



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599**

**PEMANFAATAN EMBUNG KLAMPOK UNTUK SUPLAI  
KEBUTUHAN AIR BAKU DESA KLAMPOK, KECAMATAN  
TONGAS, KABUPATEN PROBOLINGGO**

**OXY WIDYANANDA**  
**NRP. 10111715000025**

**Dosen Pembimbing**  
**Ir. FX DIDIK HARIJANTO, CES.**  
**NIP. 19590329 198811 1 001**

**PROGRAM DIPLOMA IV**  
**DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**  
**Fakultas Vokasi**  
**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**  
**Surabaya 2018**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599**

**PEMANFAATAN EMBUNG KLAMPOK UNTUK  
SUPLAI KEBUTUHAN AIR BAKU DESA  
KLAMPOK, KECAMATAN TONGAS, KABUPATEN  
PROBOLINGGO**

**OXY WIDYANANDA  
NRP. 10111715000025**

**Dosen Pembimbing  
Ir. FX DIDIK HARIJANTO, CES.  
NIP. 19590329 198811 1 001**

**PROGRAM DIPLOMA IV  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018**



**APPLIED FINAL PROJECT - RC 146599**

**THE UTILIZATION OF KLAMPOK DAM FOR  
SUPPLIER OF RAW WATER AT KLAMPOK  
VILLAGE, KECAMATAN TONGAS,  
KABUPATEN PROBOLINGGO**

**OXY WIDYANANDA  
NRP. 10111715000025**

**Dosen Pembimbing  
Ir. FX DIDIK HARIJANTO, CES.  
NIP. 19590329 198811 1 001**


**PROGRAM DIPLOMA IV  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018**

**LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR TERAPAN  
PEMANFAATAN EMBUNG KLAMPOK UNTUK SUPLAI  
KEBUTUHAN AIR BAKU DESA KLAMPOK,  
KECAMATAN TONGAS, KABUPATEN PROBOLINGGO**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh  
Gelar Sarjana Terapan Teknik  
Pada  
Program Studi Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
Surabaya, Juli 2018

Oleh :

MAHASISWA



**OXY WIDYANANDA**

**NRP. 10111715000025**

24 JUL 2018





**BERITA ACARA**  
**TUGAS AKHIR TERAPAN**  
 PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT LANJUT JENJANG  
 TEKNIK SIPIL  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :  
 041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 06/07/2018

Judul Tugas Akhir Terapan	Pemanfaatan Embung Klampok untuk Suplai Kebutuhan Air Baku Desa Klampok Kecamatan Tongas Kab. Probolinggo		
Nama Mahasiswa	Oxy Widyandandah	NRP	10111715000025
Dosen Pembimbing 1	Ir. Didik Harjanto, CES NIP 19590329 198811 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
	S. Kamilia Aziz, ST. MT NIP 19771231 200604 2 001
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. check volume embung &amp; volume kebutuhan air.</li> <li>2. penentuan orbit ketinggian / suplai tergantung dari data / posisi intake.</li> <li>3. kurva &amp; <del>gc</del> benar mass curve.</li> </ol>	
	Ir. Ismail Sa'ud, MMT NIP 19600517 198903 1 002
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kesimpulan direvisi sesuai dgn landas embung.</li> <li>- Paper digaya di revisi jadi Pk.</li> </ul>	
	Ir. Edy Sumirman, MT NIP 19581212 198701 1 001
	NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
S. Kamilia Aziz, ST. MT NIP 19771231 200604 2 001	Ir. Ismail Sa'ud, MMT NIP 19600517 198903 1 002	Ir. Edy Sumirman, MT NIP 19581212 198701 1 001	NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	Ir. Didik Harjanto, CES NIP 19590329 198811 1 001	NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

Nama : 1 Oxy Widyananda 2  
 NRP : 1 10111715000025 2  
 Judul Tugas Akhir : Pemanfaatan Embung Klampok untuk Suplai kebutuhan air baku Desa Klampok, Kecamatan Tangis, Kabupaten Probolinggo  
 Dosen Pembimbing : Ir. Fx Didik Hartanto, GEs.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	13 Februari 2018	Lengkapi BAB dan SUBBAB Membuat rencana alternatif. Melengkapi Data.	<i>[Signature]</i>			
2	21 Maret 2018	Konsultasi Pengolahan Data Rencana kapasitas lapangan Proyeksi penduduk.	<i>[Signature]</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.	7 Mei 2018	Tinjau Rencana alternatif 1 dan alternatif 2. Perbaiki penulisan.	<i>[Signature]</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4.	30 Mei 2018.	Meringku Alternatif 2 Membuat Skema masing-masing alternatif. Kesimpulan Cara pembagian pipa utama ke sekunder.	<i>[Signature]</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	5 Juni 2018	Buat PPT. Perbaiki kesimpulan dan gambar	<i>[Signature]</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal

**PEMANFAATAN EMBUNG KLAMPOK UNTUK  
SUPLAJ KEBUTUHAN AIR BAKU DESA KLAMPOK,  
KECAMATAN TONGAS, KABUPATEN PROBOLINGGO**

**Nama : Oxy Widyananda**  
**NRP : 10111715000025**  
**Jurusan : Diploma IV Bangunan Air**  
**Departemen Teknik Infrastruktur Sipil**  
**FV-ITS**  
**Dosen Pembimbing : IR. FX DIDIK HARIJANTO, CES**  
**NIP : 19590329 198811 1 001**

**Abstrak**

Pembangunan Embung Klampok yang terletak di Desa Klampok, Kecamatan Tongas, Kabupaten Probolinggo Jawa Timur merupakan proyek yang telah terlaksana dan selesai pada tahun 2010. Embung Klampok dibuat untuk memenuhi kebutuhan air baku dan irigasi di sekitar wilayah Desa Klampok. Namun pada pembangunan Embung Klampok, tidak disertakan dengan perencanaan pendistribusian air baku dan hanya mengandalkan fasilitas MCK yang terdapat pada sisi downstream embung sebagai sarana agar dapat memenuhi kebutuhan air baku penduduk. Untuk mengatasi permasalahan tersebut, maka direncanakan pendistribusian air baku untuk memenuhi kebutuhan masyarakat. Dengan adanya rencana proyek tersebut diharapkan masyarakat Desa Klampok mendapatkan suplai kebutuhan air dari sumber air baku sampai ketinggian pelanggan. Sehingga dapat memenuhi kebutuhan air bersih dan meningkatkan taraf hidup masyarakat yang ada Desa Klampok, Kecamatan Tongas, Kabupaten Probolinggo.

**Kata kunci : Embung, Air Baku**

“halaman sengaja dikosongkan”



**THE UTILIZATION OF KLAMPOK DAM FOR  
SUPPLIER OF RAW WATER AT KLAMPOK VILLAGE,  
KECAMATAN TONGAS, KABUPATEN  
PROBOLINGGO**

**Nama** : Oxy Widyananda  
**NRP** : 10111715000025  
**Jurusan** : Diploma IV LJ Bangunan Air  
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil  
FV-ITS  
**Dosen Pembimbing** : **IR. FX DIDIK HARIJANTO, CES**  
**NIP** : 19590329 198811 1 001

**Abstract**

Construction of Klampok DAM located in Klampok Village, Tongas Subdistrict, Probolinggo Regency of East Java is a project that has been completed and completed in 2010. Embung Klampok is made to suplay the needs of raw water in the vicinity of Klampok Village. However, in the construction of Embung Klampok, it is not included with the planned distribution of raw water and only rely on the MCK facility on the downstream side of the embung as it means to fulfill the raw water needs of the population. To overcome these problems, the planned distribution of raw water to meet the needs of the community.

With the project plan is expected Klampok Village communities get the supply of water from raw water sources to customer level. So it can meet the needs of clean water and improve the living standard of the existing community of Klampok Village, Tongas Subdistrict, Probolinggo District.

**Keyword : Dam, Raw water**

“halaman sengaja dikosongkan”

## KATA PENGANTAR

Segala Puji Syukur saya panjatkan kehadiran Allah SWT atas Berkah dan Rahmat-Nya serta hidayahnya kepada saya sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan dengan judul **“Pemanfaatan Embung Klampok Untuk Suplai Kebutuhan Air Baku Desa Klampok, Kecamatan Tongas, Kabupaten Probolinggo”**. Proyek akhir ini merupakan salah satu syarat kelulusan bagi seluruh mahasiswa dalam menempuh pendidikan pada program studi D-IV Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS.

Proyek akhir ini memiliki sebuah tujuan untuk membuat rencana pendistribusian air baku yang akan direalisasikan di lapangan, sehingga dapat memenuhi kebutuhan air baku di Desa Klampok.

Kami ucapkan terima kasih atas bimbingan, arahan, serta bantuan dari :

1. Bapak Dr. Machsus, ST, MT. selaku Kepala Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS,
2. Bapak Dr. Ir. Kuntjoro, MT. selaku Kepala Jurusan D-IV Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS,
3. Bapak Ir. FX Didik Harijanto, CES. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir Terapan,
4. Bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen wali,
5. Kedua orang tua kami yang selalu memberikan motivasi dan doa,
6. Rekan – rekan dari Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS serta semua pihak yang membantu dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir Terapan ini yang tidak kami sebutkan satu persatu.

Kami menyadari bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang bersifat membangun sangat Penulis harapkan. Semoga penulisan Tugas Akhir ini dapat diterima dan bermanfaat bagi kita semua.

Surabaya, 9 Juli 2018

Penulis

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN .....	ii
Abstrak .....	iii
Abstract .....	v
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL .....	xiii
DAFTAR GAMBAR.....	xvi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	2
1.3. Tujuan.....	2
1.4. Batasan Masalah .....	2
1.5. Manfaat.....	3
1.6. Lokasi Studi.....	3
BAB II KONDISI PERENCANAAN.....	5
2.1. Kondisi Umum Embung Klampok .....	5
2.2. Kondisi Hidrologi.....	5
2.3. Data Teknis.....	5
BAB III DASAR TEORI.....	7
3.1. Umum.....	7
3.2. Daerah dan Tingkat Pelayanan .....	8
3.3. Sumber Air untuk Penyedia Kebutuhan.....	8
3.3.1. Air Permukaan .....	8
3.3.2. Air Tanah.....	9
3.4. Definisi Air Bersih .....	9
3.5. Persyaratan dalam Penyediaan Air Bersih .....	10
3.5.1. Persyaratan Kualitatif .....	10

3.5.2.	Persyaratan Kuantitatif (Debit) .....	11
3.5.3.	Persyaratan Kontinuitas .....	11
3.6.	Sistem Distribusi Air .....	12
3.6.1.	Continuous System (Sistem Berkelanjutan) .....	12
3.6.2.	Intermitten System .....	12
3.7.	Kriteria Perencanaan Sistem Distribusi Air Bersih .....	13
3.8.	Pemilihan Pola Jaringan Perpipaan .....	14
3.8.1.	Klasifikasi Jaringan Perpipaan .....	14
3.8.2.	Jenis Perlengkapan Pipa .....	16
3.8.3.	Pemilihan Pola Jaringan Perpipaan .....	17
3.9.	Analisis Pertumbuhan Penduduk .....	20
3.9.1.	Metode Geometrik .....	20
3.9.2.	Metode Aritmatik .....	21
3.10.	Analisis Kebutuhan Air Bersih .....	21
3.10.1.	Kebutuhan Air Domestik .....	22
3.10.2.	Kebutuhan Air Non Domestik .....	23
3.11.	Perhitungan Pemanfaatan Air .....	25
3.11.1.	Untuk Domestik .....	25
3.12.	Analisis Hidrolika Dalam Sistem Distribusi Air Bersih .....	25
3.12.1.	Hukum Bernaulli .....	25
3.12.2.	Kehilangan Tekanan (Head Loss) .....	26
3.12.3.	Kecepatan Aliran .....	28
3.12.4.	Fluktuasi Kebutuhan Air .....	29
3.12.5.	Pompa .....	30
<b>BAB IV METODOLOGI .....</b>		<b>35</b>
4.1.	Tahapan Analisis .....	35
4.1.1.	Persiapan .....	35
4.1.2.	Survey Lapangan Identifikasi .....	35
4.1.3.	Pengumpulan Data .....	35
4.1.4.	Analisis Data .....	36
4.1.5.	Perencanaan Layout Jaringan Distribusi Air Bersih .....	36
4.1.6.	Kesimpulan .....	37
4.2.	Flow Chart Pengerjaan .....	38

BAB V JADWAL Pengerjaan .....	39
5.1 Penjadwalan pengerjaan tugas akhir .....	39
BAB VI ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN .....	40
6.1 Analisa Debit Ketersediaan .....	41
6.1.1 Volume Ketersediaan.....	43
6.2 Debit Kebutuhan Perwilayah .....	45
6.2.1 Analisa Jumlah Penduduk.....	45
6.2.2 Proyeksi Penduduk Menggunakan Metode Arimatika .....	46
6.2.3 Proyeksi Penduduk Menggunakan Metode Geometrik .....	46
6.2.4 Rekapitulasi Perbandingan Menggunakan Metode Arimatik dan Geometrik. ....	47
6.2.5 Kepadatan Penduduk .....	50
6.2.6 Kebutuhan Air Bersih.....	52
6.3 Perencanaan Distribusi Air Bersih.....	54
6.3.1 Rencana Jaringan 1 .....	54
Perhitungan Dimensi Pipa Jaringan 1 .....	55
6.3.2 Rencana Jaringan 2 .....	57
6.4 Kehilangan Energi Mayor ( <i>Mayor losses</i> ) .....	59
6.4.1 Kehilangan Energi Mayor ( <i>Mayor losses</i> ) jaringan 1 .....	59
6.4.2 Kehilangan Energi Mayor ( <i>Mayor losses</i> ) jaringan 2 .....	61
6.5 Kehilangan Energi Minor ( <i>Minor losses</i> ) .....	62
6.5.1 Kehilangan Energi Minor ( <i>Minor losses</i> ) jaringan 1 .....	62
6.5.2 Kehilangan Energi Minor ( <i>Minor losses</i> ) jaringan 2 .....	65
6.6 Kehilangan Energi Total.....	67
6.6.1 Kehilangan Energi Total Jaringan 1 .....	67
6.6.2 Kehilangan Energi Total Jaringan 2.....	69
6.6.3 Perbandingan Kehilangan Energi pada hidran jaringan 1 dan jaringan 2.....	71
6.7 Perencanaan Pompa.....	72

6.7.1	Rencana Pompa Jaringan 1 .....	72
6.7.2	Rencana Pompa Jaringan 2 .....	78
6.8	Perencanaan Reservoir.....	84
6.8.1	Fluktuasi Pemakaian Air.....	84
6.8.2	Perhitungan Kapasitas Reservoir .....	86
6.8.3	Perhitungan dimensi reservoir. ....	90
6.9	Water Balance .....	91
BAB VII PENUTUP.....		97
7.1	Kesimpulan.....	97
7.2	Saran.....	98
DAFTAR PUSTAKA .....		100
BIODATA PENULIS.....		101



## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Standar kebutuhan air domestik .....	22
Tabel 3. 2 Kebutuhan Air Non Domestik.....	23
Tabel 3. 3 Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kategori V (Desa) .....	24
Tabel 3. 4 Kekasaran Pipa Metode Hazen William.....	31
Tabel 3. 5 Evaluasi Lokasi Sumber Air .....	31
Tabel 3. 6 Kriteria Pipa Distribusi.....	32
Tabel 5. 1 Jadwal Kerja .....	39
Tabel 6. 1Data Debit 10 Harian Tahun 1996-2008 .....	42
Tabel 6. 2Tabel Data Debit Setelah Disortir Berdasarkan Probabilitas .....	42
Tabel 6. 3Tabel Volume Ketersediaan .....	44
Tabel 6. 4Data penduduk desa Klampok.....	45
Tabel 6. 5Rekapitulasi Perhitungan Metode Arimatik dan Metode Geometrik .....	47
Tabel 6. 6Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Metode Arimatik dan Metode Geometrik .....	48
Tabel 6. 7Nilai Korelasi Metode Arimatik dan Metode Geometrik .....	50
Tabel 6. 8Jumlah penduduk pada tiap zona.....	51
Tabel 6. 9 Rencana Kebutuhan Air .....	52
Tabel 6. 10Tabel Kebutuhan Air Bersih .....	52
Tabel 6. 11Rencana Dimensi Hidran .....	53
Tabel 6. 12Rekapitulasi Perhitungan D pipa, Q pipa dan V pipa .....	55
Tabel 6. 13Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan D pipa, Q pipa dan V pipa.....	56
Tabel 6. 14Rekapitulasi D pipa, Q pipa, dan V pipa .....	58

Tabel 6. 15	Rekapitulasi D pipa, Q pipa, dan V pipa .....	59
Tabel 6. 16	Rekapitulasi Kehilangan Energi Rencana Jaringan 1 Akibat Gesekan .....	60
Tabel 6. 17	Rekapitulasi Kehilangan Energi Rencana Jaringan 2 Akibat Gesekan .....	61
Tabel 6. 18	Lanjutan Rekapitulasi Kehilangan Energi Rencana Jaringan 2 Akibat Gesekan .....	62
Tabel 6. 19	Koefisien Akibat Belokan Pipa .....	63
Tabel 6. 20	Rekapitulasi Kehilangan Energi Akibat Belokan Jaringan 1 .....	63
Tabel 6. 21	Kehilangan energi akibat perubahan dimensi .....	64
Tabel 6. 22	Lanjutan Kehilangan energi akibat perubahan dimensi .....	65
Tabel 6. 23	Koefisien Akibat Belokan Pipa .....	65
Tabel 6. 24	Kehilangan Energi Akibat Belokan .....	66
Tabel 6. 25	Kehilangan energi akibat perubahan dimensi .....	67
Tabel 6. 26	Kehilangan energi total pada jaringan 1 .....	67
Tabel 6. 27	Nilai $H_f$ pada Hidran Jaringan 1 .....	69
Tabel 6. 28	Kehilangan energi total pada jaringan 2 .....	69
Tabel 6. 29	Nilai $H_f$ pada Hidran Jaringan 2 .....	70
Tabel 6. 30	Perbandingan Kehilangan Energi Hidran pada Jaringan 1 dan Jaringan 2 .....	71
Tabel 6. 31	Nilai head Pompa pada Jaringan 1 .....	73
Tabel 6. 32	Rekapitulasi Perhitungan Head Hidran Pendukung jaringan 1 .....	74
Tabel 6. 33	Perhitungan Debit Pompa .....	75
Tabel 6. 34	Nilai head Pompa pada Jaringan 2 .....	78
Tabel 6. 35	Rekapitulasi Perhitungan Head Hidran Pendukung jaringan 2 .....	80
Tabel 6. 36	Perhitungan Debit Pompa .....	82
Tabel 6. 37	Fluktuasi Pemakaian Air Desa Klampok .....	84

Tabel 6. 38Lanjutan Fluktuasi Pemakaian Air Desa Klampok .....	85
Tabel 6. 39Kapasitas Reservoir Metode Operasional.....	87
Tabel 6. 40Kapasitas Reservoir Metode Kurva S.....	89
Tabel 6. 41Tabel Volume Kumulatif Kebutuhan .....	92
Tabel 6. 42Perbandingan Volume Kumulatif Ketersediaan dan Volume Kumulatif Kebutuhan.....	93
Tabel 6. 43Lanjutan Perbandingan Volume Kumulatif Ketersediaan dan Volume Kumulatif Kebutuhan.....	94

“halaman sengaja dikosongkan”

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Studi.....	3
Gambar 3. 1 Sistem Distribusi Air Bersih Sistem Gravitasi .....	14
Gambar 3. 2 Sistem Distribusi Air Bersih Sistem Pompa.....	14
Gambar 3. 3 Sistem Loop.....	18
Gambar 3. 4 Sistem Cabang .....	19
Gambar 3. 5 Sistem Gabungan .....	20
Gambar 4. 1 Diagram Alir Pengerjaan .....	38
Gambar 6. 1Nilai Korelasi (R) Metode Arimatik adalah 1 .....	49
Gambar 6. 2Nilai Korelasi (R) Metode Geometrik adalah 0.999 49	
Gambar 6. 3Pembagian Zona .....	51
Gambar 6. 4Rencana Pipa Alternatif 1 .....	54
Gambar 6. 5Rencana Pipa Alternatif 2 .....	57
Gambar 6. 6Grafik Perbandingan Hf total pada hidran jaringan 1 & jaringan 2 .....	72
Gambar 6. 7Rencana Hidran Pendukung Jaringan 1 .....	75
Gambar 6. 8Diagram Pemilihan Pompa jaringan 1 .....	77
Gambar 6. 9Rencana Hidran Pendukung Jaringan 2 .....	81
Gambar 6. 10Diagram Pemilihan Pompa .....	83
Gambar 6. 11Grafik Fluktuasi.....	86
Gambar 6. 12Grafik Metode Operasional.....	88
Gambar 6. 13Grafik Metode Kurva S.....	90
Gambar 6. 14Dimensi Reservoir .....	91
Gambar 6. 15Grafik Kapasitas Embung .....	95

“halaman sengaja dikosongkan”

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### 1.1. Latar Belakang

Embung merupakan tandon air atau waduk berukuran kecil (waduk desa) yang memiliki fungsi untuk menampung kelebihan air hujan dimusim penghujan dan pemanfaatannya pada musim kemarau untuk berbagai keperluan baik di bidang pertanian maupun kepentingan masyarakat. Pembentukan embung pada dasarnya adalah untuk mengairi lahan pertanian terutama pada musim kemarau, manfaat lain dari embung adalah dibidang perikanan yang bisa dijadikan untuk kolam pemeliharaan ikan dan sebagai persediaan minuman ternak maupun untuk keperluan rumah tangga.

Pembangunan Embung Klampok yang terletak di Desa Klampok, Kecamatan Tongas, Kabupaten Probolinggo Jawa Timur merupakan proyek yang telah terlaksana dan selesai pada tahun 2010. Embung Klampok dibuat untuk memenuhi kebutuhan air baku sekitar wilayah Desa Klampok. Namun pada pembangunan Embung Klampok, tidak disertakan dengan perencanaan pendistribusian air baku dan hanya mengandalkan fasilitas MCK yang terdapat pada sisi *downstream* embung sebagai sarana untuk memenuhi kebutuhan air baku untuk penduduk. Hal tersebut menimbulkan kesenjangan dalam pendistribusian air baku dan mengakibatkan masyarakat pada daerah hilir sulit mendapatkan suplai air baku, sehingga diperlukan perencanaan pendistribusian air baku untuk memenuhi kebutuhan masyarakat.

Untuk mendukung dalam proses pendistribusian air embung tersebut ke masyarakat, dibutuhkan data berupa data debit inflow, data topografi, data kebutuhan air domestik, serta

data pendukung lainnya. Data debit inflow digunakan untuk menentukan besar debit andalan yang digunakan untuk mengetahui ketersediaan air di embung, data topografi digunakan sebagai pertimbangan untuk mengetahui luas dan elevasi desa yang akan memperoleh distribusi air baku, data kebutuhan air domestik digunakan sebagai patokan untuk menentukan kebutuhan air baku masyarakat yang akan dilayani, dan data pendukung lainnya digunakan untuk melengkapi dan menyempurnakan hasil perencanaan. Data-data tersebut akan diolah sebagai acuan untuk membuat pendistribusian air baku dari embung agar sesuai terhadap kondisi daerah yang ditinjau. Dengan adanya penyaluran air baku dari embung tersebut, diharapkan kebutuhan air baku masyarakat di Desa Klampok dapat terpenuhi dengan baik.

#### 1.2. Rumusan Masalah

1. Berapakah jumlah ketersediaan air atau kapasitas tampungan embung yang tersedia ?
2. Berapakah kebutuhan air baku Desa Klampok dengan prediksi penduduk 25 tahun ?
3. Bagaimanakah perencanaan pengoperasian debit dari sistem jaringan distribusi air baku ?

#### 1.3. Tujuan

1. Melakukan analisa jumlah ketersediaan air yang ada pada Embung Klampok
2. Melakukan perhitungan kebutuhan air baku Desa Klampok dengan prediksi penduduk 25 tahun
3. Membuat perencanaan pengoperasian debit dari sistem jaringan distribusi air baku

#### 1.4. Batasan Masalah

1. Tidak membahas mengenai rencana konstruksi embung
2. Tidak membahas mengenai rencana anggaran biaya



### 1.5. Manfaat

1. Sebagai sarana penyalur air baku untuk masyarakat Desa Klampok
2. Meminimalisir kekurangan air yang terjadi di Desa Klampok

### 1.6. Lokasi Studi

Lokasi dari Embung Klampok berada di Desa Klampok, Kecamatan Tongas, Kabupaten Probolinggo. Secara geografis, Embung Klampok berada pada S.  $07^{\circ} 46' 12.8''$  / E.  $113^{\circ} 04' 04.3''$  dengan elevasi 96.10 mdpl seperti yang ditunjukkan pada gambar 1.1



Gambar 1. 1 Lokasi Studi

“Halaman Sengaja Dikosongkan”

## **BAB II**

### **KONDISI PERENCANAAN**

#### 2.1. Kondisi Umum Embung Klampok

Embung Klampok yang berada di Desa Klampok ini, membendung kali Klampok. Masyarakat sekitar Embung Klampok mayoritas bekerja sebagai petani dan buruh bangunan. Saat musim hujan, masyarakat banyak yang bertani, namun pada saat musim kemarau banyak yang beralih ke kuli bangunan. Karena, pada saat musim kemarau sulit untuk mendapatkan air untuk mengaliri sawah dan untuk memenuhi kebutuhan air baku. Oleh karena itu, pemerintah membangun Embung Klampok yang salah satunya untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi sawah dan air baku.

#### 2.2. Kondisi Hidrologi

Sebelum adanya Embung Klampok, masyarakat setempat kesulitan mengambil air bersih, terutama saat musim kemarau. Diharapkan dengan dibangunnya Embung Klampok yang selesai dibangun pada bulan agustus 2010, agar masyarakat tidak kesulitan air pada musim kemarau. Jika diamati di lapangan, air dari embung tersebut digunakan untuk keperluan sehari.

Distribusi air ke masyarakat belum maksimal karena penduduk masih harus menuju ke lokasi embung untuk mendapatkan air. Untuk penerima air di daerah hilir belum disediakan pipa air baku sehingga masyarakat bagian hilir belum bisa memanfaatkan air embung secara maksimal dan merata.

#### 2.3. Data Teknis

1. BBWS/BWS/SKPD : Brantas (Operasional dan Pemeliharaan)
2. Nama Embung : Klampok
3. Provinsi : Jawa Timur
4. Kabupaten : Probolinggo
5. Kecamatan : Tongas
6. Desa : Klampok
7. Koordinat : Lintang : S. 07°46'12,966"

	: Bujur	: E. 113 <sup>0</sup> 04'0,4995''
<b>8.</b>	Daerah tangkapan air	: 2,5 Ha
<b>9.</b>	Luas genangan	: 3 Ha
<b>10.</b>	Kedalaman	: 16 m
<b>11.</b>	Panjang	: 250 m
<b>12.</b>	Lebar	: 95 m
<b>13.</b>	Kapasitas Tampungan	: 380.000 m <sup>3</sup>
<b>14.</b>	Lebar pelimpah	: 20 m
<b>15.</b>	Tahun konstruksi awal	: 2008
<b>16.</b>	Tahun konstruksi selesai	: 2010
<b>17.</b>	Tipe konstruksi	: Cor
<b>18.</b>	Rata-rata curah hujan tahunan	: 118 mm

## **BAB III**

### **DASAR TEORI**

#### 3.1. Umum

Ada beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan sistem distribusi air bersih yaitu berupa informasi mengenai kebutuhan air bersih di wilayah perencanaan. Kebutuhan air bersih sangat ditentukan oleh kondisi wilayah perencanaan, pertambahan jumlah penduduk, dan tingkat sosial ekonomi penduduk yang mempengaruhi pola pemakaian air. Penentuan kebutuhan air bersih didasarkan pada beberapa hal, yaitu :

1. Daerah pelayanan
2. Periode perencanaan
3. Proyeksi jumlah penduduk, fasilitas umum dan fasilitas sosial selama periode perencanaan
4. Pola pemakaian air di suatu wilayah

Berikut dasar pertimbangan dalam perencanaan distribusi air bersih, yaitu :

1. Pertumbuhan penduduk yang dilayani, semakin tinggi jumlah penduduk suatu daerah maka kebutuhan air bersih penduduk akan meningkat
2. Tingkat sosial ekonomi penduduk
3. Kecepatan pertumbuhan sarana infrastruktur yang ada
4. Ekonomi dan investasi pembangunan
5. Spesifikasi material dan struktur sistem

### 3.2. Daerah dan Tingkat Pelayanan

Kebutuhan air di wilayah perencanaan sangat tergantung pada kondisi daerah pelayanan yang menjadi tujuan perencanaan. Daerah pelayanan yang ditentukan dalam perencanaan ini adalah wilayah dengan pertimbangan sebagai berikut :

1. Daerah yang kekurangan suplai air bersih
2. Daerah dengan kepadatan penduduk yang berkembang
3. Daerah yang berpotensi untuk berkembang
4. Aspek teknis topografi yang berpengaruh terhadap proses distribusi
5. Aspek ekonomi

### 3.3. Sumber Air untuk Penyedia Kebutuhan

Dalam system penyediaan air bersih, sumber air merupakan satu komponen yang mutlak harus ada, karena tanpa sumber air system penyediaan air tidak akan berfungsi. Dengan mengetahui karakteristik masing-masing sumber air serta faktor-faktor yang mempengaruhinya, diharapkan dapat membantu di dalam pemilihan air bersih untuk suatu system penyediaan air bersih, serta mempermudah tahapan selanjutnya di dalam pemilihan tipe dari pengolahan untuk menghasilkan air yang memenuhi standart kualitas secara fisik, kimiawi dan bakteriologis. Secara umum sumber air sebagai berikut:

#### 3.3.1. Air Permukaan

Air permukaan adalah air yang terdapat pada permukaan tanah. Pada perinsipnya air permukaan terbagi menjadi:

1. Air sungai

Air sungai adalah air hujan yang jatuh kepermukaan bumi dan tidak meresap kedalam tanah akan mengalir secara gravitasi searah dengankemiringan permukaan tanah dan mengalir melewati aliran sungai. Sebagai salah satu sumber air minum, air sungai harus

mengalami pengolahan secara sempurna karena pada umumnya memiliki derajat pengotoran yang tinggi.

## 2. Air Danau

Air danau adalah air permukaan (berasal dari hujan atau air tanah yang keluar ke permukaan tanah), terkumpul pada suatu tempat yang relative rendah/cekung. Termasuk kategori supaya adalah air rawa, air tendon, air waduk/dam.

### 3.3.2. Air Tanah

Air tanah adalah air yang berasal dari air hujan yang jatuh di permukaan tanah/bumi dan meresap kedalam tanah dan mengisi rongga-rongga atau pori didalam tanah.

Air tanah terbagi atas:

#### 1. Air tanah dangkal

Terjadi karena daya proses peresapan air dari permukaan tanah. air tanah lebih banyak mengandung zat kimia berupa garam-garam terlarut meskipun kelihatan jernih karna sudah melewati lapisan tanah yang masing-masing mempunyai unsur-unsur kimia tertentu. Meskipun lapisan tanah disini berfungsi sebagai sarinagn namun pengotoran juga masi terus berlangsung, terutama pada muka air yang dekat denagn muka tanah. Air tanah dangkal umumnya mempunyai kedalaman kurang dari 50 meter.

#### 2. Air laut

Air laut adalah salah satu sumber air walaupun tidak termasuk kategori yang bias dipilih sebagai sumber air bersih untuk air bersih atau air minum, karena memiliki kandungan garam (NaCl) yang cukup besar.

### 3.4. Definisi Air Bersih

Air bersih adalah air yang digunakan untuk keperluan sehari-hari dan akan menjadi air minum setelah dimasak terlebih dahulu. Sebagai batasannya, air bersih adalah air yang memenuhi persyaratan bagi sistem penyediaan air

minum. Adapun persyaratan yang dimaksud adalah persyaratan dari segi kualitas air yang meliputi kualitas fisik, kimia, biologi dan radiologis, sehingga apabila dikonsumsi tidak menimbulkan efek samping.

(Sumber: *Ketentuan Umum Permenkes No.416/Menkes/PER/IX/1990*)

### 3.5. Persyaratan dalam Penyediaan Air Bersih

Sistem penyediaan air bersih harus memenuhi beberapa persyaratan utama. Persyaratan tersebut meliputi persyaratan kualitatif, persyaratan kuantitatif dan persyaratan kontinuitas.

#### 3.5.1. Persyaratan Kualitatif

Persyaratan kualitas menggambarkan mutu atau kualitas dari air bersih. Persyaratan ini meliputi persyaratan fisik, persyaratan kimia, persyaratan biologis dan persyaratan radiologis. Syarat-syarat tersebut berdasarkan Permenkes No.416/Menkes/PER/IX/1990 dinyatakan bahwa persyaratan kualitas air bersih adalah sebagai berikut:

##### 1. Syarat-Syarat Fisik

Secara fisik air bersih harus jernih, tidak berbau dan tidak berasa. Selain itu juga suhu air bersih sebaiknya sama dengan suhu udara atau kurang lebih 25°C, dan apabila terjadi perbedaan maka batas yang diperbolehkan adalah  $25^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$

##### 2. Syarat-syarat Kimia

Air bersih tidak boleh mengandung bahan-bahan kimia dalam jumlah yang melampaui batas. Beberapa persyaratan kimia antara lain adalah: pH, total solid, zat organik, CO<sub>2</sub> agresif, kesadahan, kalsium (Ca), besi (Fe), mangan (Mn), tembaga (Cu), seng (Zn), chlorida (Cl), nitrit, flourida (F), serta logam berat.

##### 3. Syarat-syarat bakteriologis dan mikrobiologis

Air bersih tidak boleh mengandung kuman patogen dan parasitik yang mengganggu kesehatan. Persyaratan bakteriologis ini ditandai dengan tidak adanya bakteri *E. coli* atau Fecal coli dalam air.



#### 4. Syarat-syarat Radiologis

Persyaratan radiologis mensyaratkan bahwa air bersih tidak boleh mengandung zat yang menghasilkan bahan-bahan yang mengandung radioaktif, seperti sinar alfa, beta dan gamma.

##### 3.5.2. Persyaratan Kuantitatif (Debit)

Persyaratan kuantitas dalam penyediaan air bersih adalah ditinjau dari banyaknya air bersih yang tersedia. Artinya air bersih tersebut dapat digunakan untuk memenuhi kebutuhan sesuai dengan kebutuhan daerah dan jumlah penduduk yang akan dilayani. Persyaratan kuantitas juga dapat ditinjau dari standar debit air bersih yang dialirkan ke konsumen sesuai dengan jumlah kebutuhan air bersih.

##### 3.5.3. Persyaratan Kontinuitas

Air bersih untuk air bersih harus dapat diambil terus menerus dengan fluktuasi debit yang relatif tetap, baik pada saat musim kemarau maupun musim hujan. Kontinuitas juga dapat diartikan bahwa air bersih harus tersedia 24 jam per hari, atau setiap saat diperlukan, kebutuhan air tersedia. Akan tetapi kondisi ideal tersebut hampir tidak dapat dipenuhi pada setiap wilayah di Indonesia, sehingga untuk menentukan tingkat kontinuitas pemakaian air dapat dilakukan dengan cara pendekatan aktifitas konsumen terhadap prioritas pemakaian air. Prioritas pemakaian air yaitu minimal selama 12 jam per hari, yaitu pada jam-jam aktifitas kehidupan, yaitu pada pukul 06.00 – 18.00 WIB.

Kontinuitas aliran sangat penting ditinjau dari dua aspek. Pertama adalah kebutuhan konsumen. Sebagian besar konsumen memerlukan air untuk kehidupan dan pekerjaannya, dalam jumlah yang tidak ditentukan. Karena itu, diperlukan pada waktu yang tidak ditentukan. Karena itu, diperlukan reservoir pelayanan dan fasilitas energi yang siap setiap saat.

Sistem jaringan perpipaan didesain untuk membawa suatu kecepatan aliran tertentu. Kecepatan dalam pipa tidak

boleh melebihi 0,6–1,2 m/dt. Ukuran pipa harus tidak melebihi dimensi yang diperlukan dan juga tekanan dalam sistem harus tercukupi. Dengan analisis jaringan pipa distribusi, dapat ditentukan dimensi atau ukuran pipa yang diperlukan sesuai dengan tekanan minimum yang diperbolehkan agar kuantitas aliran terpenuhi.

*(Sumber: Ketentuan Umum Permenkes  
No.416/Menkes/PER/IX/1990)*

### 3.6. Sistem Distribusi Air

Air yang disuplai melalui pipa induk akan didistribusikan melalui dua alternative sistem yakni:

#### 3.6.1. Continuous System (Sistem Berkelanjutan)

Dalam Sistem ini, air minum yang ada akan disuplay dan didistribusikan kepada konsumen secara terus – menerus selama 24 jam. Sistem ini biasanya diterapkan bila pada setiap waktu kuantitas air baku dapat mensuplay seluruh kebutuhan konsumen di daerah tersebut.

Keuntungan:

- Konsumen akan mendapatkan air setiap saat
- Air minum yang diambil dari titik pengambilan di dalam jaringan pipa distribusi selalu didapat dalam keadaan segar

Kerugian:

- Pemakaian air cenderung lebih boros
- Jika ada sedikit kebocoran maka jumlah air yang terbuang besar

#### 3.6.2. Intermitten System

Dalam sistem ini, air minum yang ada akan disuplay dan didistribusikan kepada konsumen hanya selama beberapa jam dalam satu hari. Biasanya berkisar antara 2 hingga 4 jam untuk sore hari. Sistem ini biasanya diterapkan bila kuantitas dan tekanan air yang cukup tidak tersedia.

Keuntungan:

- Pemakaian air cenderung lebih hemat
- Jika ada sedikit kebocoran maka jumlah yang terbuang relative kecil

Kerugian:

- Bila terjadi kebakaran pada saat beroperasi maka air untuk pemadam kebakaran tidak dapat disediakan
- Setiap rumah perlu menyediakan tempat penyimpanan air yang cukup agar kebutuhan air sehari – hari dapat terpenuhi
- Dimensi pipa yang digunakan akan lebih besar karena kebutuhan air yang disuplay dan didistribusikan dalam sehari hanya ditempuh dalam jangka waktu yang pendek

*(Laporan “sistem pelayanan air minum”  
Teknik Lingkungan ITS 2010)*

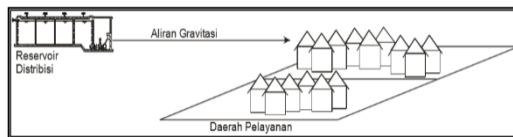
### 3.7. Kriteria Perencanaan Sistem Distribusi Air Bersih

Kriteria perencanaan teknis jaringan distribusi air bersih digunakan sebagai pedoman dalam merencanakan jaringan distribusi air bersih, sehingga jaringan yang direncanakan dapat memenuhi persyaratan teknis dan hidrolis serta ekonomis. Sistem distribusi air bersih bertujuan untuk mengalirkan/membagikan air bersih ke seluruh daerah pelayanan dengan merata dan berjalan secara terus menerus sesuai dengan kebutuhan konsumen. Untuk kelancaran sistem pendistribusian tersebut, perlu diperhatikan faktor-faktor berikut:

- Tersedianya tekanan yang cukup pada jaringan pipa distribusi, sehingga air masih bisa mengalir ke konsumen dengan sisa tekanan yang cukup.
- Kuantitas air yang mencukupi kebutuhan penduduk/konsumen dan dapat melayani 24 jam.

- Kualitas air bersih terjamin mulai dari pipa distribusi sampai ke konsumen.

Sistem distribusi air bersih merupakan jaringan perpipaan yang mengalirkan air bersih dari sumber/instalasi ke daerah pelayanan. Secara sederhana suatu sistem distribusi air bersih dapat dilihat pada ilustrasi gambar berikut:



*Gambar 3. 1 Sistem Distribusi Air Bersih Sistem Gravitasi*



*Gambar 3. 2 Sistem Distribusi Air Bersih Sistem Pompa*

### 3.8. Pemilihan Pola Jaringan Perpipaan

#### 3.8.1. Klasifikasi Jaringan Perpipaan

Jaringan perpipaan air bersih dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

1. Pipa induk (pipa utama / primer)
2. Pipa cabang (pipa sekunder)
3. Pipa pelayanan (pipa tersier)

Tujuan pengklasifikasikan jaringan perpipaan ini adalah untuk memisahkan bagian jaringan menjadi suatu sistem hidrolis tersendiri sehingga memberikan keuntungan seperti :

- Kemudahan dalam pengoperasian, sesuai dengan debit yang mengalir.
- Mempermudah perbaikan jika terjadi kerusakan.
- Meratakan sisa tekanan dalam jaringan perpipaan, sehingga setiap daerah pelayanan mendapatkan sisa tekanan relatif tidak jauh berbeda.

- Mempermudah melakukan pengembangan jaringan perpipaan, sehingga jika dilakukan perluasan dan pengembangan tidak perlu mengganti jaringan yang sudah ada.

Jaringan perpipaan distribusi air bersih dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

- Pipa Hantar Distribusi (*Feeder System*)

Pipa hantar dalam pipa distribusi biasanya memberikan bentuk atau kerangka dasar sistem distribusi. Tidak dibenarkan sambungan rumah pada sistem pipa hantar distribusi ini. Pipa hantar distribusi dapat dibedakan menjadi 3, sebagai berikut :

A. Pipa induk utama (*primary feeder*)

Pipa induk utama merupakan pipa distribusi yang mempunyai jangkauan terluas dan diameter besar. Pipa ini melayani dan membagikan ke tiap blok-blok pelayanan di daerah pelayanan dan di setiap blok memiliki satu atau dua titik penyadapan (*tapping*) yang dihubungkan dengan pipa induk sekunder (*secondary feeder*). Searah fisik pipa induk utama dibatasi dengan :

- Dimensinya direncanakan untuk dapat mengalirkan air sampai dengan akhir perencanaan dengan debit jam puncak.
- Tidak melayani penyadapan langsung ke konsumen.
- Jenis pipa yang dipilih harus mempunyai ketahanan tinggi.

B. Pipa Induk Sekunder (*Secondary Feeder*)

Merupakan jenis hantaran yang kedua dari suatu sistem jaringan. Pipa ini meneruskan air dari pipa induk utama ke tiap-tiap blok pelayanan. Pipa ini selanjutnya mempunyai percabangan terhadap pipa servis. Secara fisik pipa induk sekunder dibatasi sebagai berikut :

- Tidak melayani penyadapan langsung ke konsumen.
- Dimensi dihitung berdasarkan banyaknya sambungan yang melayani konsumen.

- Kelas pipa yang dipergunakan sama atau lebih rendah dari pipa induk utama.
- Pipa Pelayanan Distribusi

Pipa pelayanan adalah pipa yang menyadap dari pipa induk sekunder dan langsung melayani konsumen. Diameter yang dipakai tergantung pada besarnya pelayanan terhadap konsumen.

Sistem pipa ini dibedakan menjadi :

- Pipa Cabang (*Small Distribution Main*)  
Dapat mengalirkan langsung kerumah dan dapat mengalirkan ke pipa yang lebih kecil
- Pipa Service (*Service Line*)  
Pipa ini merupakan pipa sambungan rumah

### 3.8.2. Jenis Perlengkapan Pipa

Pemilihan jenis pipa dilakukan dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut :

1. Ketentuan dan daya tahan terhadap tekanan yang terdiri dari :
  - Tekanan dari dalam, yaitu tekanan static dan water hammer
  - Tekanan dari luar pipa yaitu tekanan tanah dan air tanah, serta beban dari tanah permukiman, misalnya lalu lintas dan lain-lain.
2. Diameter tersedia di pasaran
3. Daya tahan terhadap korosif dari luar dan dalam
4. Kemudahan dan pengadaan, pengangkutan dan pemasangan di daerah yang bersangkutan
5. Harga pipa dan pemeliharaan.

Berikut adalah jenis pipa yang dapat digunakan :

- Pipa ACP (*Asbestos Cement Pipe*)  
Jenis pipa ini dibuat dari campuran semen dan asbes, diameter terkecilnya yaitu 130 cm dan daya tahan tekannya  $3.5 \text{ kg/cm}^2$  sampai  $14.35 \text{ kg/cm}^2$ , tidak dipengaruhi asam, asin dan tahan terhadap material yang bersifat korosif. Mempunyai kelemahan mudah

retak dan pecah. Selama perjalanan angkutan tidak tahan terhadap beban luar

- DCIP (*Ductile Cast Iron Pipe*)  
Jenis pipa yang terbuat dari besi tuang yang dilapisi oleh lapisan anti korosi. Jenis pipa ini sangat kuat, berat, tahan lama. Akan tetapi, harga dari pipa ini mahal.
- GIP (*Galvanis Iron Pipe*)  
Jenis pipa ini dibuat dari baja atau besi tempa, umumnya tahan terhadap beban luar maupun dalam dan umumnya digunakan pada saluran yang memerlukan tiang penyangga di bawah jalan kereta api atau jalan raya serta perlintasan sungai (jembatan pipa). Pipa ini tidak tahan terhadap material korosif dan memerlukan banyak waktu untuk penyambungannya, serta mahal harganya.
- PVC (*poly vinyl chloride*)  
Pipa ini bersifat fleksibel, panjang pipa ini biasanya 6 meter. PVC anti karat dan tahan terhadap bahan kimia serta tidak mudah terbakar, sehingga dapat diterapkan dalam pemasangan di rumah rumah. Konstruksi pipa PVC ringan sehingga mudah dalam transportasi dan biayanya lebih murah.

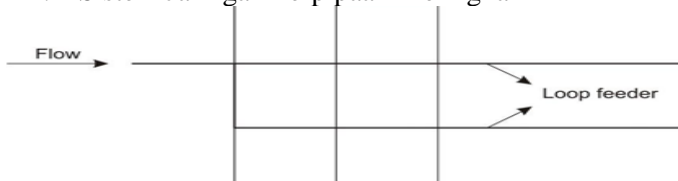
### 3.8.3. Pemilihan Pola Jaringan Perpipaan

Pola jaringan sistem perpipaan distribusi air bersih umumnya, dapat diklasifikasikan menjadi :

- sistem jaringan melingkar (*Grid System/Loop*).
- sistem jaringan cabang (*Branch System*).
- sistem kombinasi dari kedua sistem diatas.

Bentuk sistem jaringan perpipaan tergantung pada pola jalan yang ada dan jalan rencana, topografi, pola perkembangan daerah pelayanan dan lokasi instalasi pengolahan. Gambar berikut dapat memberikan ilustrasi tentang bentuk dan sistem jaringan pipa distribusi tersebut.

### A. Sistem Jaringan Perpipaan Melingkar



*Gambar 3. 3 Sistem Loop*

Sistem jaringan melingkar terdiri dari pipa induk dan pipa cabang yang saling berhubungan satu sama lain dan membentuk loop (melingkar), sehingga terjadi sirkulasi air ke seluruh jaringan distribusi. Dari pipa induk dilakukan penyambungan (*tapping*) oleh pipa cabang dan selanjutnya dari pipa cabang dilakukan pendistribusian untuk konsumen.

Dari segi ekonomis sistem ini kurang menguntungkan. Karena, diperlukan pipa yang lebih panjang, katup dan diameter pipa yang bervariasi. Sedangkan dari segi hidrolis (pengaliran) sistem ini lebih baik karena jika terjadi kerusakan pada sebagian blok dan selama diperbaiki, maka yang lainnya tidak mengalami gangguan aliran karena masih dapat pengaliran dari loop lainnya.

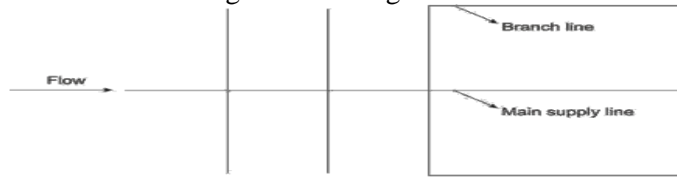
Sistem jaringan perpipaan melingkar digunakan untuk daerah dengan karakteristik, sebagai berikut :

- Bentuk dan perluasannya menyebar ke segala arah.
- Pola jaringan jalannya berhubungan satu sama lain dengan yang lainnya.
- Elevasi tanah relative datar.

Skema jaringan perpipaan *loop* dapat dilihat pada gambar



### B. Sistem Jaringan Bercabang



*Gambar 3. 4 Sistem Cabang*

Sistem jaringan bercabang terdiri dari pipa induk utama disambungkan dengan pipa sekunder, lalu disambungkan lagi dengan pipa cabang lainnya, sampai akhirnya pada pipa menuju konsumen.

Dari segi ekonomis, sistem ini menguntungkan. Karena, panjang pipa lebih pendek dan diameter lebih kecil. Namun dari segi teknis, pengoperasian mempunyai keterbatasan, diantaranya :

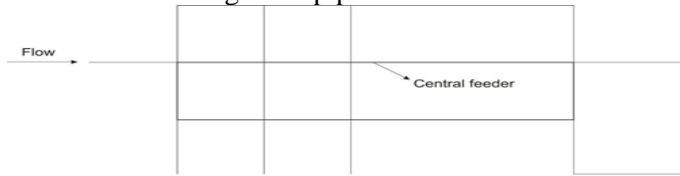
- Timbulnya rasa, bau akibat adanya “air mati” pada ujung-ujung pipa cabang, untuk mengatasi hal tersebut diperlukan pengurusan secara berkala dan menyebabkan kehilangan air yang cukup banyak.
- Jika terjadi kerusakan akan terdapat blok daerah pelayanan yang tidak mendapatkan suplai air, karena tidak adanya sirkulasi air.
- Jika terjadi kebakaran, suplai air hidran lebih sedikit, karena alirannya satu arah.

Sistem jaringan perpipaan bercabang digunakan untuk daerah pelayanan dengan karakteristik, sebagai berikut :

- Bentuk dan arah perluasannya memanjang dan terpisah.
- Pola jalur jalannya tidak berhubungan satu sama lainnya.
- Elevasi permukaan tanah mempunyai perbedaan tinggi dan menurun secara teratur.

Skema jaringan perpipaan bercabang dapat dilihat pada gambar 3.4

### C. Sistem Jaringan Perpipaan Kombinasi



*Gambar 3. 5 Sistem Gabungan*

Sistem jaringan perpipaan kombinasi merupakan sistem gabungan dari sistem melingkar dan sistem bercabang. Sistem ini diterapkan untuk daerah pelayanan dengan karakteristik :

- Kota yang sedang berkembang.
- Bentuk perluasan kota yang tidak teratur, demikian pula jaringan jalannya tidak berhubungan satu sama lain pada bagian tertentu.

Terdapat daerah pelayanan terpencil dan elevasi tanah yang bervariasi. Skema sistem jaringan perpipaan kombinasi dapat dilihat pada gambar 3.5

#### 3.9. Analisis Pertumbuhan Penduduk

Perhitungan proyeksi jumlah penduduk dilakukan untuk memprediksi kebutuhan air pada masa yang akan datang. Dalam hal ini jumlah penduduk dipandang sebagai kumpulan manusia dan perhitungannya disusun menurut berbagai statistik tertentu. Hal ini biasanya didasarkan pada faktor-faktor vital dalam kependudukan seperti kelahiran, kematian dan migrasi. Faktor-faktor tersebut mengakibatkan pertumbuhan, pengurangan atau tetapnya jumlah penduduk.

Analisis proyeksi perkembangan jumlah penduduk dihitung berdasarkan pola/tren kecenderungan perkembangan penduduk sebelumnya. Analisis yang umum digunakan adalah sebagai berikut:

### 3.9.1. Metode Geometrik

Proyeksi dengan metode ini menganggap bahwa perkembangan penduduk secara bertambah secara berkala. Dengan penambahan penduduk awal metode ini memperhatikan suatu saat terjadi perkembangan menurun dan kemudian mantap, disebabkan kepadatan penduduk mendekati maksimum. Rumus yang digunakan:

$$P_n = P_o (1 + r)^n \quad r = \left(\frac{P_o}{P_t}\right)^{1/t} - 1$$

Dimana :

$P_n$  = Jumlah penduduk pada akhir tahun periode

$P_o$  = Jumlah penduduk pada awal proyeksi

$r$  = Rata-rata prosentase tambahan penduduk tiap tahun.

$n$  = Jangka waktu tahun proyeksi

### 3.9.2. Metode Aritmatik

Metode ini sesuai untuk daerah dengan perkembangan penduduk yang selalu naik secara konstan dan dalam kurun waktu yang singkat. Rumus yang digunakan:

$$P_n = P_o + \left(\frac{P_o - P_t}{t}\right) \cdot n$$

Dimana:

$P_n$  = Jumlah penduduk  $n$  tahun yang akan datang

$P_o$  = Jumlah penduduk pada akhir tahun data

$P_t$  = Jumlah penduduk pada awal tahun data.

$t$  = Jangka waktu tahun data

$n$  = Jangka waktu tahun proyeksi

(Sumber: Buku "Pengembangan Sumber Daya Air" Ir. Nadjadji Anwar)

### 3.10. Analisis Kebutuhan Air Bersih

Analisis kebutuhan air bersih untuk masa mendatang menggunakan standar-standar perhitungan yang telah ditetapkan. Kebutuhan air untuk fasilitas-fasilitas sosial ekonomi harus dibedakan menurut peraturan PDAM dan memperhatikan kapasitas produksi sumber yang ada, tingkat kebocoran dan pelayanan. Faktor utama dalam analisis kebutuhan air adalah jumlah penduduk pada daerah studi. Untuk menganalisis proyeksi 10 tahun kedepan dipakai metode Aritmatik dan Geometrik. Dari proyeksi tersebut, kemudian dihitung jumlah kebutuhan air dari sektor domestik dan sektor non domestik berdasarkan kriteria Ditjen Cipta Karya 1996. Kebutuhan air bersih meliputi atas kebutuhan domestik dan kebutuhan non domestik, kebutuhan non domestik sendiri terdiri atas berbagai kebutuhan.

#### 3.10.1. Kebutuhan Air Domestik

Kebutuhan air domestik adalah kebutuhan air bersih bagi para penduduk untuk kepentingan sehari-hari. Jumlah kebutuhan didasarkan pada banyaknya penduduk, presentase yang diberi air dan cara pembagian air yaitu dengan:

1. Sambungan Rumah Tangga
2. Kran Umum

Jumlah sambungan rumah dihitung dari jumlah pelanggan baru, yaitu 5 orang persambungan, sedangkan jumlah kran umumnya didasarkan atas 100 standar yang biasa digunakan serta kriteria pelayanan berdasarkan pada kategori kotanya.

Tabel 3. 1 Standar kebutuhan air domestik

Kategori Kota	Jumlah Penduduk	Sambungan Rumah	Sumbangan Umum	Kehilangan Energi
		(L/orang/hari)	(L/orang/hari)	
Metropolitan	>1.000.000	190	30	20%
Kota Besar	500.000 – 1.000.000	170	30	20%
Kota Sedang	100.000 – 500.000	150	30	20%
Kota Kecil	20.000 – 100.000	130	30	20%
IKK	<20.000	100	30	20%

(Sumber: Kebijakan operasional program air bersih, Direktorat Jenderal Cipta Karya, DPU)

### 3.10.2. Kebutuhan Air Non Domestik

Kebutuhan air non domestik adalah kebutuhan air bersih untuk sarana dan prasarana daerah yang teridentifikasi ada atau bakal ada berdasarkan rencana tata ruang. Sarana dan prasarana berupa kepentingan sosial/umum seperti untuk pendidikan, tempat ibadah, kesehatan dan juga untuk keperluan komersial seperti untuk perhotelan, kantor, restoran dan lain-lain. Selain itu juga keperluan industry, pariwisata, pelabuhan, perhubungan, dan lain-lain. Besar konsumsi non domestik sampai 2004 ditetapkan 10% dari kebutuhan domestik. (Sumber: Jurnal "Perencanaan pipa distribusi air bersih di Kel. Sambaliung" – Dr.Ir.Hendrik S

Tabel 3. 2 Kebutuhan Air Non Domestik

Kategori		Kebutuhan Air
Umum	Masjid	25-40 L/orang/hari
	Gereja	5-15 L/orang/hari
	Terminal	15-20 L/orang/hari
	Sekolah	15-30 L/orang/hari
	Rumah Sakit	220-300 L/tempat tidur/hari
	Kantor	25-40 L/orang/hari
Industri	Peternakan	10-35 L/ekor/hari
	Industri Umum	40-400 L/orang/hari
Komersil	Bioskop	10-15 L/kursi/hari
	Hotel	80-120 L/orang/hari
	Rumah Makan	65-90 L/meja/hari
	Pasar/Toko	5 L/M <sup>2</sup> /hari

(Sumber: Ir. Sarwoko, "Penyediaan Air Bersih")

Tabel 3. 3 Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kategori V (Desa)

Sektor	Nilai Kebutuhan	Satuan
Sekolah	5	Liter/murid/hari
Mesjid	3.000	Liter/Unit/Hari
Musholla	2.000	Liter/Unit/Hari
Rumah Sakit	200	Liter/bed/hari
Puskesmas	1.200	Liter/hari
Hotel	90	Liter/hari
Kawasan Industri	10	Liter/hari

(Sumber: Ditjen Cipta Karya DPU)

### 3.11. Perhitungan Pemanfaatan Air

#### 3.11.1. Untuk Domestik

$$\text{Kebutuhan air: } Q \text{ (DMI)} = 365 \text{ hari} \times \left\{ \frac{g(u)}{1000} \times P(u) + \frac{g(r)}{1000} \times P(r) \right\}$$

Dimana:

Q (DMI) : kebutuhan air untuk kebutuhan domestik (m<sup>3</sup>/tahun)

q(u) : konsumsi air pada daerah perkotaan (liter/kapita/hari)

q(r) : konsumsi air daerah pedesaan (liter/kapita/hari)

P(u) : jumlah penduduk kota

P(r) : jumlah penduduk pedesaan

Penggunaan air untuk keperluan domestik diperhitungkan dari jumlah penduduk di daerah perkotaan dan pedesaan yang terdapat di Daerah Aliran Sungai (DAS). Untuk penduduk perkotaan diperlukan 120L/hari/kapita, sedang penduduk pedesaan memerlukan 60L/hari/kapita. Dengan diketahui kebutuhan per hari per kapita penduduk maka dapat diformulasikan:

$$\text{Kebutuhan air penduduk pedesaan} = \Sigma \text{ penduduk} \times 365 \times 60 \text{ L} = \dots\dots \text{ L/Tahun.}$$

$$\text{Kebutuhan air penduduk perkotaan} = \Sigma \text{ penduduk} \times 365 \times 120 \text{ L} = \dots\dots \text{ L/Tahun}$$

### 3.12. Analisis Hidrolika Dalam Sistem Distribusi Air Bersih

Menurut Bambang Triatmojo (1995) aliran dalam pipa merupakan aliran tertutup dimana air kontak dengan seluruh penampang saluran.

#### 3.12.1. Hukum Bernaulli

Aliran dalam pipa memiliki 3 macam energi yang bekerja di dalamnya, yaitu:

- Energi ketinggian
- Energi tekanan
- Energi kecepatan

Hal tersebut dikenal dengan prinsip *bernaulli* bahwa energi total pada sebuah penampang pipa adalah jumlah energi kecepatan, energi tekanan dan energi ketinggian yang dapat ditulis sebagai berikut:

$E_{tot} = \text{energi ketinggian} + \text{energi kecepatan} + \text{energi tekanan}$

$$E_{tot} = Z + \frac{P}{\gamma w} + \frac{v^2}{2g}$$

Dimana:

$$\frac{P}{\gamma w} = \text{Tinggi tekan}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \text{Tinggi energi}$$

$$Z = \text{Elevasi}$$

### 3.12.2. Kehilangan Tekanan (Head Loss)

Secara umum didalam suatu instalasi jaringan pipa dikenal dua macam kehilangan energi, yaitu:

#### 1. Kehilangan Tinggi Tekan Mayor (*Major Losses*)

Ada beberapa teori dan formula untuk menghitung besarnya kehilangan tinggi tekan mayor ini, akan tetapi yang sering digunakan adalah persamaan *Hazzen Williams*, sebagai berikut:

$$Q = 0.2785 \times C_{hw} \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$S = H_f \times L$$



Persamaan kehilangan tekanan diatas dapat ditulis sebagai berikut:

$$H_f = \left( \frac{Q}{0.2785 \times C_{hw} \times D^{2.63}} \right)^{1.85} \times L$$

Dimana:

$H_f$  = Kehilangan tekanan

akibat gesekan

$Q$  = Debit aliran (m<sup>3</sup>/detik)

$L$  = Panjang pipa

$C_{hw}$  = Koefisien kekasaran

*Hazen Williams*

$D$  = Diameter pipa

Selain rumus kehilangan tekanan atau kehilangan energy dari *Hazen Williams*, terdapat juga rumus kehilangan tekanan dari *Darcy – Weisbach*. Persamaannya bisa ditulis sebagai berikut:

$$H_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

Dimana:

$f$  = faktor gesekan (Darcy friction factor),

nilainya dapat diperoleh dari diagram

Moody maupun secara persamaan empiris.

$L$  = panjang pipa (m)

$d$  = diameter pipa (m)

$V$  = kecepatan aliran (m/dtk)

$g$  = percepatan gravitasi

## 2. Kehilangan Tinggi Tekan Minor (*Minor Losses*)

Ada berbagai macam kehilangan tinggi tekan minor contohnya sebagai berikut:

- Kehilangan tinggi minor karena pelebaran pipa.
- Kehilangan tinggi minor karena penyempitan mendadak pada pipa.
- Kehilangan tinggi tekan minor karena mulut pipa.
- Kehilangan tinggi minor karena belokan pada pipa.
- Kehilangan tinggi tekan minor akibat sambungan dan katup pipa.

Secara umum rumus kehilangan tekan akibat minor losses adalah:

$$H_1 = K \frac{v^2}{2g}$$

Dimana:

$H_1$  = Kehilangan energi minor (m)

$K$  = Koefisien karakteristik pipa

$v$  = Kecepatan (m/detik)

$g$  = Nilai faktor gravitasi = 9,81 m/detik

(Sumber: Jurnal "Perencanaan pipa distribusi air bersih di Kel. Sambaliung" – Dr.Ir.Hendrik S.)

### 3.12.3. Kecepatan Aliran

Nilai Kecepatan aliran dalam pipa yang diizinkan adalah 0,3 – 2,5 m/detik pada debit jam puncak. Kecepatan yang terlalu kecil menyebabkan endapan yang ada dalam pipa tidak bisa terdorong. Selain itu, pemborosan biaya karena diameter pipa yang besar. Sedangkan pada kecepatan terlalu besar mengakibatkan pipa mudah aus dan mempunyai headloss yang tinggi, sehingga biaya pembuatan elevated reservoir naik. Untuk menentukan kecepatan aliran dalam pipa digunakan rumus:

$$Q = A.v$$

$$Q = \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot v$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Dimana:

Q = debit aliran (m<sup>3</sup>/detik)

V = kecepatan aliran (m/detik)

D = diameter pipa (m)

(Sumber: Laporan “sistem pelayanan air minum”  
Teknik Lingkungan ITS 2010)

### 3.12.4. Fluktuasi Kebutuhan Air

Pada umumnya, masyarakat indonesia melakukan aktifitas penggunaan air pada pagi dan sore hari dengan konsumsi air yang lebih banyak daripada waktu - waktu lainnya. Dari keseluruhan aktifitas dan konsumsi sehari tersebut dapat diketahui pemakaian rata-rata air. Dengan memasukkan besarnya factor kehilangan air ke dalam kebutuhan dasar, maka selanjutnya dapat disebut sebagai fluktuasi kebutuhan air. Dan di dalam distribusi air minum, tolak ukur yang digunakan dalam perencanaan maupun evaluasinya adalah kebutuhan air hari maksimum dan kebutuhan air jam maksimum dengan mengacu pada kebutuhan air rata-rata.

Pada umumnya kebutuhan air dibagi dalam tiga kelompok:

#### 1. Kebutuhan rata - rata

Pemakaian air rata-rata menggunakan persamaan berikut:

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

Dimana:

Q<sub>h</sub> = pemakaian air rata – rata (m<sup>3</sup>/jam)

Q<sub>d</sub> = Pemakaian air rata – rata sehari (m<sup>3</sup>)

T = jangka waktu pemakaian (jam)

## 2. Kebutuhan harian maksimum

Kebutuhan air harian dengan menggunakan rumus:

$$\text{Kebutuhan air per hari} = \text{Jml. penduduk} \times \text{keb. rata-rata per hari}$$

## 3. Kebutuhan pada jam puncak

Kebutuhan harian maksimum dan jam puncak sangat diperlukan dalam perhitungan besarnya kebutuhan air baku, karena hal ini menyangkut kebutuhan pada hari-hari tertentu dan pada jam puncak pelayanan. Sehingga penting mempertimbangkan suatu nilai koefisien untuk keperluan tersebut. Kebutuhan air harian maksimum dan jam puncak dihitung berdasarkan kebutuhan dasar dan nilai kebocoran dengan pendekatan sebagai berikut:

$$Q_h \text{ max} = C_1 \cdot Q_h$$

Dimana:

$$C_1 = \text{konstanta (1,5 - 2,0)}$$

### 3.12.5. Pompa

Pompa adalah komponen sistem yang mampu memberikan tambahan tekanan dalam suatu sistem jaringan distribusi air bersih. Karakteristik pompa ditujukan oleh debit yang dihasilkan pada berbagai jenis variasi tinggi tekan (*head*). Semakin tinggi *head* yang ditambahkan, maka semakin kecil debit yang diproduksi dan sebaliknya.

*Head* total pompa yang harus disediakan untuk mengalirkan sejumlah air seperti yang direncanakan dapat ditentukan berdasarkan kondisi instalasi yang akan dilayani pompa. Perhitungan *total head* pompa dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$H = h_f + Zb + \frac{v^2}{2g}$$

Dimana :

$H$  = *head* total pompa (m)

$H_f$  = kehilangan tinggi tekan (m)

$Z_b$  = perbedaan tinggi muka air di sisi keluar dan sisi isap

$V^2/2g$  = *head* kecepatan keluar (m/dt)

*Tabel 3. 4 Kekasaran Pipa Metode Hazen William*

Bahan	C
Asbes semen	140
Tembaga	135
Besi tuang, baru	130
Beton, dicetak dengan baja	140
Beton, dicetak dengan kayu	120
Beton, centrifugal spun	135
Semen	135
Corrugated metal	-
Galvanis	120
Kaca	140
Lead	135
Plastik ( <i>pvc</i> )	150
Baja, coal tar enamel	148
Baja, new unlined	145
Baja, riveted	110
Wood stave	120

(Sumber :Triatmodjo.2008 )

Tabel 3. 5 Evaluasi Lokasi Sumber Air

No	Beda Tinggi Antara Sumber Air Dan Daerah Pelayanan	Jarak	Penilaian
1	>30 m	< 2 km	Baik, sistem gravitasi
2	>10-30 m	<1 km	Berpotensi, tapi detail desain rinci diperlukan untuk sistem gravitasi, pipa berdiameter besar mungkin diperlukan
3	3-≤10 m	<0.2 km	Kemungkinan pompa kecuali untuk sistem yang sangat kecil
4	<3 m	-	Diperlukan pompa

(sumber :Departemen Pekerjaan Umum.2007)

Tabel 3. 6 Kriteria Pipa Distribusi

NO	Uraian	Notasi	Kriteria
1	Debit Perencanaan	Q <sub>puncak</sub>	Kebutuhan air puncak Q <sub>peak</sub> = F <sub>peak</sub> x Q <sub>rata rata</sub>
2	Faktor jam puncak	F <sub>puncak</sub>	1.15-3
3	Kecepatan aliran dalam pipa		
	a. Kecepatan minimum	V <sub>min</sub>	0.3-0.6 m/s
	b. Kecepatan maksimum pipa PVC	V <sub>max</sub>	3-4.5 m/s
4	Tekanan air		

---

dalam pipa		
a. Tekanan minimum	Hmin	0.5- 1 ATM
b. Tekanan maksimum		
- Pipa PVC	Hmax	6-8 atm
- Pipa baja	Hmax	10atm
- Pipa PE 100	Hmax	11.24 Mpa
- Pipa PE 80	Hmax	9 Mpa

---

(Sumber : Departemen Pekerjaan Umum. 2007)

➤ Debit efektif

Debit efektif dalam jam pengoperasian pompa

$$Q_e = \frac{\text{debitair}}{\text{waktuoperasi}}$$

➤ Debit Efektif Masing Masing Pompa

Bahwa debit pompa dapat diketahui dengan cara membagi debit yang dibutuhkan (debit efektif) dengan jumlah pompa yang akan dipakai (Tahara,2004)

$$Q_{ep} = \frac{Q_e}{npompa}$$

“Halaman Sengaja Dikosongkan”



## **BAB IV METODOLOGI**

### 4.1. Tahapan Analisis

Metodologi pembahasan adalah sebuah rangkaian atau susunan sistematis dari rencana kerja yang akan dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir. Metodologi ini berguna sebagai arahan dalam penyelesaian Tugas Akhir yang sesuai dengan tujuan atau penyelesaian dari pokok permasalahan yang telah ditetapkan. Susunan di dalam metodologi pembahasan ini disusun dalam beberapa tahapan pekerjaan. Tahapan – tahapan tersebut yakni sebagai berikut:

#### 4.1.1. Persiapan

Tahap persiapan merupakan rangkaian kegiatan sebelum memulai pengumpulan dan pengolahan data. Dalam tahap awal ini disusun hal-hal penting yang harus segera dilakukan dengan tujuan untuk mengefektifkan waktu dan pekerjaan.

#### 4.1.2. Survey Lapangan Identifikasi

Survey lapangan dan identifikasi lapangan ini digunakan sebagai langkah awal dari pengerjaan dari Proyek Akhir ini. Survey lapangan ini meliputi survey daerah lokasi khususnya Embung Klampok, Survey daerah penduduk di sekitar Desa Klampok dan survey mengenai kondisi pendistribusian air bersih di Desa Klampok.

#### 4.1.3. Pengumpulan Data

Pengumpulan Data ini dilakukan dalam dua jenis data yang hendak dikumpulkan. Dua jenis data tersebut yakni data Primer dan data Sekunder. Data primer merupakan sumber data yang diperoleh secara langsung dari sumber asli atau pihak pertama. Data primer secara khusus dikumpulkan oleh peneliti untuk menjawab pertanyaan riset atau penelitian. Dalam Tugas Akhir ini ada beberapa data yang

Penulis kelompokkan sebagai data sekunder dan data primer. Data – data tersebut yakni sebagai berikut:

4.1.3.1. Data Primer (*data secara langsung di lapangan*):

- Kondisi Existing Lapangan
- Wawancara beberapa penduduk
- Keadaan sekitar Embung
- Kondisi MCK yang digunakan sebagai distribusi air di Embung Klampok

4.1.3.2. Data Sekunder (*data dari instansi terkait*):

- Data Hidrologi (curah hujan, banjir, dsb)
- Data Tanah
- Data statistik kependudukan, perekonomian, fasilitas umum, sarana prasarana wilayah studi
- Data kondisi geografis, luas wilayah
- Peta topografi dan Peta situasi di lokasi
- Data perencanaan Embung Klampok (Kapasitas tampungan, dll)

4.1.4. Analisis Data

Analisis data ini dilakukan ketika segala data yang diperlukan telah dikumpulkan. Dalam hal ini data – data yang lebih difokuskan ke data yang berhubungan dengan sumber air atau Embung, sarana dan prasarana penyediaan air bersih, dan data yang berkaitan dengan kebutuhan air bagi penduduk Desa Klampok. Dari analisis data ini nantinya dapat disimpulkan ke beberapa metode yang akan diterapkan dalam perencanaan sistem jaringan distribusi air bersih

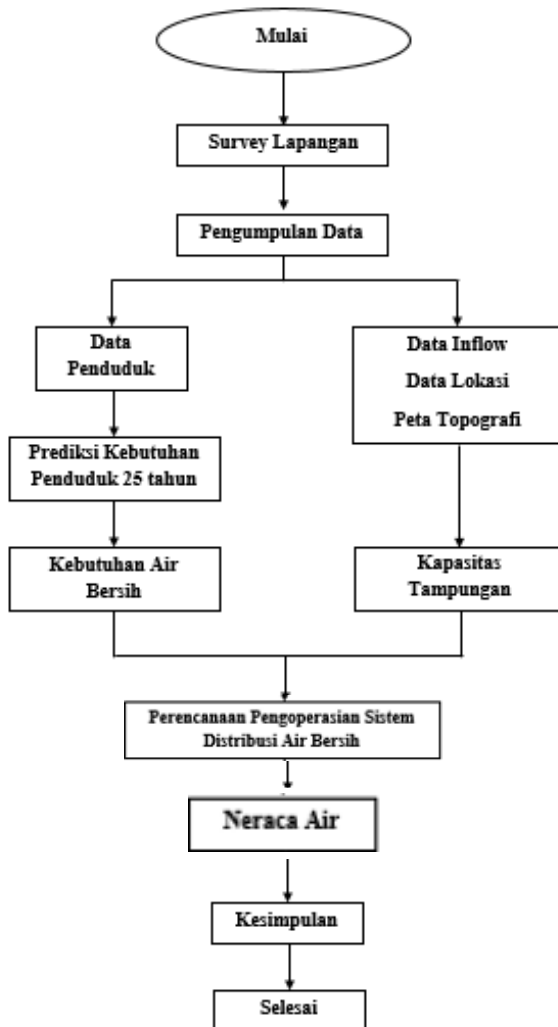
4.1.5. Perencanaan Layout Jaringan Distribusi Air Bersih

Hal ini dimaksudkan untuk mengetahui sistem jaringan apakah yang sesuai untuk diterapkan di Embung Klampok. Tahapan perencanaan ini dilaksanakan ketika analisis data telah dilakukan dengan baik dan sesuai

#### 4.1.6. Kesimpulan

Pada tahapan ini Penulis akan menyimpulkan hasil dari perencanaan yang telah Penulis lakukan. Kesimpulan perencanaan ini akan kita ambil sesuai standarisasi dari perencanaan sistem distribusi air bersih yang layak dan dapat dipakai di Embung Klampok.

## 4.2. Flow Chart Pengerjaan



Gambar 4. 1 Diagram Alir Pengerjaan

## BAB V JADWAL Pengerjaan

### 5.1 Penjadwalan pengerjaan tugas akhir

Pembuatan jadwal pekerjaan proyek akhir terapan ini bertujuan agar mahasiswa dapat memenuhi target yang telah direncanakan dalam mengerjakan tugas akhir terapan. Diharapkan nantinya mahasiswa dapat menyelesaikan tugas akhir terapan sesuai dengan waktu yang telah ditentukan.

*Tabel 5. 1* Jadwal Kerja

Kegiatan	Desember			Januari			Februari			Maret			April			Mei			Juni					
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Persiapan	■	■																						
Pembuatan Proposal			■	■	■	■	■																	
Seminar Proposal							■	■																
Survey Lokasi			■	■																				
Pengumpulan Data					■	■	■	■	■	■	■	■												
Analisa Data									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Pembimbingan Proyek Akhir									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Penyusunan Proyek Akhir									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Persiapan Sidang																					■	■		
Sidang Tugas Akhir																								■

“Halaman Sengaja Dikosongkan”

## **BAB VI**

### **ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN**

#### 6.1 Analisa Debit Ketersediaan

Analisa debit ketersediaan diperlukan untuk menentukan debit minimum ketersediaan yang nantinya akan digunakan sebagai debit *inflow* atau debit yang masuk kedalam tampungan Embung Klampok. Dalam perhitungan, digunakan debit sungai 10 harian dari Sungai Gunggungan. Data debit yang tersedia yakni data debit Sungai Gunggungan dari tahun 1996 hingga tahun 2008.

Dalam perhitungan atau penentuan debit andalan ini digunakan probabilitas 100% sesuai ketentuan kebutuhan air baku dari data debit sungai 10 harian. Dan diperoleh data sebagai berikut:





Contoh perhitungan untuk menentukan Probabilitas  
(No. 1):

$$P(E) = \frac{x}{(n + 1)} \times 100\%$$

$$P(E) = \frac{1}{(18 + 1)} \times 100\%$$

$$P(E) = 5,26\%$$

Contoh perhitungan Interpolasi (Januari Periode I):

$$x = x_1 + \frac{(y - y_1)}{(y_2 - y_1)}(x_2 - x_1)$$

$$x = 0,81 + \frac{(50\% - 44,4\%)}{(55,6 - 50\%)}(1 - 0,81)$$

$$x = 0,9$$

#### 6.1.1 Volume Ketersediaan

Volume Ketersediaan merupakan jumlah volume air yang tersedia dalam 1 periode yang didapatkan dengan mengalikan debit andalan dengan jumlah hari dalam satu periode 8-10 harian, yang dengan begitu dapat diperoleh hasil seperti berikut:

Tabel 6. 3Tabel Volume Ketersediaan

No	Bulan		Debit (m <sup>3</sup> /derik)	Vol. Ketersediaan m <sup>3</sup>	Vol. Kumulatif Ketersediaan m <sup>3</sup>
1	Januari	I	0.04	37,588.32	37,588.32
		II	0.13	109,080.00	146,668.32
		III	0.17	150,807.27	297,475.59
2	Februari	I	0.12	106,704.00	404,179.59
		II	0.19	165,628.80	569,808.39
		III	0.09	59,313.60	629,121.99
3	Maret	I	0.12	118,039.68	747,161.67
		II	0.06	49,939.20	797,100.87
		III	0.03	28,040.73	825,141.60
4	April	I	0.03	25,660.80	850,802.40
		II	0.17	142,776.00	993,578.40
		III	0.05	45,144.00	1,038,722.40
5	Mei	I	0.05	47,520.00	1,086,242.40
		II	0.04	35,294.40	1,121,536.80
		III	0.03	29,768.73	1,151,305.53
6	Juni	I	0.03	23,889.60	1,175,195.13
		II	0.03	22,550.40	1,197,745.53
		III	0.02	21,081.60	1,218,827.13
7	Juli	I	0.02	21,621.60	1,240,448.73
		II	0.02	18,273.60	1,258,722.33
		III	0.02	16,848.00	1,275,570.33
8	Agustus	I	0.02	16,869.60	1,292,439.93
		II	0.02	13,910.40	1,306,350.33
		III	0.01	12,449.45	1,318,799.78
9	September	I	0.01	11,016.00	1,329,815.78
		II	0.01	9,720.00	1,339,535.78
		III	0.01	8,553.60	1,348,089.38
10	Oktober	I	0.01	8,125.92	1,356,215.30
		II	0.01	6,393.60	1,362,608.90
		III	0.01	5,458.91	1,368,067.81
11	November	I	0.01	4,665.60	1,372,733.41
		II	0.00	4,017.60	1,376,751.01
		III	0.00	3,369.60	1,380,120.61
12	Desember	I	0.04	36,970.56	1,417,091.17
		II	0.03	22,766.40	1,439,857.57
		III	0.02	16,573.09	1,456,430.66

Contoh perhitungan Volume Ketersediaan (Januari Periode I):

$$Volume = Debit \times 86400 \times Jml \text{ hari dalam 1 Periode}$$

$$Volume = 0,04 \times 86400 \times 11$$

$$= 37.588,32 \text{ m}^3$$

## 6.2 Debit Kebutuhan Perwilayah

### 6.2.1 Analisa Jumlah Penduduk

Data Penduduk Desa Klampok dapat dilihat pada tabel :

*Tabel 6. 4 Data penduduk desa Klampok*

No	Tahun	Jumlah Penduduk (Jiwa)	Awal Tahun	Akhir Tahun
1	2007	3194		
2	2008	3425	3194	3425
3	2009	3455	3425	3455
4	2010	3531	3455	3531
5	2011	3385	3531	3385
6	2012	3461	3385	3461
7	2013	3666	3461	3666
8	2014	3488	3666	3488
9	2015	3604	3488	3604
10	2016	3443	3604	3443
11	2017	3477	3443	3477

Dari data pertumbuhan penduduk, dapat diproyeksikan jumlah penduduk pada tahun tertentu dengan menggunakan dua metode yakni metode Aritmatika dan Metode Geometrik. Nantinya metode yang digunakan adalah metode yang menghasilkan nilai korelasi yang paling mendekati 1. Memperkirakan jumlah penduduk mendatang ditahun 2042 yang nantinya digunakan untuk menentukan kebutuhan air yang disuplai di setiap desa, dengan mengalikan jumlah penduduk dengan kebutuhan liter/org/hari.

### 6.2.2 Proyeksi Penduduk Menggunakan Metode Arimatika

Memperkirakan penduduk Desa Klampok mendatang di tahun 2042 yang nantinya digunakan untuk menentukan kebutuhan air yang disuplai ke tiap rumah-rumah penduduk, dengan mengalikan jumlah penduduk dengan kebutuhan liter/orang/hari

Perhitungan ini digunakan apabila pertumbuhan penduduk meningkat secara konstan, dengan persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$P_n = a + nb \quad ; \quad b = \frac{(a-p_0)}{m}$$

Contoh Perhitungan :

Prediksi jumlah penduduk Desa Klampok tahun 2042

$b = \frac{\Sigma \text{selisih jumlah penduduk tiap tahun}}{\text{jumlah tahun data}}$

$$b = \frac{(231+30+76+146+76+205+178+116+161+34)}{10} = 125,3$$

$a = \Sigma \text{penduduk awal tahun data}$

$$a = 3194 \text{ jiwa}$$

$n = \text{tahun proyeksi} - \text{tahun awal data}$

$$n = 35 \text{ tahun}$$

$$P_n = 3194 + 35 * 125,3$$

$$P_n = 7454 \text{ jiwa}$$

Proyeksi jumlah penduduk Desa Klampok di tahun 2042 terhitung dari tahun 2008 adalah 7454 jiwa.

### 6.2.3 Proyeksi Penduduk Menggunakan Metode Geometrik

Metode berikut ini digunakan apabila pertumbuhan penduduk meningkat secara berganda, dan persamaan yang digunakan yakni:

$$P_n = a(1 + P)^n ; P = \left( \frac{a-p_0}{m.a} \right) \times 100$$

Contoh perhitungan :

Po = Σpenduduk akhir tahun data

Po = 9612 jiwa

Persentase dari data yang didapat dari BPS Kab. Pasuruan

$$P = (0.0674\% + 0.0086\% + 0.0215\% - 0.0431\% + 0.0219\% + 0.055\% - 0.051\% + 0.032\% - 0.046\% + 0.009\%) / 10 = 0.076\%$$

Pn =  $3425 \times (1 + 0.076\%)^{34} = 4439$  jiwa

Proyeksi jumlah penduduk Desa Klampok di tahun 2042 terhitung dari tahun 2008 adalah 4439 jiwa.

#### 6.2.4 Rekapitulasi Perbandingan Menggunakan Metode Arimatik dan Geometrik.

Rekapitulasi perbandingan bertujuan untuk membandingkan hasil proyeksi penduduk sehingga dapat disesuaikan pemilihan penggunaan data proyeksi yang akurat berdasarkan nilai korelasinya. Berikut merupakan tabel hasil dari proyeksi jumlah penduduk Desa Klampok menggunakan metode arimatik dan geometri, yaitu :

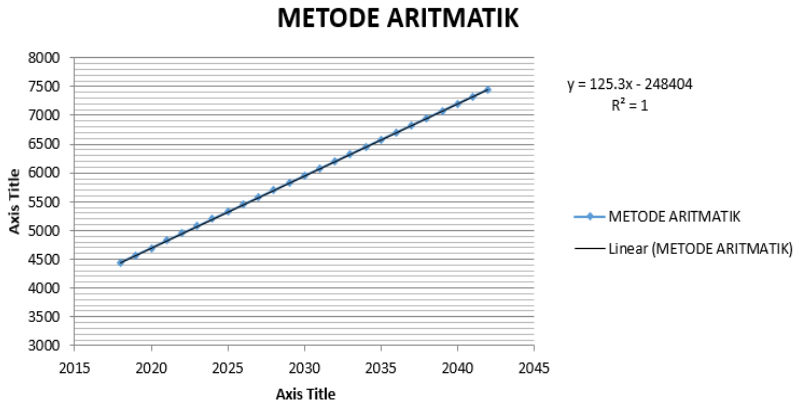
Tabel 6. 5 Rekapitulasi Perhitungan Metode Arimatik dan Metode Geometrik

TAHUN	METODE ARITMATIK	METODE GEOMETRIK
	<i>Jiwa</i>	<i>Jiwa</i>
2008	3425	3425
2009	3455	3455
2010	3531	3531
2011	3385	3385
2012	3461	3461
2013	3666	3666
2014	3488	3488

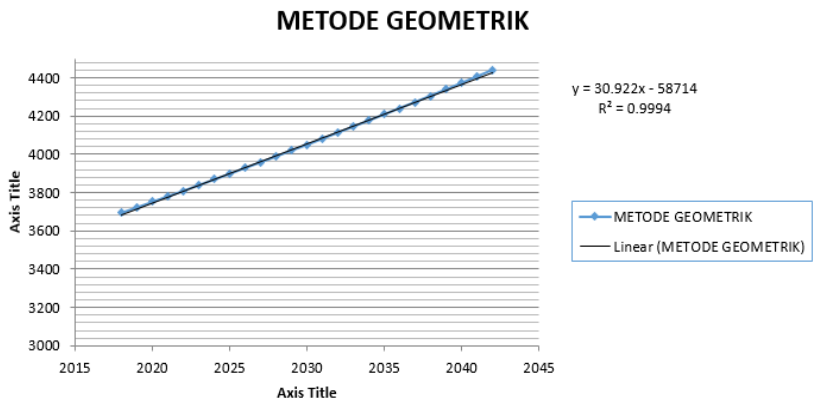
Tabel 6. 6Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Metode Arimatik dan Metode Geometrik

TAHUN	METODE ARITMATIK	METODE GEOMETRIK
	<i>Jiwa</i>	<i>Jiwa</i>
2015	3604	3604
2016	3443	3443
2017	3477	3477
2018	4447	3696
2019	4572	3724
2020	4697	3753
2021	4822	3782
2022	4948	3810
2023	5073	3840
2024	5198	3869
2025	5324	3899
2026	5449	3929
2027	5574	3959
2028	5700	3989
2029	5825	4020
2030	5950	4050
2031	6075	4081
2032	6201	4113
2033	6326	4144
2034	6451	4176
2035	6577	4208
2036	6702	4240
2037	6827	4272
2038	6953	4305
2039	7078	4338
2040	7203	4371
2041	7328	4405
2042	7454	4439

Nilai korelasi ( $R$ ) antara metode geometrik dan aritmatik, sebagai berikut :



*Gambar 6. 1* Nilai Korelasi ( $R$ ) Metode Arimatik adalah 1



*Gambar 6. 2* Nilai Korelasi ( $R$ ) Metode Geometrik adalah 0,999

Tabel 6. 7Nilai Korelasi Metode Arimatik dan Metode Geometrik

Metode	Korelasi
Aritmatik	1
Geometrik	0,999

Berdasarkan perhitungan dan perbandingan korelasi diperoleh Metode Arimatik karena nilai korelasinya adalah 1. Maka proyeksi perhitungan jumlah penduduk yang digunakan pada analisa jumlah penduduk Desa Klampok tahun 2042 adalah metode arimatik.

#### 6.2.5 Kepadatan Penduduk

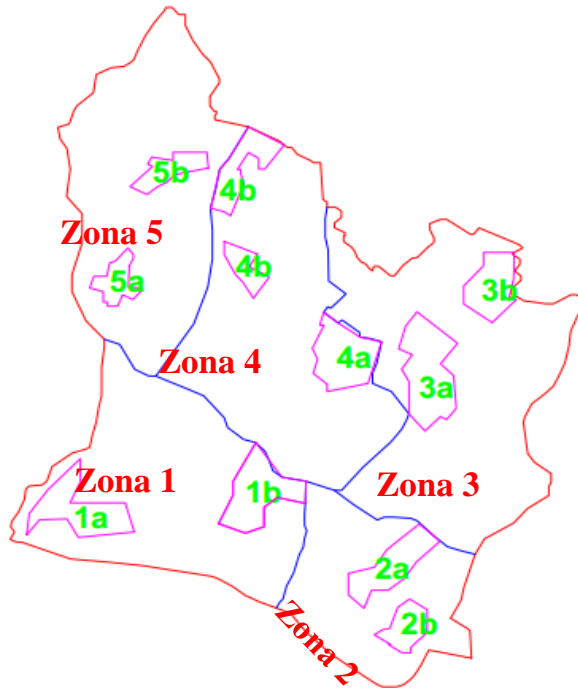
Kepadatan penduduk digunakan untuk membagi zona untuk distribusi air bersih.

Kepadatann penduduk dihitung menggunakan formula :

$$\text{kepadatan penduduk} = \frac{\text{jumlah penduduk (jiwa)}}{\text{luas daerah terbangun (Ha)}}$$

Gambar pembagian zona distrbusi air di Desa Klampok dapat dilihat di gambar 6.3 :





*Gambar 6. 3Pembagian Zona*

Berdasarkan hasil perhitungan di dapatkan luas masing masing zona dan jumlah penduduk untuk setiap zona dapat dilihat di table

*Tabel 6. 8Jumlah penduduk pada tiap zona*

Zona	Luas (HA)	Jumlah Penduduk (Jiwa)
1	29.874	1881
2	18.591	1172
3	29.112	1833
4	28.6	1801
5	12.16	767

### 6.2.6 Kebutuhan Air Bersih

Air bersih di Desa Klampok dicukupi dengan hidran, direncanakan debit HU sebagai berikut :

*Tabel 6. 9 Rencana Kebutuhan Air*

Domestic	non domestik	Total	
<i>ltr/org/hari</i>	<i>ltr/org/hari</i>	<i>ltr/org/hari</i>	<i>m<sup>3</sup>/org/dt</i>
82.5	10	92.5	0.00000107

Penduduk terlayani = %pelayanan x  $\Sigma$ penduduk

$\Sigma$ HU =  $\Sigma$ penduduk /  $\Sigma$ penduduk terlayani

Debit HU = 92,5 L/hari/orang = 0,00000107m<sup>3</sup>/dt/orang

Kebutuhan air masing masing HU = debit HU +  $\Sigma$ penduduk terlayani + kehilangan air 20%

Contoh Perhitungan Kebutuhan :

Perhitungan Kebutuhan Air Hidran 1A

Jumlah Penduduk = 921 jiwa

%pelayanan = 100%

Kebutuhan Hidran 1A = 921 orang x 0.00000107

m<sup>3</sup>/dt/orang + (20% x kebutuhan air HU) = 0.000767 m<sup>3</sup>/dt

Kebutuhan air di Desa Klampok pada tahun proyeksi 2042 dapat dilihat pada tabel :

Tabel 6. 10 Tabel Kebutuhan Air Bersih

Zona		Luas (HA)	Jumlah Penduduk (Jiwa)	Konsumsi air	Q total
1	Hidran 1A	14.627	921	0.000639174	0.000767
	Hidran 1B	15.247	960	0.00066624	0.000799
2	Hidran 2A	11.858	747	0.000518418	0.000622
	Hidran 2B	6.733	425	0.00029495	0.000354
3	Hidran 3A	18.648	1174	0.000814756	0.000978
	Hidran 3B	10.464	659	0.000457346	0.000549
4	Hidran 4A	14.122	889	0.000616966	0.00074
	Hidran 4B	14.478	912	0.000632928	0.00076
5	Hidran 5A	5.72	361	0.000250534	0.000301
	Hidran 5B	6.44	406	0.000281764	0.000338

Kebutuhan air total ( $Q_{total}$ ) di Desa Klampok adalah sebesar  $0,006208 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Selanjutnya direncanakan dimensi masing-masing hidran berdasarkan fluktuasi hidran sebagai berikut :

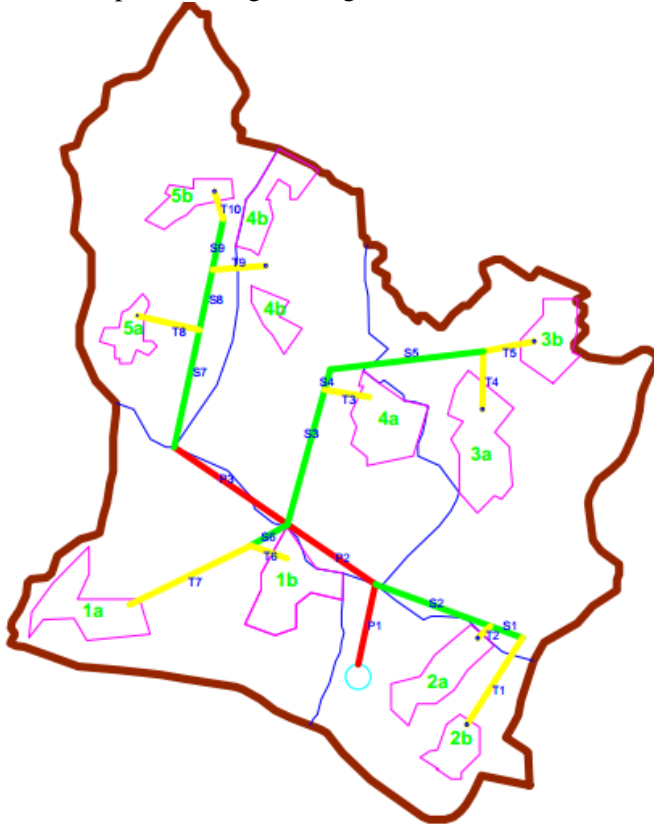
Tabel 6. 11 Rencana Dimensi Hidran

Hidran	Q m/jam	Vol HU $\text{m}^3$	Dimensi HU		
			p	l	T
Hu 1A	4.259625	18.61456	3.5	2.7	2
Hu 1B	4.44	19.4028	3.3	3	2
Hu 2A	3.454875	15.0978	3	3	2
Hu 2B	1.965625	8.589781	2.6	2.3	1.5
Hu 3A	5.42975	23.72801	4	3	2
Hu 3B	3.047875	13.31921	2.8	3	2
Hu 4A	4.111625	17.9678	4	3	2
Hu 4B	4.218	18.43266	3	3	2
Hu 5A	1.669625	7.296261	2.5	2	1.5
Hu 5B	1.87775	8.205768	2.5	2.2	1.5

### 6.3 Perencanaan Distribusi Air Bersih

#### 6.3.1 Rencana Jaringan 1

Pada rencana jaringan alternatif 1, Direncanakan jaringan perpipaan sesuai pada gambar . Rencana jaringan 1 memiliki kecenderungan penggunaan saluran tersier pada masing-masing hidran.



Gambar 6. 4Rencana Pipa Alternatif 1

### Perhitungan Dimensi Pipa Jaringan 1

Dimensi pipa sangat penting untuk diperhitungkan sebagai cara untuk menentukan kebutuhan pompa. Perhitungan dimensi pipa dimaksudkan untuk menentukan dimensi pipa yang efektif dan efisien.

Perhitungan dimensi pipa menggunakan rumus :

$$Q = AxV$$

Contoh perhitungan :

Pipa T10

$$\text{Panjang (L)} = 126,375 \text{ m}$$

$$Q_{\text{total}} = F_p \times Q_{\text{rencana}}$$

$$F_p = \text{Faktor puncak} = 1.5$$

$Q_{\text{rencana}}$  = kebutuhan air HU

$$= 0.000522 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{total}} = 1.5 \times 0.000522$$

$$= 0.000783 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dipilih  $D = 60 \text{ mm}$

$$A_{\text{pipa}} = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 2827.443 \text{ mm}^2$$

$$= 0.002827 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{pipa}} = Q/A$$

$$= 0.000783 / 0.002827$$

$$= 0.3 \text{ m/s}$$

Tabel 6. 12 Rekapitulasi Perhitungan  $D$  pipa,  $Q$  pipa dan  $V$  pipa

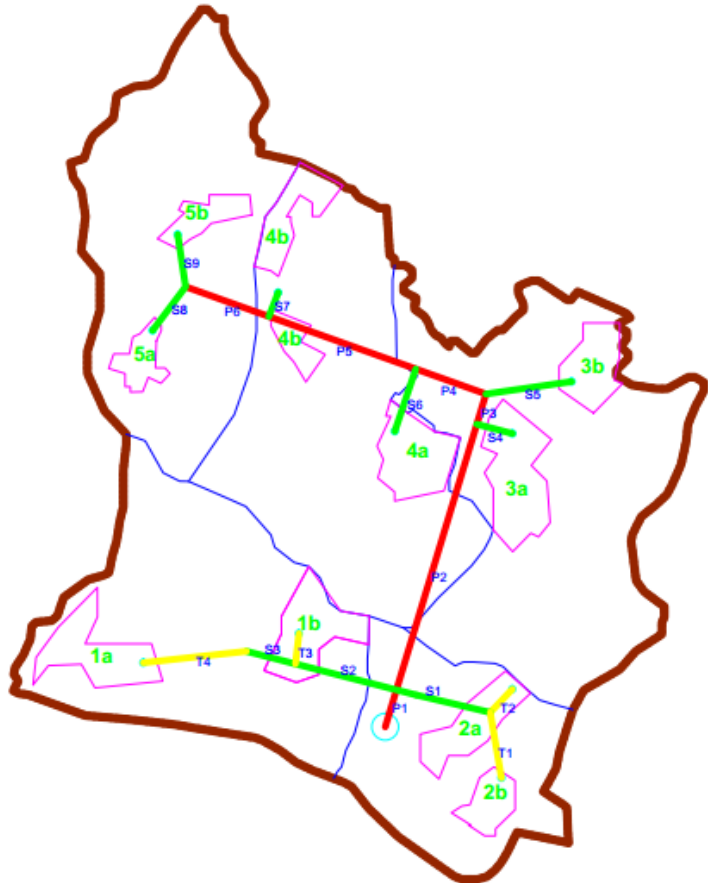
Pipa	Panjang (m)	D pipa (mm)	A pipa (mm <sup>2</sup> )	Q rencana (m <sup>3</sup> /det)	F <sub>p</sub>	Q pipa (m <sup>3</sup> /det)	V pipa (m/s)
T10	126.375	60	2827.433	0.000522	1.5	0.000783	0.3
S9	225.63	60	2827.433	0.000522	1.5	0.000783	0.3
T9	233.535	60	2827.433	0.001172	1.5	0.001758	0.7
S8	268.275	76	4536.46	0.001693	1.5	0.00254	0.6
T8	275.145	48	1809.557	0.000464	1.5	0.000696	0.4
S7	521.595	89	6221.139	0.002157	1.5	0.003236	0.6

*Tabel 6. 13 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan D pipa, Q pipa dan V pipa*

Pipa	Panjang (m)	D pipa (mm)	A pipa (mm <sup>2</sup> )	Q rencana (m <sup>3</sup> /det)	Fp	Q pipa (m <sup>3</sup> /det)	V pipa (m/s)
P3	597.39	114	10207.03	0.002157	1.5	0.003236	0.4
T7	589.05	76	4536.46	0.001183	1.5	0.001775	0.4
T6	167.01	76	4536.46	0.001233	1.5	0.00185	0.5
S6	185.49	89	6221.139	0.002417	1.5	0.003626	0.6
T5	226.365	60	2827.433	0.000847	1.5	0.001271	0.5
T4	251.58	60	2827.433	0.001508	1.5	0.002262	0.9
S5	582.985	89	6221.139	0.002355	1.5	0.003533	0.6
S4	91.77	89	6221.139	0.002355	1.5	0.003533	0.6
T3	197.115	60	2827.433	0.001142	1.5	0.001713	0.7
S3	566.958	101	8011.847	0.003497	1.5	0.005246	0.7
P2	462.69	140	15393.8	0.008071	1.5	0.012107	0.8
T1	442.47	48	1809.557	0.000546	1.5	0.000819	0.5
S1	148.725	60	2827.433	0.000546	1.5	0.000819	0.3
T2	76.005	60	2827.433	0.00096	1.5	0.00144	0.6
S2	533.835	76	4536.46	0.001506	1.5	0.002259	0.5
P1	356.835	165	21382.46	0.009576	1.5	0.014364	0.7

### 6.3.2 Rencana Jaringan 2

Pada rencana jaringan alternatif 2, Direncanakan jaringan perpipaan sesuai pada gambar . Rencana jaringan 1 memiliki kecenderungan meminimalisir penggunaan saluran tersier pada masing-masing hidran.



Gambar 6. 5Rencana Pipa Alternatif 2

### Perhitungan Dimensi Pipa Jaringan 2

Dimensi pipa sangat penting untuk diperhitungkan sebagai cara untuk menentukan kebutuhan pompa. Perhitungan dimensi pipa dimaksudkan untuk menentukan dimensi pipa yang efektif dan efisien.

Perhitungan dimensi pipa menggunakan rumus :

$$Q = AxV$$

Contoh perhitungan :

Pipa S9

$$\text{Panjang (L)} = 214.455 \text{ m}$$

$$Q_{\text{total}} = F_p \times Q_{\text{rencana}}$$

$$F_p = \text{Faktor puncak} = 1.5$$

$Q_{\text{rencana}}$  = kebutuhan air HU

$$= 0.000522 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{total}} = 1.5 \times 0.000522$$

$$= 0.000783 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dipilih  $D = 60 \text{ mm}$

$$A_{\text{pipa}} = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 2827.433 \text{ mm}^2$$

$$= 0.002827 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{pipa}} = Q/A$$

$$= 0.000507 / 0.00181$$

$$= 0.3 \text{ m/s}$$

*Tabel 6. 14 Rekapitulasi D pipa, Q pipa, dan V pipa*

Pipa	Panjang (m)	D pipa (mm)	A pipa (mm <sup>2</sup> )	Q rencana (m <sup>3</sup> /det)	F <sub>p</sub>	Q pipa (m <sup>3</sup> /det)	V pipa (m/s)
S9	214.455	60	2827.433	0.000522	1.5	0.000783	0.3
S8	222.96	60	2827.433	0.000464	1.5	0.000696	0.3
P6	361.05	89	6221.139	0.000985	1.5	0.001478	0.3
S7	104.94	60	2827.433	0.001172	1.5	0.001758	0.7
P5	637.53	89	6221.139	0.002157	1.5	0.003236	0.6
S6	267.315	60	2827.433	0.001142	1.5	0.001713	0.7



Tabel 6. 15 Lanjutan Rekapitulasi D pipa, Q pipa, dan V pipa

Pipa	Panjang (m)	D pipa (mm)	A pipa (mm <sup>2</sup> )	Q rencana (m <sup>3</sup> /det)	Fp	Q pipa (m <sup>3</sup> /det)	V pipa (m/s)
P4	303.675	89	6221.139	0.003299	1.5	0.004949	0.8
S5	353.34	60	2827.433	0.000847	1.5	0.001271	0.5
P3	128.25	140	15393.8	0.004146	1.5	0.006219	0.5
S4	150.525	60	2827.433	0.001508	1.5	0.002262	0.9
P2	1129.815	140	15393.8	0.005654	1.5	0.008481	0.6
T1	269.775	60	2827.433	0.000546	1.5	0.000819	0.3
T2	130.8	60	2827.433	0.00096	1.5	0.00144	0.6
S1	393.435	76	4536.46	0.001506	1.5	0.002259	0.5
T4	423.495	60	2827.433	0.001183	1.5	0.001775	0.7
S3	206.475	76	4536.46	0.001183	1.5	0.001775	0.4
T3	124.545	60	2827.433	0.001233	1.5	0.00185	0.7
S2	425.22	76	4536.46	0.002417	1.5	0.003626	0.8
P1	103.065	140	15393.8	0.009576	1.5	0.014364	1

#### 6.4 Kehilangan Energi Mayor (*Mayor losses*)

##### 6.4.1 Kehilangan Energi Mayor (*Mayor losses*) jaringan 1

Kehilangan energi mayor (*major losses*) merupakan kehilangan energi yang terjadi pada pipa akibat gesekan.

Kehilangan energi akibat kekasaran pipa dapat dihitung sebagai berikut :

$$H_f = \left( \frac{Q}{0.2785xCxD^{2.68}} \right)^{2.85} x L$$

Contoh perhitungan :

Pipa T10

C = 148

Bahan plastik (PVC)

D = 60 mm

= 0.06 m

$$Q = 0.000783 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 126.3 \text{ m}$$

Maka *mayor losses* sebesar :

$$H_f = \left( \frac{0.000783}{0.2785 \times 148 \times 0.068^{2.68}} \right)^{2.85} \times 126.3 = 0.205 \text{ m}$$

*Tabel 6. 16 Rekapitulasi Kehilangan Energi Rencana Jaringan  
I Akibat Gesekan*

PIPA	PANJANG	Q total	D pipa	V pipa	C	Hf
	<i>M</i>	<i>m</i> <sup>3</sup> / <i>dt</i>	<i>mm</i>	<i>m/s</i>		<i>M</i>
T10	126.375	0.000783	60	0.3	148	0.205443
S9	225.63	0.000783	60	0.3	148	0.366799
T9	233.535	0.001758	60	0.7	148	1.695151
S8	268.275	0.00254	76	0.6	148	1.217397
T8	275.145	0.000696	48	0.4	148	1.06531
S7	521.595	0.003236	89	0.6	148	1.71844
P3	597.39	0.003236	114	0.4	148	0.590127
T7	589.05	0.001775	76	0.4	148	1.377243
T6	167.01	0.00185	76	0.5	148	0.421561
S6	185.49	0.003626	89	0.6	148	0.754328
T5	226.365	0.001271	60	0.5	148	0.901019
T4	251.58	0.002262	60	0.9	148	2.911112
S5	582.985	0.003533	89	0.6	148	2.259533
S4	91.77	0.003533	89	0.6	148	0.355682
T3	197.115	0.001713	60	0.7	148	1.363774
S3	566.958	0.005246	101	0.7	148	2.467729
P2	462.69	0.012107	140	0.8	148	1.932213
T1	442.47	0.000819	48	0.5	148	2.314974
S1	148.725	0.000819	60	0.3	148	0.262743
T2	76.005	0.00144	60	0.6	148	0.381403
S2	533.835	0.002259	76	0.5	148	1.950832
P1	356.835	0.014364	165	0.7	148	0.919232

#### 6.4.2 Kehilangan Energi Mayor (*Mayor losses*) jaringan 2

Kehilangan energi mayor (*major losses*) merupakan kehilangan energi yang terjadi pada pipa akibat gesekan.

Kehilangan energi akibat kekasaran pipa dapat dihitung sebagai berikut :

$$H_f = \left( \frac{Q}{0.2785xCxD^{2.68}} \right)^{2.85} x L$$

Contoh perhitungan :

Pipa S9

C = 148

Bahan plastik (PVC)

D = 60 mm

= 0.06 m

Q = 0.000522 m<sup>3</sup>/dt

L = 214.4 m

Maka *major losses* sebesar :

$$H_f = \left( \frac{0.000522}{0.2785x148x0.06^{2.68}} \right)^{2.85} x 214.455 = 0.164 \text{ m}$$

Tabel 6. 17 Rekapitulasi Kehilangan Energi Rencana Jaringan  
2 Akibat Gesekan

PIPA	PANJANG	Q total	D pipa	V pipa	C	Hf
	<i>m</i>	<i>m<sup>3</sup>/dt</i>	<i>Mm</i>	<i>m/s</i>		<i>M</i>
S9	214.455	0.000522	60	0.3	148	0.164664
S8	222.96	0.000464	60	0.3	148	0.137676
P6	361.05	0.000985	89	0.3	148	0.131775
S7	104.94	0.001172	60	0.7	148	0.359773
P5	637.53	0.002157	89	0.6	148	0.992048
S6	267.315	0.001142	60	0.7	148	0.873529
P4	303.675	0.003299	89	0.8	148	1.037112

Tabel 6. 18Lanjutan Rekapitulasi Kehilangan Energi Rencana Jaringan 2 Akibat Gesekan

PIPA	PANJANG	Q total	D pipa	V pipa	C	Hf
	M	m <sup>3</sup> /dt	Mm	m/s		M
S5	353.34	0.000847	60	0.5	148	0.664276
P3	128.25	0.004146	140	0.5	148	0.073765
S4	150.525	0.001508	60	0.9	148	0.822664
P2	1129.815	0.005654	140	0.6	148	1.153575
T1	269.775	0.000546	60	0.3	148	0.225102
T2	130.8	0.00096	60	0.6	148	0.310014
S1	393.435	0.001506	76	0.5	148	0.679074
T4	423.495	0.001183	60	0.7	148	1.477208
S3	206.475	0.001183	76	0.4	148	0.228012
T3	124.545	0.001233	60	0.7	148	0.469007
S2	425.22	0.002417	76	0.8	148	1.760935
P1	103.065	0.009576	140	1	148	0.278922

## 6.5 Kehilangan Energi Minor (*Minor losses*)

### 6.5.1 Kehilangan Energi Minor (*Minor losses*) jaringan 1

Kehilangan tekanan akibat adanya belokan, percabangan dan aksesoris pipa (10% dari *major losses*) disebut *minor losses*.

#### a. Kehilangan Energi Akibat Belokan Pipa

Merupakan kehilangan energi yang disebabkan oleh terjadinya belokan pada pipa dengan persamaan sebagai berikut :

$$Hf = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

K = koefisien akibat belokan pipa

Daftar koefisien akibat belokan pipa dapat dilihat pada tabel :

*Tabel 6. 19 Koefisien Akibat Belokan Pipa*

A	5	10	15	30	45	60	90
K	0.02	0.04	0.05	0.15	0.28	0.55	1.2

(Sumber : Triatmodjo 2008)

Contoh perhitungan :

Kehilangan energy akibat belokan pada pipa T9 :

$$\alpha = 70^\circ$$

$$K = 0.766$$

$$V = 0.7 \text{ m/s}$$

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

Nilai K didapat dari

$$\alpha = 70^\circ$$

$$\alpha_1 = 60^\circ$$

$$\alpha_2 = 90^\circ$$

$$k_1 = 0.55$$

$$k_2 = 1.2$$

$$k = 0.55 + \left( \frac{70 - 60}{90 - 70} \right) \times (1.2 - 0.55) = 0.766$$

$$H_f = 0.766 * \frac{0.7^2}{2 * 9.8} = 0.0191 \text{ m}$$

*Tabel 6. 20 Rekapitulasi Kehilangan Energi Akibat Belokan Jaringan I*

Pipa	V m/s	Percepatan gravitasi m/s <sup>2</sup>	$\alpha$	K	Hf m
T9	0.7	9.8	70	0.766667	0.019167
T8	0.4	9.8	90	1.2	0.009796
T6	0.5	9.8	40	0.191667	0.002445
T4	0.9	9.8	88	1.156667	0.047801
T1	0.5	9.8	80	0.983333	0.012543
T2	0.6	9.8	85	1.091667	0.020051

b. Kehilangan Energi Akibat Perubahan Dimensi Pipa  
Merupakan kehilangan energi yang disebabkan oleh terjadinya perubahan dimensi pada pipa dengan persamaan sebagai berikut :

$$hf = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

$v_1$  = Kecepatan awal pipa (m/s)

$v_2$  = Kecepatan setelah pipa mengalami perubahan dimensi

Contoh perhitungan :

Kehilangan energi akibat perubahan dimensi pada pipa T9

$V_1 = 0.6$  m/s

$V_2 = 0.7$  m/s

$g = 9.8$  m/s<sup>2</sup>

$$hf = \frac{\left(0.6 \frac{m}{s} - 0.7 \text{ m/s} \right)^2}{2(9.8 \text{ m/s}^2)}$$

$hf = 0.0005$  m

Tabel 6. 21 Kehilangan energi akibat perubahan dimensi

Dari Pipa	V m/s	ke pipa	V m/s	Percepatan Gravitasi m/s <sup>2</sup>	Hf M
S8	0.6	T9	0.7	9.8	0.0005
S7	0.6	S8	0.6	9.8	0
S7	0.6	T8	0.4	9.8	0.002
P3	0.4	S7	0.6	9.8	0.002
S6	0.6	T7	0.4	9.8	0.002
S6	0.6	T6	0.5	9.8	0.0005
S5	0.6	T5	0.5	9.8	0.0005
S5	0.6	T4	0.9	9.8	0.0046
S3	0.7	S4	0.6	9.8	0.0005

Tabel 6. 22 Lanjutan Kehilangan energi akibat perubahan dimensi

Dari Pipa	V m/s	ke pipa	V m/s	Percepatan Gravitasi m/s <sup>2</sup>	Hf M
S3	0.7	T2	0.6	9.8	0.0005
P2	0.8	P3	0.4	9.8	0.0082
P2	0.8	S3	0.7	9.8	0.0005
S1	0.3	T1	0.5	9.8	0.002
S2	0.5	T2	0.6	9.8	0.0005
P1	0.7	S2	0.5	9.8	0.002
P1	0.7	P2	0.8	9.8	0.0005

### 6.5.2 Kehilangan Energi Minor (*Minor losses*) jaringan

2  
Kehilangan tekanan akibat adanya belokan, percabangan dan aksesoris pipa (10% dari *major losses*) disebut *minor losses*.

#### a. Kehilangan Energi Akibat Belokan Pipa

Merupakan kehilangan energi yang disebabkan oleh terjadinya belokan pada pipa dengan persamaan sebagai berikut :

$$H_f = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

K = koefisien akibat belokan pipa

Daftar koefisien akibat belokan pipa dapat dilihat pada tabel :

Tabel 6. 23 Koefisien Akibat Belokan Pipa

A	5	10	15	30	45	60	90
K	0.02	0.04	0.05	0.15	0.28	0.55	1.2

(Sumber : Triatmodjo 2008)

Contoh perhitungan :

Minor losses pada pipa S9

$$\alpha = 60^\circ$$

$$K = 0.55$$

$$V = 0.3 \text{ m/s}$$

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$H_f = 0.55 * \frac{0.3^2}{2 * 9.8} = 0.0025 \text{ m}$$

Tabel 6. 24 Kehilangan Energi Akibat Belokan

Pipa	V m/s	Percepatan gravitasi m/s <sup>2</sup>	a 0	K	Hf m
S9	0.3	9.8	60	0.55	0.002526
S8	0.3	9.8	70	0.766667	0.00352
S7	0.7	9.8	89	1.178333	0.029458
S6	0.7	9.8	88	1.156667	0.028917
P4	0.8	9.8	85	1.091667	0.035646
S5	0.5	9.8	65	0.658333	0.008397
S4	0.9	9.8	75	0.875	0.036161
T4	0.7	9.8	20	0.038333	0.000958
T3	0.7	9.8	83	1.048333	0.026208
T2	0.6	9.8	56	0.478	0.00878
T1	0.3	9.8	62	0.593333	0.002724

b. Kehilangan Energi Akibat Perubahan Dimensi Pipa  
Merupakan kehilangan energi yang disebabkan oleh terjadinya perubahan dimensi pada pipa dengan persamaan sebagai berikut :

$$h_f = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

$v_1$  = Kecepatan awal pipa (m/s)

$v_2$  = Kecepatan setelah pipa mengalami perubahan dimensi



Contoh perhitungan :

Kehilangan energi akibat perubahan dimensi pada pipa  
S9

$$V1 = 0.3 \text{ m/s}$$

$$V2 = 0.3 \text{ m/s}$$

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$hf = \frac{(0.3 \text{ m/s} - 0.3 \text{ m/s})^2}{2(9.8 \text{ m/s}^2)}$$

$$hf = 0 \text{ m}$$

Tabel 6. 25 Kehilangan energi akibat perubahan dimensi

Dari Pipa	V m/s	ke pipa	V m/s	Percepatan Gravitasi m/s <sup>2</sup>	Hf m
P6	0.3	S9	0.3	9.8	0
P6	0.3	S8	0.3	9.8	0
P5	0.6	S7	0.6	9.8	0
P4	0.8	S6	0.8	9.8	0
P3	0.5	P4	0.5	9.8	0
P3	0.5	S5	0.5	9.8	0
P2	0.6	S4	0.6	9.8	0
S1	0.5	T1	0.5	9.8	0
S1	0.5	T2	0.5	9.8	0
S3	0.4	T4	0.4	9.8	0
S2	0.8	T3	0.8	9.8	0

## 6.6 Kehilangan Energi Total

### 6.6.1 Kehilangan Energi Total Jaringan 1

Kehilangan energi total merupakan akumulasi dari kehilangan energi akibat gesekan, belokan, dan perubahan dimensi pada pipa. Tabel merupakan rekapitulasi kehilangan energi total pada jaringan 1 sebagai berikut :

Tabel 6. 26 Kehilangan energi total pada jaringan 1

Pipa	Hf akibat Gesekan (m)	Hf Akibat Belokan (m)	Hf Perubahan Penampang (m)	Hf Total (m)
T10	0.205443268			0.205443
S9	0.366798532			0.366799
T9	1.695150939	0.019166667	0.000510204	1.714828
S8	1.217397111			1.217397
T8	1.065309679	0.009795918	0.002040816	1.077146
S7	1.718439848		0.002040816	1.720481
P3	0.590126866		0.008163265	0.59829
T7	1.377243174		0.002040816	1.379284
T6	0.42156142		0.000510204	0.422072
S6	0.754328387			0.754328
T5	0.901018903		0.000510204	0.901529
T4	2.911111969	0.04780102	0.004591837	2.963505
S5	2.259533131			2.259533
S4	0.355682145		0.000510204	0.356192
T3	1.363773609			1.363774
S3	2.46772856		0.000510204	2.468239
P2	1.932212878		0.008163265	1.940376
T1	2.314974454	0.012542517	0.002040816	2.329558
S1	0.262742714		0.000510204	0.263253
T2	0.381403136	0.02005102	0.000510204	0.401964
S2	1.950832279		0.002040816	1.952873
P1	0.919232124			0.919232

### Kehilangan energi pada hidran jaringan 1

Kehilangan energi pada hidran dapat dihitung dengan cara menjumlahkan hf total laluan pipa dari reservoir menuju ke hidran. Contoh perhitungan Hf total HU 1A :

$$Hf \text{ HU 1A} = Hf \text{ T7} + Hf \text{ S6} + Hf \text{ P2} + Hf \text{ P1}$$

$$Hf \text{ HU 1A} = 1.379 \text{ m} + 0.754 \text{ m} + 1.940 \text{ m} + 0.919 \text{ m}$$

$$Hf \text{ HU 1A} = 4.993 \text{ m}$$

*Tabel 6. 27 Nilai Hf pada Hidran Jaringan 1*

Dari	Ke	Hf (m)
Reservoir	Hidran 1A	4.993221
	Hidran 1B	4.036008
	Hidran 2A	3.27407
	Hidran 2B	5.464916
	Hidran 3A	10.90708
	Hidran 3B	8.845102
	Hidran 4A	6.691621
	Hidran 4B	8.110604
	Hidran 5A	6.255525
	Hidran 5B	6.968018

### 6.6.2 Kehilangan Energi Total Jaringan 2

Kehilangan energi total merupakan akumulasi dari kehilangan energi akibat gesekan, belokan, dan perubahan dimensi pada pipa. Tabel merupakan rekapitulasi kehilangan energi total pada jaringan 2 sebagai berikut :

Tabel 6. 28 Kehilangan energi total pada jaringan 2

Pipa	Hf akibat Gesekan (m)	Hf Akibat Belokan (m)	Hf Perubahan Penampang (m)	Hf Total (m)
S9	0.164663785	0.00252551		0.16719
S8	0.137675514	0.003520408		0.1412
P6	0.131775203			0.13178
S7	0.35977305	0.029458333		0.38923
P5	0.992048059			0.99205
S6	0.873528557	0.028916667		0.90245
P4	1.037111957	0.035646259		1.07276
S5	0.664276058	0.008397109		0.67267
P3	0.073765283			0.07377
S4	0.82266421	0.036160714		0.85882
P2	1.153575467			1.15358
T1	0.225102115	0.008779592		0.23388
T2	0.310013789	0.008779592		0.31879
S1	0.67907392			0.67907
T4	1.477207659	0.000958333		1.47817
S3	0.22801169			0.22801
T3	0.469007162	0.026208333		0.49522
S2	1.760935091			1.76094
P1	0.278921697			0.27892

#### Kehilangan energi pada hidran jaringan 2

Kehilangan energi pada hidran dapat dihitung dengan cara menjumlah hf total laluan pipa dari reservoir menuju ke hidran. Contoh perhitungan Hf Total 1B :

$$Hf_{HU\ 1B} = Hf_{T4} + Hf_{S3} + Hf_{S2} + Hf_{P1}$$

$$Hf_{HU\ 1B} = 1.478\ m + 0.228\ m + 1.760\ m + 0.278\ m$$

$$Hf_{HU\ 1B} = 3.746\ m$$

*Tabel 6. 29 Nilai Hf pada Hidran Jaringan 2*

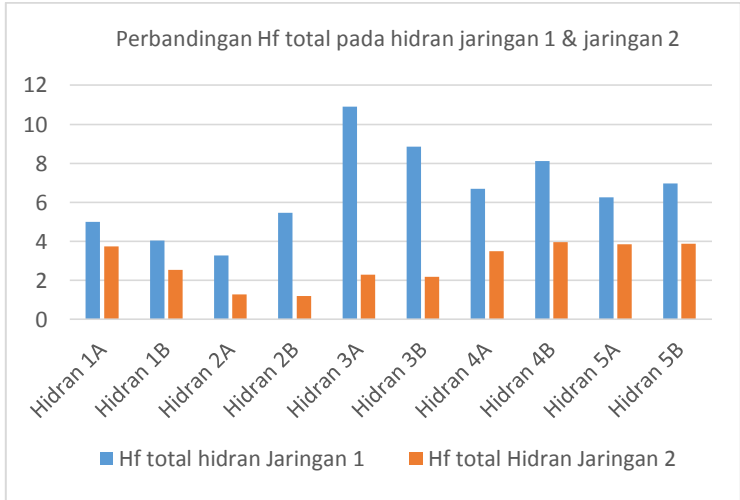
Dari	Ke	Hf (m)
Reservoir	Hidran 1A	3.746034
	Hidran 1B	2.535072
	Hidran 2A	1.276789
	Hidran 2B	1.191877
	Hidran 3A	2.291322
	Hidran 3B	2.178936
	Hidran 4A	3.481466
	Hidran 4B	3.9603
	Hidran 5A	3.84404
	Hidran 5B	3.870033

### 6.6.3 Perbandingan Kehilangan Energi pada hidran jaringan 1 dan jaringan 2

Tabel rekapitulasi perbandingan kehilangan energi pada hidran jaringan 1 dan jaringan 2 disajikan sebagai berikut :

*Tabel 6. 30 Perbandingan Kehilangan Energi Hidran pada Jaringan 1 dan Jaringan 2*

Dari	Ke	Hf 1 (m)	Hf 2 (m)
Reservoir	Hidran 1A	4.993221	3.746034
	Hidran 1B	4.036008	2.535072
	Hidran 2A	3.27407	1.276789
	Hidran 2B	5.464916	1.191877
	Hidran 3A	10.90708	2.291322
	Hidran 3B	8.845102	2.178936
	Hidran 4A	6.691621	3.481466
	Hidran 4B	8.110604	3.9603
	Hidran 5A	6.255525	3.84404
	Hidran 5B	6.968018	3.870033



*Gambar 6. 6Grafik Perbandingan Hf total pada hidran jaringan 1 & jaringan 2*

## 6.7 Perencanaan Pompa

### 6.7.1 Rencana Pompa Jaringan 1

#### a. Head Pompa

*Head* total pompa yang harus disediakan untuk mengalirkan sejumlah air seperti yang direncanakan dapat ditentukan berdasarkan kondisi instalasi yang akan dilayani pompa. Perhitungan *total head* pompa dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$H = h_f + Z_b + \frac{v^2}{2g}$$

Contoh perhitungan

Perhitungan head pompa dari reservoir ke Hidran 1B

Z<sub>b</sub> = -2 m

H<sub>f</sub> = 4.993

V<sub>d</sub> = 0.7 m/s

$$H \text{ pompa} = 4.993 + (-2) + \frac{0.7^2}{2 \times 9.8}$$

$$H \text{ pompa} = 3.018 \text{ m}$$

$$\text{Over head pompa} = 15\% H_{\text{pompa}}$$

$$H \text{ pompa} = 3.470 \text{ m}$$

Tabel 6. 31 Nilai head Pompa pada Jaringan 1

Dari	Ke	Hf (m)	V (m/s)	Zb (m)	H (m)	Over Head (m)
	Hidran 1A	4.993221	0.7	-2	3.018221	3.470954
	Hidran 1B	4.036008	0.7	-9	-4.93899	-5.67984
	Hidran 2A	3.27407	0.7	-3	0.29907	0.34393
	Hidran 2B	5.464916	0.7	6	11.48992	13.2134
Reservoir (+94.00)	Hidran 3A	10.90708	0.7	-24	-13.0679	-15.0281
	Hidran 3B	8.845102	0.7	-34	-25.1299	-28.8994
	Hidran 4A	6.691621	0.7	-18	-11.2834	-12.9759
	Hidran 4B	8.110604	0.7	-35	-26.8644	-30.8941
	Hidran 5A	6.255525	0.7	-25	-18.7195	-21.5274
	Hidran 5B	6.968018	0.7	-41	-34.007	-39.108

Pada tabel di atas dapat diketahui bahwa Hidran 1A, 2A dan 2B, memiliki nilai head pompa  $> 0$  yang menunjukkan bahwa pada hidran tersebut membutuhkan pompa karena tekanan tidak memenuhi.

Selanjutnya untuk menjaga tekanan di pipa agar tetap stabil, direncanakan dua hidran pendukung dengan kapasitas sesuai masing-masing pelayanan zona 1 dan zona 2. Berikut merupakan rencana hidran pendukung 1 dan 2, yaitu :

Contoh perhitungan head pompa dari reservoir ke Hidran Pendukung 1 :

$$Z_b = -8 \text{ m}$$

$$H_f = H_f S_6 + H_f P_2 + H_f P_1$$

$$H_f = 0.754 \text{ m} + 1.94 \text{ m} + 0.919 \text{ m}$$

$$H_f = 3.613 \text{ m}$$

$$V_d = 0.7 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{pompa}} = 3.613 + (-8) + \frac{0.7^2}{2 \times 9.8}$$

$$H_{\text{pompa}} = -4.361 \text{ m}$$

$$\text{Over head pompa} = 15\% H_{\text{pompa}}$$

$$H_{\text{pompa}} = -5.015 \text{ m}$$

Selanjutnya perhitungan  $H_{\text{pompa}}$  dari hidran pendukung 1 ke hidran 1A dan 1B dengan contoh perhitungan sebagai berikut :

$H_{\text{pompa}}$  dari hidran pendukung 1 ke hidran 1B :

$$Z_b = 6 \text{ m}$$

$$H_f = H_f T7$$

$$H_f = 1.379 \text{ m}$$

$$V_d = 0.7 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{pompa}} = 1.379 + (6) + \frac{0.4^2}{2 \times 9.8}$$

$$H_{\text{pompa}} = 7.387 \text{ m}$$

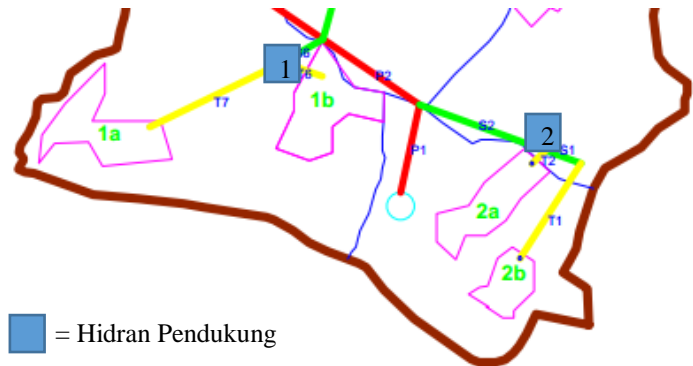
$$\text{Over head pompa} = 15\% H_{\text{pompa}}$$

$$H_{\text{pompa}} = 8.495 \text{ m}$$

*Tabel 6. 32 Rekapitulasi Perhitungan Head Hidran Pendukung jaringan 1*

	$H_f$ (m)	$V$ (m/s)	$Z_b$ (m)	$H$ (m)	Over Head (m)
Hidran					
Pendukung 1	3.613937	0.7	-8	-4.36106	-5.01522
Hidran 1B	0.422072	0.5	-1	-0.56517	-0.64995
Hidran 1A	1.379284	0.4	6	7.387447	8.495564
Hidran					
pendukung 2	2.872105	0.7	-7	-4.10289	-4.71833
Hidran 2A	0.401964	0.6	4	4.420332	5.083381
Hidran 2B	2.329558	0.5	13	15.34231	17.64366





Gambar 6. 7Rencana Hidran Pendukung Jaringan 1

b. Daya Pompa

Sebelum menghitung daya pompa, perlu dihitung debit efektif dalam jam pengoperasian pompa. Debit pada perencanaan jaringan alternatif 1 hanya untuk melayani HU 1A, HU 1B, HU 2A dan HU 2B.

$$Q_e = \frac{\text{debitair}}{\text{waktuoperasi}}$$

Contoh perhitungan :

Debit untuk HU 1A dan HU1B yang dilayani adalah  $0.002417 \text{ m}^3/\text{dt} = 2.147 \text{ l/dt} = 208.791 \text{ m}^3/\text{hari}$

Untuk memenuhi kebutuhan air sebesar  $208.791 \text{ m}^3$  dan pompa di operasikan selama 24 jam dengan sistem berkelanjutan (*Continuous System*) karena kebutuhan air baku harus disuplai dan berjalan sesuai fluktuasinya selama 24 jam, kapasitas pompa yang digunakan adalah

$$Q_e = \frac{208.791}{24 \text{ jam}} = 8.699 \text{ m}^3/\text{jam} = 0.1449 \text{ m}^3/\text{mnt}$$

Tabel 6. 33 Perhitungan Debit Pompa

Source	Pump	Pomp a Untuk	Debit Pompa		Head Pompa
			$m^3/dt$	$m^3/menit$	$m$
Hidran Pendukung g 1	Pomp a	HU 1A +	0.002417	0.1449937 5	8.4955 (Diasumsikan 9 untuk menambah tekanan di HU 1B)
	Dusun 1	HU 1B			
Hidran Pendukung g 2	Pomp a	HU 2A +	0.001506	0.0903416 6	22.7270412 9
	Dusun 2	HU 2B			

Selanjutnya menghitung debit masing-masing pompa dengan cara membagi debit yang dibutuhkan (debit efektif) dengan jumlah pompa yang akan dipakai (Sularso.2004)

$$Q_{ep} = \frac{Q_e}{n \text{ pompa}}$$

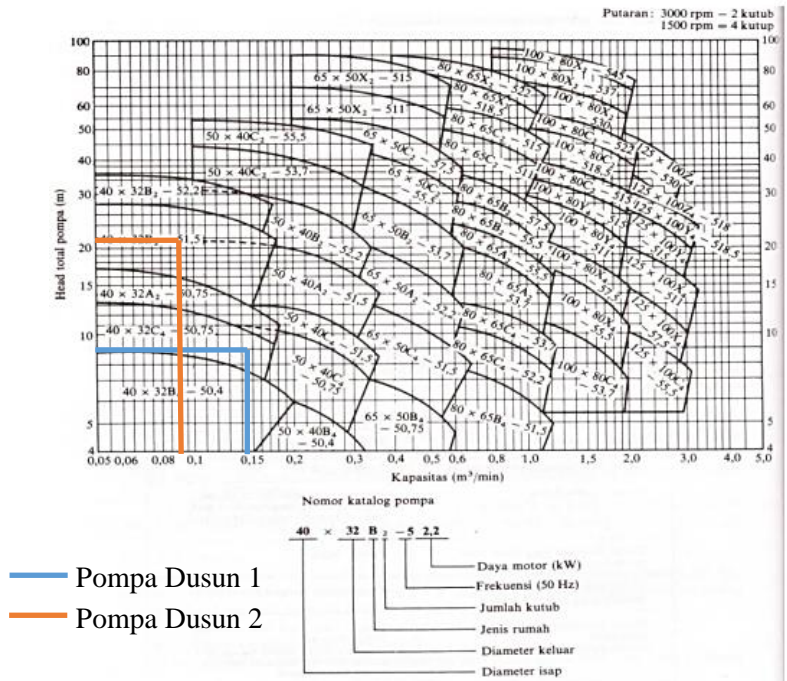
Debit efektif untuk Dusun A

$$Q_{ep} = \frac{0.14499}{1 \text{ buah}} = 0.144 \text{ m}^3/\text{mnt}$$

Debit efektif untuk Dusun B

$$Q_{ep} = \frac{0.09034}{1 \text{ buah}} = 0.09034 \text{ m}^3/\text{mnt}$$

Kemudian perhitungan daya pompa (D) dilakukan dengan menggunakan diagram pemelihan pompa umum Sularso dan Tahara seperti Gambar 4.12 dengan total kehilangan energi pada pompa dusun 1 dan dusun 2 (h) adalah 9 m dan 22.72 m.



*Gambar 6. 8 Diagram Pemilihan Pompa jaringan 1*

Dari diagram pemilihan pompa di atas diperoleh model pompa 40 32C<sub>4</sub> – 5 0,75 yang digunakan untuk pompa dusun 1 adalah dengan spesifikasi :

Diameter isap = 0,040 m

Diameter keluar = 0,032 m

Jumlah katup = 4 Katup

Daya Motor = 0.75 kW = 750 Watt = 1 PK

Dan diperoleh model pompa 40 32B<sub>2</sub> – 5 1,5 yang digunakan untuk pompa dusun 2 adalah dengan spesifikasi :

Diameter isap = 0,040 m  
 Diameter keluar = 0,032 m  
 Jumlah katup = 2 Katup  
 Daya Motor = 1.5 kW = 1500 Watt = 2 PK

### 6.7.2 Rencana Pompa Jaringan 2

#### a. Head Pompa

*Head* total pompa yang harus disediakan untuk mengalirkan sejumlah air seperti yang direncanakan dapat ditentukan berdasarkan kondisi instalasi yang akan dilayani pompa. Perhitungan *total head* pompa dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$H = h_f + Zb + \frac{v^2}{2g}$$

Contoh perhitungan :

Perhitungan head pompa dari reservoir ke Hidran 1B

$$Zb = -2 \text{ m}$$

$$Hf = 3.746$$

$$Vd = 1 \text{ m/s}$$

$$H \text{ pompa} = 3.746 + (-2) + \frac{1^2}{2 \times 9.8}$$

$$H \text{ pompa} = 1.797 \text{ m}$$

$$\text{Over head pompa} = 15\% H_{\text{pompa}}$$

$$H \text{ pompa} = 2.066 \text{ m}$$

Tabel 6. 34 Nilai head Pompa pada Jaringan 2

Dari	Ke	Hf (m)	V (m/s)	Zb (m)	H (m)	Over Head (m)
Reservoir	Hidran 1A	3.746034	1	-2	1.797055	2.066613
	Hidran 1B	2.535072	1	-9	-6.41391	-7.37599
	Hidran 2A	1.276789	1	-3	-1.67219	-1.92302
	Hidran 2B	1.191877	1	6	7.242898	8.329332
	Hidran 3A	2.291322	1	-24	-21.6577	-24.9063
	Hidran 3B	2.178936	1	-34	-31.77	-36.5356
	Hidran 4A	3.481466	1	-18	-14.4675	-16.6376
	Hidran 4B	3.9603	1	-35	-30.9887	-35.637
	Hidran 5A	3.84404	1	-25	-21.1049	-24.2707
	Hidran 5B	3.870033	1	-41	-37.0789	-42.6408

Pada tabel di atas dapat diketahui bahwa Hidran 1A dan 2B, memiliki nilai head pompa  $> 0$  yang menunjukkan bahwa pada hidran tersebut membutuhkan pompa karena tekanan tidak memenuhi.

Selanjutnya untuk menjaga tekanan di pipa agar tetap stabil, direncanakan dua hidran pendukung dengan kapasitas sesuai masing-masing pelayanan zona 1 dan zona 2. Berikut merupakan rencana hidran pendukung 1 dan 2, yaitu :

Contoh perhitungan head pompa dari reservoir ke Hidran Pendukung 1 :

$$Z_b = -7 \text{ m}$$

$$H_f = H_f P1 + H_f S2 + H_f S3$$

$$H_f = 0.278\text{m} + 1.760\text{m} + 0.228\text{m}$$

$$H_f = 2.267 \text{ m}$$

$$V_d = 1 \text{ m/s}$$

$$H \text{ pompa} = 2.267 + (-7) + \frac{1^2}{2 \times 9.8}$$

$$H \text{ pompa} = -4.681 \text{ m}$$

$$\text{Over head pompa} = 15\% H_{\text{pompa}}$$

$$H \text{ pompa} = -5.383 \text{ m}$$

Selanjutnya perhitungan H pompa dari hidran pendukung 1 ke hidran 1A dan 1B dengan contoh perhitungan sebagai berikut :

H pompa dari hidran pendukung 1 ke hidran 1A :

$$Z_b = 5 \text{ m}$$

$$H_f = H_f T4$$

$$H_f = 1.478 \text{ m}$$

$$V_d = 0.7 \text{ m/s}$$

$$H \text{ pompa} = 1.478 + (5) + \frac{0.7^2}{2 \times 9.8}$$

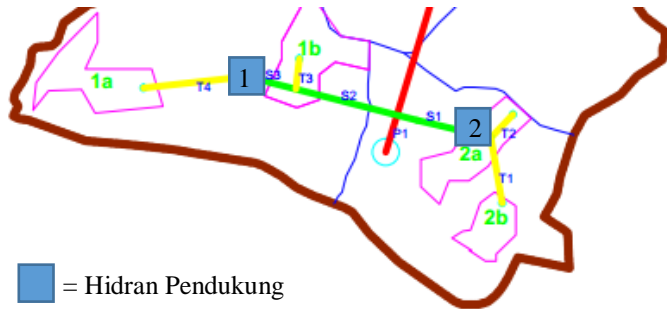
$$H \text{ pompa} = 6.503 \text{ m}$$

$$\text{Over head pompa} = 15\% H_{\text{pompa}}$$

$$H \text{ pompa} = 7.478 \text{ m}$$

*Tabel 6. 35 Rekapitulasi Perhitungan Head Hidran Pendukung jaringan 2*

	Hf	V	Zb	H	Over Head
	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
Hidran Pendukung 1	2.267868	1	-7	-4.68111	-5.383278
Hidran 1A	1.478166	0.7	5	6.503166	7.4786409
Hidran Pendukung 2	0.957996	1	-2	-0.99098	-1.139632
Hidran 2A	0.318793	0.6	-1	-0.66284	-0.762265
Hidran 2B	0.233882	0.3	8	8.238474	9.4742446



Gambar 6. 9Rencana Hidran Pendukung Jaringan 2

b. Daya Pompa

Sebelum menghitung daya pompa, perlu dihitung debit efektif dalam jam pengoperasian pompa. Debit pada perencanaan jaringan alternatif 1 hanya untuk melayani HU 1A, HU 2A dan HU 2B.

$$Q_e = \frac{\text{debitair}}{\text{waktuoperasi}}$$

Contoh perhitungan :

Debit untuk HU 1A yang dilayani adalah 0.0012  $\text{m}^3/\text{dt} = 1.2 \text{ l}/\text{dt} = 102.231 \text{ m}^3/\text{hari}$

Untuk memenuhi kebutuhan air sebesar 102.231  $\text{m}^3$  dan pompa di operasikan selama 24 jam dengan sistem berkelanjutan (*Continuous System*) karena kebutuhan air baku harus disuplai dan berjalan sesuai fluktuasinya selama 24 jam, kapasitas pompa yang digunakan adalah

$$Q_e = \frac{102.231}{24 \text{ jam}} = 4.259 \text{ m}^3/\text{jam} = 0.07 \text{ m}^3/\text{mnt}$$

Tabel 6. 36 Perhitungan Debit Pompa

Source	Pump	Pompa Untuk	Debit Pompa		Head Pompa
			$m^3/dt$	$m^3/mnt$	$M$
Hidran Pendukung 1	Pompa Dusun 1	Hidran 1A	0.0012	0.070994	7.478640892
Hidran Pendukung 2	Pompa Dusun 2	Hidran 2A + 2B	0.0015	0.090342	9.4742446 (Diasumsikan 10 untuk menambah tekanan di HU 1B)

Selanjutnya menghitung debit masing-masing pompa dengan cara membagi debit yang dibutuhkan (debit efektif) dengan jumlah pompa yang akan dipakai (Sularso.2004)

$$Q_{ep} = \frac{Q_e}{n \text{ pompa}}$$

Debit efektif untuk Dusun A

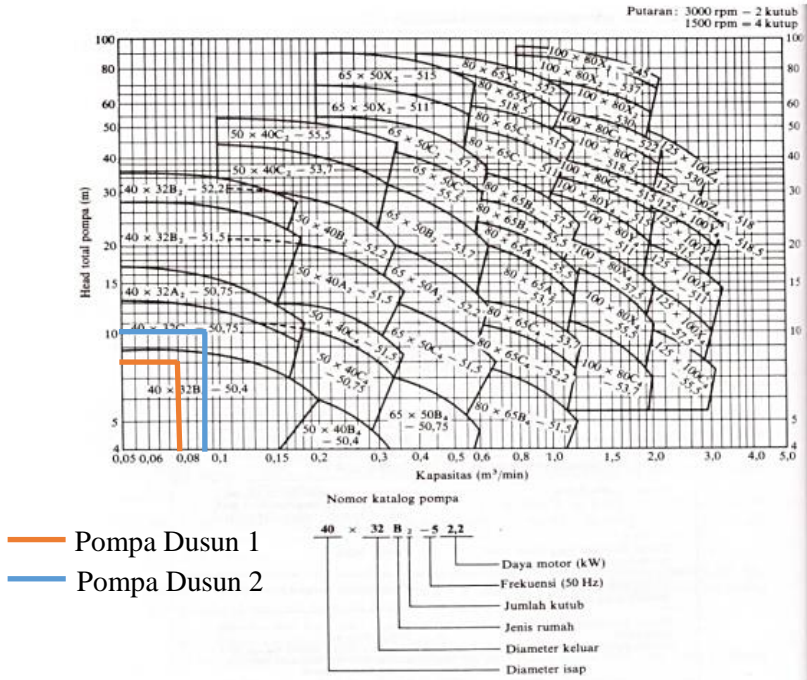
$$Q_{ep} = \frac{0.07}{1 \text{ buah}} = 0.07 \text{ m}^3/\text{mnt}$$

Debit efektif untuk Dusun B

$$Q_{ep} = \frac{0.09034}{1 \text{ buah}} = 0.09034 \text{ m}^3/\text{mnt}$$

Kemudian perhitungan daya pompa (D) dilakukan dengan menggunakan diagram pemelihan pompa umum Sularso dan Tahara seperti Gambar 4.12 dengan total kehilangan energi pada pompa dusun 1 dan dusun 2 (h) adalah 9 m dan 22.72 m.





*Gambar 6. 10 Diagram Pemilihan Pompa*

Dari diagram pemilihan pompa di atas diperoleh model pompa 40 32B<sub>4</sub> - 5 0,4 yang digunakan untuk pompa dusun 1 adalah dengan spesifikasi :

Diameter isap = 0,040 m

Diameter keluar = 0,032 m

Jumlah katup = 4 Katup

Daya Motor = 0.45 kW = 450 Watt = 0.6 PK

Dan diperoleh model pompa 40 32C<sub>4</sub> - 5 0,75 yang digunakan untuk pompa dusun 2 adalah dengan spesifikasi :

Diameter isap = 0,040 m

Diameter keluar = 0,032 m

Jumlah katup = 4 Katup  
 Daya Motor = 0.75 kW = 750 Watt = 1 PK

## 6.8 Perencanaan Reservoir

### 6.8.1 Fluktuasi Pemakaian Air

Pada umumnya, penggunaan air pada masyarakat tidak selalu konstan, berikut adalah gambaran berupa tabel dan grafik penggunaan air perjam Desa Klampok, Kecamatan Tongas, Probolinggo.

Debit rata - rata = diambil dari Q total kebutuhan air

Pemakaian air = debit rata-rata x koefisien

Pemakaian air pukul 00.00-01.00

Pemakaian air =  $51.7104 \text{ m}^3/\text{jam} \times 0.53 = 27.407 \text{ m}^3/\text{jam}$

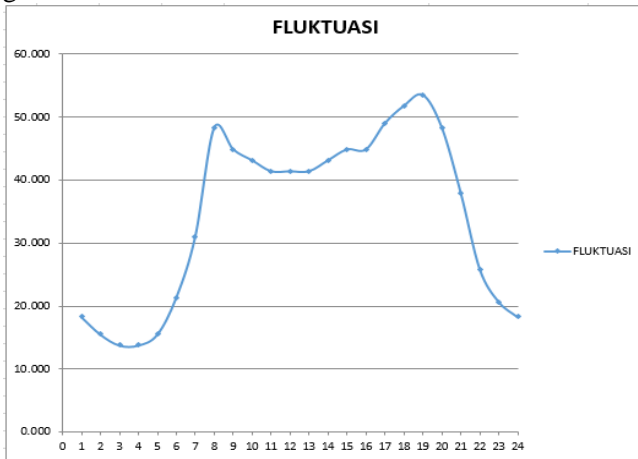
*Tabel 6. 37Fluktuasi Pemakaian Air Desa Klampok*

JAM KE-	Waktu	Koefisien	Debit rata- rata	Pemakaian Air	Pemakaian Air Komulatif
			m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /jam
1	00.00 - 01.00	0.53	51.7104	27.407	27.407
2	01.00 - 02.00	0.45	51.7104	23.270	50.676
3	02.00 - 03.00	0.4	51.7104	20.684	71.360
4	03.00 - 04.00	0.4	51.7104	20.684	92.045
5	04.00 - 05.00	0.45	51.7104	23.270	115.314
6	05.00 - 06.00	0.62	51.7104	32.060	147.375
7	06.00 - 07.00	0.9	51.7104	46.539	193.914
8	07.00 - 08.00	1.4	51.7104	72.395	266.309
9	08.00 - 09.00	1.3	51.7104	67.224	333.532
10	09.00 - 10.00	1.25	51.7104	64.638	398.170
11	10.00 - 11.00	1.2	51.7104	62.052	460.223
12	11.00 - 12.00	1.2	51.7104	62.052	522.275
13	12.00 - 13.00	1.2	51.7104	62.052	584.328

*Tabel 6. 38Lanjutan Fluktuasi Pemakaian Air Desa Klampok*

JAM KE-	Waktu	Koefisien	Debit rata-rata	Pemakaian Air	Pemakaian Air Kumulatif
			m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /jam	m <sup>3</sup> /jam
14	13.00 - 14.00	1.25	51.7104	64.638	648.966
15	14.00 - 15.00	1.3	51.7104	67.224	716.189
16	15.00 - 16.00	1.3	51.7104	67.224	783.413
17	16.00 - 17.00	1.42	51.7104	73.429	856.841
18	17.00 - 18.00	1.5	51.7104	77.566	934.407
19	18.00 - 19.00	1.55	51.7104	80.151	1014.558
20	19.00 - 20.00	1.4	51.7104	72.395	1086.953
21	20.00 - 21.00	1.1	51.7104	56.881	1143.834
22	21.00 - 22.00	0.75	51.7104	38.783	1182.617
23	22.00 - 23.00	0.6	51.7104	31.026	1213.643
24	23.00 - 24.00	0.53	51.7104	27.407	1241.05
Jumlah	24	1241.05	1241.05		

Grafik fluktuasi pemakaian air dapat dilihat pada gambar grafik :



Gambar 6. 11 Grafik Fluktuasi

### 6.8.2 Perhitungan Kapasitas Reservoir

Dalam perencanaan distribusi air bersih di Desa Klampok, menggunakan 1 reservoir utama. Menggunakan Metode Kurva S dan Metode Operasional, kedua metode ini menghasilkan nilai yang sama.

#### a. Metode Operasional

Salah satu metode perhitungan kapasitas reservoir adalah menggunakan Metode Operasional. Rumus yang digunakan adalah :

Debit = inflow - outflow

Outflow (m<sup>3</sup>) = pemakaian air jam ke X

Inflow (m<sup>3</sup>) = Debit Rata rata

Contoh Perhitungan :

Debit pada jam 00.00-01.00

Outflow = 27.407 m<sup>3</sup>/jam

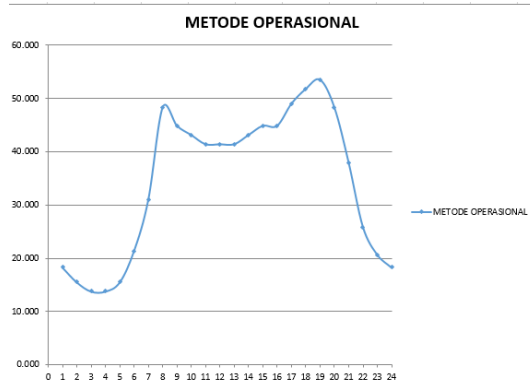
Inflow = 51.7104 m<sup>3</sup>/jam

Debit = 24.304 m<sup>3</sup>/jam

Setelah mencari debit pada setiap jam nya, nilai positif dan nilai negatif dijumlahkan semua, maka akan menghasilkan nilai yang sama. Untuk bilangan negatif berubah tanda menjadi positif. Hasil penjumlahan debit selama 24 jam dapat dilihat di table

*Tabel 6. 39Kapasitas Reservoir Metode Operasional*

No.	Waktu	A	B	DEBIT
		Outflow (m <sup>3</sup> /jam)	Inflow (m <sup>3</sup> /jam)	
1	00.00-01.00	27.407	51.7104	24.304
2	01.00-02.00	23.270	51.7104	28.441
3	02.00-03.00	20.684	51.7104	31.026
4	03.00-04.00	20.684	51.7104	31.026
5	04.00-05.00	23.270	51.7104	28.441
6	05.00-06.00	32.060	51.7104	19.650
7	06.00-07.00	46.539	51.7104	5.171
8	07.00-08.00	72.395	51.7104	-20.684
9	08.00-09.00	67.224	51.7104	-15.513
10	09.00-10.00	64.638	51.7104	-12.928
11	10.00-11.00	62.052	51.7104	-10.342
12	11.00-12.00	62.052	51.7104	-10.342
13	12.00-13.00	62.052	51.7104	-10.342
14	13.00-14.00	64.638	51.7104	-12.928
15	14.00-15.00	67.224	51.7104	-15.513
16	15.00-16.00	67.224	51.7104	-15.513
17	16.00-17.00	73.429	51.7104	-21.718
18	17.00-18.00	77.566	51.7104	-25.855
19	18.00-19.00	80.151	51.7104	-28.441
20	19.00-20.00	72.395	51.7104	-20.684
21	20.00-21.00	56.881	51.7104	-5.171
22	21.00-22.00	38.783	51.7104	12.928
23	22.00-23.00	31.026	51.7104	20.684
24	23.00-24.00	27.407	51.7104	24.304



Gambar 6. 12Grafik Metode Operasional

#### b. Metode Kurva Massa

Untuk memperhitungkan menggunakan metode kurva smaka pemakaian air per jam dan produksi air per jam semua nilai di komulatifkan.

Perhitungan dengan metode kurva massa :

Kumulatif pemakaian jam ke X = komulatif pemakaian jam X-1 + pemakaian air jam ke X

Kumulatif produksi jam ke X = komulatif produksi jam ke X-1 + produksi jam ke X

Deposit = produksi - komulatif pemakaian

Kapasitas reservoir didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit. Kapasitas reservoir metode kurva s dapat dilihat di table

Contoh Perhitungan :

Perhitungan pukul 00.00-01.00

Kumulatif Pemakaian = 27.407 m<sup>3</sup>

Kumulatif Produksi = 51.704 m<sup>3</sup>

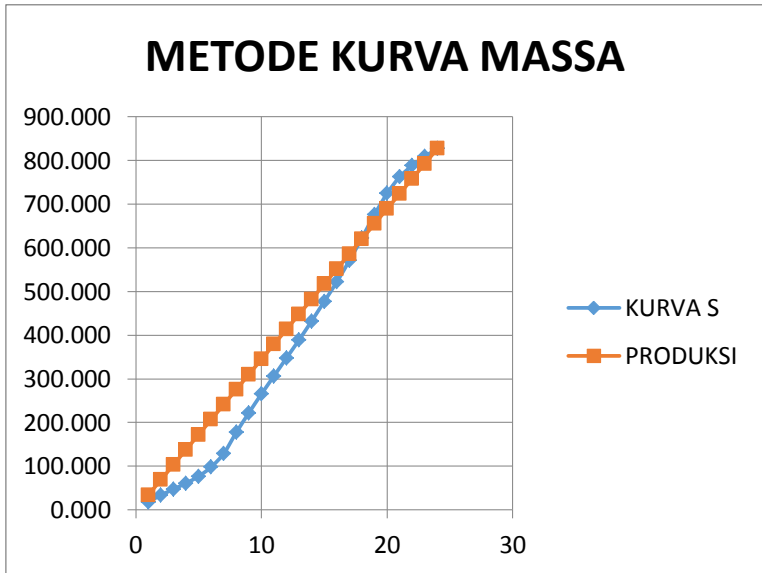
Deposit = 51.7104 m<sup>3</sup> - 27.407 m<sup>3</sup> = 24.3039 m<sup>3</sup>

Kapasitas reservoir didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit = 168.0588

$m^3 - (-57.9156) = 225.97 m^3$ . Kapasitas reservoir metode kurva s dapat dilihat di tabel :

*Tabel 6. 40Kapasitas Reservoir Metode Kurva Massa*

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	27.407	51.7104	27.407	51.7104	24.3039
2	01.00-02.00	23.270	51.7104	50.676	103.4208	52.7446
3	02.00-03.00	20.684	51.7104	71.360	155.1312	83.77085
4	03.00-04.00	20.684	51.7104	92.045	206.8416	114.7971
5	04.00-05.00	23.270	51.7104	115.314	258.552	143.2378
6	05.00-06.00	32.060	51.7104	147.375	310.2624	162.8878
7	06.00-07.00	46.539	51.7104	193.914	361.9728	168.0588
8	07.00-08.00	72.395	51.7104	266.309	413.6832	147.3746
9	08.00-09.00	67.224	51.7104	333.532	465.3936	131.8615
10	09.00-10.00	64.638	51.7104	398.170	517.104	118.9339
11	10.00-11.00	62.052	51.7104	460.223	568.8144	108.5918
12	11.00-12.00	62.052	51.7104	522.275	620.5248	98.24976
13	12.00-13.00	62.052	51.7104	584.328	672.2352	87.90768
14	13.00-14.00	64.638	51.7104	648.966	723.9456	74.98008
15	14.00-15.00	67.224	51.7104	716.189	775.656	59.46696
16	15.00-16.00	67.224	51.7104	783.413	827.3664	43.95384
17	16.00-17.00	73.429	51.7104	856.841	879.0768	22.23547
18	17.00-18.00	77.566	51.7104	934.407	930.7872	-3.620
19	18.00-19.00	80.151	51.7104	1014.558	982.4976	-32.0604
20	19.00-20.00	72.395	51.7104	1086.953	1034.208	-52.7446
21	20.00-21.00	56.881	51.7104	1143.834	1085.918	-57.9156
22	21.00-22.00	38.783	51.7104	1182.617	1137.629	-44.988
23	22.00-23.00	31.026	51.7104	1213.643	1189.339	-24.304
24	23.00-24.00	27.407	51.7104	1241.050	1241.05	0



*Gambar 6. 13Grafik Metode Kurva Massa*

#### 6.8.3 Perhitungan dimensi reservoir.

Volume yang dibutuhkan =  $225.97 \text{ m}^3$

Menggunakan reservoir persegi panjang

Direncanakan  $T = 3 \text{ m}$ ,

tinggi ruang udara  $0.5 \text{ m}$ , tinggi kapasitas mati  $0.5$

$\text{m}$

$$V = P \times L \times T$$

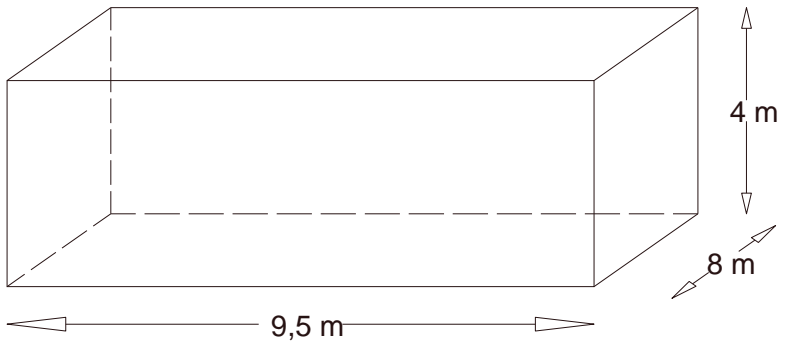
$$225.97 = P \times L \times (T+1)$$

$$225.97 = P \times L \times 4$$

$$56,4926 = P \times L$$

Direncanakan,  $P = 9,5 \text{ m}$ ,  $L = 8 \text{ m}$ ,  $T = 4 \text{ m}$





Gambar 6. 14 Dimensi Reservoir

#### Dimensi Pipa Reservoir

$$v = \sqrt{2 \times g \times h_{\text{efektif muka air}}}$$

$$v = \sqrt{2 \times 9,8 \text{ m/s}^2 \times 8 \text{ m}}$$

$v = 12,521 \text{ m/s}$ ,  $v$  tidak memenuhi syarat kecepatan pipa pada sni ( $0,3 \text{ m/s} < v < 5 \text{ m/s}$ ) sehingga  $v$  direncanakan  $1 \text{ m/s}$

$$Q = A \times v$$

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

$$A = \frac{0,014364 \text{ m}^3/\text{s}}{1 \text{ m/s}}$$

$$A = 0,014364 \text{ m}^2 = 14364 \text{ mm}^2$$

$$L \emptyset = \frac{1}{4} \times 3,14 \times D^2$$

$$14364 \text{ mm}^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times D^2$$

$$D^2 = 18298,0892 \text{ mm}^2$$

$$D = 135,27 \text{ mm} = 5 \text{ ''}$$

#### 6.9 Water Balance

Pada tahap ini semua kebutuhan terhadap embung dijumlah dan diakumulasikan termasuk irigasi, air baku,

serta pemeliharaan air di hilir sehingga mendapatkan volume kebutuhan air per periode dan total kebutuhan air. Namun pada Embung Klampok, air hanya digunakan sebagai air baku saja seperti pada table dan grafik di bawah ini:

*Tabel 6. 41Tabel Volume Kumulatif Kebutuhan*

No	Bulan	Kebutuhan Air Baku		Vol. Kebutuhan $\times 10^3 \text{ m}^3$	Vol. Kumulatif Kebutuhan $\times 10^3 \text{ m}^3$
			Debit ( $\text{m}^3/\text{det}$ )		
1	Januari	I	0.014364	13,651.55	13,651.55
		II	0.014364	12,410.50	26,062.04
		III	0.014364	12,410.50	38,472.54
2	Februari	I	0.014364	12,410.50	50,883.03
		II	0.014364	12,410.50	63,293.53
		III	0.014364	9,928.40	73,221.93
3	Maret	I	0.014364	13,651.55	86,873.47
		II	0.014364	12,410.50	99,283.97
		III	0.014364	12,410.50	111,694.46
4	April	I	0.014364	12,410.50	124,104.96
		II	0.014364	12,410.50	136,515.46
		III	0.014364	12,410.50	148,925.95
5	Mei	I	0.014364	13,651.55	162,577.50
		II	0.014364	12,410.50	174,987.99
		III	0.014364	12,410.50	187,398.49
6	Juni	I	0.014364	12,410.50	199,808.99
		II	0.014364	12,410.50	212,219.48
		III	0.014364	12,410.50	224,629.98
7	Juli	I	0.014364	13,651.55	238,281.52
		II	0.014364	12,410.50	250,692.02
		III	0.014364	12,410.50	263,102.52
8	Agustus	I	0.014364	13,651.55	276,754.06
		II	0.014364	12,410.50	289,164.56
		III	0.014364	12,410.50	301,575.05
9	September	I	0.014364	12,410.50	313,985.55
		II	0.014364	12,410.50	326,396.04
		III	0.014364	12,410.50	338,806.54
10	Oktober	I	0.014364	13,651.55	352,458.09
		II	0.014364	12,410.50	364,868.58
		III	0.014364	12,410.50	377,279.08
11	November	I	0.014364	12,410.50	389,689.57
		II	0.014364	12,410.50	402,100.07
		III	0.014364	12,410.50	414,510.57
12	Desember	I	0.014364	13,651.55	428,162.11
		II	0.014364	13,651.55	441,813.66
		III	0.014364	13,651.55	455,465.20

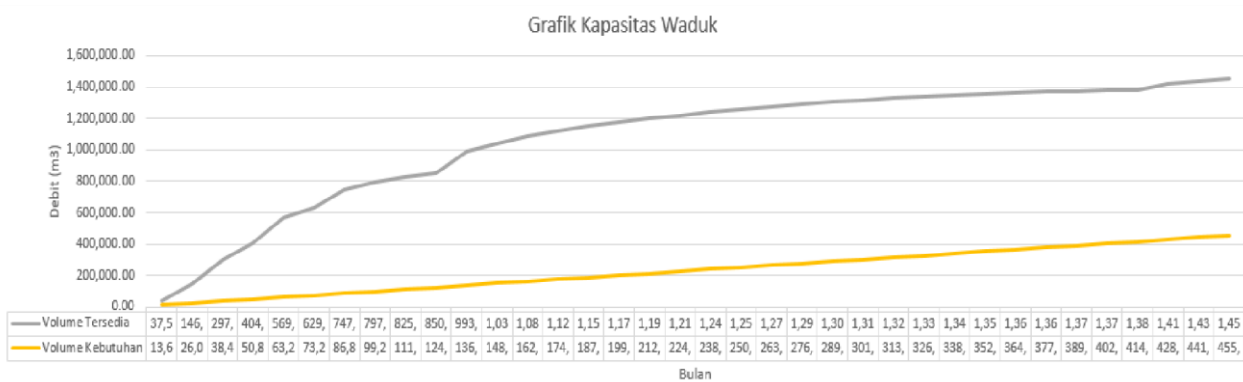
Setelah didapatkan data volume kumulatif ketersediaan pada awal perhitungan dari debit andalan dan volume kumulatif kebutuhan, keduanya dapat dikombinasikan sehingga dapat dianalisa *Water Balance* yang digunakan untuk mengetahui jumlah air tersebut kelebihan (surplus) ataupun kekurangan (defisit) dengan melihat tabel dan grafik pada gambar berikut :

*Tabel 6. 42Perbandingan Volume Kumulatif Ketersediaan dan Volume Kumulatif Kebutuhan*

No	Bulan		Vol. Kumulatif ketersediaan	Vol. Kumulatif Kebutuhan
			$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^3 \text{ m}^3$
1	Januari	I	37,588.32	13,651.55
		II	146,668.32	26,062.04
		III	297,475.59	38,472.54
2	Februari	I	404,179.59	50,883.03
		II	569,808.39	63,293.53
		III	629,121.99	73,221.93
3	Maret	I	747,161.67	86,873.47
		II	797,100.87	99,283.97
		III	825,141.60	111,694.46
4	April	I	850,802.40	124,104.96
		II	993,578.40	136,515.46
		III	1,038,722.40	148,925.95
5	Mei	I	1,086,242.40	162,577.50
		II	1,121,536.80	174,987.99
		III	1,151,305.53	187,398.49
6	Juni	I	1,175,195.13	199,808.99
		II	1,197,745.53	212,219.48
		III	1,218,827.13	224,629.98
7	Juli	I	1,240,448.73	238,281.52
		II	1,258,722.33	250,692.02
		III	1,275,570.33	263,102.52
8	Agustus	I	1,292,439.93	276,754.06
		II	1,306,350.33	289,164.56
		III	1,318,799.78	301,575.05

*Tabel 6. 43 Lanjutan Perbandingan Volume Kumulatif Ketersediaan dan Volume Kumulatif Kebutuhan*

No	Bulan		Vol. Kumulatif ketersediaan	Vol. Kumulatif Kebutuhan
			x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
10	Oktober	I	1,356,215.30	352,458.09
		II	1,362,608.90	364,868.58
		III	1,368,067.81	377,279.08
11	November	I	1,372,733.41	389,689.57
		II	1,376,751.01	402,100.07
		III	1,380,120.61	414,510.57
12	Desember	I	1,417,091.17	428,162.11
		II	1,439,857.57	441,813.66
		III	1,456,430.66	455,465.20



*Gambar 6. 15 Grafik Kapasitas Embung*

“Halaman Sengaja Dikosongkan”

## **BAB VII PENUTUP**

### **7.1 Kesimpulan**

1. Jumlah penduduk proyeksi tahun 2042 sebesar 7454 orang
2. Metode proyeksi pertumbuhan penduduk yang digunakan adalah metode arimatik, karena nilai korelasi nya adalah 1
3. Pelayanan distribusi air menggunakan alternatif jaringan 1 menghasilkan nilai kehilangan energi total di hidran (Hf) sebesar 65.546 m. Membutuhkan Head Pompa pada HU Pendukung 1 sebesar 9 m dan pada HU Pendukung 2 sebesar 22.72 m
4. Pelayanan distribusi air menggunakan alternatif jaringan 2 menghasilkan nilai kehilangan energi total di hidran (Hf) sebesar 28.375 m. Membutuhkan Head Pompa pada HU Pendukung 1 sebesar 7.47 m dan pada HU Pendukung 2 sebesar 10 m
5. Pelayanan distribusi air menggunakan alternatif jaringan 1 membutuhkan spesifikasi pompa dengan daya 1 PK untuk HU Pendukung 1 dan 2 PK watt untuk HU Pendukung 2
6. Pelayanan distribusi air menggunakan alternatif jaringan 2 membutuhkan spesifikasi pompa dengan daya 0.6 PK untuk HU Pendukung 1 dan 1 PK untuk HU Pendukung 2
7. Dari hasil analisa perhitungan, potensi volume kumulatif debit ketersediaan sebesar 1.456.430,66 m<sup>3</sup> pada tahun 2042, volume kumulatif kebutuhan air baku penduduk Desa Klampok pada proyeksi 2042 sebesar 455.462,20 m<sup>3</sup>. Sedangkan volume kapasitas tampungan Embung Klampok yang tersedia adalah 380.000 m<sup>3</sup>. Dari data tersebut dapat disimpulkan bahwa potensi debit mampu

memenuhi kebutuhan masyarakat Desa Klampok, namun perlu dilakukan peninjauan kembali pada kapasitas tampungan Embung Klampok.

## **7.2 Saran**

Menurut survey yang telah dilakukan dan perencanaan yang telah dibuat distribusi air ini bermanfaat untuk masyarakat Desa Klampok khususnya untuk masyarakat di wilayah hilir. Namun, perlu dilakukan peninjauan lebih lanjut terhadap kondisi lapangan untuk memudahkan realisasi terutama pada saat pelaksanaan pemasangan pipa. Ketika melakukan pemasangan pipa disarankan untuk membawa gps agar elevasi pipa dapat diatur sehingga pipa memiliki kecenderungan penurunan elevasi yang konstan. Selain itu, perlu dilakukan peninjauan terhadap kapasitas tampungan yang belum memenuhi kebutuhan tahunan dengan cara yaitu :

1. Melakukan normalisasi terhadap area genangan embung
2. Mengurangi layanan debit kebutuhan pada masyarakat dengan membuat skala prioritas berdasarkan zona yang lebih membutuhkan suplai air.
3. Melakukan pengaturan pola kebutuhan air baku masyarakat sesuai dengan kondisi yang ada pada masing-masing zona.

Untuk realisasi lebih disarankan menggunakan rencana jaringan pipa 2 karena memiliki nilai kehilangan energi pada hidran yang relatif kecil. selain itu, pada rencana jaringan 2 menggunakan daya pompa yang lebih rendah dibandingkan dengan rencana jaringan 1.



## DAFTAR PUSTAKA

- Kementerian Kesehatan Nasional. 1990. *Ketentuan Umum Permenkes No.416/Menkes/PER/IX/1990*. Jakarta: Kemenkes.
- Anwar, Nadjadji Ir. Msc. 1986. *Rekayasa Pengembangan Sumber Daya Air*. Surabaya: Kartika Yudha.
- Sulistio, Hendrik. Dr. Ir. M.T. 2014. *Perencanaan pipa distribusi air bersih di Kelurahan Sambaliung Kecamatan Sambaliung Kabupaten Berau*. Hal. 2-6.
- Mangkudiharjo, Sarwoko. Ir. 1985. *Penyediaan Air Bersih*. Jakarta: Rineka Cipta.
- Ditjen Cipta Karya Dinas PU. 1996. *Kriteria Perencanaan*. Jakarta: Ditjen Cipta Karya DPU
- Mori, Kiyoto, Suyono Sosrodarsono, dan Kensaku Teda. 1999. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: Pemas, Pradnya Paramita
- Departemen Pekerjaan Umum. 2006. *Standar Perencanaan Bangunan Air*.
- Anonim. 2003. *Pedoman Perencanaan Embung Kecil*, Departemen Pekerjaan Umum Marga, NTTIADP
- Kasiro, I. dkk. 1997. *Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering di Indonesia*. Bandung: PT. Medisa

## Data Debit Inflow Embung Klampok

Tahun /Bulan	Januari			Februari			Maret			April			Mei			Juni			Juli			Agustus			September			Oktober			Nov			Desember				
	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III	min. I	min. II	min. III					
1996	0.85	0.66	0.89	0.12	0.85	1.02	0.63	0.12	0.81	0.77	0.17	0.05	0.38	0.23	0.59	0.91	0.4	0.08	0.28	0.1	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.4	0.31	0.13	0.04	0.04	0.28	0.63	
1997	0.52	0.26	1.27	0.16	0.51	1.33	0.39	0.17	0.26	0.77	0.22	0.49	0.31	0.05	0.23	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.9	1.24	0.76	0.96	
1998	0.46	0.98	0.35	0.67	0.44	0.22	0.79	0.29	0.47	0.42	1.07	0.52	0.07	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.74	0.09	0.54	0.15	0.81		
1999	0.79	1.15	0.97	0.92	0.8	0.46	0.24	1.74	0.81	0.96	0.83	0.7	0.1	0.09	0.05	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.13	0.34	0.05	0.03	0.71	0.22	0.29	0.38	0.89	1.31	1.58	0.6	0.25		
2000	1.67	0.71	1.04	0.38	0.57	0.22	0.14	0.55	0.61	0.81	0.68	0.94	0.12	0.07	0.15	0.05	0.44	0.13	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.98	0.69	1.46	0.51	0.44	
2001	0.04	0.55	0.63	0.55	0.64	0.76	1.04	0.78	1	0.4	0.23	0.51	0.1	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.1	0.01	0.94	0.38	0.28	0.02		
2002	0.41	0.18	0.29	1.38	1.04	0.92	0.54	0.89	0.75	0.34	0.52	0.43	0.39	0.15	0.04	0.04	0.36	0.24	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.37	0.07	0.06	1.18	1.86	0.85	0.42	0.06
2003	0.79	0.59	0.44	0.52	0.32	0.67	0.12	0.81	0.67	0.1	0.57	0.33	0.06	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.11	0.02	0.17	0.39	0.87	0.36	0.65	0.88	0.07		
2004	0.65	0.73	0.63	0.94	0.47	0.45	0.24	0.06	0.03	0.03	0.75	0.27	0.05	0.24	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0	0	0.44	0.39	0.36		
2005	0.14	0.5	0.35	1.29	1.21	1.45	0.97	1.09	1.24	1.09	0.83	0.62	0.78	0.12	0.05	0.12	1.02	0.78	0.6	0.14	0.5	0.15	0.06	0.55	0.07	0.05	1.2	0.4	0.22	0.64	2.04	0.61	0.24	0.1	1.01	0.97		
2006	0.33	0.46	0.44	0.8	0.48	0.49	0.53	1.42	0.31	0.35	1.01	0.41	1.14	0.44	0.09	0.12	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.81	0.52	0.7	1.33	0.83	0.32	0.68	0.45		
2007	0.21	0.13	0.17	0.42	0.19	0.42	0.52	0.44	1.03	0.43	1.11	0.46	0.44	0.13	0.11	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.45	0.29	1.02	2.19	0.52	0.08	0.45	0.06		
2008	0.61	0.35	0.71	0.43	0.29	0.09	0.4	0.38	1.07	0.68	0.35	0.79	0.37	0.07	0.04	0.7	0.3	0.1	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.09	0.09	0.64	0.37	0.75	0.85	0.06	0.03	0.02		



D4 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

### KETERANGAN

SKALA 1 : 50000

### LAMPIRAN

## TUGAS AKHIR TERAPAN

### NAMA GAMBAR

RENCANA  
JARINGAN PIPA 1

### DOSEN

IR. FX DIDIK HARIJANTO, CES.

### NAMA MAHASISWA

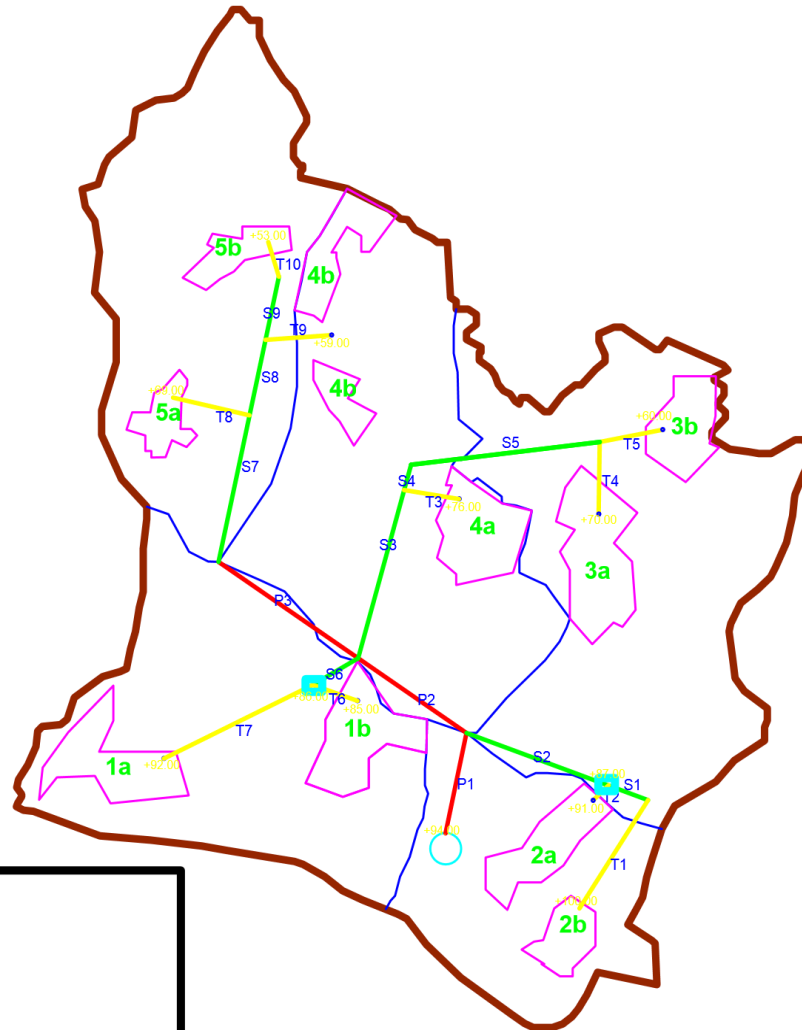
OXY WIDYANANDA  
10111715000025

### HALAMAN

### JUMLAH

01

03



### LEGENDA

- Pipa Primer
- Pipa Sekunder
- Pipa Tersier
- Hidran Pendukung
- Reservoir
- Hidran Umum



D4 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

### KETERANGAN

SKALA 1 : 50000

### LAMPIRAN

## TUGAS AKHIR TERAPAN

### NAMA GAMBAR

RENCANA  
JARINGAN PIPA 2

### DOSEN

IR. FX DIDIK HARIJANTO, CES.

### NAMA MAHASISWA

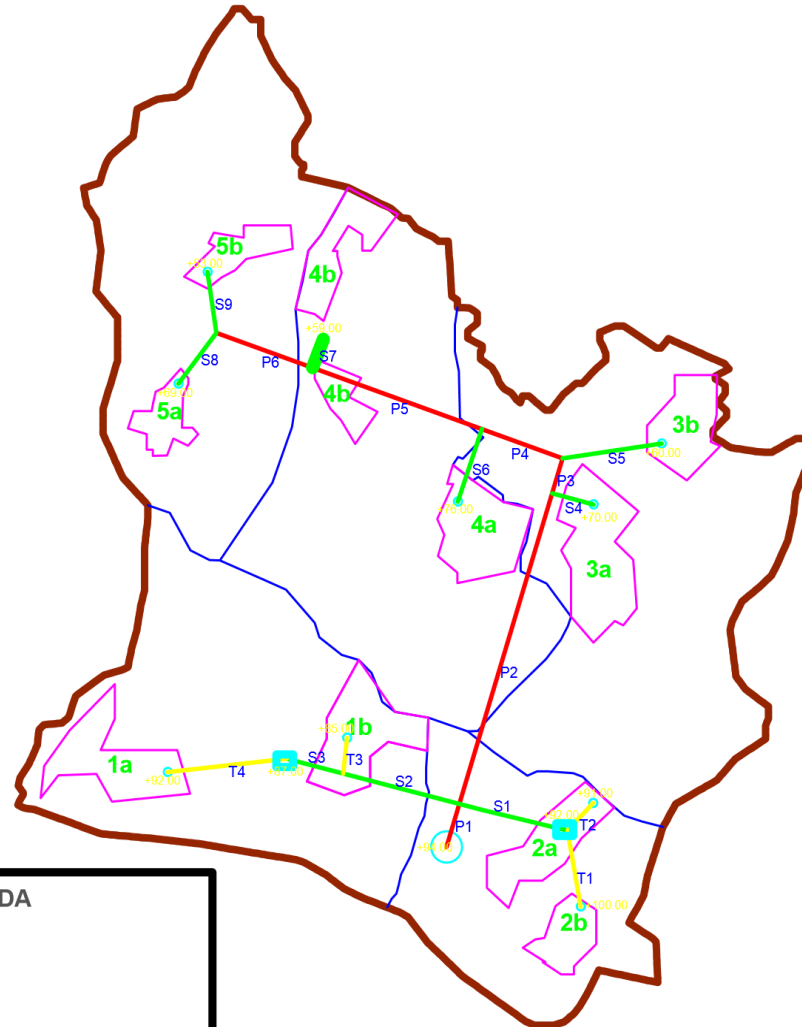
OXY WIDYANANDA  
10111715000025

### HALAMAN

02

### JUMLAH

03



### LEGENDA

- Pipa Primer
- Pipa Sekunder
- Pipa Tersier
- Hidran Pendukung
- Reservoir
- Hidran Umum



D4 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

### KETERANGAN

SKALA



LAMPIRAN

## TUGAS AKHIR TERAPAN

NAMA GAMBAR

RENCANA PIPA  
OUTLET  
RESERVOIR

DOSEN

IR. FX DIDIK HARIJANTO, CES.

NAMA MAHASISWA

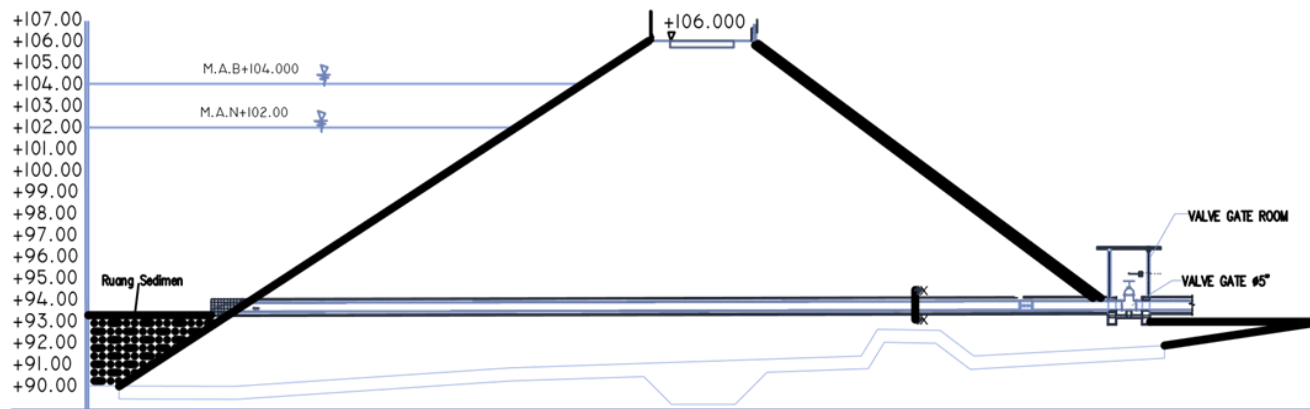
OXY WIDYANANDA  
1011171500025

HALAMAN

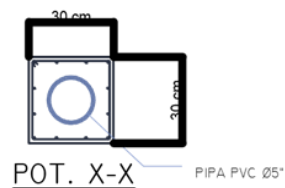
JUMLAH

03

03



### PIPA OUTLET



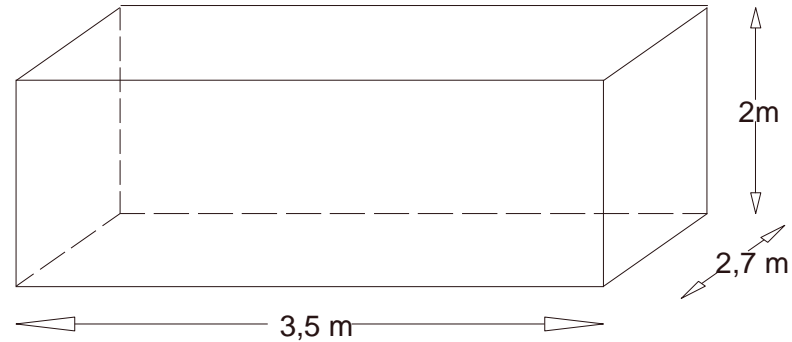
## Rekapitulasi Dimensi Hidran Umum

Hidran	Q m/jam	Vol HU m <sup>3</sup>	Dimensi HU		
			p	l	t
Hu 1A	4.259625	18.61456	3.5	2.7	2
Hu 1B	4.44	19.4028	3.3	3	2
Hu 2A	3.454875	15.0978	3	2,6	2
Hu 2B	1.965625	8.589781	2.6	2.3	1.5
Hu 3A	5.42975	23.72801	4	3	2
Hu 3B	3.047875	13.31921	2.8	2,5	2
Hu 4A	4.111625	17.9678	3,5	2,6	2
Hu 4B	4.218	18.43266	3,5	2,8	2
Hu 5A	1.669625	7.296261	2.5	2	1.5
Hu 5B	1.87775	8.205768	2.5	2.2	1.5

### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 1A

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	2.258	4.2596	2.258	4.2596	2.0020
2	01.00-02.00	1.917	4.2596	4.174	8.5193	4.3448
3	02.00-03.00	1.704	4.2596	5.878	12.77888	6.900593
4	03.00-04.00	1.704	4.2596	7.582	17.0385	9.456368
5	04.00-05.00	1.917	4.2596	9.499	21.29813	11.79916
6	05.00-06.00	2.641	4.2596	12.140	25.55775	13.41782
7	06.00-07.00	3.834	4.2596	15.974	29.81738	13.84378
8	07.00-08.00	5.963	4.2596	21.937	34.077	12.13993
9	08.00-09.00	5.538	4.2596	27.475	38.33663	10.86204
10	09.00-10.00	5.325	4.2596	32.799	42.59625	9.797138
11	10.00-11.00	5.112	4.2596	37.911	46.85588	8.945213
12	11.00-12.00	5.112	4.2596	43.022	51.1155	8.093288
13	12.00-13.00	5.112	4.2596	48.134	55.37513	7.241362
14	13.00-14.00	5.325	4.2596	53.458	59.63475	6.176456
15	14.00-15.00	5.538	4.2596	58.996	63.89438	4.898569
16	15.00-16.00	5.538	4.2596	64.533	68.154	3.620681
17	16.00-17.00	6.049	4.2596	70.582	72.41363	1.831639
18	17.00-18.00	6.389	4.2596	76.971	76.67325	-0.298
19	18.00-19.00	6.602	4.2596	83.574	80.93288	-2.64097
20	19.00-20.00	5.963	4.2596	89.537	85.1925	-4.34482
21	20.00-21.00	4.686	4.2596	94.223	89.45213	-4.77078
22	21.00-22.00	3.195	4.2596	97.418	93.71175	-3.70587
23	22.00-23.00	2.556	4.2596	99.973	97.97138	-2.002
24	23.00-24.00	2.258	4.2596	102.231	102.231	0

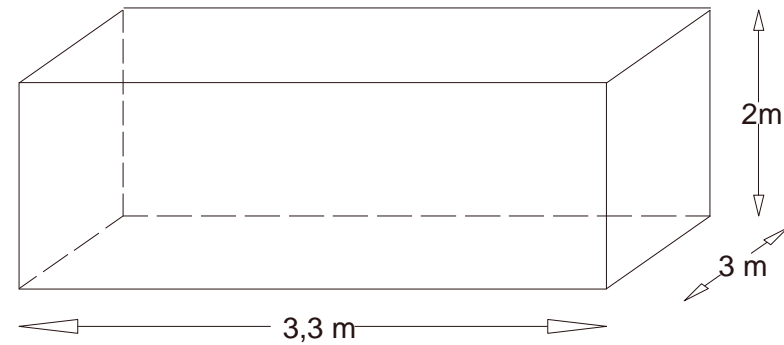
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $13.84 \text{ m}^3 - (-4.77 \text{ m}^3) = 18.61 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 1B

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	2.353	4.4400	2.353	4.4400	2.0868
2	01.00-02.00	1.998	4.4400	4.351	8.8800	4.5288
3	02.00-03.00	1.776	4.4400	6.127	13.32	7.1928
4	03.00-04.00	1.776	4.4400	7.903	17.76	9.8568
5	04.00-05.00	1.998	4.4400	9.901	22.2	12.2988
6	05.00-06.00	2.753	4.4400	12.654	26.64	13.986
7	06.00-07.00	3.996	4.4400	16.650	31.08	14.43
8	07.00-08.00	6.216	4.4400	22.866	35.52	12.654
9	08.00-09.00	5.772	4.4400	28.638	39.96	11.322
10	09.00-10.00	5.550	4.4400	34.188	44.4	10.212
11	10.00-11.00	5.328	4.4400	39.516	48.84	9.324
12	11.00-12.00	5.328	4.4400	44.844	53.28	8.436
13	12.00-13.00	5.328	4.4400	50.172	57.72	7.548
14	13.00-14.00	5.550	4.4400	55.722	62.16	6.438
15	14.00-15.00	5.772	4.4400	61.494	66.6	5.106
16	15.00-16.00	5.772	4.4400	67.266	71.04	3.774
17	16.00-17.00	6.305	4.4400	73.571	75.48	1.9092
18	17.00-18.00	6.660	4.4400	80.231	79.92	-0.311
19	18.00-19.00	6.882	4.4400	87.113	84.36	-2.7528
20	19.00-20.00	6.216	4.4400	93.329	88.8	-4.5288
21	20.00-21.00	4.884	4.4400	98.213	93.24	-4.9728
22	21.00-22.00	3.330	4.4400	101.543	97.68	-3.8628
23	22.00-23.00	2.664	4.4400	104.207	102.12	-2.087
24	23.00-24.00	2.353	4.4400	106.560	106.56	0

Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $14.43 \text{ m}^3 - (-4.97 \text{ m}^3) = 19.40 \text{ m}^3$ .

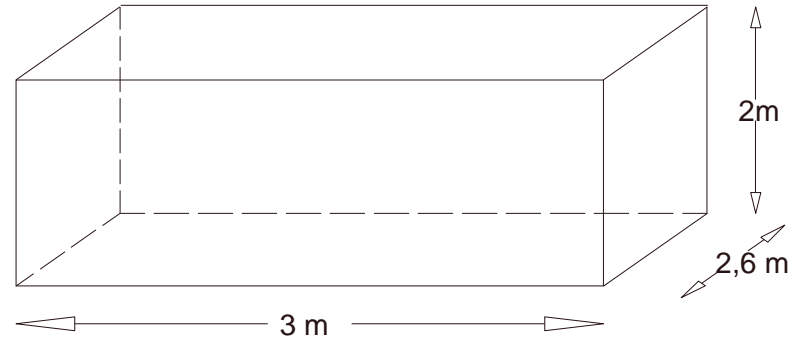




### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 2A

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	1.831	3.4549	1.831	3.4549	1.6238
2	01.00-02.00	1.555	3.4549	3.386	6.9098	3.5240
3	02.00-03.00	1.382	3.4549	4.768	10.36463	5.596898
4	03.00-04.00	1.382	3.4549	6.150	13.8195	7.669823
5	04.00-05.00	1.555	3.4549	7.704	17.27438	9.570004
6	05.00-06.00	2.142	3.4549	9.846	20.72925	10.88286
7	06.00-07.00	3.109	3.4549	12.956	24.18413	11.22834
8	07.00-08.00	4.837	3.4549	17.793	27.639	9.846394
9	08.00-09.00	4.491	3.4549	22.284	31.09388	8.809931
10	09.00-10.00	4.319	3.4549	26.603	34.54875	7.946213
11	10.00-11.00	4.146	3.4549	30.748	38.00363	7.255238
12	11.00-12.00	4.146	3.4549	34.894	41.4585	6.564263
13	12.00-13.00	4.146	3.4549	39.040	44.91338	5.873288
14	13.00-14.00	4.319	3.4549	43.359	48.36825	5.009569
15	14.00-15.00	4.491	3.4549	47.850	51.82313	3.973106
16	15.00-16.00	4.491	3.4549	52.341	55.278	2.936644
17	16.00-17.00	4.906	3.4549	57.247	58.73288	1.485596
18	17.00-18.00	5.182	3.4549	62.430	62.18775	-0.242
19	18.00-19.00	5.355	3.4549	67.785	65.64263	-2.14202
20	19.00-20.00	4.837	3.4549	72.621	69.0975	-3.52397
21	20.00-21.00	3.800	3.4549	76.422	72.55238	-3.86946
22	21.00-22.00	2.591	3.4549	79.013	76.00725	-3.00574
23	22.00-23.00	2.073	3.4549	81.086	79.46213	-1.624
24	23.00-24.00	1.831	3.4549	82.917	82.917	0

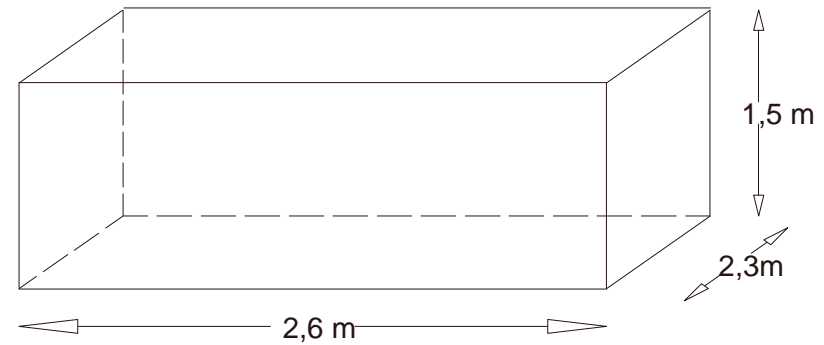
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $11.22 \text{ m}^3 - (-3.86 \text{ m}^3) = 15.10 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 2B

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	1.042	1.9656	1.042	1.9656	0.9238
2	01.00-02.00	0.885	1.9656	1.926	3.9313	2.0049
3	02.00-03.00	0.786	1.9656	2.713	5.896875	3.184313
4	03.00-04.00	0.786	1.9656	3.499	7.8625	4.363688
5	04.00-05.00	0.885	1.9656	4.383	9.828125	5.444781
6	05.00-06.00	1.219	1.9656	5.602	11.79375	6.191719
7	06.00-07.00	1.769	1.9656	7.371	13.75938	6.388281
8	07.00-08.00	2.752	1.9656	10.123	15.725	5.602031
9	08.00-09.00	2.555	1.9656	12.678	17.69063	5.012344
10	09.00-10.00	2.457	1.9656	15.135	19.65625	4.520938
11	10.00-11.00	2.359	1.9656	17.494	21.62188	4.127813
12	11.00-12.00	2.359	1.9656	19.853	23.5875	3.734688
13	12.00-13.00	2.359	1.9656	22.212	25.55313	3.341562
14	13.00-14.00	2.457	1.9656	24.669	27.51875	2.850156
15	14.00-15.00	2.555	1.9656	27.224	29.48438	2.260469
16	15.00-16.00	2.555	1.9656	29.779	31.45	1.670781
17	16.00-17.00	2.791	1.9656	32.570	33.41563	0.845219
18	17.00-18.00	2.948	1.9656	35.519	35.38125	-0.138
19	18.00-19.00	3.047	1.9656	38.566	37.34688	-1.21869
20	19.00-20.00	2.752	1.9656	41.317	39.3125	-2.00494
21	20.00-21.00	2.162	1.9656	43.480	41.27813	-2.2015
22	21.00-22.00	1.474	1.9656	44.954	43.24375	-1.71009
23	22.00-23.00	1.179	1.9656	46.133	45.20938	-0.924
24	23.00-24.00	1.042	1.9656	47.175	47.175	0

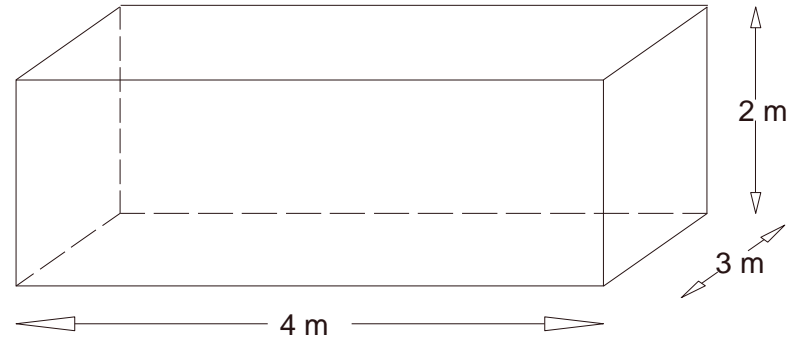
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $6.38 \text{ m}^3 - (-2.20 \text{ m}^3) = 8.59 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 3A

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	2.878	5.4298	2.878	5.4298	2.5520
2	01.00-02.00	2.443	5.4298	5.321	10.8595	5.5383
3	02.00-03.00	2.172	5.4298	7.493	16.28925	8.796195
4	03.00-04.00	2.172	5.4298	9.665	21.719	12.05405
5	04.00-05.00	2.443	5.4298	12.108	27.14875	15.04041
6	05.00-06.00	3.366	5.4298	15.475	32.5785	17.10371
7	06.00-07.00	4.887	5.4298	20.362	38.00825	17.64669
8	07.00-08.00	7.602	5.4298	27.963	43.438	15.47479
9	08.00-09.00	7.059	5.4298	35.022	48.86775	13.84586
10	09.00-10.00	6.787	5.4298	41.809	54.2975	12.48843
11	10.00-11.00	6.516	5.4298	48.325	59.72725	11.40248
12	11.00-12.00	6.516	5.4298	54.840	65.157	10.31653
13	12.00-13.00	6.516	5.4298	61.356	70.58675	9.230575
14	13.00-14.00	6.787	5.4298	68.143	76.0165	7.873137
15	14.00-15.00	7.059	5.4298	75.202	81.44625	6.244212
16	15.00-16.00	7.059	5.4298	82.261	86.876	4.615287
17	16.00-17.00	7.710	5.4298	89.971	92.30575	2.334792
18	17.00-18.00	8.145	5.4298	98.116	97.7355	-0.380
19	18.00-19.00	8.416	5.4298	106.532	103.1653	-3.36645
20	19.00-20.00	7.602	5.4298	114.133	108.595	-5.53835
21	20.00-21.00	5.973	5.4298	120.106	114.0248	-6.08132
22	21.00-22.00	4.072	5.4298	124.178	119.4545	-4.72388
23	22.00-23.00	3.258	5.4298	127.436	124.8843	-2.552
24	23.00-24.00	2.878	5.4298	130.314	130.314	0

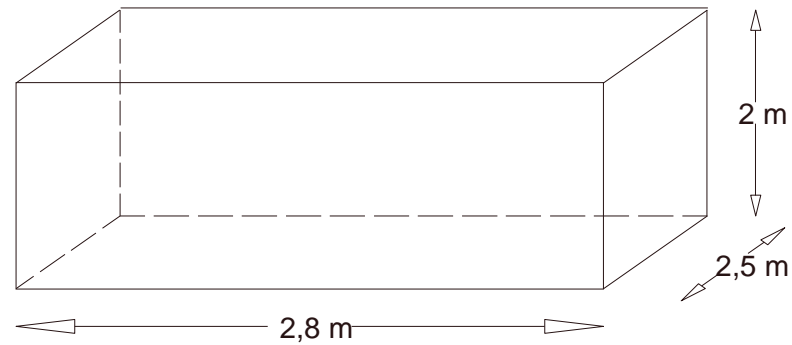
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $17.64 \text{ m}^3 - (-6.08 \text{ m}^3) = 23.73 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 3B

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	1.615	3.0479	1.615	3.0479	1.4325
2	01.00-02.00	1.372	3.0479	2.987	6.0958	3.1088
3	02.00-03.00	1.219	3.0479	4.206	9.143625	4.937558
4	03.00-04.00	1.219	3.0479	5.425	12.1915	6.766283
5	04.00-05.00	1.372	3.0479	6.797	15.23938	8.442614
6	05.00-06.00	1.890	3.0479	8.686	18.28725	9.600806
7	06.00-07.00	2.743	3.0479	11.430	21.33513	9.905594
8	07.00-08.00	4.267	3.0479	15.697	24.383	8.686444
9	08.00-09.00	3.962	3.0479	19.659	27.43088	7.772081
10	09.00-10.00	3.810	3.0479	23.469	30.47875	7.010113
11	10.00-11.00	3.657	3.0479	27.126	33.52663	6.400538
12	11.00-12.00	3.657	3.0479	30.784	36.5745	5.790963
13	12.00-13.00	3.657	3.0479	34.441	39.62238	5.181388
14	13.00-14.00	3.810	3.0479	38.251	42.67025	4.419419
15	14.00-15.00	3.962	3.0479	42.213	45.71813	3.505056
16	15.00-16.00	3.962	3.0479	46.175	48.766	2.590694
17	16.00-17.00	4.328	3.0479	50.503	51.81388	1.310586
18	17.00-18.00	4.572	3.0479	55.075	54.86175	-0.213
19	18.00-19.00	4.724	3.0479	59.799	57.90963	-1.88968
20	19.00-20.00	4.267	3.0479	64.066	60.9575	-3.10883
21	20.00-21.00	3.353	3.0479	67.419	64.00538	-3.41362
22	21.00-22.00	2.286	3.0479	69.705	67.05325	-2.65165
23	22.00-23.00	1.829	3.0479	71.534	70.10113	-1.433
24	23.00-24.00	1.615	3.0479	73.149	73.149	0

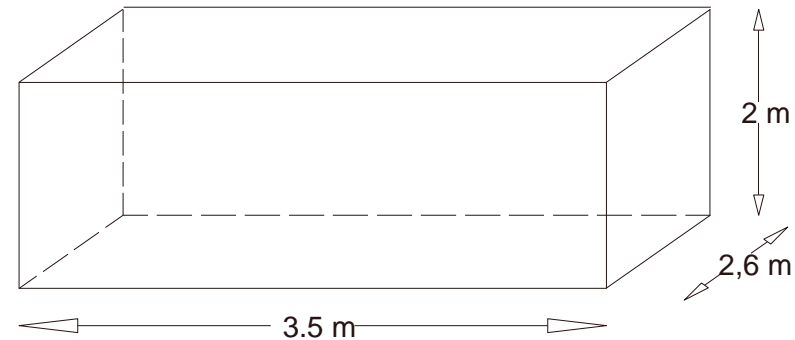
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $9.90 \text{ m}^3 - (-3.41 \text{ m}^3) = 13.32 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 4A

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	2.179	4.1116	2.179	4.1116	1.9325
2	01.00-02.00	1.850	4.1116	4.029	8.2233	4.1939
3	02.00-03.00	1.645	4.1116	5.674	12.33488	6.660833
4	03.00-04.00	1.645	4.1116	7.319	16.4465	9.127808
5	04.00-05.00	1.850	4.1116	9.169	20.55813	11.3892
6	05.00-06.00	2.549	4.1116	11.718	24.66975	12.95162
7	06.00-07.00	3.700	4.1116	15.419	28.78138	13.36278
8	07.00-08.00	5.756	4.1116	21.175	32.893	11.71813
9	08.00-09.00	5.345	4.1116	26.520	37.00463	10.48464
10	09.00-10.00	5.140	4.1116	31.660	41.11625	9.456738
11	10.00-11.00	4.934	4.1116	36.593	45.22788	8.634413
12	11.00-12.00	4.934	4.1116	41.527	49.3395	7.812088
13	12.00-13.00	4.934	4.1116	46.461	53.45113	6.989763
14	13.00-14.00	5.140	4.1116	51.601	57.56275	5.961856
15	14.00-15.00	5.345	4.1116	56.946	61.67438	4.728369
16	15.00-16.00	5.345	4.1116	62.291	65.786	3.494881
17	16.00-17.00	5.839	4.1116	68.130	69.89763	1.767999
18	17.00-18.00	6.167	4.1116	74.297	74.00925	-0.288
19	18.00-19.00	6.373	4.1116	80.670	78.12088	-2.54921
20	19.00-20.00	5.756	4.1116	86.426	82.2325	-4.19386
21	20.00-21.00	4.523	4.1116	90.949	86.34413	-4.60502
22	21.00-22.00	3.084	4.1116	94.033	90.45575	-3.57711
23	22.00-23.00	2.467	4.1116	96.500	94.56738	-1.932
24	23.00-24.00	2.179	4.1116	98.679	98.679	0

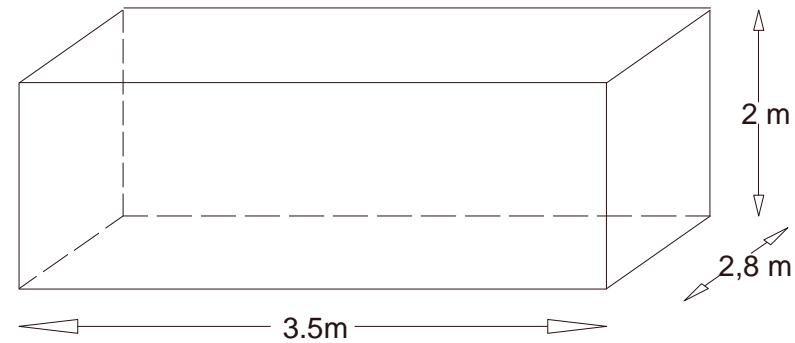
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $13.36 \text{ m}^3 - (-4.60 \text{ m}^3) = 17.97 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 4B

No.	Waktu	Pem. Air	Prod. Air	Kom.	Produksi	Deposit
		Per Jam	Bersih	Pemakaian		
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	2.236	4.2180	2.236	4.2180	1.9825
2	01.00-02.00	1.898	4.2180	4.134	8.4360	4.3024
3	02.00-03.00	1.687	4.2180	5.821	12.654	6.83316
4	03.00-04.00	1.687	4.2180	7.508	16.872	9.36396
5	04.00-05.00	1.898	4.2180	9.406	21.09	11.68386
6	05.00-06.00	2.615	4.2180	12.021	25.308	13.2867
7	06.00-07.00	3.796	4.2180	15.818	29.526	13.7085
8	07.00-08.00	5.905	4.2180	21.723	33.744	12.0213
9	08.00-09.00	5.483	4.2180	27.206	37.962	10.7559
10	09.00-10.00	5.273	4.2180	32.479	42.18	9.7014
11	10.00-11.00	5.062	4.2180	37.540	46.398	8.8578
12	11.00-12.00	5.062	4.2180	42.602	50.616	8.0142
13	12.00-13.00	5.062	4.2180	47.663	54.834	7.1706
14	13.00-14.00	5.273	4.2180	52.936	59.052	6.1161
15	14.00-15.00	5.483	4.2180	58.419	63.27	4.8507
16	15.00-16.00	5.483	4.2180	63.903	67.488	3.5853
17	16.00-17.00	5.990	4.2180	69.892	71.706	1.81374
18	17.00-18.00	6.327	4.2180	76.219	75.924	-0.295
19	18.00-19.00	6.538	4.2180	82.757	80.142	-2.61516
20	19.00-20.00	5.905	4.2180	88.662	84.36	-4.30236
21	20.00-21.00	4.640	4.2180	93.302	88.578	-4.72416
22	21.00-22.00	3.164	4.2180	96.466	92.796	-3.66966
23	22.00-23.00	2.531	4.2180	98.996	97.014	-1.982
24	23.00-24.00	2.236	4.2180	101.232	101.232	0

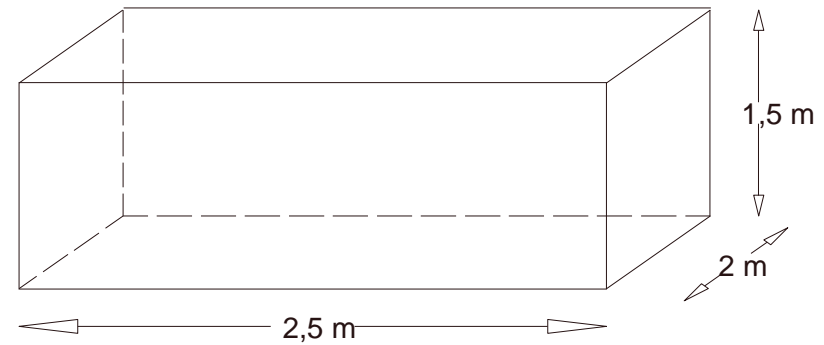
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $13.70 \text{ m}^3 - (-4.72 \text{ m}^3) = 18.43 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 5A

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	0.885	1.6696	0.885	1.6696	0.7847
2	01.00-02.00	0.751	1.6696	1.636	3.3393	1.7030
3	02.00-03.00	0.668	1.6696	2.304	5.008875	2.704793
4	03.00-04.00	0.668	1.6696	2.972	6.6785	3.706568
5	04.00-05.00	0.751	1.6696	3.723	8.348125	4.624861
6	05.00-06.00	1.035	1.6696	4.758	10.01775	5.259319
7	06.00-07.00	1.503	1.6696	6.261	11.68738	5.426281
8	07.00-08.00	2.337	1.6696	8.599	13.357	4.758431
9	08.00-09.00	2.171	1.6696	10.769	15.02663	4.257544
10	09.00-10.00	2.087	1.6696	12.856	16.69625	3.840138
11	10.00-11.00	2.004	1.6696	14.860	18.36588	3.506213
12	11.00-12.00	2.004	1.6696	16.863	20.0355	3.172288
13	12.00-13.00	2.004	1.6696	18.867	21.70513	2.838363
14	13.00-14.00	2.087	1.6696	20.954	23.37475	2.420956
15	14.00-15.00	2.171	1.6696	23.124	25.04438	1.920069
16	15.00-16.00	2.171	1.6696	25.295	26.714	1.419181
17	16.00-17.00	2.371	1.6696	27.666	28.38363	0.717939
18	17.00-18.00	2.504	1.6696	30.170	30.05325	-0.117
19	18.00-19.00	2.588	1.6696	32.758	31.72288	-1.03517
20	19.00-20.00	2.337	1.6696	35.096	33.3925	-1.70302
21	20.00-21.00	1.837	1.6696	36.932	35.06213	-1.86998
22	21.00-22.00	1.252	1.6696	38.184	36.73175	-1.45257
23	22.00-23.00	1.002	1.6696	39.186	38.40138	-0.785
24	23.00-24.00	0.885	1.6696	40.071	40.071	0

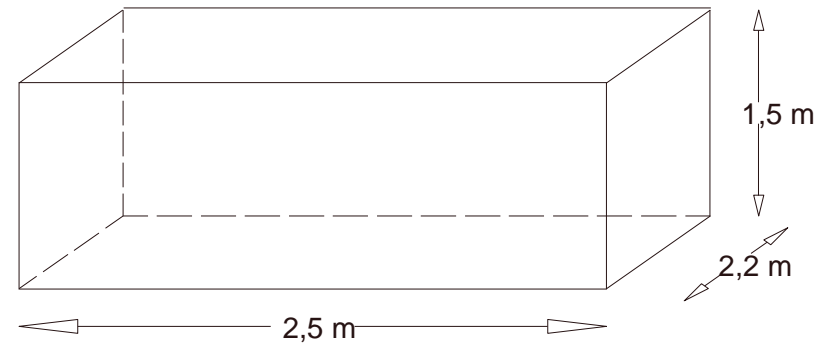
Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $5.42 \text{ m}^3 - (-1.87 \text{ m}^3) = 7.3 \text{ m}^3$ .



### Kapasitas Hidran Metode Kurva Massa HU 5B

No.	Waktu	Pem. Air Per Jam	Prod. Air Bersih	Kom. Pemakaian	Produksi	Deposit
		(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /jam)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
1	00.00-01.00	0.995	1.8778	0.995	1.8778	0.8825
2	01.00-02.00	0.845	1.8778	1.840	3.7555	1.9153
3	02.00-03.00	0.751	1.8778	2.591	5.63325	3.041955
4	03.00-04.00	0.751	1.8778	3.342	7.511	4.168605
5	04.00-05.00	0.845	1.8778	4.187	9.38875	5.201368
6	05.00-06.00	1.164	1.8778	5.352	11.2665	5.914913
7	06.00-07.00	1.690	1.8778	7.042	13.14425	6.102688
8	07.00-08.00	2.629	1.8778	9.670	15.022	5.351588
9	08.00-09.00	2.441	1.8778	12.111	16.89975	4.788263
10	09.00-10.00	2.347	1.8778	14.459	18.7775	4.318825
11	10.00-11.00	2.253	1.8778	16.712	20.65525	3.943275
12	11.00-12.00	2.253	1.8778	18.965	22.533	3.567725
13	12.00-13.00	2.253	1.8778	21.219	24.41075	3.192175
14	13.00-14.00	2.347	1.8778	23.566	26.2885	2.722738
15	14.00-15.00	2.441	1.8778	26.007	28.16625	2.159412
16	15.00-16.00	2.441	1.8778	28.448	30.044	1.596087
17	16.00-17.00	2.666	1.8778	31.114	31.92175	0.807432
18	17.00-18.00	2.817	1.8778	33.931	33.7995	-0.131
19	18.00-19.00	2.911	1.8778	36.841	35.67725	-1.16421
20	19.00-20.00	2.629	1.8778	39.470	37.555	-1.91531
21	20.00-21.00	2.066	1.8778	41.536	39.43275	-2.10308
22	21.00-22.00	1.408	1.8778	42.944	41.3105	-1.63364
23	22.00-23.00	1.127	1.8778	44.071	43.18825	-0.883
24	23.00-24.00	0.995	1.8778	45.066	45.066	0

Kapasitas hidran didapatkan dari, nilai maksimum deposit - nilai minimum deposit =  $6.10 \text{ m}^3 - (-2.10 \text{ m}^3) = 8.20 \text{ m}^3$ .





## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Tuban, 7 Mei 1995, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu TK Bhayangkari, SDN Kebonsari 1, SMPN 3, SMAN 1 Tuban. Setelah lulus dari SMAN tahun 2014, penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Program Studi Diploma Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS dengan jenjang D3 pada tahun 2014 dengan NRP 3114030019 dan lulus pada tahun 2017. Kemudian, Penulis melanjutkan jenjang di Program Studi Diploma Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS dengan jenjang D4 pada tahun 2017.

Di jurusan teknik sipil, penulis mengambil bidang studi bangunan keairan. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan seminar yang diadakan di jurusan. Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri baik yang diadakan di jurusan, Fakultas, maupun Institut. Selain itu penulis juga aktif mengikuti kegiatan kepanitiaan dalam beberapa *event* jurusan serta aktif dalam kontribusi bidang lain.