik Kolam Angsoka

Data Karakteristik Kolam Angsoka	
Luas	22600,11 m ²
Volume	149179,69 m ³
Elevasi Dasar	13 m
Elevasi Puncak	18 m
Cathcment Area	330 ha

Sumber : Data Eksisting

Kolam Angsoka adalah kolam gali dengan luas 22600,11 m² dan tampungan 149179,69 m³. Kolam ini didesain untuk mereduksi debit banjir yang mengalir menuju gorong-gorong di bawah JL. Sangatta-Bengalon km. 26 pada fase sebelum penambangan dan tahap *land clearing area south* pinang. Berdasarkan sejarah, tercatat pernah terjadi luapan dijalan sedalam 0,5 m pada tahun 2009, sehingga kehadiran Kolam Angsoka diharapkan mampu mereduksi banjir tersebut. Kolam Angsoka berbentuk labirin dengan pelimpah berupa ambang tajam cipoleti. Sedangkan pompa Multiflo 420 E disediakan untukantisipasi kelebihan debit inflow agar kolam angsoka tetap mampu menjalankan fungsinya dalam mereduksi banjir dan penyediaan debit untuk rumah potong

hewan di seberang JL. Sangatta-Bengalon km.26. Untuk memperjelas perhatikan bagan dibawah ini.



Gambar 4.7 Alur Desain Drainase Sebelum Penambangan

Sumber : Perencanaan

4.5.1. Infrastruktur Eksisting Drainase South Pinang

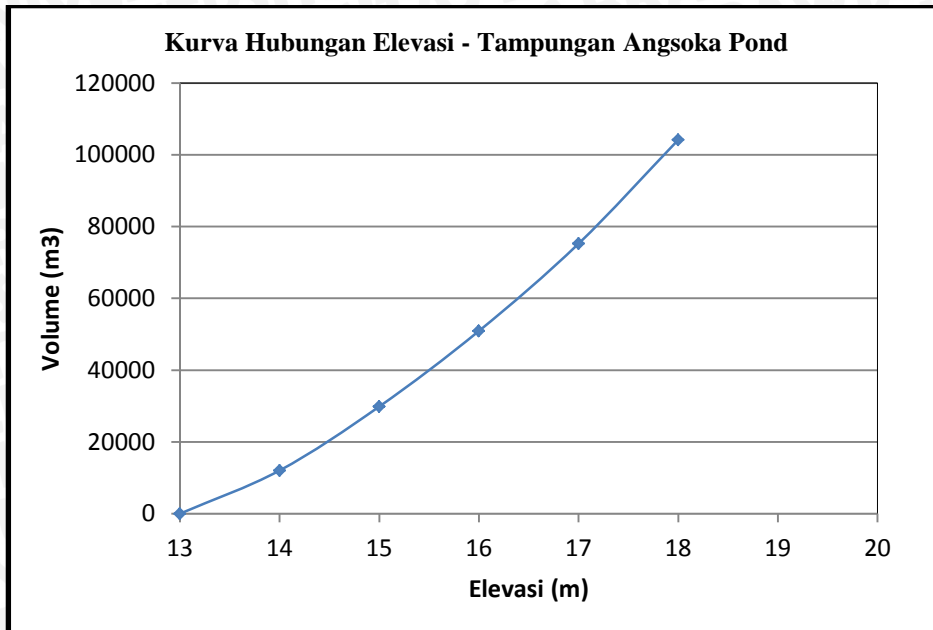
4.5.1.1. Kolam Angsoka

Tabel 4.47. Kapasitas Tampung kolam Angsoka

Elevasi	Volume (m3)	Kumulatif (m3)
13	1620,5	1620,50
13,1	1845,65	3466,15
13,2	1959,13	5425,28
13,3	2049,68	7474,96
13,4	2116,34	9591,30
13,5	2232,8	11824,10
13,6	2262,61	14086,71
13,7	2323,13	16409,84
13,8	2348,9	18758,74
13,9	2392,26	21151,00
14	2419,35	23570,35
14,1	2435,1	26005,45
14,2	2484,62	28490,07
14,3	2538,5	31028,57
14,4	2594,93	33623,50
14,5	2659,44	36282,94
14,6	2693,58	38976,52
14,7	2711,11	41687,63
14,8	2735,36	44422,99
14,9	2757,91	47180,90
15	2788,85	49969,75
15,1	2832,45	52802,20
15,2	2908,26	55710,46
15,3	2956	58666,46
15,4	3010,76	61677,22
15,5	3022,44	64699,66
15,6	3027,15	67726,81
15,7	3040,04	70766,85
15,8	3065,82	73832,67
15,9	3096,7	76929,37
16	3148,91	80078,28
16,1	3161,05	83239,33
16,2	3210,11	86449,44
16,3	3242,12	89691,56
16,4	3256,84	92948,40
16,5	3266,78	96215,18
16,6	3282,38	99497,56
16,7	3327,95	102825,51
16,8	3365,74	106191,25
16,9	3391,63	109582,88
17	3410,97	112993,85
17,1	3591,4	116585,25
17,2	3621,62	120206,87
17,3	3621,55	123828,42
17,4	3621,62	127450,04
17,5	3621,62	131071,66
17,6	3621,62	134693,28
17,7	3621,62	138314,90
17,8	3621,55	141936,45
17,9	3621,62	145558,07
18	3621,62	149179,69

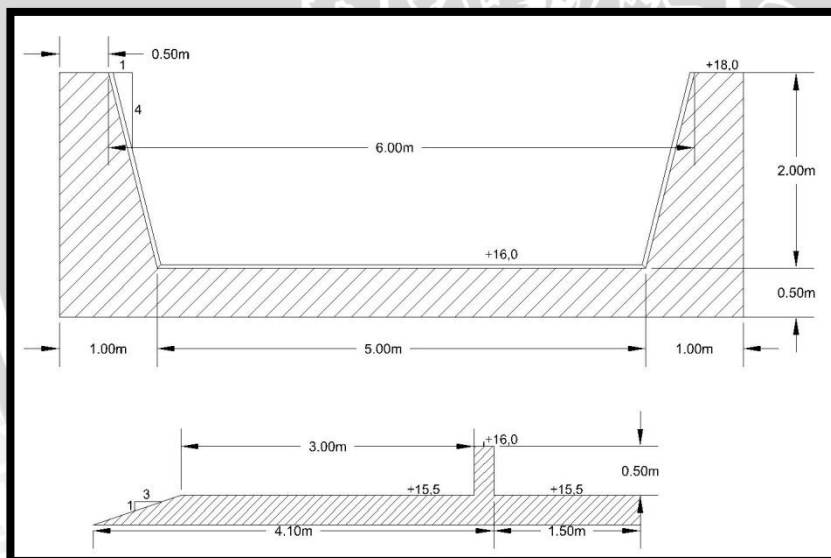
Sumber : Data Mine Planning Department





Gambar 4.8. Kurva Tampungang Angsoka Pond

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.9. Pelimpah Ukur Cipoletti

Sumber : Perencanaan

Pelimpah ukur cipoletti tersebut akan memudahkan pengontrolan ketinggian muka air banjir dan berapa ketinggian air agar tidak terjadi *overtopping*. Untuk mencari debit karakteristik cipoletti setiap interval tinggi muka air dapat diselesaikan dengan rumus.

$$Q = 1,86 \times B \times h^{1,5} \dots\dots\dots 4.1$$



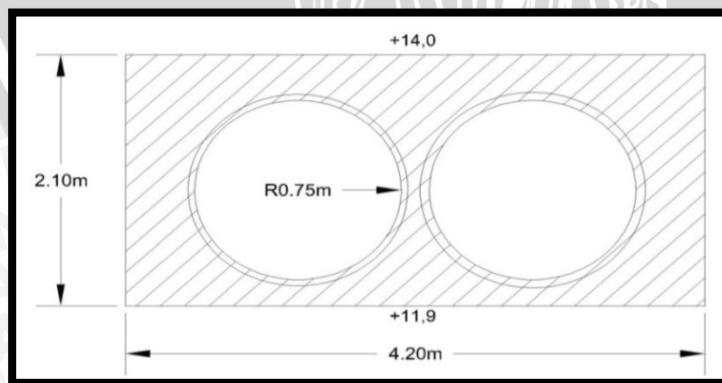
Tabel 4.48. Kapasitas Tampung kolam Angsoka

No.	Elevasi (m)	H (m)	Q (m ³ /dt)
1	16,0	0,0	0,000
2	16,1	0,1	0,294
3	16,2	0,2	0,832
4	16,3	0,3	1,528
5	16,4	0,4	2,353
6	16,5	0,5	3,288
7	16,6	0,6	4,322
8	16,7	0,7	5,447
9	16,8	0,8	6,655
10	16,9	0,9	7,940
11	17,0	1,0	9,300
12	17,1	1,1	10,729
13	17,2	1,2	12,225
14	17,3	1,3	13,785
15	17,4	1,4	15,405
16	17,5	1,5	17,085
17	17,6	1,6	18,822
18	17,7	1,7	20,614
19	17,8	1,8	22,459
20	17,9	1,9	24,356
21	18,0	2,0	26,304

Sumber : Perhitungan

4.5.1.2. Gorong-gorong Jalan Sangatta-Bengalon km.26

Jalan Sangatta-Bengalon merupakan jalan utama yang menghubungkan daerah eksploitasi tambang Sangatta dan Bengalon dititik kilometer 26 ada sebuah saluran yang melintang sehingga dibangunlah saluran pembawa berupa gorong-gorong dengan tipe inlet flush headwall sepanjang 12 m. Diameter gorong-gorong 1,5 m, terbuat dari beton berbentuk lingkaran. Elevasi dasar inlet +11,9 dan outlet +11,4 dengan head inlet maksimum 2,1 m.

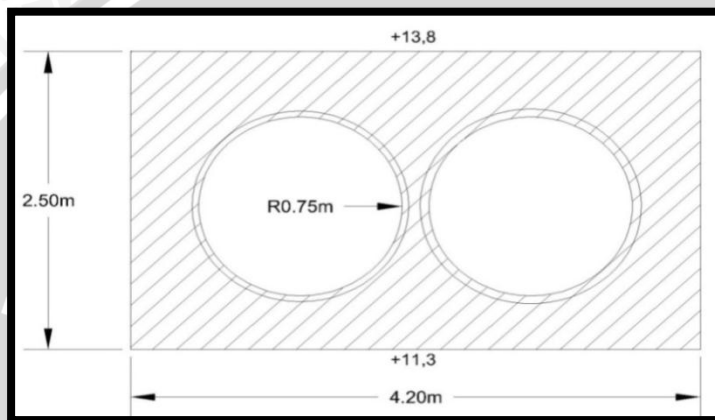


Gambar 4.10 Gorong-gorong Sangatta-Bengalon

Sumber : Perencanaan

4.5.1.3. Gorong-gorong Jalan Negara (Raja Mas) km.45

Jalan Negara (Raja Mas) merupakan jalan trans Kalimantan Timur yang terhubung dengan Bontang – Sangatta – Samarinda. Dalam kajian ini area *catchment* akan mendapat pengaruh pemompaan dari Kolam Angsoka sehingga diperlukan kajian pengaruh pada gorong-gorong dibawah jalan tersebut. Secara dimensi gorong-gorong di jalan Negara (Raja Mas) sama dengan Jalan Sangatta Bengalon yaitu berdiameter 1,5 m sepanjang 12 m dengan head maksimum 2,5 m. Elevasi dasar inlet +11,3 m dan elevasi dasar outlet +10,6 m.

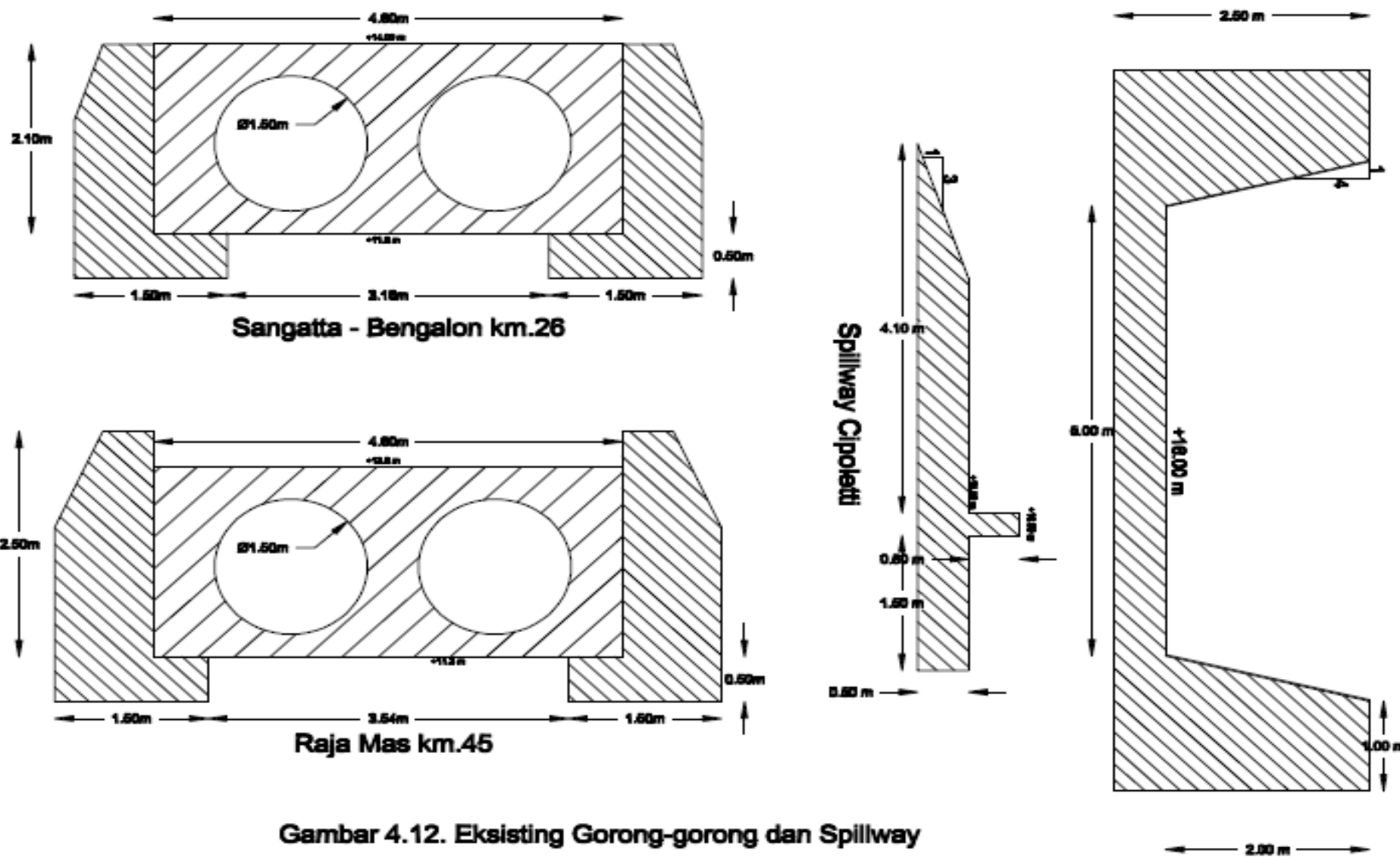


Gambar 4.11 Gorong-gorong Negara (Raja Mas)

Sumber : Perencanaan

4.5.1.4. Pompa Multiflo 420 E

Pompa Multiflo 420 E memiliki spesifikasi debit hisap $0,26 \text{ m}^3/\text{det}$ dengan *headpump* maksimum 140 m. Kolam angsoka disediakan satu pompa untuk kepentingan penjagaan level tampungan agar outflow yang dikeluarkan tidak



Gambar 4.12. Eksisting Gorong-gorong dan Spillway

melebihi batas maksimum kapasitas gorong-gorong. Pengalihan debit akan dilakukan dengan memompa inflow yang masuk menuju catchment gorong-gorong Jl. Negara (Raja Mas) km. 45. Umumnya pompa beroperasi dalam sehari selama 20 jam, setelah dikurangi dengan jam istirahat operator satu jam, perawatan dan pengisian bahan bakar. Pipa yang digunakan merupakan *High Density Polyethylene* (HDPE) dengan diameter 30,5 cm sesuai dengan standar *Australian Pipe Manufacturing Assosiation* (APMA).



Gambar 4.13. Pompa Multiflo 420 E

Sumber : Dokumentasi

4.5.2. Perhitungan Hujan Jam – Jaman

Konsentrasi lama hujan bervariasi di setiap daerah, di Indonesia rata-rata hujan yang menyebabkan banjir terkonsentrasi antara 5-6 jam (Limantara, 2010). Dalam perencanaan ini PT. Kaltim Prima Coal memiliki prosentase hujan tiap jamnya. Sedikit perbedaan prosentase ini menitikberatkan hujan pada jam kedua bukan jam pertama. Lebih jelasnya lihat Tabel 4.49. Hujan rancangan dikalikan dengan koefisien limpasan terlebih dahulu untuk memperoleh hujan efektif, Setelah itu dicari hujan setiap jamnya dengan mengkalikan dengan prosentase.

Tabel 4.49. Prosentase Hujan Jam-jaman PT. KPC

Jam	Prosentase Jam	Hujan Jam - jaman (mm/jam)					
1	0,295	11,748	15,261	17,588	20,527	22,708	24,872
2	0,384	15,292	19,865	22,894	26,720	29,558	32,376
3	0,205	8,164	10,605	12,222	14,265	15,780	17,284
4	0,079	3,146	4,087	4,710	5,497	6,081	6,661
5	0,037	1,473	1,914	2,206	2,575	2,848	3,120
Hujan Rencana (mm)		39,822	51,733	59,619	69,583	76,975	84,312
Kala Ulang (Tahun)		2	5	10	25	50	100

Sumber : Perhitungan

- Hujan Rancangan 2 Tahun = 79,644 mm
- Koefisien = 0,5 (Hutan Hujan)
- Hujan efektif = 79,644 x 0,5 = 39,822
- Intensitas Jam I = 0,295 x 39,822 = 11,748 mm
- Intensitas Jam II = 0,384 x 39,822 = 15,292 mm
- Intensitas Jam III = 0,205 x 39,822 = 8,164 mm
- Intensitas Jam IV = 0,079 x 39,822 = 3,146 mm
- Intensitas Jam V = 0,037 x 39,822 = 1,473 mm

4.5.3. Karakteristik Catchment Area Kolam Angsoka

Catchment South Pinang secara utuh memiliki luas area 402,02 ha, kemudian untuk keperluan kajian dibagi menjadi dua yaitu catchment Kolam Angsoka dan Catchment gorong-gorong Jl. Sangatta-Bengalon km. 26. Catchment Kolam Angsoka memiliki luas 330,15 ha dengan kemiringan rata-rata sungai sepanjang 2,87 km sebesar 0,017. Kemiringan bukit menuju sungai tergolong antara 0,117. Catchment Kolam Angsoka tertutup oleh hutan hujan dikeseluruhan luasnya. Berdasarkan pengambilan sampel tanah yang dilakukan *Environment Department* kawasan ini berjenis tanah latosol merah meyerupai cadas bertekstur remah dan berpermeabilitas rendah. Stasiun hujan terdekat adalah Stasiun hujan Pit J berjarak 9 km dan ARS berjarak 7 km. Untuk mendapatkan debit banjir rancangan akan digunakan metode HSS Nakayasu dengan pertimbangan data penunjang perhitungan mudah didapatkan dengan data sekunder berupa peta topografi. Untuk keamanan Kolam Angsoka pada fase sebelum penambangan akan dijaga level tampungan pada kondisi banjir 100 tahun dengan pertimbangan

tampungannya digunakan dalam jangka waktu yang lama bahkan pasca penambangan.

Tabel 4.50. Data Teknis HSS Nakayasu Catchment Kolam Angsoka

No.	Karakteristik	Nilai
1	Luas DAS (A) km ²	3,30
2	Panjang Sungai Utama (L) km	2,87
3	Parameter (α)	3
4	Koef. Limpasan (C)	0,500
5	Hujan Satuan (Ro) mm	1

Sumber : Peta Topografi

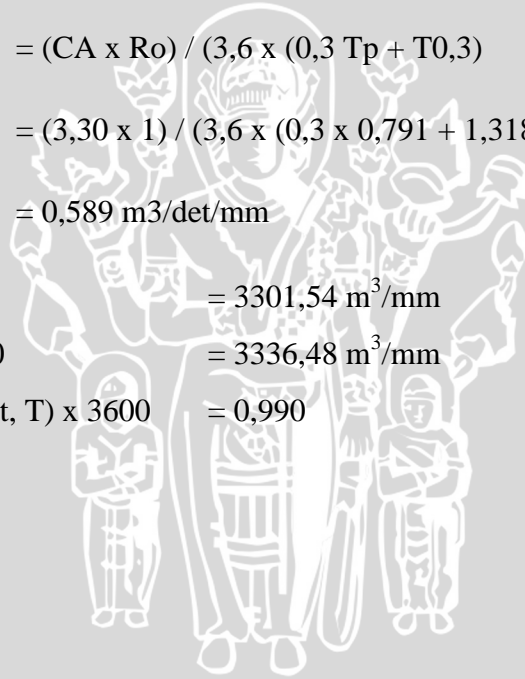
4.5.4. Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu

Perhitungan Parameter Hitung HSS Nakayasu :

- T_g untuk $L < 15$ km $= 0,21 \times L^{0,7}$
 $= 0,21 \times 2,87^{0,7}$
 $= 0,4393$ jam
- $T_{0,3}$ $= \alpha \times T_g$
 $= 3 \times 0,4393$
 $= 1,318$ jam
- T_r $= 1 \times T_g$
 $= 1 \times 0,4393$
 $= 0,4393$ jam
- T_p $= T_g + (0,8 \times T_r)$
 $= 0,4393 + (0,8 \times 0,4393)$
 $= 0,791$ jam
- $0,5 T_{0,3}$ $= 0,5 \times 1,318$
 $= 0,659$ jam

- $1,5 T_{0,3} = 1,5 \times 1,318$
 $= 1,977 \text{ jam}$
- $2 T_{0,3} = 2 \times 1,318$
 $= 2,636 \text{ jam}$
- $T_p + T_{0,3} = 0,791 + 1,318$
 $= 2,109 \text{ jam}$
- $T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,109 + 1,977$
 $= 4,085 \text{ jam}$
- $Q_p = (CA \times R_o) / (3,6 \times (0,3 T_p + T_{0,3}))$
 $= (3,30 \times 1) / (3,6 \times (0,3 \times 0,791 + 1,318))$
 $= 0,589 \text{ m}^3/\text{det}/\text{mm}$
- $A \times 1 \text{ mm} = 3301,54 \text{ m}^3/\text{mm}$
- $K_{om} (U t, T) \times 3600 = 3336,48 \text{ m}^3/\text{mm}$
- $A \times 1 \text{ mm} / K_{om} (U t, T) \times 3600 = 0,990$

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Tabel 4.51. Perhitungan Hujan Satuan Catchment Kolam Angsoka HSS Nakayasu

Waktu	t/Tp	(t - Tp)	(t-Tp)/ T0,3	(t - Tp + 0,5. T0,3)/ 1,5 T0,3	(t - Tp + 1,5. T0,3)/ 2 .T0,3	U (t,T)	Keterangan	U (t,T) x 3600	Kumulatif U (t,T)
						m3/det/mm		m3/mm	m3/mm
0,0	0,000	-0,791	-0,600	-0,067	0,450	0,000	Qa	0,000	0,000
1,0	1,265	0,209	0,159	0,455	0,829	0,487	Qd1	1753,591	1753,591
2,0	2,529	1,209	0,918	0,955	1,209	0,187	Qd2	672,665	2426,256
3,0	3,794	2,209	1,676	1,455	1,588	0,102		368,434	2794,689
4,0	5,059	3,209	2,435	1,955	1,968	0,055	Qd3	198,678	2993,367
5,0	6,323	4,209	3,194	2,455	2,347	0,035		125,827	3119,194
6,0	7,588	5,209	3,953	2,955	2,726	0,022		79,688	3198,882
7,0	8,853	6,209	4,712	3,455	3,106	0,014		50,468	3249,350
8,0	10,117	7,209	5,470	3,955	3,485	0,009		31,962	3281,313
9,0	11,382	8,209	6,229	4,455	3,865	0,006		20,242	3301,555
10,0	12,647	9,209	6,988	4,955	4,244	0,004		12,820	3314,375
11,0	13,911	10,209	7,747	5,455	4,623	0,002		8,119	3322,494
12,0	15,176	11,209	8,505	5,955	5,003	0,001		5,142	3327,636
13,0	16,440	12,209	9,264	6,455	5,382	0,001		3,256	3330,892
14,0	17,705	13,209	10,023	6,955	5,762	0,001	2,062	3332,955	
15,0	18,970	14,209	10,782	7,455	6,141	0,000	1,306	3334,261	
16,0	20,234	15,209	11,541	7,955	6,520	0,000	0,827	3335,088	
17,0	21,499	16,209	12,299	8,455	6,900	0,000	0,524	3335,612	
18,0	22,764	17,209	13,058	8,955	7,279	0,000	0,332	3335,944	
19,0	24,028	18,209	13,817	9,455	7,659	0,000	0,210	3336,154	
20,0	25,293	19,209	14,576	9,955	8,038	0,000	0,133	3336,287	
21,0	26,558	20,209	15,335	10,455	8,417	0,000	0,084	3336,371	
22,0	27,822	21,209	16,093	10,955	8,797	0,000	0,053	3336,425	
23,0	29,087	22,209	16,852	11,455	9,176	0,000	0,034	3336,459	
24,0	30,352	23,209	17,611	11,955	9,555	0,000	0,021	3336,480	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.52. Hidrograf Banjir Kala Ulang 2 Tahun Catchment Angsoka

T Jam	U(t,1) m ³ /det/mm	Curah Hujan mm					Q m ³ /det
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	
		11,748	15,292	8,164	3,146	1,473	
1	2	3	4	5	6	7	9
0	0,000	0,000					0,000
1	0,487	5,722	0,000				5,722
2	0,187	2,195	7,449	0,000			9,644
3	0,102	1,202	2,857	3,977	0,000		8,036
4	0,055	0,648	1,565	1,525	1,532	0,000	5,271
5	0,035	0,411	0,844	0,835	0,588	0,718	3,396
6	0,022	0,260	0,534	0,451	0,322	0,275	1,842
7	0,014	0,165	0,338	0,285	0,174	0,151	1,113
8	0,009	0,104	0,214	0,181	0,110	0,081	0,691
9	0,006	0,066	0,136	0,114	0,070	0,051	0,437
10	0,004	0,042	0,086	0,072	0,044	0,033	0,277
11	0,002	0,026	0,054	0,046	0,028	0,021	0,175
12	0,001	0,017	0,034	0,029	0,018	0,013	0,111
13	0,001	0,011	0,022	0,018	0,011	0,008	0,070
14	0,001	0,007	0,014	0,012	0,007	0,005	0,045
15	0,000	0,004	0,009	0,007	0,004	0,003	0,028
16	0,000	0,003	0,006	0,005	0,003	0,002	0,018
17	0,000	0,002	0,004	0,003	0,002	0,001	0,011
18	0,000	0,001	0,002	0,002	0,001	0,001	0,007
19	0,000	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,005
20	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,003
21	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,002
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.53. Hidrograf Banjir Kala Ulang 5 Tahun Catchment Angsoka

T Jam	U(t,1) m ³ /det/mm	Curah Hujan mm					Q m ³ /det
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	
1	2	3	4	5	6	7	9
0	0,000	0,000					0,000
1	0,487	7,434	0,000				7,434
2	0,187	2,852	9,68	0,000			12,528
3	0,102	1,562	3,712	5,166	0,000		10,440
4	0,055	0,842	2,033	1,982	1,991	0,000	6,848
5	0,035	0,533	1,096	1,085	0,764	0,932	4,411
6	0,022	0,338	0,694	0,585	0,418	0,358	2,393
7	0,014	0,214	0,440	0,371	0,226	0,196	1,446
8	0,009	0,135	0,278	0,235	0,143	0,106	0,897
9	0,006	0,086	0,176	0,149	0,090	0,067	0,568
10	0,004	0,054	0,112	0,094	0,057	0,042	0,360
11	0,002	0,034	0,071	0,060	0,036	0,027	0,228
12	0,001	0,022	0,045	0,038	0,023	0,017	0,144
13	0,001	0,014	0,028	0,024	0,015	0,011	0,091
14	0,001	0,009	0,018	0,015	0,009	0,007	0,058
15	0,000	0,006	0,011	0,010	0,006	0,004	0,037
16	0,000	0,004	0,007	0,006	0,004	0,003	0,023
17	0,000	0,002	0,005	0,004	0,002	0,002	0,015
18	0,000	0,001	0,003	0,002	0,001	0,001	0,009
19	0,000	0,001	0,002	0,002	0,001	0,001	0,006
20	0,000	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,004
21	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,002
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.54. Hidrograf Banjir Kala Ulang 10 Tahun Catchment Angsoka

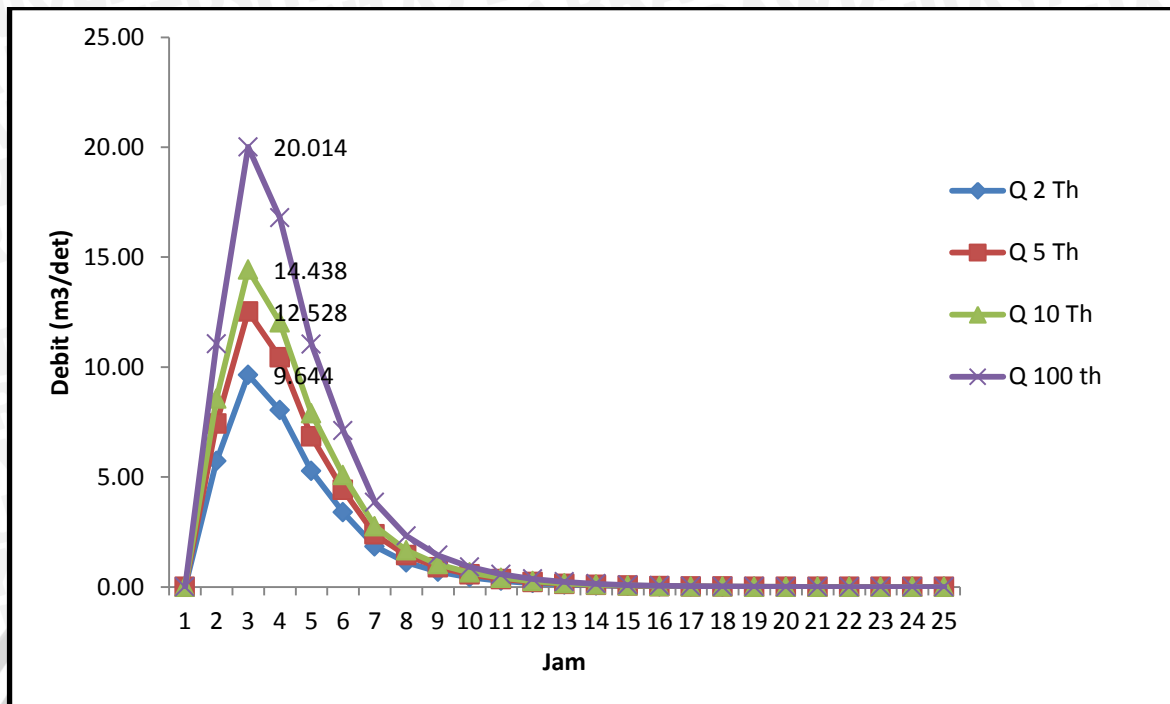
T Jam	U(t,1) m ³ /det/mm	Curah Hujan mm					Q m ³ /det
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	
		17,588	22,894	12,222	4,710	2,206	
1	2	3	4	5	6	7	9
0	0,000	0,000					0,000
1	0,487	8,567	0,000				8,567
2	0,187	3,286	11,152	0,000			14,438
3	0,102	1,800	4,278	5,953	0,000		12,031
4	0,055	0,971	2,343	2,284	2,294	0,000	7,892
5	0,035	0,615	1,263	1,251	0,880	1,075	5,084
6	0,022	0,389	0,800	0,675	0,482	0,412	2,758
7	0,014	0,247	0,507	0,427	0,260	0,226	1,666
8	0,009	0,156	0,321	0,271	0,165	0,122	1,034
9	0,006	0,099	0,203	0,171	0,104	0,077	0,655
10	0,004	0,063	0,129	0,109	0,066	0,049	0,415
11	0,002	0,040	0,082	0,069	0,042	0,031	0,263
12	0,001	0,025	0,052	0,044	0,026	0,020	0,166
13	0,001	0,016	0,033	0,028	0,017	0,012	0,105
14	0,001	0,010	0,021	0,017	0,011	0,008	0,067
15	0,000	0,006	0,013	0,011	0,007	0,005	0,042
16	0,000	0,004	0,008	0,007	0,004	0,003	0,027
17	0,000	0,003	0,005	0,004	0,003	0,002	0,017
18	0,000	0,002	0,003	0,003	0,002	0,001	0,011
19	0,000	0,001	0,002	0,002	0,001	0,001	0,007
20	0,000	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,004
21	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,003
22	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,002
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.55. Hidrograf Banjir Kala Ulang 100 Tahun Catchment Angsoka

T Jam	U(t,1) m ³ /det/mm	Curah Hujan mm					Q m ³ /det
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	
		24,872	32,376	17,284	6,661	3,120	
1	2	3	4	5	6	7	9
0	0,000	0,000					0,000
1	0,487	11,061	0,000				11,061
2	0,187	4,243	15,771	0,000			20,014
3	0,102	2,324	6,049	8,419	0,000		16,793
4	0,055	1,253	3,313	3,230	3,244	0,000	11,041
5	0,035	0,794	1,787	1,769	1,245	1,520	7,113
6	0,022	0,503	1,132	0,954	0,682	0,583	3,853
7	0,014	0,318	0,717	0,604	0,368	0,319	2,326
8	0,009	0,202	0,454	0,383	0,233	0,172	1,443
9	0,006	0,128	0,287	0,242	0,147	0,109	0,914
10	0,004	0,081	0,182	0,153	0,093	0,069	0,579
11	0,002	0,051	0,115	0,097	0,059	0,044	0,367
12	0,001	0,032	0,073	0,062	0,037	0,028	0,232
13	0,001	0,021	0,046	0,039	0,024	0,018	0,147
14	0,001	0,013	0,029	0,025	0,015	0,011	0,093
15	0,000	0,008	0,019	0,016	0,010	0,007	0,059
16	0,000	0,005	0,012	0,010	0,006	0,004	0,037
17	0,000	0,003	0,007	0,006	0,004	0,003	0,024
18	0,000	0,002	0,005	0,004	0,002	0,002	0,015
19	0,000	0,001	0,003	0,003	0,002	0,001	0,009
20	0,000	0,001	0,002	0,002	0,001	0,001	0,006
21	0,000	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,004
22	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,002
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.14 Hidrograf Banjir Catchment Angsoka (Nakayasu)

Sumber : Perhitungan

4.5.5. Flood Routing Pelimpah Kolan Angsoka

Penelusuran banjir pada intinya sama yaitu membandingkan hidrograf disuatu titik pada suatu kondisi suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf dititik lain. Secara teknis *flood routing* telah dibahas di bab II sub bab 2.7. berikut merupakan prinsip dasar dalam *flood routing* pelimpah Kolan Angsoka.

- a) *Flood routing* pelimpah membandingkan hidrograf inflow dan outflow
- b) Hidrograf inflow didapat dari perhitungan debit banjir rancangan HSS Nakayasu
- c) Hidrograf outflow didapat dari perbandingan karakteristik tampungan diatas pelimpah setelah mendapat pengaruh inflow banjir dan penampungan oleh kolam.
- d) Untuk kepentingan keamanan tampungan kolam angsoka pada fase sebelum penambangan dan *land clearing* akan dijaga pada kondisi banjir 100 tahun.
- e) Debit Tr 2 Tahun dengan probabilitas kejadian 75 % dijadikan outflow desain untuk kepentingan pemompaan.

Tabel 4.56. Flood Routing Kala Ulang 2 Tahun

Waktu (jam)	Inflow (m ³ /det)	0,5 (I ₁ + I ₂) (m ³ /det)	Ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)	H (m)	Outflow (m ³ /det)	Elevasi (m)
0	0,000					0,0000	
1	5,722	2,861	0,000	2,861	0,256	1,169	16,256
2	9,644	7,683	1,692	9,375	0,724	5,676	16,724
3	8,036	8,840	3,699	12,539	0,927	8,253	16,927
4	5,271	6,654	4,286	10,939	0,823	6,945	16,823
5	3,396	4,333	3,994	8,327	0,652	4,906	16,652
6	1,842	2,619	3,421	6,040	0,494	3,226	16,494
7	1,113	1,478	2,815	4,292	0,365	2,065	16,365
8	0,691	0,902	2,227	3,129	0,276	1,358	16,276
9	0,437	0,564	1,771	2,335	0,223	0,901	16,223
10	0,277	0,357	1,520	1,878	0,172	0,684	16,172
11	0,175	0,226	1,180	1,406	0,130	0,504	16,130
12	0,111	0,143	0,896	1,040	0,097	0,364	16,097
13	0,070	0,091	0,677	0,767	0,073	0,259	16,073
14	0,045	0,057	0,513	0,571	0,055	0,184	16,055
15	0,028	0,036	0,395	0,431	0,043	0,131	16,043
16	0,018	0,023	0,311	0,334	0,034	0,094	16,034
17	0,011	0,015	0,253	0,268	0,028	0,068	16,028
18	0,007	0,009	0,213	0,222	0,024	0,051	16,024
19	0,005	0,006	0,186	0,192	0,021	0,039	16,021
20	0,003	0,004	0,168	0,171	0,020	0,032	16,020
21	0,002	0,002	0,155	0,158	0,018	0,026	16,018
22	0,001	0,001	0,147	0,149	0,018	0,023	16,018
23	0,001	0,001	0,142	0,143	0,017	0,021	16,017
24	0,000	0,001	0,138	0,139	0,017	0,019	16,017
Max	9,644	8,840	4,286	12,539	0,927	8,253	16,927

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.57. Flood Routing Kala Ulang 5 Tahun

Waktu (jam)	Inflow (m ³ /det)	0,5 (I ₁ + I ₂) (m ³ /det)	Ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)	H (m)	Outflow (m ³ /det)	Elevasi (m)
0	0					0,000	
1	7,434	3,717	0,000	3,717	0,321	1,705	16,321
2	12,528	9,981	2,012	11,993	0,889	7,796	16,889
3	10,440	11,484	4,197	15,681	1,110	10,879	17,110
4	6,848	8,644	4,802	13,446	0,980	9,010	16,980
5	4,411	5,629	4,436	10,065	0,766	6,250	16,766
6	2,393	3,402	3,815	7,218	0,576	4,078	16,576
7	1,446	1,920	3,140	5,059	0,423	2,546	16,423
8	0,897	1,172	2,514	3,685	0,320	1,668	16,320
9	0,568	0,733	2,725	3,457	0,313	1,288	16,313
10	0,360	0,464	2,128	2,592	0,236	0,957	16,236
11	0,228	0,294	1,609	1,902	0,174	0,694	16,174
12	0,144	0,186	1,195	1,381	0,128	0,494	16,128
13	0,091	0,118	0,881	0,999	0,094	0,348	16,094
14	0,058	0,075	0,652	0,727	0,069	0,244	16,069
15	0,037	0,047	0,489	0,536	0,052	0,171	16,052
16	0,023	0,030	0,374	0,404	0,040	0,121	16,040
17	0,015	0,019	0,295	0,314	0,032	0,086	16,032
18	0,009	0,012	0,241	0,253	0,027	0,063	16,027
19	0,006	0,008	0,204	0,212	0,023	0,047	16,023
20	0,004	0,005	0,180	0,184	0,021	0,037	16,021
21	0,002	0,003	0,163	0,166	0,019	0,030	16,019
22	0,001	0,002	0,152	0,154	0,018	0,025	16,018
23	0,001	0,001	0,145	0,146	0,017	0,022	16,017
24	0,001	0,001	0,140	0,141	0,017	0,020	16,017
Max	12,528	11,484	4,802	15,681	1,110	10,879	17,110

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.58. Flood Routing Kala Ulang 10 Tahun

Waktu (jam)	Inflow (m ³ /det)	0,5 (I ₁ + I ₂) (m ³ /det)	Ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)	H (m)	Outflow (m ³ /det)	Elevasi (m)
0	0					0,000	
1	8,567	4,284	0,000	4,284	0,369	2,060	16,369
2	14,438	11,503	2,261	13,763	0,998	9,275	16,998
3	12,031	13,235	4,488	17,723	1,226	12,630	17,226
4	7,892	9,961	5,093	15,054	1,074	10,353	17,074
5	5,084	6,488	4,702	11,189	0,838	7,148	16,838
6	2,758	3,921	4,041	7,962	0,626	4,617	16,626
7	1,666	2,212	3,328	5,540	0,457	2,889	16,457
8	1,034	1,350	2,651	4,001	0,345	1,844	16,345
9	0,655	0,844	2,157	3,001	0,265	1,287	16,265
10	0,415	0,535	1,715	2,249	0,205	0,826	16,205
11	0,263	0,339	1,403	1,742	0,160	0,632	16,160
12	0,166	0,214	1,098	1,312	0,122	0,468	16,122
13	0,105	0,136	0,840	0,976	0,092	0,339	16,092
14	0,067	0,086	0,639	0,725	0,069	0,243	16,069
15	0,042	0,054	0,487	0,542	0,053	0,173	16,053
16	0,027	0,035	0,378	0,412	0,041	0,124	16,041
17	0,017	0,022	0,300	0,322	0,033	0,089	16,033
18	0,011	0,014	0,246	0,259	0,028	0,065	16,028
19	0,007	0,009	0,208	0,217	0,024	0,049	16,024
20	0,004	0,006	0,183	0,188	0,021	0,038	16,021
21	0,003	0,004	0,165	0,169	0,019	0,031	16,019
22	0,002	0,002	0,154	0,156	0,018	0,026	16,018
23	0,001	0,001	0,146	0,148	0,018	0,022	16,018
24	0,001	0,001	0,141	0,142	0,017	0,020	16,017
Max	14,438	13,235	5,093	17,723	1,226	12,630	17,226

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.59. Flood Routing Kala Ulang 100 Tahun

Waktu t (jam)	Inflow I (m ³ /det)	0,5 (I ₁ + I ₂) (m ³ /det)	Ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)	H (m)	Outflow (m ³ /det)	Elevasi (m)
0	0					0,0000	
1	11,061	5,531	0,000	5,531	0,461	2,883	16,461
2	20,014	15,537	2,684	18,221	1,254	13,065	17,254
3	16,793	18,403	5,156	23,559	1,545	17,874	17,545
4	11,041	13,917	5,685	19,601	1,331	14,271	17,331
5	7,113	9,077	5,331	14,408	1,038	9,814	17,038
6	3,853	5,483	4,594	10,077	0,767	6,259	16,767
7	2,326	3,089	3,818	6,907	0,557	3,819	16,557
8	1,443	1,885	3,088	4,973	0,417	2,491	16,417
9	0,914	1,178	2,670	3,849	0,333	1,759	16,333
10	0,579	0,746	2,090	2,836	0,256	1,133	16,256
11	0,367	0,473	1,703	2,176	0,199	0,826	16,199
12	0,232	0,299	1,403	1,702	0,156	0,617	16,156
13	0,147	0,190	1,074	1,264	0,117	0,449	16,117
14	0,093	0,120	0,811	0,931	0,088	0,322	16,088
15	0,059	0,076	0,612	0,688	0,066	0,229	16,066
16	0,037	0,048	0,465	0,513	0,050	0,162	16,050
17	0,024	0,030	0,361	0,391	0,039	0,116	16,039
18	0,015	0,019	0,287	0,307	0,032	0,083	16,032
19	0,009	0,012	0,236	0,249	0,027	0,061	16,027
20	0,006	0,008	0,202	0,209	0,023	0,046	16,023
21	0,004	0,005	0,178	0,183	0,021	0,036	16,021
22	0,002	0,003	0,162	0,165	0,019	0,029	16,019
23	0,002	0,002	0,152	0,154	0,018	0,025	16,018
24	0,001	0,001	0,145	0,146	0,017	0,022	16,017
Max	20,014	18,403	5,685	23,559	1,545	17,874	17,545

Sumber : Perhitungan

4.5.5.1 Penjagaan Tinggi Muka Air diatas Pelimpah Ukur Cipolleti

Penjagaan tinggi muka air pelimpah diperlukan untuk menjaga keamanan gorong-gorong Jl. Sangatta – Bengalon dari *overtopping*. Dalam perencanaan ini debit pemompaan merupakan selisih volume antara debit rencana (5,10,100) dengan debit 2 tahun. Debit 2 tahun dipilih sebagai outflow rencana dikarenakan dari hasil *flood routing* Kolam Angsoka, outflow kala ulang ini setelah

diakumulasikan dengan debit catchment gorong-gorong sebesar 9,665 m³/det kurang dari debit maksimum gorong-gorong JL. Sangatta – Bengalon km.26 sebesar 10,213 m³/det (Lihat Subbab 4.5.6. Perhitungan Debit Karakteristik *Inlet Control* Gorong-gorong). Pemilihan debit 100 tahun sebagai dasar penjagaan level tampungan Kolam Angsoka adalah vitalnya tampungan Angsoka dalam menjaga limpasan permukaan pada masa sebelum, saat dan sesudah penambangan. Berdasarkan pertimbangan tersebut maka elevasi outflow maksimum yang mengalir melalui pelimpah ukur direncanakan pada elevasi +17,0 m atau pada tampungan 112993,85 m³.

Tabel 4.60. Debit Pemompaan Q 100 Tahun

Waktu	H (m)	Q 2 (m ³ /det)	Q100 (m ³ /det)	Q Pompa (m ³)
1	2	3	4	5
1	0,256	5,722	11,06	19219,55
2	0,724	9,644	20,01	37331,27
3	0,927	8,036	16,79	31523,68
4	0,823	5,271	11,04	20770,38
5	0,652	3,396	7,11	13384,53

Sumber : Perhitungan

- Nomor
- H air Tr 2
- Q Inflow Tr 2
- Q Inflow Tr100
- (Q inflow Tr 100-Q inflow Tr 2) x (3600)

Tabel 4.61. Data Tampungan Per 1 Meter Kolam Angsoka

Elevasi (m)	Kumulatif Tampungan (m ³)
13,1	1620,5
14	23570,35
15	49969,75
16	80078,28
17	112993,85

Sumber : Data Eksisting

Tabel 4.62. Elevasi Jaga dan Debit Retensi Kolam Angsoka

Tr (Jam)	Kapasitas Retensi (m ³)	Kapasitas Jaga (m ³)	Elevasi Jaga (m)
5	7519,400	105474,450	16,78
10	12497,950	100495,900	16,63
100	27032,590	85961,260	16,18

Sumber : Perhitungan

Untuk mendapatkan elevasi jaga dilakukan interpolasi hubungan tinggi muka air dengan volume tampungan *Angsoka Pond* pada elevasi +17 m. Selisih volume tampungan pada elevasi +17 m dengan volume kapasitas retensi merupakan kapasitas yang harus dijaga pada elevasi tertentu yang merupakan hasil dari interpolasi.

4.5.6. Perhitungan Debit Karakteristik *Inlet Control* Gorong-gorong

Gorong-gorong Jl. Sangatta-Bengalon berbentuk lingkaran dengan diameter 1,5 m dengan tipe inlet *flushhead wall* gambar desain *eksisting* dapat dilihat di gambar 4.10. Dalam perhitungan debit karakteristik akan dihitung dengan dua kondisi, kondisi terbuka yaitu pada elevasi muka air gorong-gorong 0 sampai 80% diameter menggunakan rumus karakteristik penampang dan manning.

$$A = 1/8(2\theta - \sin 2\theta)d^2 \dots\dots\dots 4.2$$

$$P = \theta \cdot d \dots\dots\dots 4.3$$

$$\theta = \cos(r - h)/r \times 180/\pi \dots\dots\dots 4.4$$

Untuk menghitung kecepatan digunakan rumus manning,

$$V = (1/n) \times R^{2/3} \times S^{1/5} \dots\dots\dots 4.6$$

Sedangkan untuk tinggi muka air > 80 % diameter sampai head maksimum akan dihitung menggunakan persamaan *inlet control*.

$$Q = 0,785 \times Cd \times D^{2,5} \times \sqrt{2 \times g \times h} \times \sqrt{\left(\frac{H_w}{D} - \alpha\right)} \dots\dots\dots 4.5$$

Tabel 4.63. Data Eksisting Gorong-Gorong

Bentuk Saluran	Lingkar
Bahan	Beton (n 0,014)
Diameter Saluran (m)	1,50
Elevasi dasar inlet (m)	11,9
Elevasi dasar outlet (m)	11,4
Elevasi jalan (m)	14,0
Tipe Inlet	Flush Headwall
Panjang (m)	12

Sumber : Mine Planning Department

Tabel 4.64. Perhitungan Debit Saluran Terbuka

El. MA	Tinggi MA	θ	A	P	R	V	2 x Q
(m)	(m)	($^{\circ}$)	(m^2)	(m)	(m)	(m/detik)	(m^3 /detik)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
12	0,1	29,926	0,050	0,783	0,064	0,020	0,002
12,1	0,2	42,833	0,140	1,121	0,125	0,076	0,021
12,2	0,3	53,130	0,251	1,390	0,181	0,159	0,080
12,3	0,4	62,182	0,378	1,627	0,232	0,262	0,198
12,4	0,5	70,529	0,515	1,846	0,279	0,379	0,390
12,5	0,6	78,463	0,660	2,053	0,321	0,502	0,662
12,6	0,7	86,177	0,808	2,255	0,358	0,624	1,009
12,7	0,8	93,823	0,958	2,455	0,390	0,740	1,418
12,8	0,9	101,537	1,107	2,657	0,416	0,843	1,866
12,9	1	109,471	1,251	2,864	0,437	0,927	2,319
13	1,1	117,818	1,388	3,083	0,450	0,986	2,736
13,1	1,2	126,870	1,515	3,320	0,456	1,012	3,066

Sumber : Perhitungan

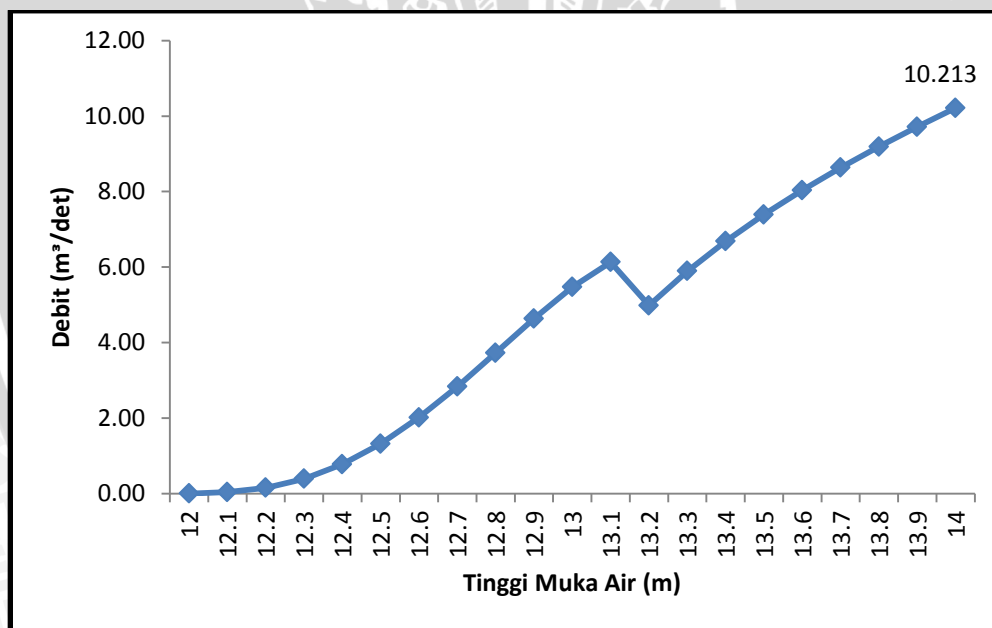
- | | | |
|----------------------------------|---|--|
| 1. El Muka Air per interval | 4. $\frac{1}{8}(2\theta - \sin 2\theta)d^2$ | 7. $(1/0,014 \times (6)^{2/3} \times S^{0,5})$ |
| 2. Tinggi Muka Air per Interval | 5. $\theta \cdot D$ | 8. $2 \times (4) \times (7)$ |
| 3. $\cos(r - h)r \times 180/\pi$ | 6. $(4/5)$ | |

Tabel 4.65. Perhitungan Debit Saluran Tertekan

El. MA (m)	Tinggi MA (m)	2 x Q (m ³ /detik)
(1)	(2)	(9)
13,2	1,3	4,984
13,3	1,4	5,897
13,4	2,3	6,686
13,5	2,4	7,392
13,6	3,3	8,036
13,7	3,4	8,632
13,8	4,3	9,189
13,9	4,4	9,715
14	5,3	10,213

Sumber : Perhitungan

1. El Muka Air per interval
2. Tinggi Muka Air per Interval
3. $0,785 \times Cd \times D2,5 \times \sqrt{(2 \times g) \times \sqrt{((Hw/D) - \alpha)}}$



Gambar 4.15 Hubungan H dan Q Gorong- gorong Jl.Sangatta-Bengalon km.26

Sumber : Perhitungan

4.5.7. Desain Saluran Outlet Kolam Angsoka

Saluran outlet kolam angsoka menampung debit outlow kolam angsoka Q 100 tahun dan debit banjir catchment gorong-gorong dengan luas 0,72 km². Panjang Saluran 550 m, catchment berupa hutan hujan diseluruh tutupan lahan,

untuk memperjelas perhatikan gambar 4.1. Perhitungan debit banjir menggunakan rumus rasional dikarenakan luas catchment tidak lebih dari 80 ha.

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \dots \dots \dots 4.3$$

C : Koeisien Limpasan

I : Intensitas Hujan (mm/jam)

A : Luas catchment (km²)

Perencanaan dimensi dilakukan dengan coba-coba dimensi berdasarkan debit yang masuk. Data slope didapat dari data sekunder Departemen Lingkungan PT. KPC.

Tabel 4.66. Data Elevasi dan Slope Saluran Gorong-gorong Jl. Sangatta-Bengalon km.26

Section	Elevasi	Jarak	Slope
3500-4000	15,5 - 14	500	0,003
4000-4728	13,5 - 11,34	228	0,0095
Sumber : Data Eksisting		slope rerata	0,0062

Tabel 4.67. Dimensi Saluran Gorong-gorong Jl. Sangatta-Bengalon km.26

Q outlet	8,253	m ³ /det
Qcatchment	1,997	m ³ /det
Q saluran	10,250	m ³ /det
Slope	0,006	
n	0,025	
V ijin	0,700	m/s
m	1,500	m
b	5,000	m
A	14,643	m ²
A hitung	14,643	m ²
h	1,874	m
w	0,625	m
htot	2,499	m
V hitung	0,700	m ²
P	11,759	m
R	1,245	m
S eksisting	0,006	
S rencana	0,0002	

Sumber : Perhitungan

4.5.7.1. Perhitungan Debit Banjir Catchment Gorong-gorong Jl. Sangatta-Bengalon km.26

Tabel 4.68. Hasil Perhitungan Debit Rasional

Tr Tahun	Hujan Rencana (mm)	Intensitas (mm/jam)	Q rasional
			m ³ /det
2	79,644	9,443	0,943
5	103,466	12,267	1,225
10	119,238	14,137	1,412
25	139,166	16,500	1,648
50	153,950	18,253	1,823
100	168,625	19,993	1,997

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

- Hujan Rencana 168,625
- $$I_t = (R_{24}/24) \times (24/5)^{2/3}$$

$$= (168,625/24) \times (24/5)^{2/3}$$

$$= 19,993 \text{ mm/jam}$$
- $$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

$$= 0,278 \times 0,5 \times 19,993 \times 0,72$$

$$= 1,997 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh debit banjir 100 tahun catchment gorong-gorong jl. Sangatta-Bengalon km.26 adalah 1,997 m³/det. Debit saluran adalah debit lepasan Q₂ Kolam Angsoka ditambahkan dengan debit banjir 100 tahun catchment,

$$Q_{\text{sal}} = 8,253 + 1,997 = 10,250 \text{ m}^3/\text{det}, > Q_{\text{max}} \text{ gorong-gorong } 10,213 \text{ m}^3/\text{det}.$$
 Dengan penurunan hidrograf banjir puncak selama 1 jam oleh tampungan Kolam Angsoka dan waktu konsentrasi aliran catchment gorong-gorong jl. Sangatta-Bengalon 1,061 jam maka desain dapat digunakan.

4.5.8. Desain Outflow Harian

Penjagaan elevasi tampungan pada kondisi banjir hanya berlaku pada saat kondisi banjir saja. Jika desain itu diterapkan sehari-hari maka dimungkinkan

tidak ada debit outlet yang dihasilkan sehingga masyarakat di daerah hilir sungai tidak dapat merasakan manfaat tampungan pada khususnya rumah potong hewan yang berseberangan dengan Kolam Angsoka sebesar 10000 lt/hari . Sehingga diperlukan disain outflow harian berdasarkan hujan rata-rata bulanan selama 9 tahun data rencana. Tahapan desain outflow harian Kolam Angsoka sebagai berikut.

- a) Melakukan rekapitulasi data hujan harian dan 3 harian setiap bulan dalam rentang waktu 9 tahun data rencana.
- b) Rerata hujan harian digunakan sebagai desain dan hujan 3 harian digunakan sebagai kontrol.
- c) Kelompokkan hujan rerata harian dan 3 harian dalam setiap bulan dalam 9 tahun data rencana dan cari rerata dari 9 tahun untuk mendapat rerata hujan harian dan 3 harian tiap bulannya.
- d) Data hujan rerata harian setiap bulan yang diperoleh dicari median (nilai tengah) dan rerata kemudian dibandingkan dengan median dan rerata hujan 3 harian.
- e) Dilakukan pembagian hujan 3 harian menjadi hujan harian pada median ataupun rerata dari hasil bagi yang mendekati hujan harian maka data hujan itu dicatat sebagai desain.

Tabel 4.69. Rekapitulasi Data Hujan Harian Rerata Setiap Bulan

Tahun	Hujan Harian (mm)	Hujan 3 harian (mm)
Januari	7,52	21,57
februari	6,72	19,48
Maret	6,36	18,60
April	7,21	22,06
Mei	7,18	20,87
Juni	5,29	15,78
Juli	5,22	15,74
Agustus	3,43	9,83
September	3,33	98,24
Oktober	3,75	10,51
November	8,49	25,97
Desember	8,55	25,81
Median	6,54	20,18
Rerata	6,09	25,37

Sumber : Perhitungan

Dari Rekapitulasi diatas data median hujan bulanan dipilih menjadi desain outflow harian angsoka karena memiliki keseragaman yang lebih baik antara hujan harian dengan hujan 3 harian. Bisa dilihat dengan cara membagi hujan 3 harian sebesar 20,18 mm dengan 3 hari maka akan didapat nilai hujan 6,72 mm lebih mendekati nilai hujan harian daripada metode rerata. Dari data hujan 6,54 mm dicari debit limpasan dengan menggunakan rumus rasional.

Tabel 4.70. Debit Inflow Harian Kolam Angsoka

A angsoka (km ²)	3,302
C	0,500
Q (m ³ /det)	0,356
I (mm/hari)	6,540
It (mm/jam)	0,775
Q (m ³ /det)	0,356
V (m ³)	1281,035

Sumber : Perhitungan

- $$\begin{aligned} I_t &= (R_{24}/24) \times (24/5) \\ &= (6,54/24) \times (24/5) \\ &= 0,775 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} Q &= 0,278 \times 0,5 \times 0,775 \times 3,302 \\ &= 0,356 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} V &= 0,356 \times (1 \times 60 \times 60) , \text{ waktu hujan rerata 5 jam} \\ &= 1281,035 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Dalam perencanaan outflow harian digunakan elevasi +16,2 m sebagai elevasi maksimum limpasan diatas pelimpah. Maka tampungan pada elevasi ini akan dipakai sebagai faktor yang akan dikurangi dengan volume inflow harian. Perhitungan sebagai berikut,

$$\begin{aligned} V \text{ Jaga Harian} &= 86449,44 - 1281,035 \\ &= 85168,405 \text{ m}^3 \text{ atau berada pada elevasi +16,16 m} \end{aligned}$$

4.5.9. Pengaruh Pemompaan Kolam Angsoka Terhadap Catchment Area Jl. Negara (Raja Mas) km.45

Catchment Area gorong-gorong Jl. Raja Mas km.45 mendapatkan pengaruh debit buangan dari upaya penjagaan level kolam angsoka. Gambar lokasi catchment dapat dilihat pada halaman 82 ditandai dengan warna hijau. Catchment tersebut memiliki data karakteristik sebagai berikut,

Tabel 4.71. Data karakteristik Catchment Area Jl. Negara (Raja Mas) km.45

No.	Karakteristik	Nilai
1	Luas DAS (A) km ²	1,419
2	Panjang Sungai Utama (L) km	1,741
3	Parameter (a)	2
4	Koef. Limpasan (C)	0,500
5	Hujan Satuan (Ro) (mm)	1

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.72. Perhitungan Debit banjir Catchment Area Jl. Negara (Raja Mas) km.45

Tr	Hujan Rencana	Q Banjir
Tahun	(mm)	m ³ /det
2	80,564	2,544
5	98,834	3,120
10	109,864	3,469
25	122,714	3,874
50	132,211	4,174
100	141,080	4,454

Sumber : Perhitungan

Perhitungan debit menggunakan persamaan rasional dimana ($Q = 0,278 \times C \times I \times A$), dengan perhitungan intensitas hujan menggunakan metode mononobe sesuai perhitungan sebelumnya pada tabel 4.68.

Tabel 4.73. Data Eksisting Gorong-Gorong

Bentuk Saluran	Lingkaran
Bahan	Beton (n 0,014)
Diameter Saluran (m)	1,50
Elevasi dasar inlet (m)	13,3
Elevasi dasar outlet (m)	10,6
Elevasi jalan (m)	13,8
Tipe Inlet	Flush Headwall
Panjang (m)	12

Sumber : Mine Planning Department

Tabel 4.74. Perhitungan Debit Karakteristik Gorong-gorong Jl. Negara (Raja Mas)
km.45 Kondisi Aliran Terbuka

El. MA (m)	Tinggi MA (m)	θ ($^{\circ}$)	A (m^2)	P (m)	R (m)	V (m/detik)	2 x Q ($m^3/detik$)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
11,4	0,1	29,926	0,050	0,783	0,064	0,024	0,002
11,5	0,2	42,833	0,140	1,121	0,125	0,090	0,025
11,6	0,3	53,130	0,251	1,390	0,181	0,188	0,094
11,7	0,4	62,182	0,378	1,627	0,232	0,310	0,235
11,8	0,5	70,529	0,515	1,846	0,279	0,448	0,462
11,9	0,6	78,463	0,660	2,053	0,321	0,594	0,783
12	0,7	86,177	0,808	2,255	0,358	0,739	1,194
12,1	0,8	93,823	0,958	2,455	0,390	0,876	1,678
12,2	0,9	101,537	1,107	2,657	0,416	0,997	2,208
12,3	1	109,471	1,251	2,864	0,437	1,097	2,744
12,4	1,1	117,818	1,388	3,083	0,450	1,166	3,238
12,5	1,2	126,870	1,515	3,320	0,456	1,197	3,628

Sumber : Perhitungan

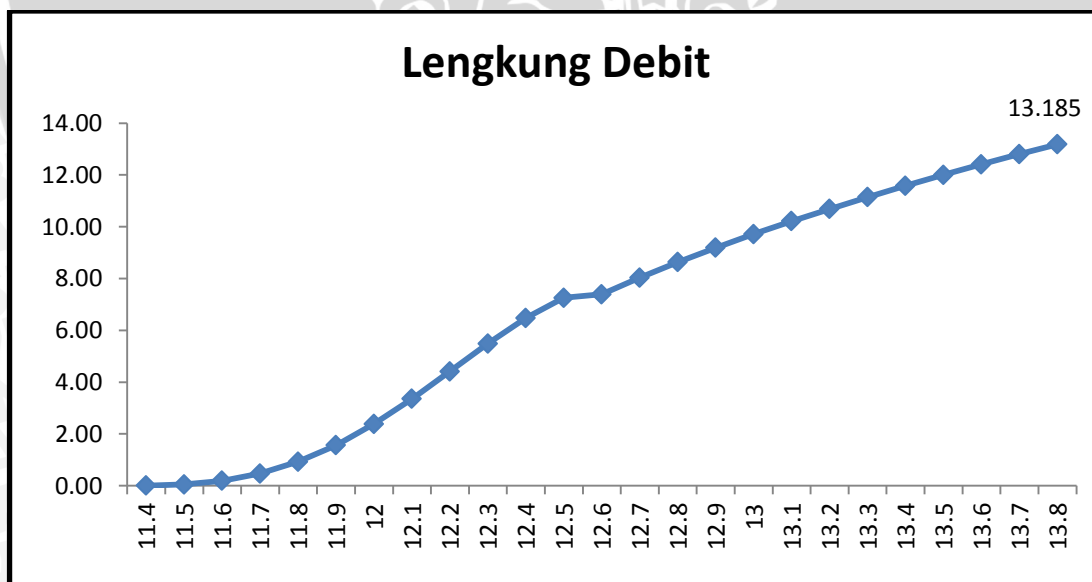
- | | | |
|----------------------------------|---|---|
| 1. El Muka Air per interval | 4. $\frac{1}{8}(2\theta - \sin 2\theta)d^2$ | 7. $(1/0,014 \times (6)^{2/3} \times S^{0,5}$ |
| 2. Tinggi Muka Air per Interval | 5. $\theta \cdot D$ | 8. $2 \times (4) \times (7)$ |
| 3. $\cos(r - h)r \times 180/\pi$ | 6. $(4/5)$ | |

Tabel 4.75. Perhitungan Debit Karakteristik Gorong-gorong Jl. Negara (Raja Mas) km.45 Kondisi Aliran Tertekan

El. MA (m)	Tinggi MA (m)	2 x Q (m ³ /detik)
(1)	(2)	(3)
12,6	1,3	7,392
12,7	1,4	8,036
12,8	1,5	8,632
12,9	1,6	9,189
13,0	1,7	9,715
13,1	1,8	10,213
13,2	1,9	10,689
13,3	2,0	11,144
13,4	2,1	11,581
13,5	2,2	12,002
13,6	2,3	12,409
13,7	2,4	12,803
13,8	2,5	13,185

Sumber : Perhitungan

1. El Muka Air per interval
2. Tinggi Muka Air per Interval
3. $0,785 \times Cd \times D^{2,5} \times \sqrt{(2 \times g) \times \sqrt{((Hw/D) - \alpha)}}$



Gambar 4.16 Hubungan H dan Q Gorong- gorong Jl. Negara (Raja Mas) km.45

Sumber : Perhitungan

4.6. Perencanaan Infrastruktur Drainase *Pit*

4.6.1. Perhitungan *Dinamic Headloss* Pompa

Pit merupakan area galian dimana berdasarkan eksplorasi terdapat mineral tambang dibawahnya. Kedalaman *pit* bervariasi mulai dari puluhan hingga ratusan meter dibawah tanah. Sistem penambangan terbuka sangatlah sensitif terhadap limpasan permukaan sehingga secepat mungkin limpasan harus dibuang oleh saluran yang memadai dan untuk limpasan pada *pit* akan dikumpulkan pada *sump* kemudian dibuang dengan pemompaan. Jenis pompa yang digunakan dalam perencanaan adalah jenis Multiflo dengan spesifikasi head maksimum dan debit keluaran sebagaimana tertera pada Tabel 4.76.

Tabel 4.76. Spesifikasi Headloss dan Debit Keluaran Pompa Multiflo

Pump type	Optimum Total head (m)	Indicative capacity (l/s)
Multiflo MF160	35	50
Multiflo MF380	100	120
Multiflo MF390	100	160
Multiflo MF420E	140	260
Truflo TF200/180	180	200

Sumber : *Guideline of Mine Water Management KPC*

Berikut tahap perencanaan headloss pompa yang akan digunakan dalam kurun waktu eksploitasi 5 tahun.

- Tentukan static head dengan bantuan peta topografi
- Tentukan panjang pipa pada desain perletakannya di peta topografi
- Cari *headloss* per 100 meter dengan ketentuan *Australian Pipe Manufacturing Asociation* (APMA) dengan Tabel 4.77.
- Hitung Total Friction dengan rumus (Panjang pipa / 100 x *headloss* karakteristik APMA)
- Hitung *dinamic headloss* dengan menambahkan *total friction* dengan *static head*.
- Dinamic headloss terbesar dalam kurun waktu rencana 5 tahun yang akan digunakan sebagai rencana.

Tabel 4.77. Headloss Pompa Menurut APMA

APMA Polyethylene Pipe **TABLE I20**
 PN 8 (PE 63) PN 10 (PE 80) **PN 12.5 (PE 100)** Based on AS 4130-1997

k = 0.0015

FLOW RATE L/s	250 OD 212.4 ID, C = 152.0			280 OD 232.9 ID, C = 152.6			315 OD 267.6 ID, C = 153.0			355 OD 301.6 ID, C = 153.6		
	Velocity m/s	Velocity Head m	Head Loss m/100m	Velocity m/s	Velocity Head m	Head Loss m/100m	Velocity m/s	Velocity Head m	Head Loss m/100m	Velocity m/s	Velocity Head m	Head Loss m/100m
11.00	0.34	0.006	0.05									
13.00	0.37	0.007	0.06									
14.00	0.40	0.008	0.07									
15.00	0.42	0.009	0.08									
17.00	0.45	0.010	0.09	0.36	0.007	0.05						
18.00	0.51	0.013	0.11	0.40	0.008	0.07						
20.00	0.56	0.016	0.14	0.45	0.010	0.08						
22.00	0.62	0.020	0.16	0.49	0.012	0.09	0.39	0.008	0.05			
24.00	0.68	0.023	0.19	0.54	0.015	0.11	0.43	0.009	0.06			
26.00	0.73	0.027	0.22	0.58	0.017	0.13	0.46	0.011	0.07			
28.00	0.79	0.032	0.25	0.63	0.020	0.15	0.50	0.013	0.08			
30.00	0.85	0.037	0.28	0.67	0.023	0.16	0.53	0.015	0.09	0.42	0.009	0.05
35.00	0.99	0.050	0.37	0.79	0.032	0.22	0.62	0.020	0.12	0.49	0.012	0.07
40.00	1.13	0.065	0.48	0.90	0.041	0.28	0.71	0.026	0.16	0.56	0.016	0.09
45.00	1.27	0.082	0.59	1.01	0.052	0.34	0.80	0.033	0.19	0.63	0.020	0.11
50.00	1.41	0.102	0.71	1.12	0.065	0.41	0.89	0.040	0.23	0.70	0.025	0.13
55.00	1.55	0.123	0.85	1.24	0.078	0.49	0.98	0.049	0.28	0.77	0.030	0.16
60.00	1.69	0.146	0.99	1.35	0.093	0.57	1.07	0.058	0.33	0.84	0.036	0.18
65.00	1.83	0.172	1.15	1.46	0.109	0.66	1.16	0.068	0.38	0.91	0.042	0.21
70.00	1.98	0.199	1.31	1.57	0.127	0.76	1.24	0.079	0.43	0.98	0.049	0.24
75.00	2.12	0.229	1.49	1.69	0.145	0.86	1.33	0.091	0.49	1.05	0.056	0.27
80.00	2.26	0.260	1.67	1.80	0.165	0.97	1.42	0.103	0.55	1.12	0.064	0.31
90.00	2.54	0.329	2.08	2.02	0.209	1.20	1.60	0.131	0.68	1.26	0.081	0.38
100.00	2.82	0.406	2.52	2.25	0.258	1.45	1.78	0.161	0.82	1.40	0.100	0.46
110.00	3.10	0.492	2.99	2.47	0.312	1.73	1.96	0.195	0.98	1.54	0.121	0.55
120.00	3.39	0.585	3.51	2.70	0.372	2.03	2.13	0.232	1.15	1.68	0.144	0.64
130.00	3.67	0.687	4.06	2.92	0.436	2.35	2.31	0.273	1.33	1.82	0.169	0.75
140.00	3.95	0.797	4.66	3.15	0.506	2.69	2.49	0.316	1.52	1.96	0.196	0.85
150.00	4.52	1.040	5.95	3.60	0.661	3.43	2.84	0.413	1.94	2.24	0.256	1.09
160.00	5.08	1.317	7.38	4.05	0.837	4.26	3.20	0.523	2.41	2.52	0.324	1.35
200.00	5.64	1.626	8.96	4.50	1.033	5.17	3.56	0.645	2.92	2.80	0.400	1.64
220.00	6.21	1.967	10.68	4.95	1.250	6.16	3.91	0.781	3.48	3.08	0.484	1.95
240.00	6.77	2.341	12.54	5.40	1.487	7.23	4.27	0.929	4.09	3.36	0.576	2.29
260.00				5.85	1.746	8.38	4.62	1.090	4.73	3.64	0.676	2.65

Sumber : *Guideline of Mine Water Management KPC 2013: 47*

Tabel 4.78. Data Perencanaan Pompa Pit 1 Tahun 2014

Periode Tambang 2014	
Diameter	315 mm
Panjang Pipa	270 m
Elevasi Dasar <i>Sump</i>	-10 m
Elevasi Puncak	30 m
<i>Static Head</i>	20 m

Sumber : Peta Topografi

Tabel 4.79. Perhitungan Headloss Pompa Pit I Tahun 2014

Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head	Total Dinamic Head
L/det	(m/100)	m	m	M
0,00			20,00	20,00
30,00	0,09	0,24	20,00	20,24
40,00	0,16	0,43	20,00	20,43
50,00	0,23	0,62	20,00	20,62
60,00	0,33	0,89	20,00	20,89
70,00	0,43	1,16	20,00	21,16
80,00	0,55	1,49	20,00	21,49
90,00	0,88	2,38	20,00	22,38
100,00	0,82	2,22	20,00	22,22
110,00	0,96	2,60	20,00	22,60
120,00	1,15	3,11	20,00	23,11
130,00	1,33	3,60	20,00	23,60
140,00	1,56	4,22	20,00	24,22
150,00	1,60	4,33	20,00	24,33
160,00	1,64	4,43	20,00	24,43
170,00	2,03	5,48	20,00	25,48
180,00	2,41	6,52	20,00	26,52
190,00	2,67	7,21	20,00	27,21
200,00	2,92	7,90	20,00	27,90
210,00	3,20	8,65	20,00	28,65
220,00	3,48	9,41	20,00	29,41
230,00	3,79	10,23	20,00	30,23
240,00	4,09	11,06	20,00	31,06
250,00	4,41	11,92	20,00	31,92
260,00	4,73	12,79	20,00	32,79

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.80. Data Perencanaan Pompa Pit II Tahun 2014

Periode Tambang 2014	
Diameter	315 mm
Panjang Pipa	590 m
Elevasi Dasar <i>Sump</i>	-20 m
Elevasi Puncak	20 m
<i>Static Head</i>	40 m

Sumber : Peta Topografi

Tabel 4.81. Perhitungan Headloss Pompa Pit II Tahun 2014

Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head	Total Dinamic Head
L/det	(m/100)	m	m	M
0,00			40,00	40,00
30,00	0,09	0,53	40,00	40,53
40,00	0,16	0,94	40,00	40,94
50,00	0,23	1,36	40,00	41,36
60,00	0,33	1,95	40,00	41,95
70,00	0,43	2,54	40,00	42,54
80,00	0,55	3,24	40,00	43,24
90,00	0,88	5,19	40,00	45,19
100,00	0,82	4,84	40,00	44,84
110,00	0,96	5,66	40,00	45,66
120,00	1,15	6,78	40,00	46,78
130,00	1,33	7,84	40,00	47,84
140,00	1,56	9,20	40,00	49,20
150,00	1,60	9,44	40,00	49,44
160,00	1,64	9,67	40,00	49,67
170,00	2,03	11,94	40,00	51,94
180,00	2,41	14,21	40,00	54,21
190,00	2,67	15,72	40,00	55,72
200,00	2,92	17,22	40,00	57,22
210,00	3,20	18,87	40,00	58,87
220,00	3,48	20,52	40,00	60,52
230,00	3,79	22,32	40,00	62,32
240,00	4,09	24,12	40,00	64,12
250,00	4,41	26,01	40,00	66,01
260,00	4,73	27,90	40,00	67,90

Sumber :Perhitungan

Tabel 4.82. Data Perencanaan Pompa Pit Tahun 2015

Periode Tambang 2015	
Diameter	315 mm
Panjang Pipa	385 m
Elevasi Dasar <i>Sump</i>	-50 m
Elevasi Puncak	20 m
<i>Static Head</i>	70 m

Sumber : Peta Topografi

Tabel 4.83. Perhitungan Headloss Pompa Pit Tahun 2015

Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head	Total Dinamic Head
L/det	(m/100)	m	m	M
0,00			70,00	70,00
30,00	0,09	0,35	70,00	70,35
40,00	0,16	0,62	70,00	70,62
50,00	0,23	0,89	70,00	70,89
60,00	0,33	1,27	70,00	71,27
70,00	0,43	1,66	70,00	71,66
80,00	0,55	2,12	70,00	72,12
90,00	0,88	3,39	70,00	73,39
100,00	0,82	3,16	70,00	73,16
110,00	0,96	3,70	70,00	73,70
120,00	1,15	4,43	70,00	74,43
130,00	1,33	5,13	70,00	75,13
140,00	1,56	6,01	70,00	76,01
150,00	1,60	6,17	70,00	76,17
160,00	1,64	6,32	70,00	76,32
170,00	2,03	7,80	70,00	77,80
180,00	2,41	9,29	70,00	79,29
190,00	2,67	10,27	70,00	80,27
200,00	2,92	11,25	70,00	81,25
210,00	3,20	12,33	70,00	82,33
220,00	3,48	13,41	70,00	83,41
230,00	3,79	14,59	70,00	84,59
240,00	4,09	15,76	70,00	85,76
250,00	4,41	16,99	70,00	86,99
260,00	4,73	18,23	70,00	88,23

Sumber :Perhitungan

Tabel 4.84. Data Perencanaan Pompa Pit Tahun 2016

Periode Tambang 2016	
Diameter	315 mm
Panjang Pipa	297 m
Elevasi Dasar <i>Sump</i>	-10 m
Elevasi Puncak	30 m
<i>Static Head</i>	40 m

Sumber : Peta Topografi

Tabel 4.85. Perhitungan Headloss Pompa Pit Tahun 2016

Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head	Total Dinamic Head
L/det	(m/100)	m	m	m
0,00			40,00	40,00
30,00	0,09	0,27	40,00	40,27
40,00	0,16	0,48	40,00	40,48
50,00	0,23	0,68	40,00	40,68
60,00	0,33	0,98	40,00	40,98
70,00	0,43	1,28	40,00	41,28
80,00	0,55	1,63	40,00	41,63
90,00	0,88	2,61	40,00	42,61
100,00	0,82	2,43	40,00	42,43
110,00	0,96	2,85	40,00	42,85
120,00	1,15	3,41	40,00	43,41
130,00	1,33	3,95	40,00	43,95
140,00	1,56	4,63	40,00	44,63
150,00	1,60	4,75	40,00	44,75
160,00	1,64	4,87	40,00	44,87
170,00	2,03	6,01	40,00	46,01
180,00	2,41	7,16	40,00	47,16
190,00	2,67	7,91	40,00	47,91
200,00	2,92	8,67	40,00	48,67
210,00	3,20	9,50	40,00	49,50
220,00	3,48	10,33	40,00	50,33
230,00	3,79	11,24	40,00	51,24
240,00	4,09	12,14	40,00	52,14
250,00	4,41	13,09	40,00	53,09
260,00	4,73	14,04	40,00	54,04

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.86. Data Perencanaan Pompa Pit Tahun 2017

Periode Tambang 2017	
Diameter	315 mm
Panjang Pipa	297 m
Elevasi Dasar <i>Sump</i>	-20 m
Elevasi Puncak	30 m
<i>Static Head</i>	50 m

Sumber : Peta Topografi

Tabel 4.87. Perhitungan Headloss Pompa Pit Tahun 2017

Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head	Total Dinamic Head
L/det	(m/100)	m	m	m
0,00			50,00	50,00
30,00	0,09	0,27	50,00	50,27
40,00	0,16	0,48	50,00	50,48
50,00	0,23	0,68	50,00	50,68
60,00	0,33	0,98	50,00	50,98
70,00	0,43	1,28	50,00	51,28
80,00	0,55	1,63	50,00	51,63
90,00	0,88	2,61	50,00	52,61
100,00	0,82	2,43	50,00	52,43
110,00	0,96	2,85	50,00	52,85
120,00	1,15	3,41	50,00	53,41
130,00	1,33	3,95	50,00	53,95
140,00	1,56	4,63	50,00	54,63
150,00	1,60	4,75	50,00	54,75
160,00	1,64	4,87	50,00	54,87
170,00	2,03	6,01	50,00	56,01
180,00	2,41	7,16	50,00	57,16
190,00	2,67	7,91	50,00	57,91
200,00	2,92	8,67	50,00	58,67
210,00	3,20	9,50	50,00	59,50
220,00	3,48	10,33	50,00	60,33
230,00	3,79	11,24	50,00	61,24
240,00	4,09	12,14	50,00	62,14
250,00	4,41	13,09	50,00	63,09
260,00	4,73	14,04	50,00	64,04

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.88. Rekapitulasi *Dinamic Headloss* Tiap Tahun Penambangan

Tahun	Static Head (m)	Total Friction Max (m)	Dinamic Headloss Max (m)
2014	40	27,90	67,90
2015	70	18,23	88,23
2016	40	14,04	54,04
2017	50	14,04	64,04

Sumber : Perhitungan

Dari rekapitulasi diatas *dynamic headloss* maksimum dicapai pada tahun 2015 sebesar 88,23 m, maka *headloss* pada tahun 2015 digunakan sebagai *headloss* rencana pompa.

4.6.2. Perencanaan Kapasitas *Sump*

Sump merupakan sumuran atau tampungan yang dibuat untuk air limpasan pada *pit* yang letaknya berada pada elevasi terendah yang biasa disebut *sump* terpusat. Pada kedalaman *pit* tertentu yang tidak terjangkau oleh *total dynamic head* pompa maka digunakan *sump* jenjang untuk mengakomodir limpasan. Dalam perencanaan ini akan digunakan *sump* terpusat dan tidak menggunakan *sump* jenjang. Tahapan perencanaan *sump* adalah sebagai berikut.

- Data hujan menggunakan hujan rancangan (harian), dengan kala ulang 2 tahun sebagaimana telah diatur dalam *Guideline of Mine Water Management KPC*.
- Perhitungan volume menggunakan persamaan $V = C \times RD \times A$, dimana C merupakan koefisien pengaliran *pit*, RD (Rainfall Depth) merupakan kedalaman hujan dan A merupakan luas area *pit*. Sedangkan volume (V) dinyatakan dalam m³.
- Hasil perhitungan dikalikan dengan angka aman 1,1 sebagaimana telah diatur didalam *Guideline of Mine Water Management KPC*.

Tabel 4.89. Rekapitulasi Dimensi *sump*

Tahun	Kapasitas Sump (m ³)	Headloss (m)	Dimensi (m)
2014	20801,725	67,90	65 x 64 x 5
	9188,657	32,79	43 x 43 x 5
2015	77518,156	88,23	125 x 125 x 5
2016	137725,758	54,04	166 x 166 x 5
2017	153347,149	64,04	175 x 175 x 5

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

- RD = 79,644 mm (Tr 2 Tahun)
- C = 1 (Coal Seam)
- A = 1,75 km² (Luas *Pit*)
- V = C x RD x A
 = 1 x (79,644/1000) x (1,75 x 1000000)
 = 153347,149 m³

4.6.3. Perencanaan *Inflow* Limpasan Pada *Pit*

Sebagaimana telah dinyatakan sebelumnya bahwa analisa hujan 3, 7 dan 30 harian digunakan untuk pola operasi pompa. *Inflow* 3,7 dan 30 harian merupakan kedalaman hujan kumulatif yang dicapai pada jumlah hari tersebut, dengan asumsi bahwa rerata jumlah hujan tersebut merupakan kedalaman hujan yang dicapai pada tiap harinya. Tahapan perencanaan *inflow* limpasan pada *pit* sebagai berikut.

- a) Data hujan rancangan yang digunakan adalah hujan 3, 7 dan 30 harian dengan kala ulang 2 tahun sebagaimana tertera dalam *Guideline of Mine Water Management KPC*.
- b) Perhitungan volume menggunakan persamaan $V = C \times RD \times A$, dimana C merupakan koefisien pengaliran *pit*, RD (Rainfall Depth) merupakan kedalaman hujan dan A merupakan luas area *pit*. Sedangkan volume (V) dinyatakan dalam m³.
- c) Hasil volume yang didapat dikonversikan dalam *inflow* harian dengan membagi hasil hitung volume dengan jumlah hari hujan rencana.

Tabel 4.90. Rekapitulasi *inflow* Limpasan Hujan 3 Harian

Tahun 2014			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	124,720	42694,536	14231,512
Tahun 2015			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	124,720	110355,433	36785,144
Tahun 2016			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	124,720	196067,430	65355,810
Tahun 2017			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	124,720	139406,499	46468,833

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.91. Rekapitulasi *inflow* Limpasan Hujan 7 Harian

Tahun 2014			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	159,762	54690,058	7812,865
Tahun 2015			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	159,762	141361,065	20194,438
Tahun 2016			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	159,762	251154,836	35879,262
Tahun 2017			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	159,762	139406,499	19915,214

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.92. Rekapitulasi *inflow* Limpasan Hujan 30 Harian

Tahun 2014			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	361,918	123892,691	4129,756
Tahun 2015			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	361,918	320233,757	10674,459
Tahun 2016			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	361,918	568956,218	18965,207
Tahun 2017			
C	RD (mm)	V Total (m ³)	V Harian (m ³)
1	361,918	633489,442	21116,315

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

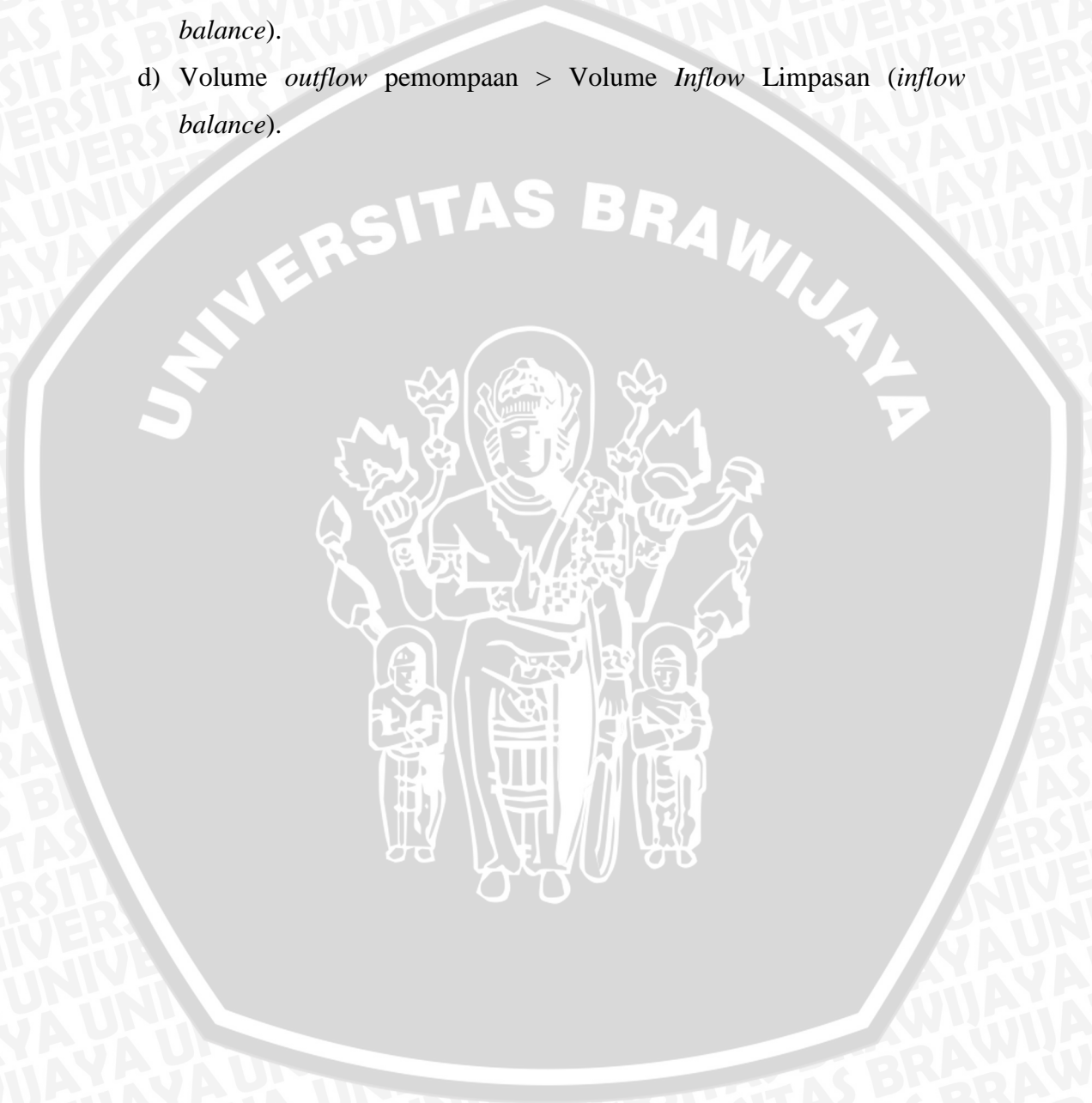
- RD = 361,918 mm (Tr 2 Tahun)
- C = 1 (Coal Seam)
- A = 1,75 km² (Luas *Pit*)
- V = C x RD x A
= 1 x (361,918 /1000) x (1,75 x 1000000)
= 633489,442 m³

4.6.4. Perencanaan Kebutuhan Pompa

Setelah penentuan jenis pompa yang dipakai yaitu Multiflo 420 E dan *inflow* limpasan pada *pit*, selanjutnya akan dilakukan analisa kebutuhan pompa yang akan digunakan pada tiap tahun perencanaan dan setiap hujan rancangan yang dipakai untuk desain. Tahapan analisa kebutuhan pompa merupakan kombinasi antara analisa volume sump, *inflow* limpasan dan debit pemompaan yang harus mematuhi kaidah sebagai berikut.

- a) Data hujan yang dipakai adalah 3,7 dan 30 harian dengan kala ulang 2 tahun.

- b) Jam kerja pompa adalah 20 jam dalam sehari dengan asumsi 4 jam istirahat mencakup 2 jam istirahat operator dan 2 jam perawatan mesin dan pengisian bahan bakar.
- c) Sump haruslah mampu menampung inflow limbah dalam kondisi pompa rusak dan harus dipernaiki dalam kurun waktu tertentu (*storage balance*).
- d) Volume *outflow* pemompaan > Volume *Inflow* Limbah (*inflow balance*).



Tabel 4.93. Rekapitulasi *inflow* Limpasan Hujan 3 Hari

Desain Pompa 3 Hari						
Tahun Rencana	Kapasitas inflow (m ³)	Kapasitas Sump (m ³)	Kapasitas Outflow (m ³)	Sf Inflow Balance	Sf Storage Balance	Kebutuhan Pompa MF420E
1	2	3	4	5	6	7
2014	9871,164	20801,725	18720	1,90	2,11	1
2015	36785,144	77518,156	37440	1,02	2,11	2
2016	65355,810	137725,758	74880	1,15	2,11	4
2017	72768,720	153347,149	93600	1,29	2,11	5

Sumber : Perhitungan

1	Data	4	Perhitungan	7	Perhitungan
2	Perhitungan	5	(4) / (2)		
3	Perhitungan	6	(3) / (2)		

Tabel 4.94. Rekapitulasi *inflow* Limpasan Hujan 7 Hari

Desain Pompa 7 Hari						
Tahun Rencana	Kapasitas inflow (m ³)	Kapasitas Sump (m ³)	Kapasitas Outflow (m ³)	Sf Inflow Balance	Sf Storage Balance	Kebutuhan Pompa MF420E
1	2	3	4	5	6	7
2014	5419,106582	20801,72539	18720	3,45	3,84	1
2015	20194,43784	77518,15616	37440	1,85	3,84	2
2016	35879,26235	137725,7581	37440	1,04	3,84	2
2017	39948,82765	153347,1486	56160	1,41	3,84	3

Sumber : Perhitungan

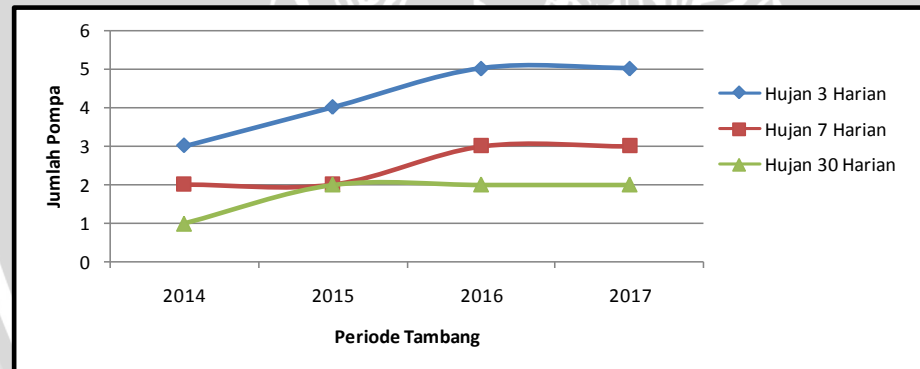
1	Data	4	Perhitungan	7	Perhitungan
2	Perhitungan	5	(4) / (2)		
3	Perhitungan	6	(3) / (2)		

Tabel 4.95. Rekapitulasi *inflow* Limpasan Hujan 30 Hari

Desain Pompa 30 Harian						
Tahun Rencana	Kapasitas inflow (m ³)	Kapasitas Sump (m ³)	Kapasitas Outflow (m ³)	Sf Inflow Balance	Sf Storage Balance	Kebutuhan Pompa MF420E
1	2	3	4	5	6	7
2014	2864,453526	20801,72539	18720	6,54	7,26	1
2015	10674,45857	77518,15616	18720	1,75	7,26	1
2016	18965,20727	137725,7581	37440	1,97	7,26	2
2017	21116,31475	153347,1486	37440	1,77	7,26	2

Sumber : Perhitungan

1	Data	4	Perhitungan	7	Perhitungan
2	Perhitungan	5	(4) / (2)		
3	Perhitungan	6	(3) / (2)		



Gambar 4.17. Grafik Hubungan Periode Tambang dan Kebutuhan Pompa Tiap Data Perencanaan

Sumber : Perhitungan

4.7. Perencanaan Infrastruktur Saluran Drainase

Saluran drainase yang direncanakan untuk mengalihkan limpasan permukaan dari lahan dan *dumping area* agar tidak masuk kedalam pit tambang dan membebani aktifitas pemompaan serta memperbesar resiko erosi pada lereng pit tambang. Untuk memudahkan penataan aliran akan dibuat zona drainase berdasarkan keadaan topografi. Outlet saluran ini adalah kolam angsoka dan sungai terdekat tergantung dengan letak saluran dan kondisi topografi. Berikut tata urutan perencanaan saluran drainase,

- a) Membagi zona drainase berdasarkan peta topografi dan peta skema dapat dilihat pada lampiran.
- b) Hitung debit limpasan berdasarkan luasan zona drainase dengan rumus rasional.
- c) Data hujan yang dipakai adalah hujan harian kala ulang 10 tahun.
- d) Rencanakan saluran tanpa pasangan tahan erosi dengan metode de vos.
- e) Debit total seluruh *catchment area* digunakan sebagai dasar perencanaan saluran kolektor menuju kolam angsoka.
- f) Tampung sump jenjang untuk menampung limpasan didasarkan pada tinggi hujan rancangan dengan formulasi $V = C \cdot RD \cdot A$ sebagaimana tercantum dalam *Guideline of Mine Water Management KPC 2013*.
- g) Pemilihan jenis pompa didasarkan pada head optimum yang merupakan akumulasi head statis dan head dinamis.

Tabel 4.96. Infrastruktur Drainase Tahun 2014

Zona Drainase	Infrastruktur Drainase			
	Saluran	Drop Structure	Tampungan	Pompa Multiflo
Zona 1			V = 2463,830 m ³ b = 28,65 m h = 3 m	Mf 160 H optimum = 35 m Q = 50 l/d V operasi = 3600 m ³
Zona 2	Q = 0,297 m ³ /det m = 1 b = 1 m h = 0,55 m w = 0,2 m S = 0,056			
Zona 3	Q = 0,392 m ³ m = 1 b = 1 m h = 0,60 m w = 0,2 m S = 0,051			
Zona 4	Q = 0,672 m ³ m = 1 b = 1 m h = 0,8 m w = 0,3 m S = 0,038			
Debit Total (m ³ /det)				7,757

Sumber : Perhitungan (Gambar rencana lihat halaman 132-135)

Contoh Perhitungan :

- Perencanaan Saluran Drainase Zona 2

Data Teknis :

Luas Catcment Area (A) : 0,126 km²

Koefisien Pengaliran (C) : 0,5

Intensitas Hujan (I₁₀) : 14,137 mm/jam

$$\begin{aligned}
 Q &= 0,278 \times C \times I_{10} \times A \\
 &= 0,278 \times 0,5 \times 14,137 \times 0,126 \\
 &= 0,297 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

- Perencanaan Tampungan Sump Zona I

Data Teknis :

Luas Catchment Area (A) : 0,070 km²

Koefisien Pengaliran (C) : 0,5

Tinggi Hujan R₁₀ : 79,644 mm

$V = C \times RD \times A$

$= 0,5 \times (79,644 / 1000) \times (0,070 \times 1000000)$

$= 2773,85 \text{ m}^3$

Tabel 4.97. Perhitungan Total Headloss Pompa Zona Drainase I Tahun 2014

Head statis (m)		15	L pipa (m)		230,837
Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head	Total Dinamic Head	
L/det	(m/100)	m	m	m	
0,00	0,00	0,00	15,00	15,00	
30,00	0,09	0,21	15,00	15,21	
40,00	0,16	0,37	15,00	15,37	
50,00	0,23	0,53	15,00	15,53	

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

- Head Loss / 100 didapat dari tabel Head Loss APMA
- Total friction = (L pipa/100) x Head loss
 $= (230,837/100) \times 0,23 = 0,53 \text{ m}$
- Total Head Loss = Static Head + Total friction
 $= 0,53 + 15 = 15,53 \text{ m}$

PETA TOPOGRAFI



UNIVERSITAS BRAWIJAYA
PETA ZONE DRAIN



POT.MELINTANG PIT



POT.MEMANJANG DUMPING



Tabel 4.98. Infrastruktur Drainase Tahun 2015

Zona Drainase	Infrastruktur Drainase			
	Saluran	Drop Stucture	Tampungan	Pompa Multiflo
Zona 1			V1 = 52481,55 m ³ b1 = 77,22 m h1 = 8,80 m	Mf 390 H optimum = 100 m Q = 120 l/d V operasi = 8640 m ³
			V2 = 20878,19 m ³ b2 = 63,05 m h2 = 5,25 m	Mf 160 H optimum = 35 m Q = 50 l/d V operasi = 3600 m ³
Zona 2			V1 = 10238,23 m ³ b1 = 45 m h1 = 5 m	Mf 390 H optimum = 100 m Q = 120 l/d V operasi = 8640 m ³
Zona 3	Q = 1,05 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,86 m w = 0,28 m S = 0,021			
Zona 4	Q = 0,88 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,76 m w = 0,25 m S = 0,029			
Zona 5	Q = 0,88 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,76 m w = 0,25 m S = 0,029			
Debit Total (m ³ /det)				4,686

Sumber : Perhitungan (Gambar rencana lihat halaman 138-141)

Contoh Perhitungan :

- Perencanaan Saluran Drainase Zona 3

Data Teknis :

Luas Catcment Area (A) : 0,301 km²

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Pengaliran (C)} & : 0,5 \\ \text{Intensitas Hujan (I}_{10}) & : 14,137 \text{ mm/jam} \\ Q & = 0,278 \times C \times I_{10} \times A \\ & = 0,278 \times 0,5 \times 14,137 \times 0,301 \\ & = 1,051 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

- Perencanaan Tampang Sump I Zona Drainase 2

Data Teknis :

$$\begin{aligned} \text{Luas Catcment Area (A)} & : 0,941 \text{ km}^2 \\ \text{Koefisien Pengaliran (C)} & : 0,5 \\ \text{Tinggi Hujan R}_{10} & : 79,644 \text{ mm} \\ V & = C \times RD \times A \\ & = 0,5 \times (79,644 / 1000) \times (0,941 \times 1000000) \\ & = 52481,55 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tabel 4.99. Perhitungan Total Headloss Pompa Zona Drainase I Tahun 2015

Head static (m)	30	L pipa (m)	321,3
Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head
L/det	(m/100)	m	m
0,00	0,00	0,00	30,00
30,00	0,09	0,29	30,00
40,00	0,16	0,51	30,00
50,00	0,23	0,74	30,00
60,00	0,33	1,06	30,00
70,00	0,43	1,38	30,00
80,00	0,55	1,77	30,00
90,00	0,88	2,83	30,00
100,00	0,82	2,63	30,00
			Total Dinamic Head
			m
			30,00
			30,29
			30,51
			30,74
			31,06
			31,38
			31,77
			32,83
			32,63

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

- Head Loss / 100 didapat dari tabel Head Loss APMA
- Total friction = (L pipa/100) x Head loss
 $= (321,3/100) \times 0,82 = 2,63 \text{ m}$
- Total Head Loss = Static Head + Total friction
 $= 2,63 + 30 = 32,63 \text{ m}$

PETA TOPOGRAFI



PETA ZONE DRAIN



POT.MELINTANG PIT



POT.MEMANJANG DUMPING



Tabel 4.100. Infrastruktur Drainase Tahun 2016

Zona Drainase	Infrastruktur Drainase			
	Saluran	Drop Structure	Tampungan	Pompa Multiflo
Zona 1			V1 = 52481,55 m ³ b1 = 77,22 m h1 = 8,80 m	Mf 390 H optimum = 100 m Q = 120 l/d V operasi = 8640 m ³
			V2 = 20878,19 m ³ b2 = 63,05 m h2 = 5,25 m	Mf 160 H optimum = 35 m Q = 50 l/d V operasi = 3600 m ³
Zona 2			V1 = 10238,23 m ³ b1 = 45 m h1 = 5 m	Mf 390 H optimum = 100 m Q = 120 l/d V operasi = 8640 m ³
			V2 = 1649,31 m ³ b2 = 18,16 m h2 = 5 m	Mf 160 H optimum = 35 m Q = 50 l/d V operasi = 3600 m ³
Zona 3	Q = 0,29 m ³ /det m = 1 b = 1 m h = 0,54 m w = 0,2 m S = 0,057			
Zona 4	Q = 0,40 m ³ /det m = 1 b = 1 m h = 0,62 m w = 0,2 m S = 0,051			
Zona 5	Q = 0,881 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,76 m w = 0,25 m S = 0,029			
Zona 6	Q = 0,881 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,76 m w = 0,25 m S = 0,029			
Debit Total (m ³ /det)				3,007

Sumber : Perhitungan (Gambar rencana lihat halaman 144-147)

Contoh Perhitungan :

- Perencanaan Saluran Drainase Zona 3

Data Teknis :

Luas Catcment Area (A) : 0,12 km²

Koefisien Pengaliran (C) : 0,5

Intensitas Hujan (I₁₀) : 14,137 mm/jam

$$\begin{aligned} Q &= 0,278 \times C \times I_{10} \times A \\ &= 0,278 \times 0,5 \times 14,137 \times 0,12 \\ &= 0,289 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

- Perencanaan Tampung Sump II Zona 1

Data Teknis :

Luas Catcment Area (A) : 0,235 km²

Koefisien Pengaliran (C) : 0,5

Tinggi Hujan R₁₀ : 79,644 mm

$$\begin{aligned} V &= C \times RD \times A \\ &= 0,5 \times (79,644 / 1000) \times (0,235 \times 1000000) \\ &= 20878,19 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tabel 4.101. Perhitungan Total Headloss Pompa Zona Drainase I Tahun 2016

Head static (m)	30	L pipa (m)	340,8144
Debit	Head Loss	Total Friction	Static Head
L/det	(m/100)	m	m
0,00	0,00	0,00	30,00
30,00	0,09	0,31	30,00
40,00	0,16	0,55	30,00
50,00	0,23	0,78	30,00
			Total Dinamic Head
			m
			30,00
			30,31
			30,55
			30,78

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

- Head Loss / 100 didapat dari tabel Head Loss APMA
- Total friction = (L pipa/100) x Head loss
= (340,81/100) x 0,23 = 0,78 m
- Total Head Loss = Static Head + Total friction
= 0,78 + 30 = 30,78 m

PETA TOPOGRAFI



PETA ZONE DRAIN



POT.MELINTANG PIT



POT.MEMANJANG DUMPING



Tabel 4.102. Infrastruktur Drainase Tahun 2017

Zona Drainase	Infrastruktur Drainase			
	Saluran Buatan	Drop Structure	Tampungan	Pompa Multiflo
Zona 1			V1 = 52481,55 m ³ b1 = 77,22 m h1 = 8,80 m	Mf 390 H optimum = 100 m Q = 120 l/d V operasi = 8640 m ³
			V2 = 20878,19 m ³ b2 = 63,05 m h2 = 5,25 m	Mf 160 H optimum = 35 m Q = 50 l/d V operasi = 3600 m ³
Zona 2			V1 = 10238,23 m ³ b1 = 45 m h1 = 5 m	Mf 390 H optimum = 100 m Q = 120 l/d V operasi = 8640 m ³
			V2 = 1649,31 m ³ b2 = 18,16 m h2 = 5 m	Mf 160 H optimum = 35 m Q = 50 l/d V operasi = 3600 m ³
Zona 3	Q = 0,29 m ³ /det m = 1 b = 1 m h = 0,54 m w = 0,2 m S = 0,057			
Zona 4	Q = 0,881 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,76 m w = 0,25 m S = 0,029			
Zona 5	Q = 0,881 m ³ /det m = 1 b = 1,5 m h = 0,76 m w = 0,25 m S = 0,029			
Debit Total (m ³ /det)				3,530

Sumber : Perhitungan (Gambar rencana lihat halaman 150-153)

Contoh Perhitungan :

- Perencanaan Saluran Drainase Zona 3

Data Teknis :

Luas Catcment Area (A) : 0,12 km²

Koefisien Pengaliran (C) : 0,5

Intensitas Hujan (I₁₀) : 14,137 mm/jam

Q = 0,278 x C x I₁₀ x A

$$= 0,278 \times 0,5 \times 14,137 \times 0,12$$

$$= 0,289 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Perencanaan Tampungan Sump II Zona 1

Data Teknis :

Luas Catcment Area (A) : 0,235 km²

Koefisien Pengaliran (C) : 0,5

Tinggi Hujan R₁₀ : 79,644 mm

$$V = C \times RD \times A$$

$$= 0,5 \times (79,644 / 1000) \times (0,235 \times 1000000)$$

$$= 20878,19 \text{ m}^3$$

- Pada tahun 2017 tidak ada penambahan imfrastruktur *sump* jenjang, kegiatan lebih terpusat pada eksploitasi pit dan proses *dumping in pit* (penimbunan sebagian luas pit).



PETA TOPOGRAFI



PETA ZONE DRAIN



POT.MELINTANG PIT



POT.MEMANJANG DUMPING



Tabel 4.103. Debit Limpasan Dumping Area per Tahun Rencana

Tahun	Luas Dumping (km ²)	Q (m ³ /det)
2014	0,309	0,911
	0,540	1,592
2015	0,496	1,732
	1,002	2,871
2016	0,587	1,732
	1,460	2,871
2017	0,394	1,162
	0,587	1,732
	1,460	2,871

Sumber : Perhitungan

Catatan :

Perhitungan debit limpasan pada dumping menggunakan persamaan debit rasional, data intensitas hujan mengikuti perhitungan sebelumnya pada tabel 4.68.

Tabel 4.104. Dimensi Saluran *Dumping*

Saluran Dumping	
Q (m ³ /det)	3,183
z	1,000
b (m)	2,000
h (m)	1,000
h+w (m)	1,333
A (m ²)	3,000
P (m)	4,828
R (m)	0,621
n	0,025
S	0,042
V (m/det)	1,061

Sumber : Perhitungan

Contoh Perhitungan :

- Perencanaan saluran pada dumping area didasarkan pada debit limpasan terbesar pada tahun 2017 sebesar 2,871 m³/det, sedangkan dimensi

direncanakan untuk mendapatkan debit karakteristik saluran yang lebih besar dari 2,871 m³/det untuk menjaga keamanan saluran.

- $b = 2$ m (perencanaan)
- $h = 1$ m (perencanaan)
- $n = 0,025$ (Tanah berpasir)
- $z = 1$
- $S = 0,042$ (perencanaan)
- $A = (b + zh)h$
 $= (2 + (1 \times 1)) \times 1 = 3 \text{ m}^2$
- $P = b + 2h \times (1+z^2)^{0,5}$
 $= 2 + (2 \times 1) \times (1+1^2)^{0,5}$
 $= 4,828 \text{ m}$
- $R = A / P$
 $= 3 / 4,828 = 0,621 \text{ m}$
- $V = 1/n \times R^{2/3} \times S^{0,5}$
 $= 1/0,025 \times 0,621^{2/3} \times 0,042^{0,5} = 1,061 \text{ m/det} < 1,2 \text{ m/det}$ (V maks
(sandy/silt/clay))

Tabel 4.105. Dimensi Saluran Kolektor Menuju Angsoka

Saluran Kolektor	
Q	7,827
z	1,000
b	3,000
h	2,000
h+w	2,667
A	10,000
P	8,657
R	1,155
n	0,025
S	0,002
V	0,783

Sumber : Perhitungan

Saluran kolektor menuju Kolam Angsoka direncanakan dengan debit tahun perencanaan 2014 yang memiliki jumlah terbesar.

Contoh Perhitungan :

- Perencanaan saluran pada dumping area didasarkan pada debit limpasan terbesar pada tahun 2014 sebesar $7,757 \text{ m}^3/\text{det}$, sedangkan dimensi direncanakan untuk mendapatkan debit karakteristik saluran yang lebih besar dari $7,757 \text{ m}^3/\text{det}$ untuk menjaga keamanan saluran.
- $b = 3 \text{ m}$ (perencanaan)
- $h = 2 \text{ m}$ (perencanaan)
- $n = 0,025$ (Tanah berpasir)
- $z = 1$
- $S = 0,002$ (perencanaan)
- $A = (b + zh)h$
 $= (3 + (1 \times 2)) \times 2 = 10 \text{ m}^2$
- $P = b + 2h \times (1+z^2)^{0,5}$
 $= 3 + (2 \times 2) \times (1+1^2)^{0,5}$
 $= 8,657 \text{ m}$
- $R = A / P$
 $= 10 / 8,657 = 1,155 \text{ m}$
- $V = 1/n \times R^{2/3} \times S^{0,5}$
 $= 1/0,025 \times 1,155^{2/3} \times 0,002^{0,5} = 1,061 \text{ m/det} < 1,2 \text{ m/det}$ (V maks (sandy/silt/clay))

4.8. Kajian Tampung Kolam Angsoka Pada Masa Penambangan

Pada tahap ini akan dilakukan kajian pengaruh inflow yang masuk ke tampungan Kolam Angsoka pada masa penambangan. Besar debit telah diperhitungkan pada subbab 4.7. Alur perencanaannya seperti uraian dibawah ini,

- a) Debit inflow disesuaikan dengan perhitungan pada subbab 4.7
- b) Debit yang masuk akan dikonversi kedalam bentuk volume dengan mengalikan besaran debit dengan 1 jam (3600 detik).

- c) Volume pada elevasi +17 pelimpah cipolleti akan dikurangi dengan besar volume tiap tahun penambangan berdasarkan debit inflow yang masuk.
- d) Hasil pengurangan akan dikonversi kedalam elevasi yang harus dijaga berdasarkan kapasitas tampungan kolam angsoka.
- e) Upaya penjagaan dilakukan dengan pemompaan ke *catchment area* Jl. Raja Mas Km. 45.

Tabel 4.106. Perhitungan Elevasi Jaga Angsoka Selama Penambangan

Tahun	Q inflow (m ³ /det)	V inflow (m ³ /det)	V jaga (m ³ /det)	H Jaga Angsoka (m)
2014	7,757	27926,373	85067,477	16,16
2015	4,686	16871,164	96122,686	16,50
2016	3,007	10824,626	102169,224	16,68
2017	3,530	12708,139	100285,711	16,62

Sumber : Perhitungan

- V inflow = (7,757 x 3600)
= 27926,373 m³
- V Jaga = 112993,85 - 27926,373
= 85067,477 m³, lakukan interpolasi elevasi jaga berdasar volume jaga dengan kapsitas tampungan Kolam Angsoka didapat + 16,16 m.

Upaya penjagaan level tampungan dengan pemompaan ke dalam *catchment area* Jl. Raja Mas Km. 45 dilakukan dengan pompa Multiflo 420 E dengan debit keluaran 0,26 m³/det. Debit limpasan *catchment area* Raja Mas Km. 45 kala ulang 100 tahun sebesar 4,454 m³/det lihat Tabel 4.72. Kapasitas maksimum gorong-gorong Jl. Raja Mas Km. 45 sebesar 13,185 m³/det. Analisa pengaruh sebagai berikut,

- Q total = Q pompa + Q *catchment area* Raja Mas Km. 45
= 0,26 + 4,454
= 4,714 m³/det < 13,185 m³/det