

BAB IV

PROSEDUR DAN HASIL PENELITIAN

4.1 Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam penelitian adalah data sekunder yang meliputi peta topografi lokal tahun 2019, curah hujan harian dan hari hujan tahun 2013 – 2017, peta kemajuan tambang tahun ke 15, data lain sebagai penunjang penelitian.

4.1.1 Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan menggunakan data curah hujan lima tahunan yaitu tahun 2013 sampai 2017 (Lampiran A). Curah hujan paling tinggi terjadi pada bulan November yaitu sebesar 333,5 mm. Data diambil dari Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika untuk daerah Cigudeg Kabupaten Bogor.

4.1.2 Data Suhu Air, Kelembaban Udara, dan Kecepatan Angin

Data ini diperoleh dari laporan survey tinjau yang dilakukan oleh PT MSM, data suhu air rata – rata 28,5 °C, kelembaban udara adalah 81%, kecepatan angin rata- rata adalah 3 km/jam.

4.1.3 Peta Topografi Daerah Penelitian

Peta topografi digunakan untuk mengetahui kondisi permukaan bumi daerah penyelidikan. Peta topografi digunakan untuk menentukan arah aliran air (*water divide*), menentukan luasan daerah tangkapan hujan dan menentukan rute saluran pengalihan.

4.1.4 Peta Kemajuan Tambang PT Mitra Sejahtera Mandiri

Pada peta kemajuan tambang memuat rencana pembuatan dan penambahan pit pada daerah tambang milik PT Mitra Sejahtera Mandiri. Dengan menggunakan

peta ini dapat menentukan letak kolam penampungan yang paling optimal serta dapat menentukan rute dan panjang pipa pada instalasi pompa.

4.2 Debit Air Limpasan

Debit air limpasan merupakan volume air hujan persatuan waktu. Air limpasan merupakan air hujan yang tidak mengalami infiltrasi. Terdapat tiga faktor yang perlu diperhatikan dalam perhitungan debit air limpasan yaitu intensitas Catchment Area (A), Koefisien limpasan (C), dan Intensitas Curah hujan (C). Untuk memperoleh nilai debit air limpasan maka diperlukan perhitungan terlebih dahulu pada setiap aspek yang diperlukan. Dibawah ini merupakan uraian perhitungan untuk menghitung debit air limpasan pada lokasi penelitian.

4.2.1 Penentuan Luas *Catchment Area*

Daerah penelitian termasuk ke dalam daerah perbukitan dengan elevasi paling tinggi yaitu 295 mdpl dan lokasi paling rendah 95 mdpl. Peta topografi didapatkan dari hasil pemetaan eksplorasi oleh *team surveyor* PT Mitra Sejahtera Mandiri kemudian dibuat peta *Catchment Area* berdasarkan arah aliran air dan peta kemajuan tambang PT MSM. Pengamatan peta topografi dilakukan untuk menentukan arah aliran air (*water divide*) dengan membuat garis tegak lurus kontur yang mengarah menuju area yang lebih rendah dan memiliki kemungkinan untuk menampung air hujan yang akan mengalir ke lokasi penelitian.

Berdasarkan peta (Lampiran C) daerah *Catchment Area* dibagi menjadi empat luasan yaitu *Catchment Area* PIT dengan luasan 12,59 ha, *Catchment Area* A dengan luasan 6,3689 ha, *Catchment Area* B dengan luasan 2,4869 ha, dan *Catchment Area* C dengan luasan 4,8301 ha. *Catchment Area* A, B dan C dibagi menjadi beberapa segmen. *Catchment Area* A dibagi menjadi tiga segmen yaitu A.1 dengan luasan 0,6788 Ha, A.2 3,1405 Ha dan A.3 dengan luasan 2,5498 Ha. *Catchment Area* B

dibagi menjadi dua segmen yaitu B.1 dengan luasan 1,2554 Ha dan B.2 dengan luasan 1,2315 Ha. Dan *Catchment Area* C dibagi menjadi dua segmen yaitu C.1 dengan luasan 1,5617 Ha dan C.2 dengan luasan 3,2684 Ha. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada (Tabel 4.1) dibawah ini.

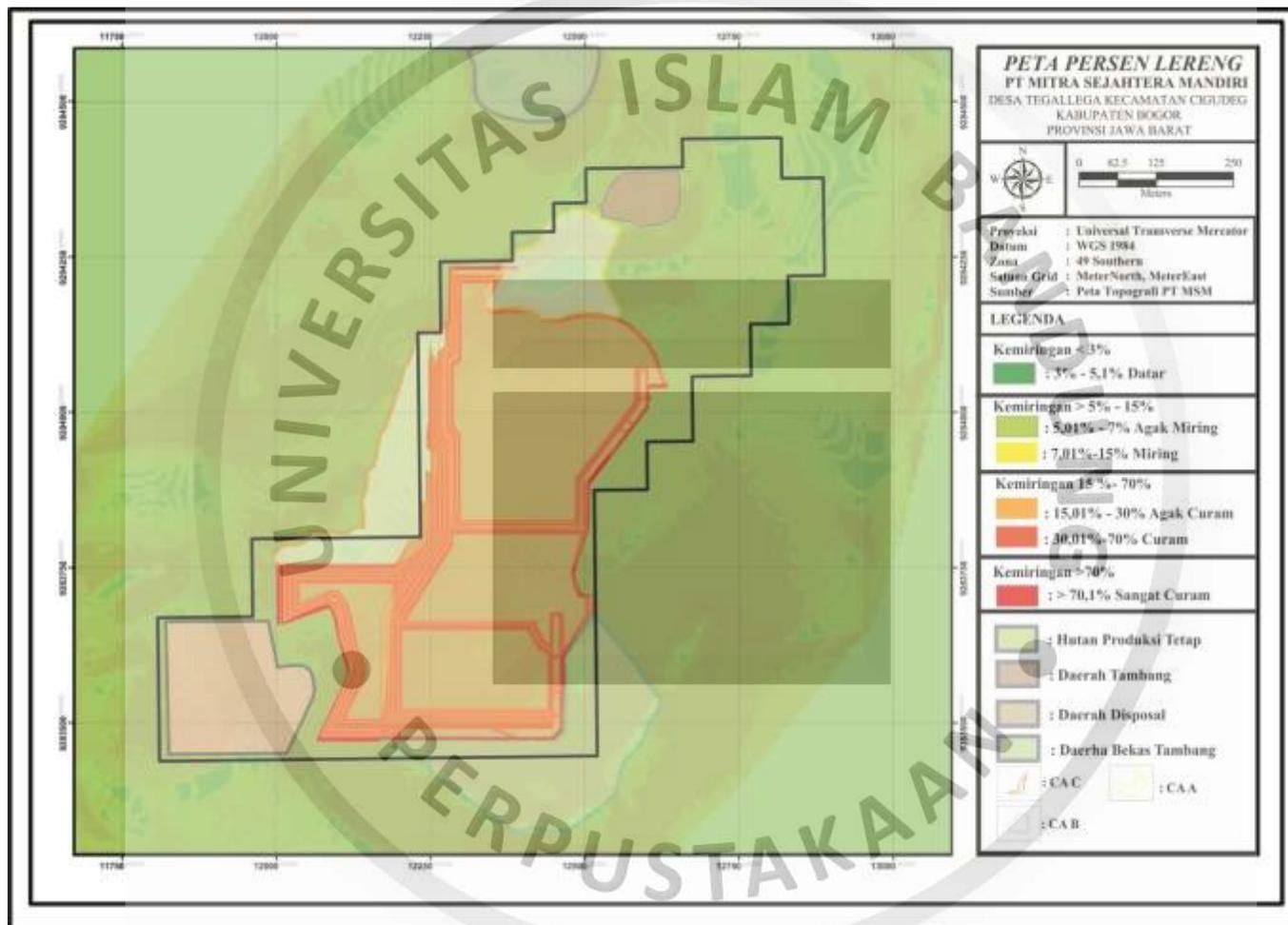
Tabel 4. 1
Luasan Catchment Area

Lokasi	Luasan (Ha)	Luasan (m ²)	Luasan (m ²)
CA PIT	12,59	125.900	125.900
Catchment Area Luar PIT A.1	0,6786	6.786	63.689
Catchment Area Luar PIT A.2	3,1405	31.405	
Catchment Area Luar PIT A.3	2,5498	25.498	
Catchment Area Luar PIT B.1	1,2554	12.554	24.869
Catchment Area Luar PIT B.2	1,2315	12.315	
Catchment Area Luar PIT C.1	1,5617	15.617	48.301
Catchment Area Luar PIT C.2	3,2684	32.684	

Sumber : Hasil Perhitungan Penelitian

4.2.2 Penentuan Nilai Koefisien Limpasan (C)

Setelah menentukan *Catchment Area* pada topografi terbaru PT Mitra Sejahtera Mandiri tahap selanjutnya adalah menentukan kondisi koefisien limpasan (C). Penentuan koefisien limpasan didasarkan pada pengkategorian jenis tutupan lahan dan kemiringan lahan (Sayoga, R, 1993^[15]) pada Tabel (3.1) , nilai koefisien limpasan itu sendiri merupakan nilai perbandingan besarnya air limpasan terhadap besarnya curah hujan. Berdasarkan hasil pengamatan langsung di lapangan dan peta tataguna lahan yang terdapat pada (Lampiran D). Kemudian peta tataguna lahan tersebut di *overlay* dengan peta persen lereng (Lampiran E), untuk mengetahui nilai koefisien limpasan pada masing – masing *Catchment Area*. Sehingga didapatkan nilai koefisien limpasan pada masing – masing *Catchment Area*. Dibawah ini (Gambar 4.1) merupakan hasil *overlay* peta tataguna lahan dan persen lereng.



Gambar 4. 1
 Peta Persen Lereng

Berdasarkan (Gambar 4.1) diatas diketahui bahwa kategori untuk *Catchment Area* PIT memiliki tutupan lahan daerah tambang dengan kemiringan lereng 3 sampai > 15%, *Catchment Area A* memiliki tutupan lahan hutan dengan kemiringan lereng 3 sampai > 15%, *Catchment Area B* memiliki tutupan lahan daerah tambang dengan kemiringan lereng 3 sampai > 15% dan *Catchment Area C* memiliki tutupan lahan hutan dengan kemiringan lereng 3 sampai > 15%. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada (Tabel 4.2) dibawah ini.

Tabel 4. 2
Kategori Tataguna Lahan

Catchment Area	Jenis Tutupan	Kemiringan lereng (%)
CA PIT	Lahan Terbuka, Daerah Tambang	(3) - (> 15)
CA A	Hutan, Perkebunan	(3) - (> 15)
CA B	Lahan terbuka, Daerah Tambang	(3) - (> 15)
CA C	Hutan, Perkebunan	(3) - (> 15)

Pembagian koefisien untuk setiap *Catchment Area* berdasarkan tutupan lahan dan persen lereng lebih jelasnya dapat dilihat pada (Lampiran F). Tabel dibawah ini memuat hanya memuat hasil perhitungan rata – rata koefisien limpasan setiap *Catchment Area*.

Tabel 4. 3
Nilai Koefisien Limpasan

Catchment Area	Jenis Tutupan	Rata - Rata Nilai Koefisien Limpasan
CA PIT	Lahan Terbuka, Daerah Tambang	0,863
CA A	Hutan, Perkebunan	0,595
CA B	Lahan terbuka, Daerah Tambang	0,804
CA C	Hutan, Perkebunan	0,547

4.2.3 Curah Hujan Rencana

Data curah hujan yang digunakan dalam penelitian diambil dari Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika untuk kecamatan Cigudeg. Data curah hujan disajikan dalam bentuk tabel untuk mempermudah pengkelompokan data

pengolahan (Lampiran A). Data diambil selama 5 tahunan, yang dianggap cukup representatif sebagai acuan dalam penentuan perkiraan debit air hujan yang masuk sehingga dalam kajian *dewatering* tersebut dapat dilakukan simulasi pemompaan.

Curah hujan rencana merupakan salah satu faktor penting dalam penentuan debit air limpasan yang masuk ke dalam tambang, curah hujan rencana dihitung untuk mendapatkan curah hujan maksimum dalam 24 jam yang digunakan pada perhitungan intensitas curah hujan.

1. Penentuan Sebaran Data

Sebelum menghitung curah hujan rencana, diperlukan penentuan jenis distribusi yang akan digunakan. Ada beberapa jenis distribusi statistik yang sering digunakan untuk menentukan besarnya curah hujan rencana, yaitu: distribusi Normal, Gumbel, Log-Pearson Tipe III, dan Log-Normal. Data curah hujan tersebut harus diuji untuk menentukan distribusi yang akan digunakan dalam perhitungan. Pengujian dilakukan dengan pengukuran dispersi. Berikut merupakan perhitungannya :

a. Penentuan Nilai Rata – Rata Curah Hujan (mm/hari).

Untuk menentukan nilai dispersi diperlukan nilai curah hujan harian (mm/hari) periode 2013-2017, berikut merupakan contoh perhitungan curah hujan harian pada bulan Januari 2013 :

$$\text{Curah hujan Harian} = \frac{\text{Curah Hujan Bulanan}}{\text{Hari Hujan}}$$

$$\text{Curah Hujan Januari 2013} = \frac{373 \text{ mm}}{20 \text{ hari}} = 18,7 \text{ mm/hari}$$

Perhitungan hasil rata-rata curah hujan harian 2013 – 2017 ditampilkan pada secara menyeluruh ditampilkan dalam Tabel 4.4 dibawah ini :

Tabel 4. 4
Data rata-rata curah hujan bulanan Tahun 2013-2017

Curah Hujan (mm/hari)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	max
2013	18,7	9,1	10,6	10,0	10,9	2,9	20,0	7,2	20,8	13,7	9,7	12,4	20,8
2014	13,5	5,6	6,3	6,5	8,4	1,9	8,4	19,1	9,7	14,9	6,7	15,9	19,1
2015	8,1	19,2	15,6	9,8	6,7	3,1	0,1	3,9	13,2	15,9	37,2	21,5	37,2
2016	6,6	15,0	28,1	18,2	13,7	15,0	30,3	8,8	12,0	13,1	9,9	4,4	30,3
2017	11,3	16,7	11,2	13,9	15,1	12,7	8,2	1,8	35,9	19,3	18,7	33,1	35,9
rata-rata	11,6	13,1	14,3	11,7	11,0	7,1	13,4	8,2	18,3	15,4	16,4	17,5	
max	18,7	19,2	28,1	18,2	15,1	15,0	30,3	19,1	35,9	19,3	37,2	33,1	

b. Penentuan Dispersi

Penentuan dispersi digunakan untuk menentukan distribusi data menggunakan perhitungan statistika dan logaritma. Kegunaan dari pengukuran dispersi (penyebaran) adalah untuk mengetahui seberapa jauh penyimpangan nilai-nilai data dari nilai pusatnya (rata-ratanya). Sehingga dengan pengukuran ini dapat diketahui metode perhitungannya. Rumus yang digunakan dalam penentuan dispersi dapat dilihat pada persamaan (3.2) sampai (3.5). Contoh perhitungan nilai dispersi dengan perhitungan statistik sebagai berikut :

$$S_x = \sqrt{\frac{3.737,34}{59-1}} = 7,95$$

$$C_v = \frac{7,95}{1316} = 0,004$$

$$C_s = \frac{(59 \cdot 32.824,98)}{(59-1) \cdot (59-2) \cdot (7,95)^3} = 1,14$$

$$C_k = \frac{(59)^2 \cdot 1.024.527,90}{(59-1) \cdot (59-2) \cdot (59-3) \cdot (7,95)^4} = 4,71$$

Berikut merupakan perhitungan dispersi berdasarkan perhitungan statistika dan logaritma, untuk lebih jelasnya perhitungan dispersi statistika dan logaritma dapat dilihat pada Lampiran B . (Tabel 4.5) dibawah ini merupakan hasil dari perhitungan dispersi secara statistika dan logaritma.

Tabel 4. 5
Hasil Penentuan Dispersi

No	Dispersi	Hasil Dispersi	
		Parameter Statistik	Parameter Logaritma
1	Sx	7,95	0,39
2	Cv	0,604	0,39
3	Cs	1,14	-2,9
4	Ck	4,71	16,79

c. Penentuan Jenis Sebaran Data Berdasarkan Persyaratan Dispersi

Dari hasil pengukuran dispersi kemudian dilakukan penentuan jenis sebaran data yang akan digunakan dengan membandingkan nilai dispersi dengan persyaratan metode sebaran data, dan memilih jenis distribusi yang paling mendekati dengan nilai data dispersi yang telah diperhitungkan. Untuk lebih mudah perbandingan untuk menentukan jenis sebaran dapat dilihat pada (Tabel 4. 6).

Tabel 4. 6
Syarat Dispersi pada Setiap Distribusi

No	Metode	Syarat	Hasil	Keterangan
1	Normal	$Cs \approx 0$	$Cs = 1,14$	Kurang Memenuhi
		$Ck \sim 3$	$Ck = 4,71$	
2	Log Normal	$Cv \sim 0,06$	$Cv = 0,604$	Kurang Memenuhi
		$Cs \sim 3Cv + Cv^2 = 0,636$	$Cs = 1,14$	
3	E.J. Gumbel	$Cs \leq 1,14$	$Cs = 1,14$	Memenuhi
		$Ck \leq 5,40$	$Ck = 4,71$	
4	Log Pearson III	$Cs \neq 0$	$Cs = 1,14$	Kurang Memenuhi
		$Cv \sim 0,3$	$Cv = 0,604$	

Dari hasil perbandingan di atas maka distribusi yang paling mendekati dengan persyaratan adalah distribusi (*E.J. Gumbel*^[7]). Maka untuk perhitungan analisis curah hujan rencana harian menggunakan rumus (*E.J.Gumbel*^[7]).

2. Perhitungan Curah Hujan Rencana Harian

Berdasarkan pendekatan yang digunakan yaitu Formulasi *Extreme Value Gumbel* (*E.J. Gumbel*^[7]) dapat diperoleh nilai rata – rata curah hujan maksimal perbulan untuk masing – masing tahun pada periode 2013 – 2017. Berikut merupakan tahap – tahap untuk mendapatkan nilai curah hujan rencana harian.

a. Perhitungan Standar Deviasi

Perhitungan standar deviasi (S) pada data curah hujan menggunakan persamaan (3.2) . Perhitungan menggunakan data curah hujan harian. Nilai dari curah hujan maksimum didapatkan dari nilai curah hujan terbesar setiap bulannya. Kemudian diurutkan sesuai besaran datanya. Dari yang mempunyai nilai terendah hingga tertinggi. Standar deviasi (S) dapat dihitung seperti pada di bawah ini:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (82,09 \text{ mm/hari})^2}{(5 - 1)}} = 12,44 \text{ mm/hari}$$

b. Perhitungan Koreksi Rata - Rata

Untuk memperoleh nilai koreksi rata-rata (Yn) diperlukan data berupa jumlah data (n) dan nomor urut data (m). Data curah hujan diurutkan dari nilai maksimal per tahunnya hingga nilai terendah. Koreksi rata – rata (Yn) diperoleh dari persamaan (3.11). Berikut adalah contoh perhitungan untuk menghitung koreksi rata-rata pada bulan November tahun 2015 :

$$Y_n = -\ln[-\ln\left[\frac{5+1-1}{5+1}\right]] = 1,70$$

Berdasarkan hasil perhitungan Yn pada (tabel 4.6) kemudian didapatkan hasil nilai rata - rata (YN). Berikut hasil perhitungan koreksi rata – rata berdasarkan lampiran C :

$$Y_N = \frac{2,294}{5} = 0,459$$

c. Perhitungan Koreksi Simpangan

Untuk menghitung koreksi simpangan (Sn) dapat menggunakan persamaan

3.13. Berikut adalah contoh perhitungan dari koreksi simpangan adalah:

$$S_n = \frac{3.142}{(5 - 1)} = 0,66$$

d. Nilai Koreksi Varian

Nilai koreksi varian (Y_t) didapatkan dari persamaan (3.12). Nilai koreksi Varian (Y_t) dipengaruhi oleh periode ulang hujan, berikut merupakan contoh perhitungan koreksi ulang hujan 10 tahunan :

$$Y_t = -\text{Ln} [-\text{Ln} \left[\frac{10-1}{10} \right]] = 2,2504$$

Sehingga untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada (Lampiran E) pada tabel (E.1) Hasil dari Perhitungan Standar Deviasi (s), Koreksi Rata-rata (Y_N), Koreksi Simpangan (S_n).

3. Penentuan Periode Ulang Hujan

Periode ulang hujan rencana adalah pengulangan nilai hujan pada tahun tertentu dengan intensitas yang relatif hampir sama. Periode ulang yang digunakan untuk saluran dan kolam penampungan adalah 10 – 25 (Tabel 3.3). Umur tambang yang ditetapkan PT Mitra Sejahtera Mandiri adalah 5 tahun dengan resiko hidrologi 40% maka periode ulang curah hujan yang digunakan adalah 10 tahun. Berikut merupakan contoh perhitungan resiko hujan berdasarkan persamaan 3.18 :

$$\begin{aligned} P_t &= 1 - (1 - (1/10)^5) \\ &= 0,404951 = 40,4951\% \end{aligned}$$

Tabel 4. 7
Risiko Hidrologi Pada Periode Ulang Hujan Yang Berbeda

PU	Resiko Hidrologi (%)
10	40,951
15	29,17544033
25	18,46273024

4. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana ini diperoleh dari persamaan (3.17). Berikut merupakan contoh perhitungan untuk menghitung curah hujan rencana pada periode ulang hujan 10 tahun pada bulan Januari:

$$\text{CHR} = 16,42 \text{ mm/hari} + (12,44 \left(\frac{2,2504 - 0,459}{0,66} \right)) = 50,35 \text{ mm/hari}$$

Tabel 4. 8
Perhitungan Nilai Curah Hujan Rencana (CHR) pada Bulan November

Periode Ulang Hujan (Tahun)	Yt	CHR
2	0,3665	14,67
3	0,9027	24,83
4	1,2459	31,33
5	1,4999	36,14
10	2,2504	50,35
25	3,1985	68,31

4.2.4 Perhitungan Intensitas Curah Hujan Menggunakan Rumus Mononobe

Untuk perhitungan intensitas curah hujan penelitian menggunakan rumus mononobe. Rumus mononobe digunakan untuk menghitung intensitas curah hujan harian persatuan jam. Seperti yang telah dibahas sebelumnya periode curah hujan yang digunakan dalam penelitian menggunakan curah hujan 10 tahunan, yang ditentukan berdasarkan penimbangan umur dan kemajuan tambang dengan durasi waktu hujan (T) daerah tersebut. Lama waktu hujan pada daerah penelitian yaitu antara 1 jam hingga 6,5 jam. Durasi waktu hujan yang dipilih adalah 1 jam sehingga dengan menggunakan jam hujan tersebut dapat menghasilkan intensitas curah hujan yang besar yang dianggap sebagai keadaan terburuk saat hujan turun.

Penentuan intensitas curah hujan di PT Mitra Sejahtera Mandiri dapat dilihat pada (Tabel 4.9). Intensitas curah hujan ini berdasarkan data dari curah hujan rencana pada periode ulang hujan tahun tertentu, serta lamanya curah hujan yang terjadi. Pada perhitungan curah hujan rencana ini, rumus dapat dilihat pada (Persamaan 3.23). Adapun berikut contoh perhitungan yang digunakan dalam perhitungan intensitas curah hujan dengan periode ulang selama 10 tahun pada bulan November sebagai berikut :

$$I = \frac{50,53 \text{ mm/hari}}{24} \times \left(\frac{24}{1 \text{ jam}} \right)^{2/3}$$

$$I = 17,46 \frac{\text{mm}}{\text{jam}}$$

Tabel 4. 9
Intensitas Curah Hujan pada Bulan November

Durasi Menit	Intensitas Hujan (mm/jam)				
	t = 2 Thn	t = 3 Thn	t = 4 Thn	t = 10 Thn	t = 20 thn
60	5,09	8,61	10,86	17,46	23,68
120	3,20	5,42	6,84	11,00	14,92
240	2,02	3,42	4,31	6,93	9,40
360	1,54	2,61	3,29	5,29	7,17
480	1,27	2,15	2,72	4,36	5,92
600	1,10	1,85	2,34	3,76	5,10
720	0,97	1,64	2,07	3,33	4,52

4.2.5 Debit Air Limpasan

Setelah menghitung nilai intensitas curah hujan menentukan luas *Catchment Area* dan menentukan nilai koefisien limpasan dari lokasi penelitian yaitu PT Mitra Sejahtera Mandiri, maka debit air limpasan dapat di hitung. Debit air limpasan dihitung menggunakan rumus rasional. Metode tersebut cocok digunakan untuk daerah yang memiliki permukaan relatif homogen dan termasuk ke dalam daerah tambang terbuka. Perhitungan debit air limpasan. Hasil perhitungan untuk debit air limpasan untuk periode intensitas curah hujan 10 tahunan untuk curah hujan maksimum dapat dilihat pada (Tabel 4.10). Untuk perhitungan debit air limpasan contohnya dapat dilihat dibawah ini :

$$\begin{aligned}
 Q &= C \cdot I \cdot A \\
 &= 0,863 \times 0,01746 \text{ m/jam} \times 125.900 \text{ m}^2 \\
 &= 1.896,6798 \text{ m}^3/\text{jam}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 10
Perhitungan Debit Air Limpasan pada Pit

Lokasi	Koefisien Limpasan	Luasan (m ²)	Intensitas Hujan (m/jam)	Debit air Limpasan (m ³ /jam)
CA PIT	0,863	125.900	0,01746	1.896,6798
Catchment Area A	0,595	63.689		661,689
Catchment Area B	0,804	24.869		348,957
Catchment Area C	0,547	48.301		461,718
Total				3.369,043

4.3 Pencegahan Air Limpasan

Pencegahan Air Limpasan mencakup pembuatan saluran pengalihan. Untuk mencegah air masuk ke dalam tambang dilakukan perencanaan menggunakan saluran pengalihan.

4.3.1 Rancangan Saluran Pengalihan

Rancangan saluran terbuka bertujuan untuk mengalirkan air hujan yang masuk ke area penambangan agar tidak terjadi genangan air. Saluran pengalihan dibuat memotong arah aliran yang diarahkan menuju suatu kolam penampung atau langsung ke sungai alam yang sudah ada atau diarahkan ke selokan jalan tambang utama. Jumlah saluran disesuaikan dengan kebutuhan, sehingga mungkin bisa lebih dari satu. Dimensi saluran pengalihan diukur berdasarkan debit maksimum pada saat musim penghujan deras dengan memperhitungkan kemiringan lereng.

4.3.2 Lokasi Saluran Pengalihan

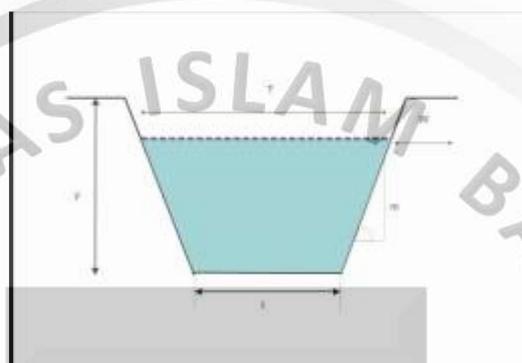
Saluran pengalihan dibuat berdasarkan topografi yang ada pada area *Pit*, yang umumnya bentuk saluran mengikuti muka jalan sehingga saluran yang akan terbentuk tidak berbelok-belok karena tidak adanya kaki lereng atau bukit. Pembuatan saluran ini difungsikan untuk memotong arah aliran air dan mencegah air limpasan tidak masuk langsung ke dalam *Pit* dan air yang masuk ke dalam saluran pengalihan dapat di alirkan menuju suatu tempat yang lebih rendah.

Berdasarkan peta rancangan saluran (Lampiran H) pembuatan saluran pengalihan ini dibuat dengan rencana untuk *Catchment Area A* saluran dibuat tiga segmen yaitu segmen A.1-A.2, segmen A.2 – A.3 dan segmen A.3 - A.4 sedangkan untuk *Catchment Area C* dibuat dua segmen yaitu C.1-C.2 dan segmen C.2 – C.3.

4.3.3 Bentuk Saluran Pengalihan

Pembuatan saluran pengalihan menggunakan bentuk penampang saluran pengalihan yang berbentuk trapesium (Gambar 4.5), penggunaan bentuk ini dikarena

pembuatan dari saluran menggunakan bentuk trapesium mudah dalam pembuatannya, biaya yang dikeluarkan untuk pembuatan murah, perawatan yang dilakukan mudah, stabilitas kemiringan dindingnya dapat disesuaikan menurut keadaan daerah, dan bentuk saluran trapesium ini juga dapat menampung debit yang berjumlah besar.



Gambar 4. 2
Penampang Saluran Peralihan

4.3.4 Perhitungan Dimensi Rencana Saluran Pengalihan

Dimensi saluran pengalihan diukur berdasarkan volume maksimum pada saat musim penghujan deras dengan memperhitungkan kemiringan lereng. Untuk menghitung dimensi saluran diperlukan parameter – parameter perhitungan diantaranya waktu konsentrasi.

a. Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir dari titik tertinggi menuju titik terendah. Sebelum menentukan waktu konsentrasi terlebih dahulu perlu diperhatikan letak saluran peralihan dan letak kolam penampungan yang dapat dilihat pada peta rencana saluran pada (Lampiran H). Berdasarkan peta rencana saluran diketahui bahwa daerah *Catchment Area A* dan *Catchment Area C* waktu konsentrasi dipengaruhi oleh adanya saluran sehingga untuk menghitung waktu konsentrasi dibagi menjadi beberapa segmen konsentrasi air. Sebelum menghitung waktu konsentrasi (t_c) terlebih dahulu perhatikan (Tabel 4.11) :

Tabel 4. 11
Penentuan Waktu Konsentrasi

Lokasi	Waktu Konsentrasi (t_0) (Jam)	Waktu Konsentrasi (t_f) (Jam)	Waktu Konsentrasi (t_c) (jam)	Waktu Konsentrasi (t_{cMax}) (Jam)
CA PIT	t_{0PIT}	-	t_{0PIT}	$t_{0PIT} = t_{0max}$
CA A.1	$t_{0CA.A1}$	t_{1-2}	$t_{0CA.A1} + t_{f1-2}$	$t_{cMaxCA.A1}$
CA A.2	$t_{cMaxCA.A1}$	t_{2-3}	$t_{cMaxCA.A1} + t_{f2-3}$	$t_{cMaxCA.A2}$
CA A.3	$t_{cMaxCA.A2}$	t_{3-4}	$t_{cMaxCA.A2} + t_{f3-4}$	$t_{cMaxCA.A3}$
CA B.1	$t_{0CA.B1}$	-	$t_{0CA.B1}$	$t_{cMaxCA.B}$
CA B.2	$t_{0CA.B2}$	-	$t_{0CA.B2}$	
CA C.1	$t_{0CA.C1}$	t_{1-2}	$t_{0CA.C1} + t_{f1-2}$	$t_{cMaxCA.C1}$
CA C.2	$t_{cMaxCA.C1}$	t_{2-3}	$t_{cMaxCA.C1} + t_{f1-8}$	$t_{cMaxCA.C2}$

Berdasarkan tabel diatas waktu konsentrasi *Catchment Area* dilambangkan t_0 merupakan waktu konsentrasi dari titik terjauh pada *Catchment Area* hingga saluran. Sedangkan waktu konsentrasi saluran yang dilambangkan t_f merupakan waktu dari titik *inlet* saluran hingga *outlet* saluran. Waktu konsentrasi dihitung berdasarkan jarak terpanjang aliran air untuk mencapai suatu titik kumpul. Sehingga berdasarkan peta rancangan saluran (Lampiran H) diketahui bahwa pada *Catchment Area* A akan dibagi menjadi tiga segmen saluran di mana pada segmen A.1-A.2 hanya dilalui oleh *Catchment Area* A.1 sehingga t_c merupakan $t_{cMaxA.1}$, segmen A.2-A.3 dilalui oleh *Catchment Area* A.1 dan A.2 sehingga t_c merupakan $t_{cMaxA.1}$ ditambah dengan t_{f2-3} , segmen A.3-A.4 dilalui oleh *Catchment Area* A.1, A.2 dan A.3 sehingga t_c merupakan $t_{cMaxA.2}$ ditambah dengan t_{f3-4} , begitu pula pada *Catchment Area* C sedangkan untuk *Catchment Area pit* dan *Catchment Area B* tidak mengalir masuk ke saluran. Berikut merupakan contoh perhitungan untuk waktu konsentrasi *Catchment Area pit* :

$$TC = 0,01947 \times 0,88^{0,77} \times \left(\frac{164,806}{0,88} \right)^{0,385} = 1,497 \text{ jam atau } 89,84 \text{ menit}$$

Berikut merupakan perhitungan waktu konsentrasi pada setiap *Catchment Area* yang dapat dilihat pada (Tabel 4.11) dibawah ini :

Tabel 4. 12
Waktu Konsentrasi

Lokasi	Panjang Aliran Max (L) (km)	Beda Elevasi (S) (m)	Waktu Konsentrasi (jam)	Waktu Konsentrasi Catchment Saluran (Jam)
CA PIT	0,88	164,806	1,497	1,497
CA A.1	0,148	372,629	0,770	1,341
Saluran Segmen A1- A2	0,186	215,054	0,570	
Saluran Segmen A.2- A.3	0,131	229,008	0,46	1,801
Saluran Segmen A3- A4	0,258	232,558	0,786	2,586
CA B.1	0,061	655,738	0,638	0,638
CA B.2	0,068	367,647	0,419	
CA C.1	0,219	136,986	0,437	0,775
Saluran Segmen C.1 -C.2	0,084	238,095	0,338	
Saluran Segmen C.2 -C.3	0,672	208,333	1,492	2,267

b. Intensitas Curah Hujan

Berdasarkan perhitungan waktu konsentrasi dapat dihitung intensitas curah hujan setelah adanya saluran berdasarkan data curah hujan rencana pada periode ulang hujan 10 tahun menggunakan persamaan (3.23). Berikut merupakan contoh perhitungan intensitas curah hujan untuk luasan *Catchment Area pit* untuk curah hujan maksimum pada bulan November :

$$I = \frac{50,35 \text{ mm/hari}}{24} \times \left(\frac{24}{1,497 \text{ jam}} \right)^{\frac{2}{3}} = 13,337 \frac{\text{mm}}{\text{jam}}$$

Dibawah ini merupakan hasil perhitungan intensitas curah hujan setelah adanya saluran di PT Mitra Sejahtera Mandiri.

Tabel 4. 13
Pendekatan Nilai Intensitas Hujan Setelah Adanya Saluran

Lokasi	Curah Hujan Rencana (mm/hari)	Waktu Konsentrasi (Tc) (Jam)	Intensitas Curah Hujan (Tc) (mm/jam)
CA PIT	20,17	1,497	5,344
Saluran Segmen A1- A2		1,341	5,753
Saluran Segmen A.2- A.3		1,801	4,726
Saluran Segmen A3- A4		2,586	3,712
CA B		0,638	9,440
Saluran Segmen C.1 -C.2		0,775	8,290
Saluran Segmen C.2 -C.3		2,267	4,053

Sehingga didapat nilai intensitas curah hujan untuk daerah CA PIT setelah adanya saluran sebesar 5,344 mm/jam dan untuk daerah saluran segmen A.1-A.2 sebesar 5,753 mm/jam , segmen A.2-A.3 sebesar 4,726 mm/jam, segmen A.3-A.4 sebesar 3,712 mm/jam, CA B sebesar 9,440 mm/jam. Saluran Segmen C.1 - C.2 sebesar 8,290 mm/jam dan, Saluran Segmen C.2 -C.3 sebesar 4,053 mm/jam.

c. Debit Rencana Saluran

Dari nilai intensitas curah hujan maka dapat dihitung debit rencana menggunakan rumus rasional. Berikut adalah hasil perhitungan debit rencana pada setiap segmen dari rencana saluran terbuka pada (Tabel 4.14). Adapun contoh perhitungan debit rencana pada saluran I adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q &= C \times I \times A \\
 &= 0,863 \times 0,013 \text{ m/jam} \times 125.900 \text{ m}^2 \\
 &= 1.448,77 \text{ m}^3/\text{jam}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 14
Debit Rencana Saluran Pengalihan

Lokasi	Curah Hujan Rencana (mm/hari)	Koefisien Limpasan	Luasan (m ²)	Intensitas Curah Hujan (Tc) (m/jam)	Debit air Limpasan (m ³ /jam)
CA PIT	50,35	0,863	125.900	0,013	1.448,77
Saluran Segmen A1- A2			6.786	0,014	57,97
Saluran Segmen A.2- A.3		0,595	31.405	0,012	220,39
Saluran Segmen A3- A4			25.498	0,009	140,57
CA B		0,804	24.869	0,024	470,88
Saluran Segmen C.1 -C.2			15.617	0,021	176,91
Saluran Segmen C.2 -C.3		0,547	32.684	0,010	181,01
Total			2,809	262.759	0,103

Untuk merancang saluran terbuka (Gambar 4.2) dibutuhkan perhitungan kemiringan saluran yang memiliki fungsi untuk mengalirkan air selain dari adanya perbedaan beda ketinggian saluran pengalihan. Hal ini dimaksudkan agar saluran yang dibuat memiliki kemiringan yang sesuai sehingga tidak akan menyebabkan terjadinya sedimentasi ataupun kecepatan aliran air yang berlebihan pada saluran pengalihan sehingga akan menyebabkan rentan akan erosi nantinya. Berikut

merupakan contoh perhitungan kemiringan saluran pada segmen A.1 – A.2 sebagai berikut :

$$S = \frac{(\text{Elevasi tertinggi-Elevasi terendah})}{\text{Jarak Datar}} \times 100\%$$

$$= \frac{300 \text{ m} - 260 \text{ m}}{186 \text{ m}} \times 100 = 21,505 \%$$

Tabel 4. 15
Data Kemiringan Saluran yang Direncanakan

Lokasi Saluran/Paritan	Jarak Datar	Elevasi		Kemiringan Saluran (S)(%)
		From	To	
Segmen A.1-A.2	186	300	260	21,505
Segmen A.2-A.3	131	260	230	22,901
Segmen A.3-A.4	258	230	170	23,256
Segmen C.1-C.2	84	290	270	23,810
Segmen C.2-C.3	672	270	130	20,833

Untuk menentukan dimensi saluran digunakan parameter yang sudah ditentukan oleh (Chow,1964^[4]) dalam bukunya *handbook of applied hydrology* mengenai kemiringan dinding saluran pada (Tabel 3.13), lokasi penelitian tersusun oleh bahan tanah berpasir lepas sehingga kemiringan yang sesuai untuk dinding saluran dapat dibuat 2 : 1.

Tabel 4. 16
Kemiringan Dinding Saluran yang Sesuai untuk Berbagai Jenis Bahan

Bahan	Kemiringan dinding saluran
Batu/cadas	Hampir tegak lurus
Tanah begambut (peak)	$\frac{1}{4} : 1$
Tanah berlapis beton	$\frac{1}{2} : 1$
Tanah bagi saluran yang lebar	1:1
Tanah bagi parit kecil	1,5 : 1
Tanah berpasir lepas	2:1
Lempung berpori	3:1

Sumber : Chow (1959), *Handbook Of Applied Hydrology*

Setelah itu hitung nilai kekasaran Manning (n) pada saluran pengalihan. Berikut adalah parameter kekasaran Manning menurut (Manning & Delp^[10]) yang tercantum pada (Tabel 4.16). Adapun untuk mencari nilai n dengan menjumlahkan semua parameter yang ada seperti berikut :

$$n = 0,025 + 0,020 + 0,00 + 0,00 + 0,010 + 0,010 = 0,065$$

Tabel 4. 17
Parameter Kekasaran Manning

Keadaan Saluran		Harga	
Material dasar	Tanah	n0	0,020
	Batu		0,025
	Gravel halus		0,024
	Gravel kasar		0,028
Tingkat ketidak seragaman saluran	Halus	n1	0,000
	Agak halus		0,005
	Sedang		0,010
	Kasar		0,020
Variasi penampang melintang saluran	Lambat laun	n2	0,000
	(kadang-kadang)		0,005
	Sering berubah		0,010 - 0,015
Pengaruh adanya bangunan, penyempitan, dll pada penampang melintang	Diabaikan	n3	0,000
	Agak berpengaruh		0,010 - 0,030
	Cukup berpengaruh		0,020 - 0,015
	Terlalu berpengaruh		0,040 - 0,060
Tanaman	Rendah	n4	0,000 - 0,010
	Menengah / sedang		0,010 - 0,025
	Tinggi		0,025 - 0,050
	Sangat tinggi		0,050 - 0,100
Tingkat dari pada liku-liku saluran (<i>meander</i>)	Rendah	n5	0,000
	Menengah		1,150
	Tinggi		1,300

Sumber : Manning & Delp, 1991

Adapun nilai jari-jari hidrolis (R) pada setiap saluran dianggap sama yaitu 0,5 y. Sehingga berdasarkan hasil perhitungan kemiringan saluran sebelumnya dapat dihitung kecepatan optimum (V), ke dalaman basah saluran pengalihan (Y), dan nilai ke dalaman aliran (y). Berikut merupakan perhitungan kecepatan aliran untuk segmen A1. A2 menggunakan persamaan (3.35) :

$$\begin{aligned}
 V &= (1/n) \times (R^{2/3}) \times S^{1/2} \\
 &= 15,385 \times (0,5y)^{2/3} \times (0,21505)^{1/2} \\
 &= 15,385 \times (0,5y)^{2/3} \times (0,4637) \\
 &= 3,5672 y^{2/3}
 \end{aligned}$$

Kemudian hitung nilai ke dalaman basah (Y). Adapun contoh perhitungan nilai ke dalaman basah (Y) segmen A.1 – A.2 persamaan (3.36) adalah :

$$\begin{aligned}
 Y &= 1 / v \\
 &= 1 / 3,5672 y^{2/3} \\
 &= 0,2803 y^{2/3}
 \end{aligned}$$

Setelah itu lanjutkan dengan melakukan perhitungan nilai ke dalam aliran (y) pada saluran pengalihan. Adapun contoh perhitungan nilai ke dalam aliran (y) segmen A.1 – A.2 adalah :

$$\begin{aligned}
 y &= (Y \cdot v)^{3/2} \\
 &= (0,2803 \times v)^{3/2}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan hasil perhitungan kecepatan aliran dan ke dalam penampang basah untuk masing- masing saluran, yang tertera pada (Tabel 4.17) dibawah ini :

Tabel 4. 18
Hasil Perhitungan Ke dalam Basah

Lokasi Saluran Pengalihan	Kekasaran Saluran	1/n	Jari-jari Hidrolis (R)	S ^{2/3}	Kecepatan Aliran (V)	Ke dalam Penampang Basah (Y)
Segmen A.1-A.2	0,065	15,385	0,5 y	0,4637	3,5672 y ^{2/3}	0,2803 y ^{2/3}
Segmen A.2-A.3				0,4785	3,6811 y ^{2/3}	0,2717 y ^{2/3}
Segmen A.3-A.4				0,4822	3,7096 y ^{2/3}	0,2696 y ^{2/3}
Segmen C.1-C.2				0,48795	3,7535 y ^{2/3}	0,2664 y ^{2/3}
Segmen C.2-C.3				0,4564	3,5110 y ^{2/3}	0,2848 y ^{2/3}

Setelah didapatkan parameter-parameter di atas selanjutnya dapat dilakukan simulasi perhitungan (*trial and error*) terhadap kecepatan aliran agar nilai debit rencana pembuangan (Q_r) dan debit yang bisa ditampung saluran (Q_s) dapat bernilai sama sehingga didapat dimensi saluran pengalihan yang tepat seperti pada (Tabel 4.19) sampai dengan (Tabel 4.23) sebagai berikut :

Tabel 4. 19
Perhitungan Kecepatan, Ke dalam, dan Debit Aliran Segmen A.1-A.2

Kecepatan Aliran (v)	1	1,5	1,6	1,70	1,80	1,859	Satuan
Waktu Konsentrasi	1,341	1,341	1,341	1,341	1,341	1,341	jam
Intensitas Curah Hujan	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	m/jam
$Q_r = C.I.A$	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	m ³ /detik
$y = (0,2803.v)^{3/2}$	0,011	0,037	0,045	0,054	0,064	0,071	m
$Q_s = V.y^2\sqrt{3}$	0,000	0,004	0,006	0,009	0,013	0,016	m ³ /detik
Rechecking : $Q_r = Q_s$	x	x	x	x	x	√	

Tabel 4. 20
Perhitungan Kecepatan, Ke dalam, dan Debit Aliran Segmen A.2-A.3

Kecepatan Aliran (v)	1	1,5	2,0	2,2	2,3	2,311	Satuan
Waktu Konsentrasi	1,8006	1,8006	1,8006	1,8006	1,8006	1,8006	jam
Intensitas Curah Hujan	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	m/jam
$Q_r = C.I.A$	0,061	0,061	0,061	0,061	0,061	0,061	m ³ /detik
$y = (0,2717.v)^{3/2}$	0,010	0,034	0,080	0,107	0,122	0,124	m
$Q_s = V.y^2\sqrt{3}$	0,0002	0,003	0,022	0,043	0,059	0,061	m ³ /detik
Rechecking : $Q_r = Q_s$	x	x	x	x	x	√	

Tabel 4. 21
Perhitungan Kecepatan, Ke dalam, dan Debit Aliran Segmen A.3-A.4

Kecepatan Aliran (v)	1	1,5	1,8	2,0	2,10	2,181	Satuan
Waktu Konsentrasi	2,586	2,586	2,586	2,586	2,586	2,586	jam
Intensitas Curah Hujan	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	m/jam
$Q_r = C.I.A$	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	m ³ /detik
$y = (0,2696.v)^{3/2}$	0,01	0,033	0,057	0,078	0,091	0,102	m
$Q_s = V.y^2\sqrt{3}$	0,0002	0,003	0,010	0,021	0,03	0,039	m ³ /detik
Rechecking : $Q_r = Q_s$	x	x	x	x	x	√	

Tabel 4. 22
Perhitungan Kecepatan, Ke dalam, dan Debit Aliran Segmen C.1-C.2

Kecepatan Aliran (v)	1	1,5	2,0	2,1	2,2	2,277	Satuan
Waktu Konsentrasi	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775	jam
Intensitas Curah Hujan	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	m/jam
Q_r = C.I.A	0,049	0,049	0,049	0,049	0,049	0,049	m ³ /detik
y = (0,5328.v)^{3/2}	0,01	0,032	0,076	0,088	0,101	0,112	m
Q_s = V . y² √3	0,0002	0,003	0,02	0,028	0,039	0,049	m ³ /detik
Rechecking : Q_r = Q_s	x	x	x	x	x	√	

Tabel 4. 23
Perhitungan Kecepatan, Ke dalam, dan Debit Aliran Segmen C.2-C.3

Kecepatan Aliran (v)	1	1,5	1,6	1,8	2,00	2,088	Satuan
Waktu Konsentrasi	2,267	2,267	2,267	2,267	2,267	2,267	jam
Intensitas Curah Hujan	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	m/jam
Q_r = C.I.A	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	m ³ /detik
y = (0,2848.v)^{3/2}	0,027	0,061	0,069	0,088	0,108	0,118	m
Q_s = V . y² √3	0,0013	0,01	0,013	0,024	0,041	0,05	m ³ /detik
Rechecking : Q_r = Q_s	x	x	x	x	x	√	

Setelah menghitung nilai kecepatan aliran selanjutnya menghitung dimensi saluran pengalihan. Dimensi saluran pengalihan ini dibuat agar mampu menampung dan mengalirkan air sesuai debit rencana yang telah dihitung sebelumnya. Dengan kemiringan saluran dibuat 60⁰. Berikut merupakan perhitungan dimensi saluran peralihan untuk segmen A.1 – A.2, dan untuk hasil perhitungan setiap segmen saluran dapat dilihat pada (Tabel).

$$\text{Kemiringan dinding saluran (m)} = \text{cotg} (\text{arc tan} (2/1)) = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar dasar saluran (b)} &= 2 \times [(1 + m^2)^{1/2} - m] \times y \\ &= 2 [(1 + 0,50^2)^{1/2} - 0,50] \times 0,07 = 0,142 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Luas penampang saluran (A)} = b \times y + (m \times (y^2))$$

$$= (0,142 \times 0,07) + (0,50 \times (0,07))^2$$

$$= 0,0125 \text{ m}^2$$

Jari - jari hidrolis (R) = $0,5 \times y$

$$= 0,5 \times (0,07)$$

$$= 0,035 \text{ m}$$

Lebar permukaan saluran (T) = $b + (2 \times (m \times y))$

$$= 0,145 + 2 \cdot 0,50 \times 0,07$$

$$= 0,212 \text{ m}$$

Keliling Basah (P) = $b + 2 \times y \times \sqrt{1 + m^2}$

$$= 0,145 + 2 \times 0,07 \sqrt{1 + 0,50^2}$$

$$= 0,802 \text{ m}$$

Tinggi jagaan (w) = $\sqrt{0,5 \cdot y}$

$$= \sqrt{0,5 \times 0,07}$$

$$= 0,188 \text{ m}$$

Berikut merupakan hasil perhitungan dimensi saluran pengalihan pada setiap segmen yang tertera pada (Tabel 4.24), berikut :

Tabel 4. 24
Perhitungan Dimensi Pengalihan

Kriteria	Satuan	Nama Saluran pengalihan				
		Segmen A.1-A.2	Segmen A.2-A.3	Segmen A.3-A.4	Segmen C.1-C.2	Segmen C.2-C.3
Kemiringan Dinding Saluran	(°)	60°				
Elevasi	From (m)	300	260	230	290	270
	To (m)	260	230	170	270	130
Panjang Rencana Parit	(m)	186	131	258	84	672
Kekasaran Saluran	(m)	0,065				

Lebar Dasar Saluran (b)	(m)	0,142	0,247	0,203	0,223	0,236
Luas Penampang Saluran (A)	(m)	0,0125	0,038	0,026	0,031	0,035
Keliling Basah (P)	(m)	0,802	1,470	1,185	1,313	1,395
Jari-jari Hidrolis (R)	(m)	0,035	0,062	0,051	0,056	0,059
Lebar Permukaan Aliran (T)	(m)	0,212	0,371	0,305	0,335	0,354
Kemiringan Saluran (S)	(m)	21,505	22,901	23,256	23,810	20,833
Kecepatan Aliran (V)	(m ³ /detik)	1,859	2,311	2,181	2,277	2,088
Debit Rencana (Qr)	(m ³ /detik)	0,016	0,061	0,499	1,323	0,117
Kedalaman Aliran (y)	(m)	0,07076	0,12364	0,10162	0,11163	0,11789
Tinggi Jagaan (w)	(m)	0,188	0,249	0,225	0,236	0,243
Kedalaman Basah (Y)	(m)	0,538	0,433	0,459	0,439	0,479

Berdasarkan hasil perhitungan saluran, maka air limpasan yang berasal dari *Catchment Area* PT Mitra Sejahtera Mandiri akan mengalami pengurangan. Berdasarkan peta rancangan saluran (Lampiran H) dapat diketahui bahwa terdapat dua lokasi saluran yang dibagi menjadi beberapa segmen yaitu :

- a. Saluran untuk menangani *Catchment Area* A, dibagi menjadi tiga segmen saluran dengan ukuran saluran yang berbeda-beda sesuai dengan debit air limpasan yang harus ditangani oleh saluran. Saluran segmen A.1-A.2 menangani air limpasan dari *Catchment Area* A.1, saluran ini dibuat sepanjang 186 m dari elevasi titik *inlet* 300 mdpl dan elevasi *outlet* pada elevasi 260 mdpl. Saluran ini akan dialirkan ke saluran segmen A.2-A.3, saluran segmen A.2-A.3 menangani air limpasan dari *Catchment Area* A.1 dan A.2 dengan panjang lintasan 131 m pada titik *inlet* di elevasi 260 dan titik

outlet pada elevasi 230 yang akan disalurkan ke saluran segmen A.3-A.4, saluran segmen A.3-A.4 menangani air limpasan dari *Catchment Area* A.1, A.2 dan A.3 dengan panjang lintasan 258 m pada titik *inlet* di elevasi 230 dan titik *outlet* pada elevasi 170 yang akan disalurkan ke sungai ;

- b. Saluran untuk menangani *Catchment Area* C, dibagi menjadi dua segmen yaitu saluran segmen C.1-C.2 menangani air limpasan dari *Catchment Area* C.1, saluran ini dibuat sepanjang 84 m dari elevasi titik *inlet* 290 mdpl dan elevasi *outlet* pada elevasi 270 mdpl saluran ini akan dialirkan ke saluran segmen C.2-C.3, saluran segmen C.2-C.3 menangani air limpasan dari *Catchment Area* C.1 dan C.2 dengan panjang lintasan 672 m pada titik *inlet* di elevasi 270 dan titik *outlet* pada elevasi 130 yang akan disalurkan ke luar tambang masuk ke danau didekat lokasi penelitian.

Untuk melihat perbedaan nilai debit sebelum adanya saluran pengalihan dan setelah adanya saluran pengalihan dapat dilihat pada Tabel 4.38 dan Tabel 4.39 sebagai berikut :

Tabel 4. 25
Debit (Q) Sebelum Adanya Saluran Pengalihan

Lokasi	Koefisien Limpasan	Luasan (m ²)	Intensitas Hujan (m/jam)	Debit air Limpasan (m ³ /jam)
CA PIT	0,863	125900	0,01746	1896,6798
Catchment Area A	0,595	63689		661,688604
Catchment Area B	0,804	24869		348,957306
Catchment Area C	0,547	48301		461,7175483
Total				3369,043258

Tabel 4. 26
Debit (Q) Setelah Adanya Saluran Pengalihan

Lokasi	Koefisien Limpasan	Luasan (m ²)	Intensitas Curah Hujan (Tc) (m/jam)	Debit air Limpasan (m ³ /jam)
CA PIT	0,863	125.900	0,0133	1.448,77
CA B	0,804	24.869	0,024	470,88
Total				1.919,65

Dari Tabel 4.25 dan Tabel 4.26 dapat dilihat debit air limpasan yang masuk ke area *pit* sebelum adanya saluran pengalihan yaitu 1.290,77046 m³/jam dan setelah adanya saluran pengalihan yaitu sebesar 769,25 m³/jam. Sehingga persentase air yang dapat ditangani oleh saluran dari keseluruhan debit air yang masuk adalah 56,97%.

4.4 Penanganan Air Limpasan

Dalam penanggulangan air limpasan yang masuk ke dalam *pit* metode yang dilakukan dengan membuat kolam penampungan dan pemompaan. Kolam penampungan memiliki fungsi sebagai tempat penampungan air sementara dan lumpur sebelum dikeluarkan ke luar tambang. Kolam penampungan yang digunakan dalam rancangan sistem penyaliran tambang milik PT Mitra Sejahtera Mandiri adalah tipe *main sump*. Besar air yang masuk ke dalam *pit* sebelum adanya saluran pengalihan adalah sebesar 1.290,77046 m³/jam. Setelah adanya saluran pengalihan maka debit air yang masuk ke *pit* menjadi sebesar 769,25 m³/jam. Air limpasan yang tidak mampu ditangani oleh saluran pengalihan akan masuk ke dalam kolam penampungan yang kemudian akan dialirkan ke luar tambang. Untuk dapat merancang dimensi kolam penampungan diperlukan beberapa parameter yang penting agar mendapatkan dimensi kolam penampungan yang sesuai. Faktor yang perlu diperhatikan adalah hasil sedimen, dan penggunaan pompa.

4.4.1 Hasil Sedimen

Air yang masuk ke dalam kolam penampungan tidak hanya air limpasan saja akan tetapi terdapat partikel – partikel hasil erosi. Yang berdasar dari terkikisnya dinding kolam penampungan yang lama kelamaan akan mengalami pendangkalan oleh sebab itu faktor sedimentasi perlu diperhitungkan. Laju Erosi Lahan Untuk menghitung besarnya laju erosi dapat menggunakan formula yang dirumuskan oleh

(Williams, 1975, dalam Murtiono, 2008) menggunakan model MUSLE (Modified Universal Soil Loss Equation).

1. Estimasi Volume

Estimasi volume aliran dihitung dengan menggunakan metode SCS (Soil Conservation Service). Persamaan SCS (Chow, 1964^[4]) sebagai berikut :

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) 25,4 = \left(\frac{1000}{87} - 10 \right) 25,4 = 37,95$$

2. Curve Number

Nilai CN didapatkan dari Tabel (3.6) dan Tabel (3.7) berdasarkan kelompok tanah A dengan tutupan lahan wilayah penambangan sehingga didapatkan nilai CN sebesar 79. Setelah itu dapat dihitung estimasi volume aliran sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Vq &= \left(\frac{P-0,2(S)}{P+0,8 s} \right)^2 \\ &= \left(\frac{50,35 \text{ mm/hari} - 0,2(37,95)^2}{50,35 \text{ mm/hari} + 0,8 (37,95)} \right) \\ &= 22,654 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

3. Debit Maksimum

Dengan nilai P merupakan nilai curah hujan rencana pada setiap bulan yaitu 50,35 mm/hari untuk bulan November. Qr merupakan debit sisa setiap bulan berikut merupakan debit sisa pada bulan November yaitu sebesar 0,53 m³/s.

4. Erodibilitas tanah

Menurut (Hardiyatmo, 2006), hasil erodibilitas tanah dalam keadaan ekstrem adalah 0,7. Karena pada daerah penambangan terdapat beberapa tanah timbunan dan tanah yang belum mengalami pemadatan sempurna setelah dikupas.

5. Panjang dan Kemiringan lereng

LS merupakan perhitungan dari panjang dan kemiringan lereng. Panjang dan kemiringan diambil sebanyak 10 data yang dapat mewakili kondisi dengan

melihat panjang aliran yang akan mengalir serta ketinggiannya, kemudian dicari nilai rata-ratanya.

Tabel 4. 27
Perhitungan Nilai LS

No	L	H	S (%)
1	150	20	13,333
2	387	44	11,370
3	525	56	10,667
4	691	104	15,051
5	106	20	18,868
6	197	44	22,335
7	104	40	38,462
8	487	140	28,747
9	652	140	21,472
10	731	145	19,836
Jumlah	4030	753	200,140
Rata-rata	403	75,3	20,014

Berikut merupakan contoh perhitungan kemiringan lereng (S) yaitu sebagai berikut :

$$s = \left(\frac{20}{150}\right) \times 100 \% = 13,33 \%$$

Berdasarkan hasil perhitungan kemiringan lereng (s) didapatkan nilai rata – rata sebesar 20,014 % sehingga nilai z yang digunakan adalah 0,5 (Hardiyatmo, 2006). Nilai LS dapat dihitung menggunakan persamaan (3.27) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} LS &= \left(\frac{403}{22}\right)^{0,5} (0,006541 (0,20014)^2 + 0,0456 (0,20014) + 0,065) \\ &= 0,31838048 \end{aligned}$$

C = Berdasarkan perencanaan SPT tahun ke 1 hingga tahun ke 15 sesuai Tabel (3.8) merupakan tanah terbuka yang berarti nilai C adalah 1.

P = Selama kegiatan penambangan, tidak dilakukan penataan lahan ataupun konservasi terhadap pengelolaan tanah maka nilai P adalah 1 penentuan nilai P dapat dilihat pada Tabel (3.9).

a, b = Konstanta *Williams*, masing-masing 11,8 dan 0,56.

Dengan demikian, dapat dihitung besarnya sedimen yang ada di kolam penampungan berdasarkan persamaan (3.21), berikut merupakan perhitungan S_y pada bulan November :

$$\begin{aligned} S_y &= 11,8 (50,35 \text{ mm/hari} \times 0,53 \text{ m}^3/\text{s})^{0,56} \times 0,7 \times 0,3184 \times 1 \times 1 \\ &= 10,623 \text{ ton/hari} \end{aligned}$$

Dengan densitas tanah, lanau, dan lempung basah sebesar 1800 kg/m^3 (Peraturan Pembebanan Indonesia, 1983) maka dapat dihitung debit sedimen pada bulan November :

$$S_y = 10,623 \text{ ton/hari} \times 1000 \text{ ton/kg} = 10.623 \text{ kg/hari}$$

$$S_y = \frac{10.623 \text{ kg/hari}}{1800 \text{ kg/m}^3} = 5,902 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$= 0,246 \text{ m}^3/\text{jam} \text{ (Q sedimen)}$$

Untuk lebih jelasnya perhitungan sedimentasi perbulan dapat dilihat pada (Lampiran J.2)

4.4.2 Perencanaan Pemompaan

Metode penyaliran *dewatering* dilakukan ketika air tambang sudah masuk ke dalam *front* penambangan dan harus dikeluarkan dengan alat mekanis yaitu pompa. Pompa yang digunakan merupakan pompa sentrifugal untuk industri pertambangan. Setelah dipertimbangkan sesuai kebutuhan pompa yang digunakan adalah dengan menggunakan pompa Multiflo MFC 180.

Pipa yang digunakan adalah pipa HDPE dengan panjang 358 meter. Mengalirkan air pada kolam penampungan di elevasi 120 mdpl ke elevasi 100 mdpl. Setelah diperhitungkan, debit operasi pompa yang digunakan adalah sebesar $504 \text{ m}^3/\text{jam}$. Adapun contoh perhitungannya dapat dilihat seperti di bawah ini :

1. Static Head (HC)

Titik penghisapan pompa (*inlet*) diletakkan pada elevasi muka air yang berada di kolam penampungan yaitu 120 mdpl dan titik pembuangan air pompa (*outlet*) pada elevasi 100 mdpl. Sehingga nilai *static head* adalah sebagai berikut :

$$H_c = 120 \text{ m} - 100 \text{ m} = 20 \text{ m}$$

2. Velocity head

Pipa yang digunakan adalah pipa HDPE berdiameter 8 inci atau 0,2032 m dengan material *Cast Iron* yang dapat dilihat pada Tabel (3.14), maka untuk menghitung nilai *velocity head* pompa MFC 180 dicari terlebih dahulu nilai kecepatan aliran yang dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V &= \frac{0,14 \text{ m}^3/\text{s}}{3,14 \times (0,2032)^2 \text{ m}^2} \\ &= \frac{0,14 \text{ m}^3/\text{s}}{0,1297 \text{ m}^2} \\ &= 1,0798 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Sehingga nilai *velocity head* pompa MFC 180 dapat dihitung dengan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} HV &= \frac{(1,0798 \text{ m/s})^2}{2 \times 9,81 \text{ m/s}} \\ &= 0,055 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Friction head (HF)

Untuk menentukan nilai friction head terlebih dahulu dilakukan penentuan terhadap Nilai viskositas air (μ) pada suhu 28,5°C dengan menggunakan interpolasi terhadap (Tabel 4.28) sehingga didapatkan viskositas air sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \mu &= 0,86 - \frac{(29,44 - 28,5)}{(29,44 - 26,67)} \times (0,86 - 0,81) \\ &= 0,843 \text{ kg/m.s} \end{aligned}$$

Tabel 4. 28
Nilai Viskositas Air

Temp °C	Absolute Viscosity	Kinematic Viscosity		
	Kg/m.s	Centistokes	SSU	ft ² /sec
0	1,79	1,79	33,0	0,00001931
15,56	1,12	1,12	31,2	0,00001217
21,11	0,98	0,98	30,9	0,00001059
26,67	0,86	0,86	30,6	0,00000930
29,44	0,81	0,81	30,4	0,00000869
37,78	0,68	0,69	30,2	0,00000739
48,89	0,56	0,57	30,0	0,00000609
60	0,47	0,48	29,7	0,00000514
71,11	0,40	0,41	29,6	0,00000442
82,22	0,35	0,36	29,5	0,00000385
100	0,28	0,29	29,3	0,00000319

Sumber : Merle C. Potter dan David C. Wiggert ,2008

Berdasarkan perhitungan *fluida* nilai *density* zat cair pada suhu 26,5°C berdasarkan perhitungan interpolasi (Tabel 4.29) sebesar 997,075 kg/m.s.

$$\begin{aligned}
 \rho &= 998,2 - \frac{(30 - 28,5)}{(30 - 20)} \times (998,2 - 995,7) \\
 &= 997,825 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 29
Densitas Air

Temperature - t - (°C)	Density - ρ - (kg/m ³)	Specific Weight - γ - (kN/m ³)
0	999.8	9,806
10	999.7	9,804
20	998.2	9,789
30	995.7	9,765
40	992.2	9,731
50	988.1	9,690
60	983.2	9,642
70	977.8	9,589
80	971.8	9,530
90	965.3	9,467

Setelah mendapatkan nilai *density slurry* dilakukan perhitungan bilangan

Reynold menggunakan persamaan (3.43) sebagai berikut :

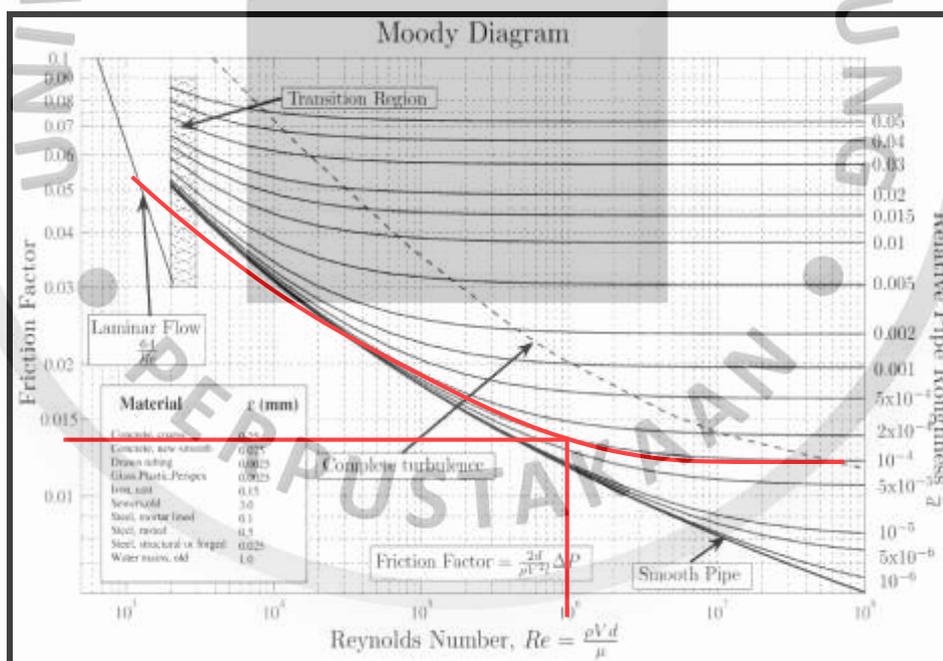
$$RE = \frac{1,0798 \text{ m/s} \times 0,2032 \text{ m} \times 997,825 \text{ Kg/m}^3}{(0,843 \text{ Kg/m.s}) / 1.000} = 259.717,6653$$

Berdasarkan hasil perhitungan bilangan Reynold maka aliran termasuk ke dalam pola aliran turbulen (>100.000). Selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap nilai *friction factor* yang digunakan untuk di *plot* pada diagram Moody.

Pipa yang digunakan pada lokasi penelitian menggunakan jenis *HDPE* di mana pipa yang memiliki nilai *absolut roughness* sebesar 0,0213 mm dapat dilihat pada tabel (3.18). Untuk menghitung nilai *relative pipe roughness* dapat digunakan persamaan (3.49) sebagai berikut :

$$\text{Relative pipe roughness} = \frac{0,0213 \text{ mm}}{203,3 \text{ mm}} = 1,14 \times 10^{-4}$$

Selanjutnya dari nilai bilangan Reynold dan *relative pipe roughness* di *plot* ke dalam diagram Moody (Gambar 4.3) yang menghasilkan nilai *friction factor* sebesar 0,015.



Sumber: Moody L. F., (1944)

Gambar 4. 3
Grafik Penentuan Nilai Friction Factor dari Diagram Moody

Berdasarkan nilai – nilai yang diperoleh maka dapat dicari nilai *friction head* pompa MFC 180 dapat dihitung dengan menggunakan rumus (*Darcy-Weisbach* ^[8]) seperti pada (persamaan 3.42) dengan panjang pipa yang dibutuhkan sepanjang

358 m atau dibutuhkan 60 pipa dengan panjang 6 m di bawah ini merupakan perhitungan *friction head*:

$$H_f = \frac{0,015 \times 358 \text{ m} \times 1,0798^2 \text{ m/s}}{0,2032 \text{ m} \times 2 \times 9,81 \text{ m/s}^2} = 15,7056 \text{ m}$$

4. Shock Loss Head (Hi)

Pipa HDPE menggunakan

yang mengalirkan air menggunakan *flange coupling* pada *fitting*-nya yang menggunakan *minor loss coefficient* sebesar 0,08, karena diameter pipa HDPE sebesar 203,2 mm, penentuan nilai *minor loss coefficient* dapat dilihat kembali Tabel (3.19). Berikut merupakan perhitungan *Shock Loss Head* (Hi) untuk pompa Multiflo 180 yang dapat sebagai berikut :

$$H_i = \frac{0,08 \times 1,0798^2 \text{ m}^2/\text{s}^2}{2 \times 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,00475 \text{ m}$$

Karena pipa yang digunakan adalah sebanyak (60 pipa) dengan panjang pipa 6 m. Maka nilai total *head shock loss* pada pompa MFC 180 dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_{i \text{ Total}} &= 0,00475 \text{ m} \times 60 \\ &= 0,285 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Total Dynamic Head (HT)

Setelah semua parameter *head* didapatkan, maka nilai *total head* pompa MFC 180 didapatkan sebesar :

$$\begin{aligned} HT &= H_c + H_v + H_f + H_i \\ &= 20 \text{ m} + 0,055 + 15,7056 \text{ m} + 0,285 \text{ m} \\ &= 36,056 \text{ m} \end{aligned}$$

Debit pemompaan pompa MFC 180 berdasarkan perhitungan *head* aktual sebesar 36,056 m (Tabel 4.30). Hasil perhitungan debit pemompaan optimal dapat dilihat pada (Tabel 4.30) sebagai berikut :

$$Q \text{ koreksi} = 0,14 \times \sqrt{\frac{36,056}{55}} = 0,113 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabel 4. 30
Hasil Perhitungan Debit Koreksi Optimal

Jenis Alat	Head Spesifikasi	Head Aktual	Q Alat	Q Koreksi (m ³ /s)	Q Koreksi (m ³ /jam)
	(m)	(m)	(m ³ /s)		
MFC 180	55	36,056	0,14	0,113	408,0142406

Setelah itu hasil dari *head* aktual dan Q koreksi di plot pada kurva performa pompa (Lampiran K) untuk mendapatkan efisiensi alat, yaitu sebesar 72%.

Debit air limpasan maksimum yaitu pada bulan November yang masuk ke bukaan tambang adalah sebesar 1.922,49 m³/jam. Sehingga untuk menentukan jumlah pompa yang diperlukan untuk menangani debit air limpasan maksimum pada bulan November yaitu sebesar 1.922,49 m³/jam dengan jam hujan maksimum 6,5 jam diperlukan 2 buah pompa agar air dapat terkuras.

$$\begin{aligned} n \text{ Pompa} &= \frac{Q \text{ total}}{Q \text{ Alat pompa Multiflo 180}} \\ &= \frac{12.496,16 \text{ m}^3/\text{hari}}{9.792,341774 \text{ m}^3/\text{hari}} \\ &= 1,2761156 \text{ pompa} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas diketahui bahwa untuk menangani debit air maksimum pada bulan November sebesar 12.496,16 m³/hari hanya diperlukan 2 unit pompa. Karna berdasarkan perhitungan diatas dengan debit pompa 9.792,341774 m³/hari yang bekerja 24 jam belum mampu menangani air yang masuk pada bulan November. Sehingga pompa yang digunakan pada perencanaan adalah 2 unit pompa MFC 180 dengan perencanaan sistem pemompaan yang akan dibahas pada sub-bab selanjutnya.

4.4.3 Perencanaan Sistem Pemompaan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk mengeluarkan debit air sebesar 12.496,16 m³/hari hanya diperlukan 2 unit pompa MFC 180 yang bekerja 15,2 jam untuk keadaan curah hujan paling tinggi yaitu bulan November. Akan tetapi berdasarkan pada setiap bulan debit air yang masuk berbeda-beda karena adanya perbedaan curah hujan tergantung pada musim penghujan dan tidak. Berdasarkan pertimbangan teknis pemompaan, maka jam pemompaan dapat disesuaikan dengan mempertimbangkan debit air yang masuk setiap bulannya (Lampiran J.2). Perencanaan pemompaan dibuat per-enam hari selama satu tahun untuk mengetahui kebutuhan pompa setiap bulannya. Adapun contoh perhitungan volume pemompaan dalam satu hari pada bulan November :

$$\text{Volume Pemompaan} = \text{Debit pompa (2 Unit)} \times \text{Waktu Pemompaan}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume pemompaan} &= 816,03 \text{ m}^3/\text{jam} \times 15,2 \text{ jam} \\ &= 12.403,63 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Air} &= 1.922,49 \text{ m}^3/\text{jam} \times 6,5 \text{ jam} \\ &= 12.496,16 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Sehingga volume sisa air yang yang tidak mampu ditangani oleh pompa sebanyak :

Volume sisa Pemompaan = Volume air masuk kolam penampungan – volume air ditangani pompa.

$$= 12.496,16 \text{ m}^3 - 12.403,63 \text{ m}^3 = 92,53 \text{ m}^3$$

Tabel 4. 31
Volume yang Tidak Dapat di Keluarkan Kolam penampungan dalam 1 Hari

Debit	Q = m/jam	Waktu dalam 1 hari	Volume (m ³)
Q air	1.922,49	Waktu air 6,5 jam	12.496,16
Q pompa	816,03	Waktu Pemompaan 15,2 jam	12.403,63
Volume sisa			92,53

Berdasarkan hasil perhitungan volume sisa yang tidak mampu dikeluarkan oleh pompa yaitu sebanyak $92,53 \text{ m}^3$. Akan timbul permasalahan di mana air sisa yang tidak mampu ditangani pompa akan terakumulasi setiap harinya, dan jika dibiarkan maka air dalam kolam penampungan akan menyebabkan banjir, karena kolam penampungan tidak dapat menampung air. Oleh sebab itu untuk memeriksa apakah jumlah waktu pemompaan yang ditetapkan mampu menangani air dalam waktu satu tahun, sesuai dengan perencanaan waktu kuras kolam penampungan. Dilakukan perencanaan sistem pemompaan yang akan dibuat per-enam hari dengan debit pemompaan sebesar $816,03 \text{ m}^3/\text{jam}$ yang dapat dilihat pada (Lampiran J.2). Berikut merupakan contoh perhitungan volume sisa pada bulan Januari.

1. Perhitungan Volume Air Awal

Volume air awal adalah volume sisa air yang tidak mampu dikeluarkan oleh pompa pada hari sebelumnya. Pada bulan Januari hari ke 1 diasumsikan bahwa kolam penampungan dalam keadaan kosong. Sehingga volume air awal tidak ada.

2. Perhitungan Volume Air Masuk

Volume air yang masuk ke dalam kolam penampungan dalam waktu enam hari adalah sebanyak :

$$\text{Volume air yang masuk} = 5.640,29 \text{ m}^3/\text{hari} \times 6 \text{ hari} = 36.661,86 \text{ m}^3$$

3. Perhitungan Volume Air Keluar

Pemompaan akan dilakukan oleh 2 unit pompa MFC 180 dengan jam kerja yang disesuaikan dengan volume air yang perlu dikeluarkan per-enam hari (Lampiran J.2). Berikut merupakan contoh perhitungan volume air keluar pada bulan Januari hari ke-enam dengan pemompaan 7 jam dengan volume air yang masuk adalah sebanyak $36.661,86 \text{ m}^3$ pada hari ke enam, dan volume sisa air yang tidak mampu ditangani oleh pompa dalam waktu enam hari sebesar 34.273 m^3 .

$$\text{Volume Sisa} = (\text{Volume Awal} + \text{Volume Air Masuk}) - (\text{Volume Pemompaan})$$

$$\text{Volume Sisa} = (0 + 36.661,86 \text{ m}^3) - (34.273 \text{ m}^3) = 2.388,69 \text{ m}^3$$

4.4.4 Perhitungan Dimensi Kolam penampungan

Kolam penampungan akan ditempatkan pada front kerja untuk menampung air limpasan yang masuk. Kolam penampungan akan ditempatkan pada elevasi 120 mdpl. Berikut merupakan perhitungannya :

1. Kapasitas Kolam Penampungan

Kapasitas kolam penampungan yang digunakan merupakan volume sisa dari volume air yang masuk ke dalam penampungan yang tidak mampu ditangani oleh pompa selama satu tahun. Kapasitas kolam penampungan yang digunakan adalah volume sisa air pada (Lampiran J.2) yang paling besar yaitu pada sisa volume air sebesar 6.750,12 m³.

Akan tetapi lama kelamaan akan timbul masalah di mana kolam penampungan akan mengalami pendangkalan akibat adanya hasil sedimentasi oleh karena itu kapasitas kolam penampungan harus mampu menampung hasil sedimen selama satu tahun. Hasil sedimen dari hasil perhitungan sebelumnya sebanyak pada bulan januari adalah 3,146 m³ (Lampiran J.1). Sehingga dalam satu tahun hasil sedimen akan terakumulasi sebanyak 1.126,438 m³. Kapasitas kolam penampungan dalam satu tahun yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} &\text{Kapasitas Kolam Penampungan} \\ &= \text{Volume sisa} + \text{hasil sedimen} \\ &= (6.750,12 \text{ m}^3) + (1.126,438 \text{ m}^3) \\ &= 7.876,56 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2. Persen Padatan

Kolam penampungan yang digunakan adalah yang berbentuk trapesium dengan kemiringan 60⁰ dan tinggi 4 m. Berdasarkan kapasitas kolam penampungan yaitu 7.876,56 m³. Untuk menentukan luas kolam penampungan diperlukan nilai

kecepatan pengendapan. Untuk mengetahui kecepatan pengendapan didapatkan dengan menggunakan rumus *Stokes* bila padatan kurang dari 40 % dan jika persen padatan lebih dari 40% menggunakan hukum *Newton*.

Persen padatan dihitung dengan perbandingan hasil sedimen dan air yang masuk ke lokasi penambangan pada bulan November, yaitu:

$$\begin{aligned} \text{Persen padatan} &= \frac{0,219 \text{ m}^3/\text{jam}}{1.922,49 \text{ m}^3/\text{jam}} \times 100\% \\ &= 0,0123 \% \end{aligned}$$

Berdasarkan peta geologi daerah penambangan menunjukkan bahwa daerah penelitian tersusun atas lempung, lanau dan batupasir. Menurut skala *Wentworth* ukuran butir dapat dilihat pada (Gambar 4.5).



Gambar 4. 4
Ukuran Butir Menurut Skala Wentworth

Dimensi kolam penampungan yang dihitung berdasarkan debit air limpasan dengan tujuan untuk menangani padatan terlarut yang berukuran 0,03125 mm (kelas lanau) dengan asumsi bahwa padatan terlarut yang berukuran lebih besar dari 0,03125 mm akan terendapkan dengan baik.

Karena nilai persentase padatan kurang dari 40 % maka rumus yang digunakan menggunakan hukum *Stokes* :

$$V_t = \frac{g D^2(pp-pa)}{18 \mu}$$

Dengan :

g = Percepatan gravitasi 9,8 m/detik²

D = Diameter butir 0,06 mm

$$\rho_p = 1700 \text{ kg/m}^3 \text{ (Peraturan Pembebanan Indonesia, 1983)}$$

$$\rho_a = \text{Massa jenis air pada suhu } 28,5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rho_a = 997 - \frac{(30 - 28,5)}{(30 - 25)} \times (997 - 995,7) = 996,61 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = \text{Viskositas dinamik air pada suhu } 28,5^\circ\text{C}$$

$$= 0,890 - \frac{(30 - 28,5)}{(30 - 25)} \times (0,890 - 0,798) = 0,8624 \times 10^{-3} \text{ kg/m.detik}$$

Tabel 4. 32
Viskositas Air

Temperature T (°C)	Specific Weight γ (kN/m ³)	Density ^a ρ (kg/m ³)	Dynamic Viscosity ^b μ ($\times 10^{-3}$ kg/m-s)	Kinematic Viscosity ν ($\times 10^{-6}$ m ² /s)	Surface Tension ^c σ (N/m)	Modulus of Elasticity ^a E ($\times 10^9$ N/m ²)	Vapor Pressure P _v (kN/m ²)
0	9.805	999.8	1.781	1.785	0.0765	1.98	0.61
5	9.807	1000.0	1.518	1.519	0.0749	2.05	0.87
10	9.804	999.7	1.307	1.306	0.0742	2.10	1.23
15	9.798	999.1	1.139	1.139	0.0735	2.15	1.70
20	9.789	998.2	1.002	1.003	0.0728	2.17	2.34
25	9.777	997.0	0.890	0.893	0.0720	2.22	3.17
30	9.764	995.7	0.798	0.800	0.0712	2.25	4.24
40	9.730	992.2	0.653	0.658	0.0696	2.28	7.38
50	9.689	988.0	0.547	0.553	0.0679	2.29	12.33
60	9.642	983.2	0.466	0.474	0.0662	2.28	19.92
70	9.589	977.8	0.404	0.413	0.0644	2.25	31.16
80	9.530	971.8	0.354	0.364	0.0626	2.20	47.34
90	9.466	965.3	0.315	0.326	0.0608	2.14	70.10
100	9.399	958.4	0.282	0.294	0.0589	2.07	101.33

$$V_t = \frac{9,8 \text{ m/detik}^2 (0,03125 \times 10^{-3} \text{ m})^2 (1700 \text{ kg/m}^3 - 996,61 \text{ kg/m}^3)}{(0,8624 \times 10^{-3} \text{ kg/m.detik} \times 18)}$$

$$= 0,000433652 \text{ m/detik}$$

3. Perhitungan Luas Kolam Penampungan

Maka dimensi kolam penampungan dapat dihitung. Rumus yang digunakan untuk mencari luas kolam penampungan adalah sebagai berikut :

$$\text{Luas Kolam Penampungan (m}^2\text{)} = \frac{\text{Debit air yang masuk m}^3\text{/detik}}{\text{Kecepatan pengendapan m/detik}}$$

Sehingga dari perhitungan kecepatan pengendapan dapat dihitung luas kolam penampungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Luas Kolam Penampungan (m}^2\text{)} &= \frac{0,534023952 \text{ m}^3\text{/detik}}{0,000433652 \text{ m/detik}} \\ &= 1.231,46 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang sisi b} = \sqrt{1.231,46 \text{ m}^2} = 35,09 \text{ m}$$

Dibulatkan menjadi 36 m

Panjang sisi b didapatkan sebesar 36 m, dengan lebar 50 meter untuk mendapatkan panjang sisi a didapatkan dari perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Volume Kolam penampungan} &= \frac{(a + b)^2 \times \text{tinggi}}{2} \times \text{lebar} \\
 7.876,56 \text{ m}^3 &= \left(\frac{(a + 36 \text{ m})^2 \times 4 \text{ m}}{2} \right) \times 50 \text{ m} \\
 7.876,56 \text{ m}^3 \times 2 &= (a + 36 \text{ m}) \times 4 \text{ m} \times 50 \text{ m} \\
 \frac{15.753,12 \text{ m}^3}{50 \text{ m}} &= (4a + 142) \text{ m}^2 \\
 315,0624 \text{ m}^2 - 142 \text{ m}^2 &= 4a \\
 175,06240 \text{ m}^2 &= 4a \\
 a &= 42,77 \\
 &= \text{dibulatkan menjadi } 43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil tersebut didapatkan design kolam penampungan sebagai berikut :

- Panjang permukaan kolam penampungan = 43 m
- Panjang dasar kolam penampungan = 36 m
- Ketinggian kolam penampungan = 4 m
- Lebar kolam penampungan = 50 m

Sehingga Volume maksimum yang ditampung oleh kolam penampungan didapatkan sebesar :

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= \left(\frac{(36 \text{ m}) + (43 \text{ m})}{2} \times 4 \text{ m} \right) \times 50 \text{ m} \\
 &= 7.900 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

4.4.5 Waktu Penuh Kolam Penampungan

Kolam penampungan lama kelamaan akan mengalami pendangkalan sehingga dalam merencanakan sistem penyaliran perlu dilakukan perencanaan kapan waktu kolam mengalami pendangkalan dan perlu dilakukan pengurasan.

Air yang masuk ke dalam kolam penampungan bercampur dengan material padatan hasil erosi dalam satu jam air yang masuk sebesar 1.922,49 pada bulan November. Kecepatan pengendapan vertikal (V_t) adalah 0,000433652 m/detik. Dengan ketinggian kolam penampungan 4 m. Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengendap (t_v) adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} t_v &= \frac{h}{v_t} \\ &= \frac{4 \text{ m}}{0,000433652 \text{ m/detik}} \\ &= 9.223,99238 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berikut merupakan perhitungan kecepatan pengendapan horizontal (V_h) pada bulan November :

Panjang Kolam penampungan (P) = 31 m

Luas penampang = Luas bawah x Ketinggian
 = 36 m x 4 m = 142 m²

V_h = Debit air yang masuk ke kolam penampungan : Luas
 = 0,534 m³/detik : 142 m² = 0,0038 m/detik

Maka waktu pengendapan horizontal (t_h) dapat dihitung dengan rumus :

$$t_h = \frac{60}{V_h} = \frac{50 \text{ m}}{0,00405 \text{ m/detik}} = 13.295,284 \text{ detik}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapat $t_v < t_h$ dengan membandingkan waktu penengendapan dan waktu keluarnya air, dapat digunakan untuk mengetahui persentase pengendapan pada bulan November.

$$\text{Persentase Sedimen} = \frac{t_h}{(t_h + t_v)} \times 100\%$$

$$= \frac{13.295,284 \text{ detik}}{(13.295,284 \text{ detik} + 9.223,99238 \text{ detik})} \times 100\% = 59,04 \%$$

Dengan persentase tersebut maka material yang terlarut dalam air tidak semuanya terendapkan. Padatan yang berhasil diendapkan hanya 59,04 % dari total padatan yang masuk ke kolam. Sehingga Persen padatan yang tidak terendapkan adalah sebesar 40,96 %. Pompa MFC 180 hanya mampu mengeluarkan sedimen sebanyak 40% dari volume sedimen yang masuk . Maka dapat dihitung persentase sedimen yang tertinggal dan yang dapat diambil pompa sebesar pada bulan November :

$$\text{Volume sedimen} = 40\% \times 5,902 \text{ m}^3 = 0,2361 \text{ m}^3$$

$$\text{Sedimen terbawa pompa} = \frac{\text{Volume Air 6,5 jam}}{\text{Volume Pompa 15,2 jam}} \times \text{sedimen 24 jam} \times \% \text{ sedimen}$$

$$= \frac{12.496,16 \text{ m}^3}{12.403,6256 \text{ m}^3} \times 0,2361 \text{ m}^3 \times 0,4096$$

$$= 0,719 \text{ m}^3$$

Sedimen yang tertinggal = Sedimen 1 hari - sedimen terbawa oleh pompa.

$$= 5,902 \text{ m}^3/\text{hari} - 0,719 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$= 5,182 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Sedimen tertinggal dan terbawa untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada (Lampiran J.3). Dibawah ini (Tabel 4.33) merupakan hasil perhitungan sedimen tertinggal dan terbawa oleh pompa untuk bulan November.

Tabel 4. 33
Hasil Perhitungan Sedimen Tertinggal pada Kolam penampungan pada Bulan November

KolamPenampungan	Ketinggian 4 m
Panjang sisi bawah kolam (m)	36
Panjang sisi atas kolam (m)	43
Luas permukaan (m ²)	142
Vh (m/det)	0,0042
Persentase sedimen (%)	59,04
Sedimen (m ³ /hari)	5,902
Sedimen terpompa (m ³ /hari)	0,719
Sedimen tertinggal (m ³ /hari)	5,182

Berdasarkan perhitungan di atas maka waktu kuras kolam penampungan dapat di hitung dari hasil tampungan sedimen dengan sedimen yang tertinggal dalam satu hari. Volume sedimen tertinggal merupakan volume sedimen maksimum yaitu pada bulan November. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini :

Tampungan Sedimen

= Volume kolam penampungan – Volume Sisa

$$\text{Tampungan sedimen} = 7.900 \text{ m}^3 - 7.876,56 = 1.149,88$$

Waktu Kuras Kolam penampungan

$$= \frac{\text{Tampungan Sedimen}}{\text{Sedimen tertinggal 1 hari}} = \frac{1.149,88 \text{ m}^3}{2,842 \text{ m}^3/\text{hari}}$$

$$= 404,58 \text{ hari dibulatkan menjadi 405 hari}$$

$$= 1 \text{ tahun 1 bulan 9 hari}$$

Sehingga rencana waktu kuras kolam penampungan yang sebelumnya direncanakan dalam satu tahun menjadi 1 tahun 1 bulan 9 hari.

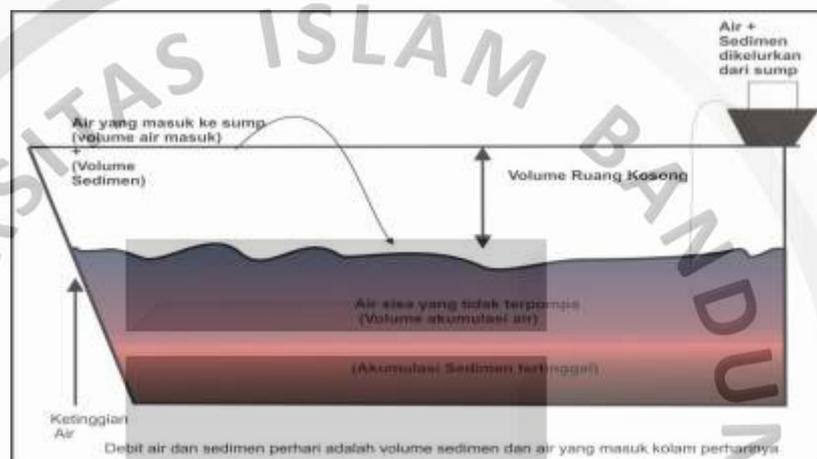
Tabel 4. 34
Perhitungan Waktu Kuras pada Kolam Penampungan

Kolam Penampungan	Ketinggian 4 m
Volume Kolam (m ³)	7.900
Sedimen tertinggal rata-rata (m ³ /hari)	2,842
Tampungan sedimen (m ³)	1.149,88
Waktu kuras kolam penampungan	1 tahun 1 bulan 9 hari

4.4.6 Perhitungan Volume dan Waktu Ruang Kosong

Selanjutnya dilakukan perhitungan untuk mengetahui ketinggian ruang kosong serta volume ruang kosong. Volume ruang kosong didapatkan dari pengurangan volume kolam penampungan dengan volume sisa air pada kolam penampungan dan volume sedimen. Sebelum itu perlu diperhatikan bahwa pengerjaan volume ruang kosong dipengaruhi oleh sistem pemompaan yang direncanakan per-enam hari, dalam waktu satu tahun. Untuk lebih jelasnya dapat

dilihat pada tabel perencanaan sistem pemompaan (Lampiran J.3). Berdasarkan tabel perencanaan sistem pemompaan (Lampiran J.3) diketahui bahwa volume kolam penampungan yang digunakan diperuntukan untuk menampung air selama 6 hari, tapi perlu diingat bahwa volume kolam tersebut dapat menampung air selama satu tahun. Sebelum menghitung volume ruang kosong perhatikan (Gambar 4.6) dibawah ini.



Gambar 4.5
Skema Kolam Penampungan

Berdasarkan (Gambar 4.5) diatas diketahui bahwa volume akumulasi air adalah volume air yang tertinggal dan terakumulasi dalam jangka waktu tertentu (contohnya dalam 6 hari), sedimen akumulasi merupakan volume sedimen yang tidak terpompa dan terakumulasi dalam waktu tertentu contohnya dalam 6 hari. Volume ruang kosong didapatkan dari, pengurangan volume kolam penampungan dengan volume sisa air dan volume hasil sedimen selama enam hari sesuai perencanaan pemompaan. Volume kolam penampungan adalah 7.900 m^3 . Volume sisa air pada hari ke enam adalah $2.388,69 \text{ m}^3$ dengan volume sedimen tertinggal selama enam hari adalah $10,101 \text{ m}^3$. Sehingga volume ruang kosong adalah :

$$\begin{aligned} \text{Volume ruang kosong} &= 7.900 \text{ m}^3 - (2.388,69 \text{ m}^3 + 10,101 \text{ m}^3) \\ &= 5.501,211 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel perencanaan sistem pemompaan (Lampiran J.3) diketahui bahwa volume ruang kosong maksimum yaitu sebesar 7.182,04 m³, volume ruang kosong minimum sebesar 941,64 m³ dan volume ruang kosong rata-rata adalah sebesar 3.162,66 m³. Volume ruang kosong tersebut yang dijadikan patokan batas kondisi aman, kondisi waspada dan bahaya. Sehingga didapatkan volume ruang kosong pada keadaan aman yaitu sebesar 7.182,04 m³, volume ruang kosong pada kondisi waspada yaitu sebesar 3.162,66 m³ dan volume ruang kosong pada kondisi bahaya adalah sebesar 941,64 m³.

Ketinggian untuk masing- masing kondisi yaitu pada kondisi aman ketinggian air 0,36 m, pada kondisi waspada 2,399 m dan pada kondisi bahaya pada ketinggian 3,52 m.

Pengerjaan selanjutnya adalah untuk mencari waktu tumpah pada tiap – tiap kondisi, yang dilakukan untuk mengetahui batas waktu yang dibutuhkan sampai air meluap atau tumpah. Perlu diingat bahwa perencanaan pemompaan telah direncanakan agar air tidak melebihi kapasitas kolam penampungan dengan penjadwalan jam pemompaan yang telah direncanakan. Sehingga waktu tumpah yang dihitung diperlukan untuk mengetahui kapan jam pemompaan harus ditambahkan dan kapan jam pemompaan harus dikurangi. Untuk mengetahui waktu tumpah maka terlebih dahulu dicari debit air dan sedimen yang masuk dalam satu hari dengan mengurangi debit pemompaan dengan debit air hujan dalam satu hari dan sedimen dalam satu hari, Debit air hujan yang masuk menggunakan debit maksimum dalam satu hari adalah 12.496,16 m³/hari, dengan debit sedimen maksimum 5,1824 m³/hari, Debit pemompaan dalam satu hari adalah 12.404 dengan jam pemompaan maksimum 15,2 jam dengan dua unit pompa yang bekerja. Maka dapat dihitung tumpukan sedimen perharinya adalah sebesar :

Debit air dan sedimen perhari

$$= (\text{Debit air hujan} + \text{Debit sedimen}) - \text{Debit pemompaan}$$

$$= (12.496,16 \text{ m}^3/\text{hari} + 5,1824 \text{ m}^3/\text{hari}) - 12.404 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$= 97,7173 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Berdasarkan hasil perhitungan debit air dan sedimen perhari maka didapatkan waktu penuh pada tiap – tiap kondisi yang dapat dilihat pada (Tabel 4.22).

Dengan perhitungan sebagai berikut :

Pada kondisi aman

$$\text{Waktu tumpah} = \text{Volume ruang kosong} : \text{tampungan sedimen}$$

$$= 7.182,04 \text{ m}^3 : 97,7173 \text{ m}^3/\text{hari} = 73,49 \text{ hari}$$

Tabel 4. 35
Volume Ruang Kosong

Kondisi	Volume Ruang Kosong (m ³)	Waktu Tumpah hari	Ketinggian Air
Aman	7.182,04	73,498	0,36
Waspada	3.162,66	32,365	2,40
Bahaya	941,64	9,636	3,52