

**STUDI PERENCANAAN PENGEMBANGAN PENYEDIAAN AIR BERSIH  
DI KECAMATAN KUPANG TIMUR  
KABUPATEN KUPANG**

**Denik Sri Krisnayanti** ([denik219@yahoo.com](mailto:denik219@yahoo.com))

*Dosen Jurusan Teknik Sipil Fakultas Sains dan Teknik Universitas Nusa Cendana*

**I Made Udiana**([made\\_udiana@yahoo.com](mailto:made_udiana@yahoo.com))

*Dosen Jurusan Teknik Sipil Fakultas Sains dan Teknik Universitas Nusa Cendana*

**Henry Jefrison Benu** ([hhenryjefrisonbenu@yahoo.co.id](mailto:hhenryjefrisonbenu@yahoo.co.id))

*Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Sains dan Teknik Universitas Nusa Cendana*

**ABSTRACT**

*The water is very important to human life. Human does not live without getting enough to water supply either in quantity and quality. The method used in the calculation projection of population that using arithmetic method and exponential method. The increasing of facilities and calculation projection which is analyzed by deviation standart and hidrolis analysis to pipeline that using software Waternet 2.2. Based on analysis and evaluation of the planning development in the first phase in 2021. It is founded the population of projection in District of East Kupang amounts 58.697 people. The water suplay is needed by domestic, namely home connection (SR) and public hydrant (HU) amounts 107,02 liter/sec and than the loss of water amounts 15%. Therefore, the requirements of water is founded to 8 villages namely 123,07 liters/sec. From the sources of water that is exis with minimum discharge 145 liters/sec, it is able to serve of requirement clean water in the servise area to 8 villsges in East Kupang District. The result of hydraulic analysis on pipeline plans uses software WaterNet 2.2 and there is no node that has a relative pressure under 10 meter. Therefore, the water can flow into each node within 24 hours. The maximum relative pressure occurs at node 51, it is 127,90 m in Naibonat Village. This is caused by the different of reservoir elevation with a service area until the pressure of relative getting high. The relative pressure can be derived using the PRV valve that is installed of the heigh in 68,39 m and then the lowest of relative pressure occurs at 74, namely 16,08 m in the Tuatuka Village. The highest energy loss occurs in the pipe 4 until 33,67 m at 08:00 O'clock AM wita. The maximum of flow velocity occurs on pipe number 1,2,3 and 4 is equal 2,087 m/sec at 08:00 O'clock AM wita whereas the minimum of flow velocity occurs on pipe 71 is equal 0,000 m/sec at 01:00 – 02:00 AM wita because of in the time there is no use at all.*

**Keyword:** *Water supply distribution, Pipe network, Node.*

**ABSTRAK**

Air merupakan kebutuhan yang penting bagi kehidupan manusia. Manusia tidak dapat melanjutkan kehidupannya, tanpa penyediaan air yang cukup dalam segi kuantitas dan kualitasnya. Metode yang digunakan dalam perhitungan proyeksi jumlah penduduk menggunakan Metode Aritmatik, Metode Geometrik dan Metode Eksponensial. Pertambahan jumlah fasilitas-fasilitas, serta perhitungan proyeksi kebutuhan air menggunakan hasil metode proyeksi terkecil, yang dianalisa dengan standar deviasi serta analisis hidrolis pada jaringan pipa menggunakan software WaterNet 2.2. Berdasarkan hasil analisis dan evaluasi dari perencanaan pengembangan tahap pertama yaitu pada tahun 2021, maka diperoleh jumlah

proyeksi penduduk Kecamatan Kupang Timur pada tahun 2021 yaitu 58.697 orang. Kebutuhan air bersih untuk domestik yaitu sambungan rumah (SR) dan hidran umum (HU) sebesar 107,02 ltr/dtk, ditambah dengan kehilangan air sebesar 15% diperoleh total kebutuhan air untuk 8 desa/kelurahan yaitu 123,07 ltr/dtk. Dari sumber air yang ada dengan debit minimum sebesar 145 ltr/dtk, maka mampu melayani kebutuhan air bersih di wilayah pelayanan pada 8 desa/kelurahan di Kecamatan Kupang Timur. Hasil analisis hidrolis pada jaringan pipa rencana menggunakan *software WaterNet 2.2* tidak ada *node* yang memiliki tekanan relatif dibawah 10 m, dengan demikian air dapat mengalir ke setiap *node* dalam 24 jam. Tekanan relatif maksimum terjadi pada *node* 51 yaitu 127,90 m pada Kelurahan Naibonat, hal ini diakibatkan karena beda elevasi reservoir dengan daerah layanan cukup tinggi sehingga tekanan relatif menjadi tinggi. Tekanan relatif dapat diturunkan menggunakan katub PRV yang di pasang pada ketinggian 68,39 m dan tekanan relatif terendah terjadi pada *node* 74 yaitu 16,08 m di Kelurahan Tuatuka. Kehilangan energi yang paling tinggi terjadi pada pipa 4 dengan kehilangan energinya mencapai 33,67 m pada jam 08:00 wita. Kecepatan aliran maksimum terdapat pada pipa no 1, 2, 3 dan 4 yaitu sebesar 2,087 m/dtk pada jam 08.00 wita, sedangkan kecepatan paling rendah terdapat pada pipa nomor 71 yaitu sebesar 0.000 m/dtk pada jam 01:00-02:00 wita karena pada jam ini tidak ada pemakaian sama sekali.

**Kata Kunci: Distribusi air bersih, Jaringan pipa, Node.**

## PENDAHULUAN

Air merupakan kebutuhan yang penting bagi kehidupan manusia. Manusia tidak dapat melanjutkan kehidupannya, tanpa penyediaan air yang cukup dalam segi kuantitas dan kualitasnya. Seiring dengan pertambahan jumlah penduduk dan pengembangan penataan kota, mengakibatkan juga bertambahnya permintaan kebutuhan air. Beberapa masalah yang timbul dalam pemenuhan kebutuhan air bersih adalah jumlah atau ketersediaan sumber air bersih, pengolahan sumber air dan sistem pendistribusian untuk memenuhi kebutuhan masyarakat. Pusat Pemerintahan Kabupaten Kupang di Nusa Tenggara Timur sudah dipindahkan dari Kota Kupang ke Oelamasi, yang berada pada Kelurahan Naibonat Kecamatan Kupang Timur sebagai ibukota kabupaten sejak tahun 2010 hingga sekarang ini. Wilayah ibu kota yang masih baru menjadikan Kabupaten Kupang memfokuskan pada tahap pembangunan fisik dan infrastruktur pendukung yang salah satunya ketersediaan air bersih bagi masyarakat desa/kelurahan di Kecamatan Kupang Timur. Dilihat dari sumber-sumber air yang ada, maka sistem penyediaan air bersih sudah saatnya dilakukan pengembangan, baik itu jaringan distribusi maupun pemanfaatan sumber air yang ada. Tujuan penelitian ini adalah untuk menghitung berapa besar kebutuhan air bersih yang akan disuplai dari sumber air dan untuk merencanakan pengembangan sistem jaringan air bersih bagi daerah/zona yang membutuhkan air bersih di wilayah Kota Kabupaten untuk 10 tahun mendatang (tahap I/jangka menengah) yaitu dari tahun 2012 sampai pada tahun 2021.

## TINJAUAN PUSTAKA

Menurut Sanim B. (2011) air adalah kehidupan, begitu pentingnya peran air, organisme hidup tidak dapat lepas dari air untuk memenuhi kebutuhan hidup sehari-hari.

### 2.1 Target pelayanan air bersih

*Millenium Development Goals* (MDG's) berisi rumusan tentang 8 tujuan, 18 target dan 48 indikator, di mana pada sasaran ke-7, target ke-10 berisi tentang rumusan "Air bersih dan sanitasi yang merupakan hak dasar manusia" sehingga pada KTT Bumi di Johannesburg

pada tahun 2015 diharapkan dapat memenuhi target pelayanan air bersih menjadi 80%. Target pelayanan air bersih MDG's ini oleh Pemerintah Indonesia yang telah disepakati oleh Pemerintah Pusat, Provinsi dan Kabupaten/Kota. Peningkatan pelayanan air bersih yang aman (perpipaan dan non perpipaan) pada tahun 2015 di Indonesia mencapai 68,87% dengan sumber air terlindungi untuk daerah perkotaan sebesar 78,19% dan 61,60% di daerah pedesaan. Tahun 2020 mencapai 85% dan pada tahun 2025 pelayanan air bersih mencapai 100%.

**2.2. Standar Kebutuhan Air**

Air bersih digunakan untuk memenuhi kebutuhan.

1. Kebutuhan air domestik

Kebutuhan air domestik dapat di lihat pada Tabel 2.1 yaitu :

**Tabel.2.1 Kriteria Perencanaan Air Bersih dan Standar Kebutuhan Air Domestik**

No	URAIAN / KRITERIA	KATEGORI KOTA BERDASARKAN				
		>1.000.000	500.000 s/d 1.000.000	100.000 s/d 500.000	20.000 s/d 100.000	< 20.000
		Kota Metropolitan	Kota Besar	Kota Sedang	Kota Kecil	Desa
1	Konsumsi Unit Sambungan Rumah (SR) (litr/org/hari)	> 150	150 - 120	90 - 120	80 - 120	60 - 80
2	Konsumsi Unit Hidran Umum (HU) (litr/org/hari)	20 - 40	20 - 40	20 - 40	20 - 40	20 - 40
3	Faktor hari maksimum	1.15 - 1.25 * harian	1.15 - 1.25 * harian	1.15 - 1.25 * harian	1.15 - 1.25 * harian	1.15 - 1.25 * harian
4	Faktor jam puncak	1.75 - 2.0 * hari maks	1.75 - 2.0 * hari maks	1.75 - 2.0 * hari maks	1.75 - 2.0 * hari maks	1.75 - 2.0 * hari maks
5	Jumlah jiwa per SR (Jiwa)	5	5	5	5	5
6	Jumlah jiwa per HU (Jiwa)	100	100	100	100 - 200	200
7	Sisa tekan di penyediaan distribusi (meter)	10	10	10	10	10
8	Jam operasi (jam)	24	24	24	24	24
9	Volume reservoir (% max day demand)	15 - 25	15 - 25	15 - 25	15 - 25	15 - 25
10	SR : HU	50 : 50 s/d 80 : 20	50 : 50 s/d 80 : 20	80 : 20	70 : 30	70 : 30

Sumber : Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996.

2. Kebutuhan air non domestik :

Standar kebutuhan air non domestik adalah kebutuhan diluar rumah tangga. Kebutuhan air non domestik dapat dilihat pada Tabel 2.2:

**Tabel 2.2. Kriteria dan Standar Kebutuhan Air Non Domestik**

No	Fasilitas (Non Rumah Tangga)	Pemakaian Air	Satuan
1	Asrama	120 <sup>*)</sup>	Ltr/penghuni/hari
2	Taman kanak-kanak	10	Ltr/siswa/hari
3	Sekolah Dasar	40 <sup>*)</sup>	Ltr/siswa/hari
4	SLTP	50 <sup>*)</sup>	Ltr/siswa/hari
5	SMU/SMK dan lebih tinggi	80 <sup>*)</sup>	Ltr/siswa/hari
6	Rumah Sakit	500 <sup>*)</sup>	Ltr/Tempat tidur pasien /hari
7	Puskesmas	500 - 1000	Ltr/unit/hari
8	Puskesmas Pembantu	500 - 1000	Ltr/unit/hari
9	Posyandu	500	Ltr/unit/hari
10	Peribadatan	500 - 2000	Ltr/unit/hari
11	Kantor	100 <sup>**)</sup>	Ltr/pegawai dan guru/hari
12	Toko	100 - 200 <sup>*)</sup>	Ltr/unit/hari
13	Rumah Makan	1000	Ltr/unit/hari
14	Hotel/Losmen	250 - 300 <sup>**)</sup>	Ltr/unit/hari
15	Pasar	6000 - 12000	Ltr/unit/hari
16	Pabrik/Industri	60-100 <sup>**)</sup>	Ltr/orang/hari
17	Pelabuhan/Terminal	10.000-20.000	Ltr/unit/hari
18	SPBU	5000 - 20.000	Ltr/unit/hari
19	Pertamanan	25.000	Ltr/unit/hari

Sumber : Dinas PU Cipta Karya, SK-SNI Air Minum, 2010 : 5.

<sup>\*)</sup> Tata Cara Perencanaan Sistem Plambing, 2005

<sup>\*\*)</sup> Noerbambang dkk, 1991 : 48.

**2.3. Jumlah penduduk pemakai air bersih**

Pertambahan penduduk dapat dianalisa dengan menggunakan tiga metode (Djawa D.R. 2011:11-12):

1. Metode aritmatik  

$$P_n = P_o + (n.q) P_o \dots\dots\dots (2.1).$$
2. Metode geometrik  

$$P_n = P_o \cdot (1 + q)^n \dots\dots\dots (2.2).$$
3. Metode eksponensial  

$$P_n = P_o \cdot e^{nq} \dots\dots\dots (2.3).$$

Dimana

- P<sub>n</sub> = Jumlah penduduk tahun rencana
- P<sub>o</sub> = Jumlah penduduk pada tahun dasar
- q = Laju pertumbuhan penduduk
- n = Selisih tahun terhadap tahun dasar
- e = Bilangan eksponensial = 2,718282

Untuk menentukan nilai q maka dicari jumlah persentase selisih nilai kenaikan dan penurunan selama n tahun dibagi dengan selisih tahun terhadap tahun dasar dan dapat dihitung dengan rumus (Djawa D.R. 2011, 12) :

$$q = \frac{\text{Jumlah Persentase}}{n - 1} \dots\dots\dots (2.4).$$

Selanjutnya dilakukan pemilihan metode yang akan di pergunakan dalam perhitungan kebutuhan air, maka perlu dilakukan perhitungan standar deviasi dari ketiga metode tersebut: Berikut ini rumus standar deviasi atau simpangan baku (s) yaitu (Furqon, 2008 : 65):

$$s = \sqrt{\frac{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n X_i \right)^2}{n(n-1)}} \dots\dots\dots$$

(2.5).

Dimana :

- s = Standar deviasi
- X<sub>i</sub> = Variabel independen (Jumlah penduduk)
- n = Jumlah sampel (banyaknya data)

Metode perhitungan proyeksi penduduk yang paling tepat adalah yang memberikan harga standar deviasi terkecil. Semakin kecil standar deviasi, maka data akan semakin seragam (homogen) dan sebaliknya standar deviasi semakin besar, maka data semakin bervariasi (Furqon, 2008 : 65).

**2.4. Jumlah kebutuhan air bersih suatu wilayah pada tahun rencana**

Setelah diketahui jumlah penduduk rencana (P<sub>n</sub>) dan jumlah fasilitas tahun rencana (F<sub>n</sub>) maka dapat diketahui jumlah kebutuhan air bersih suatu wilayah atau debit rencana (Q<sub>r</sub>), yaitu dengan rumus (Djawa.D.R, 2011 : 13):

$$Q_r = (P_n \cdot q) + (F_n \cdot q) \dots\dots\dots (2.8)$$

Di mana :

- Q<sub>r</sub> = Debit rencana (ltr/dtk)
- P<sub>n</sub> = Jumlah penduduk pada tahun rencana
- F<sub>n</sub> = Jumlah fasilitas pada tahun rencana
- q = Besarnya kebutuhan air (ltr/org/hr).

**2.5. Prinsip dasar aliran dalam pipa**

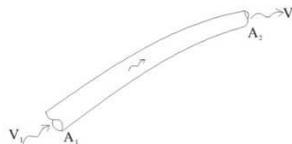
Menurut Triadmodjo B.(2003) aliran dalam pipa merupakan aliran tertutup dimana airkontak dengan seluruh penampang saluran. Jumlah air yang mengalir melalui lintang aliran tiap satuan waktu disebut debit aliran, secara matematis dapat ditulis(KlassK.S.Y, 2009:2):

$$Q = A \cdot V \dots\dots\dots(2.9).$$

Dimana :

- Q = Debit aliran (m<sup>3</sup>/detik)
- V = Kecepatan rerata di saluran (m/detik)
- A = Luas penampang aliran pada pipa (m<sup>2</sup>)

1. Persamaan kontinuitas  
 Pada setiap aliran dimana tidak ada kebocoran maka untuk setiap penampang berlaku debit setiap potongan selalu sama.



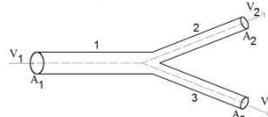
**Gambar 2.1. Pipa Alir**  
 Sumber :Klass K.S.Y, 2009 : 3.

Menurut Triadmodjo (1993) untuk pipa bercabang berdasarkan persamaan kontinuitas, debit aliran yang menuju titik cabang harus sama dengan debit yang meninggalkan titik tersebut, yang secara matematis dapat ditulis sebagai berikut (Triadmodjo B,1993 :137):

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \text{ atau} \dots\dots\dots(2.10).$$

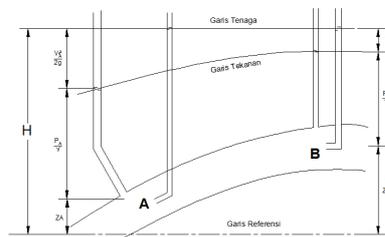
$$A_1 \times V_1 = A_2 \times V_2 + A_3 \times V_3 \dots\dots\dots(2.11).$$

Persamaan kontinuitas pada pipa bercabang



**Gambar 2.2. Persamaan Kontinuitas pada Pipa Bercabang.**  
 Sumber :Triadmodjo B, 1993:137.

2. Persamaan Bernoulli  
 Menurut Bernoulli jumlah tinggi tempat, tinggi tekan dan tinggi kecepatan pada setiap titik dari aliran air selalu konstan.



**Gambar 2.3. Garis Tenaga dan Tekanan pada Zat Cair Ideal**  
 Sumber: Triadmodjo B,1993:144.

Rumus (Triadmodjo T, 1993:145) :

$$z_A + \frac{p_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = z_B + \frac{p_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} \dots\dots\dots(2.12).$$

Dimana :

- z = Tinggi datum (m)
- P = Tinggi tekanan
- V = Kecepatan rerata aliran dalam pipa (m/dtk)

$g$  = Percepatan grafitasi (m/dtk<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  = Berat jenis fluida

**2.6. Kehilangan energi pada pipa**

Douglas(1986), menyebutkan  $h_f$  sebagai kehilangan energi karena gesekan oleh permukaan pipa dan  $h_m$  sebagai kehilangan energi karena tahanan oleh bentuk pipa sebagaimana dalam uraian berikut:

1. Kehilangan tinggi total

Kehilangan tinggi total (*head losses*) adalah head atau kerugian-kerugian dalam aliran pipa yang terdiri atas *major losses* dan *minor losses*

Sumber : (Klass.K.S.Y, 2009 :15):

$$h_l = h_f + h_m \dots\dots\dots (2.13).$$

Di mana :

- $h_l$  = kehilangan tinggi total (m)
- $h_f$  = kehilangan tinggi karena tahanan oleh permukaan pipa (m)
- $h_m$  = kehilangan tinggi karena tahanan oleh bentuk pipa (m).

a. Kehilangan tinggi besar (*Major losses*),  $h_f$

Kehilangan energi akibat gesekan dengan dinding pipa di aliran seragam dapat dihitung dengan :

- Persamaan Darcy-Weisbach
- Sumber : (Kodoatie R.J, 2002: 243).

$$h_f = f \frac{L V^2}{d 2g} \dots\dots\dots (2.14).$$

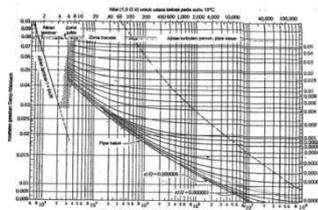
Di mana :

- $h_f$  = Kehilangan energi oleh tahanan permukaan pipa (m)
- $f$  = Koefisien tahanan permukaan pipa atau dikenal dengan Darcy – Weisbach faktor gesekan
- $L$  = Panjang pipa(m)
- $d$  =Diameter pipa (m)
- $V$  = Kecepatan aliran (m/dtk)
- $g$  = Percepatan gravitasi (m/dtk<sup>2</sup>)

Diantara faktor – faktor di atas, faktor gesek ( $f$ ) merupakan salah satu faktor yang sulit penentuannya. Kesulitan ini karena faktor gesek juga tergantung pada jenis aliran dan pipa yang digunakan. Jika diketahui komponen debit  $Q$  dan luas penampang  $A$ , maka persamaan menjadi (Klass.K.S.Y, 2009 :16):

$$h_f = \frac{8.f.L.Q^2}{\pi^2 .g.D^5} \dots\dots\dots (2.15).$$

Moody (1944) kemudian membuat diagram yang dikenal dengan Diagram Moody untuk nilai  $f$  dan  $R$  bagi beragam nilai kekasaran relatif,  $\epsilon/D$ . Diagram tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.4 berikut.



**Gambar 2.4. Diagram Moody**

Sumber: KlassK.S.Y, 2009:19.

Dalam metode ini beberapa langkah yang digunakan adalah sebagai berikut:

Menentukan bilangan Reynolds (Klass K.S.Y, 2009:17)

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots\dots\dots (2.16).$$

Dimana :

R = Bilangan Reynolds

**Tabel 2.3 Jenis Aliran Berdasarkan Nilai Bilangan Reynolds, R**

Jenis aliran	Nilai R
Laminer	< 2100
Transisi	2100 < R < 4000
Turbulen	> 4000

Sumber: KlassK.S.Y, 2009:17.

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

D = Diameter pipa (m)

$$\nu = \text{Kekentalan kinematik (m}^2/\text{dtk)} = \frac{\mu}{\rho}$$

$\mu$  = Kekentalan absolut (kg/m.dtk) atau (N.dtk/m<sup>2</sup>).

$\rho$  = Rapat massa fluida (kg/m<sup>3</sup>)

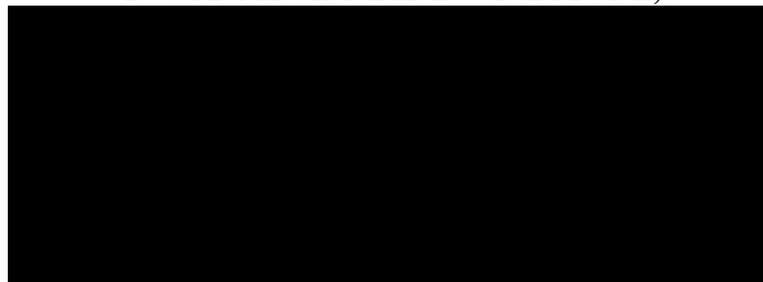
Sumber : (Klass.K.S.Y, 2009 :18):

$$\nu = 1.792 \times 10^{-6} \left( 1 + \left[ \frac{T}{25} \right]^{1.165} \right)^{-1} \dots\dots\dots (.2.17).$$

T=Suhu (°C)

- a) Kekasaran relatif dengan nilai kekasaran  $\epsilon$  merujuk pada Tabel 2.4.
- b) Tentukan nilai koefisien gesekan, f dengan memetakan nilai Bilangan Reynold dan  $\epsilon/D$  pada Diagram Moody dapat di lihat pada Gambar 2.11. Nilai  $\epsilon$  adalah tinggi kekasaran mutlak yang nilainya dapat dilihat pada Tabel 2.4 berikut:

**Tabel 2.4 Koefisien Kekasaran Mutlak,  $\epsilon$**



Sumber: KlassK.S.Y, 2009:19.

- 1) Keuntungan persamaan Darcy Weisbach terhadap Hazen William :
  - a) Lebih akurat dalam menentukan koefisien kekasaran
  - b) Bisa dipakai secara umum untuk berbagai macam viskositas cairan
  - c) Hasil dari persamaan Darcy Weisbach lebih besar dibanding Hazen Williams.
- 2) Kerugian persamaan Darcy Weisbach terhadap Hazen Williams :
  - Lebih banyak membutuhkan waktu penyelesaian.

- Persamaan Hazen Williams

Persamaan ini sangat dikenal di Amerika Serikat (USA). Persamaan Hazen Williams dapat ditulis sebagai, (Giles, 1977):

Rumus : Triadmadja R, 2007 : 5-12.

$$Q = 0.2785 \times C_{HW} D^{2.63} i^{0.54} \dots\dots\dots (2.18).$$

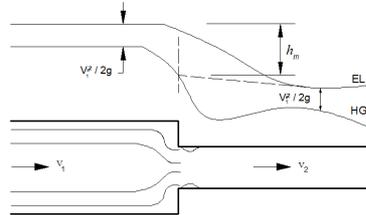
Dimana :

- $C_{Hw}$  = Koefisien Hazen Williams
- $i$  = Kemiringan atau *sloop* garis tenaga ( $i = hf/l$ )
- $D$  = Diameter pipa
- $Q$  = Debit aliran.

- Keuntungan Persamaan Hazen Williams terhadap Darcy Weisbach :  
Koefisien gesekan tidak perlu memperhatikan harga Reynold Number sehingga perhitungan akan lebih cepat.
- Kerugian Persamaan Hazen Williams terhadap Darcy Weisbach :
  - a) Tidak dapat digunakan untuk aliran fluida yaitu minyak
  - b) Kesalahan menentukan koefisien Hazen Williams akan berakibat fatal.

Persamaan Hazen Williams memberikan hasil yang berbeda dibanding persamaan Darcy Weisbach, karena persamaan Darcy Weisbach lebih umum digunakan, sehingga dianjurkan menggunakan persamaan Darcy Weisbach. Hasil dari persamaan Darcy Weisbach lebih besar dibanding Hazen Williams.

- b. Kehilangan energi kecil (*minor losses*),  $h_m$ 
  - Penyempitan tiba-tiba (*Sudden contraction*)



**Gambar 2.5. Kehilangan Tinggi Karena Penyempitan Tiba-Tiba**

Sumber: Klass K.S.Y, 2009:29.

Rumus : Klass K.S.Y, 2009:29.

$$h_m = k_m \frac{(V_2 - V_1)^2}{2g} \dots\dots\dots(2.19).$$

Di mana :

- $h_m$  = Kehilangan tinggi pada penyempitan tiba-tiba (m)
- $k_m$  = Koefisien kehilangan,  $k (D_2/D_1)$  Tabel 2.6.
- $V_2$  = Kecepatan aliran di pipa hilir (m/dtk)
- $V_1$  = Kecepatan aliran di pipa hulu (m/dtk)
- $g$  = Percepatan gravitasi (m/dtk<sup>2</sup>)

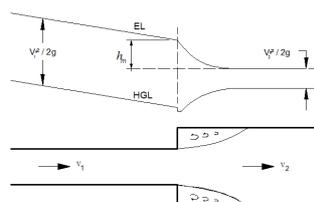
Nilai  $k_m$  untuk berbagai nilai  $D_2/D_1$  tercantum dalam Tabel 2.5. berikut:

**Tabel 2.5. Koefisien Kehilangan Untuk Penyempitan Tiba-tiba**

$D_2/D_1$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$k_m$	0.50	0.45	0.42	0.39	0.36	0.33	0.28	0.22	0.15	0.06	0.00

Sumber : Klass K.S.Y, 2009 : 29.

- Pembesaran tiba-tiba (*Sudden expansion*)



**Gambar 2.6. Kehilangan Tinggi Energi Karena Pembesaran Tiba-Tiba**

Sumber: Klass K.S.Y, 2009:31.

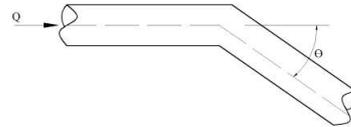
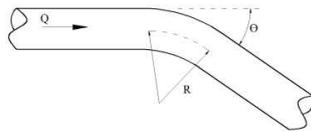
$$h_m = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \dots\dots\dots(2.20).$$

Di mana :

- $h_m$ = Kehilangan tinggi pada penyempitan tiba-tiba (m)
- $V_1$ = Kecepatan aliran pada pipa hulu(m/dtk)
- $V_2$ = Kecepatan aliran pada hilir(m/dtk)
- $g$  = Percepatan gravitasi (m/dtk<sup>2</sup>)

- Koefisien kerugian pada belokan pipa

Ada dua macam belokan pipa yaitu belokan lengkung dan belokan patah. Untuk belokan lengkung sering dipakai rumus *Fuller* dimana  $f$  pada persamaan 2.22 dinyatakan sebagai berikut (Sularso, Haruo Tahara: 2000, 33).



**Gambar 2.7. Bentuk Belokan Lengkung Pipa**

Sumber:KlassK.S.Y, 2009:44.

**Gambar 2.8. Bentuk Belokan Patah Pipa**

Sumber:KlassK.S.Y, 2009:42.

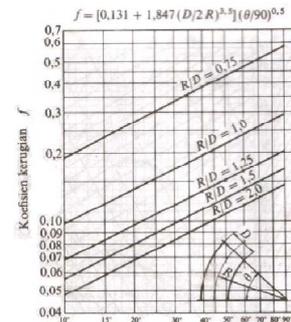
Sumber:Sularso, Haruo Tahara : 2000, 33.

$$f = \left[ 0,131 + 1,847 \left( \frac{D}{2R} \right)^{3,5} \right] \left( \frac{\theta}{90} \right)^{0,5} \dots\dots\dots(2.21).$$

Di mana :

- $f$  = Koefisien kerugian
- $D$ = Diameter dalam belokan (m)
- $R$  = Jari-jari lengkung sumbu belokan (m)
- $\theta$  = Sudut belokan (derajat)

Hubungan di atas di lihat pada Gambar 2.9.



**Gambar 2.9. Koefisien Kerugian pada Belokan**

Sumber:Sularso, Haruo Tahara : 2000. 34.

Dari percobaan *Weisbach* dihasilkan rumus yang umum dipakai untuk belokan patah sebagai berikut (Sularso, Haruo Tahara: 2000).

Sumber:Sularso, Haruo Tahara : 2000. 34.

$$f = 0,946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\theta}{2} \dots\dots\dots(2.23).$$

Dimana:

- $f$ = Koefisien kerugian
- $\theta$  = Sudut belokan (derajat)

**Tabel 2.6. Kehilangan Energi Sekunder Akibat Belokan Patah (*Mitred*)**

$\theta$		5°	10°	15°	22.5°	30°	45°	60°	90°
$f$	Halus	0.016	0.034	0.042	0.066	0.130	0.236	0.471	1.129
	Kasar	0.024	0.440	0.062	0.154	0.165	0.320	0.684	1.265

Sumber : Triatmadja R, 2007 : 5-25.

**HASIL DAN PEMBAHASAN**

**4.1. Rencana Pentahapan Perencanaan / Pengembangan(10 Tahunan)**

Konsep pengembangan tahap pertama ( tahun 2012 – 2021 ) yaitu tahap ini adalah tahapan prioritas yang lebih ditekankan pada jaringan air bersih, khususnya pada ibu kota kabupaten sebagai pusat kota dan pelayanan sesuai dengan tata ruang kota Kabupaten Kupang

**Tabel 4.1. Perencanaan dan Pengembangan Jaringan Pipa Air Bersih Tahap Pertama Tahun 2012 – 2021**

No	Wilayah Pelayanan	Keterangan
1	Desa Nunkurus	Perencanaan jaringan pipa
2	Desa Oelatimo	
3	Kelurahan Naibonat	Pengembangan jaringan pipa
4	Desa Manusak	Perencanaan jaringan pipa
5	Desa Pukdale	
6	Kelurahan Oesao	
7	Desa Oesao	
8	Kelurahan Tuatuka	

**4.2. Analisa Kebutuhan Air Bersih Pada Tahun Rencana**

Dibawah ini adalah perhitungan proyeksi kebutuhan air bersih di Kelurahan Tuatuka tahun 2021. Besar kebutuhan air bersih di Kelurahan Tuatuka untuk kebutuhan domestik dan non domestik adalah :

**4.2.1. Kebutuhan domestik**

Pelayanan air bersih bagi masyarakat sesuai target MDG’s tahun 2020 adalah 85%, sehingga pada tahun 2021 tingkat pelayanan sambungan rumah 70% dan hidran umum 30%.Jumlah penduduk di Kecamatan Kupang Timur tahun 2021 untuk 8 desa/kelurahan yaitu 58.697 orang. Berdasarkan Tabel 2.1 di peroleh konsumsi air rata-rata SR adalah 120 ltr/org/hari dan HU yaitu 30 ltr/org/hari.

Perhitungan kebutuhan air domestik untuk 8 desa/kelurahan dapat di lihat pada Tabel 4.2 :

**Tabel 4.2.Perhitungan Kebutuhan Air Domestik pada 8 Desa/ Kelurahan Tahun 2021**

No	Desa/ Kelurahan	Jenis sambungan domestik	Kebutuhan Domestik						
			Jumlah penduduk (Orang)	Tingkat Pelayanan (%)	Jumlah terlayani (Orang)	Konsumsi air rata-rata (ltr/org/hari)	Jumlah kebutuhan air		Jumlah (ltr/dtk)
							ltr/hari	ltr/dtk	
1	Kel.Tuatuka	SR	3169	70	2218	120	266160	3.08	3.41
		HU		30	951	30	28530	0.33	
2	Desa Pukdale	SR	2873	70	2011	120	241320	2.79	3.09
		HU		30	862	30	25860	0.30	
3	Desa Oesao	SR	1797	70	1258	120	150960	1.75	1.93
		HU		30	539	30	16170	0.19	
4	Kel. Naibonat	SR	26671	70	18670	120	2240400	25.93	28.71
		HU		30	8001	30	240030	2.78	
5	Desa Nunkurus	SR	2977	70	2084	120	250080	2.89	3.20
		HU		30	893	30	26790	0.31	
6	Desa Manusak	SR	9026	70	6318	120	758160	8.78	9.72
		HU		30	2708	30	81240	0.94	
7	Kel. Oesao	SR	10933	70	7653	120	918360	10.63	11.77
		HU		30	3280	30	98400	1.14	
8	Desa Oelatimo	SR	1251	70	876	120	105120	1.22	1.35
		HU		30	375	30	11250	0.13	
Jumlah			58697				5458830	63.18	63.18

Ket :

SR = Sambungan Rumah

HU = Hidran Umum

Jumlah hidran umum dan volumenya dihitung berdasarkan pemakaian air per hari, yaitu :

Jumlah penduduk Kelurahan Tuatuka terlayani yaitu 951 orang

Q kebutuhan air 30 ltr/org/hari

Volume HU dipakai 20% dari kebutuhan satu hari.

Syarat : 1 KK = 5 orang dan 1 HU = 300 orang

Hidran umum dihitung untuk 8 desa/kelurahan pada tahun 2021, dapat di lihat pada Tabel 4.20 :

**Tabel 4.3. Perhitungan Jumlah dan Volume Hidran Umum di 8 Desa/Kelurahan pada Tahun 2021**

No	Desa/ Kelurahan	Jumlah terlayani HU (org)	Konsumsi air (ltr/org/hari)	Jumlah kebutuhan air		1 HU = Jumlah Pemakai (org)	% Volume HU	Jumlah HU (Unit)	Volume HU		
				ltr/hari	ltr/dtk				ltr	(m <sup>3</sup> )	Dipakai (m <sup>3</sup> )
1	Kel.Tuatuka	951	30	28530	0.33	300	20	3	1902.00	1.90	2.00
2	Desa Pukdale	862	30	25860	0.30	300	20	3	1724.00	1.72	2.00
3	Desa Oesao	539	30	16170	0.19	300	20	2	1617.00	1.62	2.00
4	Kel. Naibonat	8001	30	240030	2.78	300	20	27	1778.00	1.78	2.00
5	Desa Nunkurus	893	30	26790	0.31	300	20	3	1786.00	1.79	2.00
6	Desa Manusak	2708	30	81240	0.94	300	20	9	1805.33	1.81	2.00
7	Kel. Oesao	3280	30	98400	1.14	300	20	11	1789.09	1.79	2.00
8	Desa Oelatimo	375	30	11250	0.13	300	20	1	2250.00	2.25	2.00
Jumlah		17609		528270	6.11			59	14651.42	14.65	16.00

**4.2.2. Kebutuhan non domestik**

Proyeksi kebutuhan air bersih dilakukan untuk Kelurahan Tuatuka. Jumlah penduduk Kelurahan Tuatuka pada tahun 2011 yaitu 2256 jiwa dan proyeksi jumlah penduduk pada tahun 2031 adalah 4082 jiwa. Hasil proyeksi yaitu:

1. Proyeksi fasilitas-fasilitas di Kelurahan Tuatuka

$$F_n = K \cdot F_o$$

$$F_{2021} = K \times F_{2011}$$

$$K = P_{2021} / P_{2011}$$

$$= 3169 / 2256$$

$$K = 1.40 \approx 2$$

$$F_{2021} = 1.4 \times 2 \text{ unit Taman Kanak-Kanak} = 2.8 \approx 3 \text{ unit TK}$$

$$F_{2021} = 1.4 \times 2 \text{ unit Sekolah Dasar} = 2.8 \approx 3 \text{ unit SD}$$

$$F_{2021} = 1.4 \times 7 \text{ unit Peribadatan} = 9.8 \approx 10 \text{ unit Peribadatan}$$

$$F_{2021} = 1.4 \times 1 \text{ unit Puskesmas Pembantu} = 1.4 \approx 1 \text{ unit Pustu}$$

$$F_{2021} = 1.4 \times 4 \text{ unit Posyandu} = 5.6 \approx 6 \text{ unit Posyandu}$$

Jadi jumlah total fasilitas-fasilitas yang ada di Kelurahan Tuatuka tahun proyeksi 10 tahun ke depan berjumlah 24 unit.

Hasil perhitungan kebutuhan air bersih non domestik untuk 8 desa/kelurahan dapat dilihat pada Tabel 4.4:

**Tabel 4.4. Kebutuhan Air Bersih Non Domestik pada 8 Desa/Kelurahan Tahun 2021**

No	Desa/ Kelurahan	Jenis Fasilitas-Fasilitas Non Domestik (Fn)							
		Pendidikan		Peribadatan		Perkantoran		Kesehatan	
		ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk
1	Kel.Tuatuka	57990	0.67	12500	0.14	1000	0.01	27750	0.32
2	Desa Pukdale	62340	0.72	5000	0.06	1100	0.01	23250	0.27
3	Desa Oesao	115430	1.34	3750	0.04	1300	0.02	8250	0.10
4	Kel. Naibonat	1158720	13.41	45000	0.52	739400	8.56	250750	2.90
5	Desa Nunkurus	42490	0.49	12500	0.14	900	0.01	21750	0.25
6	Desa Manusak	305820	3.54	10000	0.12	1000	0.01	55500	0.64
7	Kel. Oesao	462600	5.35	18750	0.22	1300	0.02	75000	0.87
8	Desa Oelatimo	7480	0.09	7500	0.09	600	0.01	8750	0.10
Jumlah		2212870	25.61	115000	1.33	746600	8.64	471000	5.45

Ket :

- Pendidikan : TK, SD, SMP dan SMA

- Kesehatan : Rumah Sakit, Puskesmas, Puskesmas Pembantu dan Posyandu.

**Lanjutan Tabel 4.4. Kebutuhan Air Bersih Non Domestik pada 8 Desa/Kelurahan Tahun 2021**

No	Desa/ Kelurahan	Jenis Fasilitas-Fasilitas Non Domestik (Fn)								Jumlah	
		Perdagangan		Niaga		Industri		Perhubungan			
		ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk	ltr/hari	ltr/dtk
1	Kel.Tuatuka	-	-	-	-	-	-	-	-	99240	1.15
2	Desa Pukdale	-	-	-	-	-	-	-	-	91690	1.06
3	Desa Oesao	-	-	-	-	-	-	-	-	128730	1.49
4	Kel. Naibonat	153000	1.77	9000	0.10	49280	0.57	-	-	2405150	27.84
5	Desa Nunkurus	-	-	-	-	-	-	-	-	77640	0.90
6	Desa Manusak	-	-	-	-	-	-	-	-	372320	4.31
7	Kel. Oesao	6450	0.07	7000	0.08	2240	0.03	15000	0.17	588340	6.81
8	Desa Oelatimo	-	-	-	-	-	-	-	-	24330	0.28
Jumlah		159450	1.85	16000	0.19	51520	0.60	15000	0.17	3787440	43.84

- Perdagangan : Pasar dan Toko
- Niaga : Rumah Makan dan Hotel.

Rekapitulasi perhitungan kebutuhan air bersih untuk domestik dan non domestik, dapat di lihat pada Tabel 4.5 :

**Tabel 4.5. Rekapitulasi Kebutuhan Air Bersih Domestik dan NonDomestik pada 8 Desa/Kelurahan Tahun 2021**

No	Desa/ Kelurahan	Kebutuhan air		
		Domestik (ltr/dtk)	Non Domestik (ltr/dtk)	Jumlah (ltr/dtk)
1	Kel.Tuatuka	3.41	1.15	4.56
2	Desa Pukdale	3.09	1.06	4.15
3	Desa Oesao	1.93	1.49	3.42
4	Kel. Naibonat	28.71	27.84	56.55
5	Desa Nunkurus	3.20	0.90	4.10
6	Desa Manusak	9.72	4.31	14.02
7	Kel. Oesao	11.77	6.81	18.58
8	Desa Oelatimo	1.35	0.28	1.63
Jumlah (ltr/dtk)		63.18	43.84	107.02
Kehilangan air (15%)				16.05
Total Pemakaian Air (ltr/dtk)				123.07

Jadi jumlah kebutuhan air domestik dan non domestik untuk 8 desa/kelurahan di Kecamatan Kupang Timur pada tahun 2021 yaitu 107,02 ltr/dtk dengan kehilangan air 15% diperoleh total pemakaian air yaitu 123,07 ltr/dtk.

### 4.3. Ketersediaan Air Bersih

Perhitungan ketersediaan air bersih diperlukan untuk mengetahui kapasitas sumber air yang ada apakah telah mencukupi untuk memenuhi kebutuhan air tiap desa/kelurahan. Ketersediaan air bersih perencanaan tahap pertama (tahun 2021) untuk 8 desa/kelurahan yaitu :

$$Q_{\text{sumber air}} - Q_{\text{total 2031}} = 145,00 - 123,07 = 21,93 \text{ ltr/dtk}$$

Jumlah *node* (titik pelayanan) dari masing-masing desa/kelurahan dapat dilihat pada Tabel 4.6:

**Tabel 4.6 Jumlah Node Pada Daerah Layanan**

No	Zona	Desa/Kelurahan	Jumlah Node
1	II	Desa Nunkurus	5
		Desa Oelatimo	3
2	III	Kel. Naibonat	30
3	IV	Desa Manusak	9
		Desa Pukdale	3
4	V	Kel. Oesao	12
		Desa Oesao	3
		Kel. Tuatuka	4
Jumlah		8	69

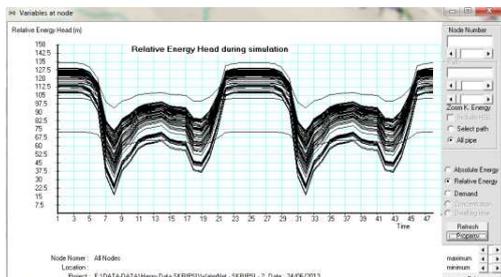
**4.4. Evaluasi Simulasi Kondisi Kebutuhan Berfluktuasi Pada Jaringan Pipa Rencana Tahap Pertama ( Tahun 2021)**

Hasil simulasi ini dilakukan berdasarkan distribusi pengaliran air untuk 8 desa/kelurahan. Dari hasil *running* dengan *WaterNet* pada bagian *report*-nya menunjukkan warna hijau yang artinya jaringan distribusi air bersih berjalan lancar tanpa ada masalah. Air di suplai bagi zona II, zona III, zona IV dan zona V yaitu untuk Desa Oelatimo, Desa Nunkurus, Kelurahan Naibonat, Desa Manusak, Desa Pukdale, Kelurahan Oesao, Desa Oesao dan Kelurahan Tuatuka.

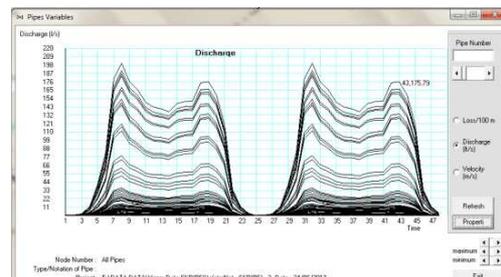
Hasil *running WaterNet* yaitu sebagai berikut :

- a. Kebutuhan yang tinggi pada jam puncak menyebabkan kebutuhan air yang disuplai juga lebih banyak sesuai dengan *demand* setiap *node*.

Energi relatif saat dilakukan simulasi untuk semua *nodedan* fluktuasi debit untuk semua papa dapat ditunjukkan pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 berikut:



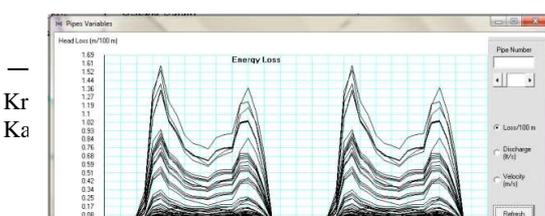
**Gambar 4.1 Grafik Fluktuasi Sisa Energi di Semua Node**



**Gambar 4.2 Grafik Fluktuasi Debit di Semua Pipa**

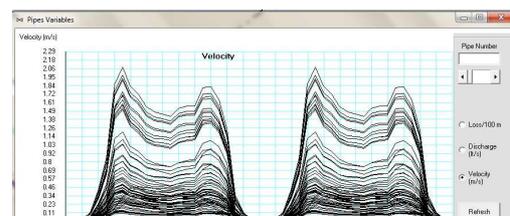
Dari Gambar 4.1 terlihat bahwa tidak ada *node* yang memiliki tekanan relatif di bawah 10 m, dengan demikian air dapat mengalir ke setiap *node* dalam 24 jam. Tekanan relatif maksimum terjadi pada node 51 yaitu 127,90 m pada Kelurahan Naibonat, hal ini diakibatkan karena beda elevasi reservoir dengan daerah layanan cukup tinggi sehingga tekanan relatif menjadi tinggi. Tekanan relatif dapat diturunkan menggunakan katub PRV yang di pasang pada ketinggian 68,39 m dan tekanan relatif terendah terjadi pada *node* 74 yaitu 16.08 m di Kelurahan Tuatuka.

- b. Kehilangan energi pada pipa dilakukan untuk seluruh pipa yaitu tiap 100 meter. Dari gambar 4.3 terlihat bahwa beberapa pipa mempunyai kehilangan energi di atas 1m/100 meter atau kemiringan kehilangan energi pada pipa tersebut melebihi 1%.



Kr  
Ka

Penyediaa



**Gambar 4.3 Head Loss Untuk Semua Pipa**

**Gambar 4.4 Velocity Aliran Untuk Semua Pipa**

Kehilangan energi yang paling tinggi terjadi pada pipa 4 dengan kehilangan energinya mencapai 33,67 m pada jam 08:00 wita. Hal ini terjadi karena pada jam-jam tertentu terdapat pemakaian air dalam jumlah besar yang menyebabkan kecepatan aliran air dalam pipa meningkat sehingga gesekan antara dinding pipa dengan partikel air juga meningkat sehingga dapat menimbulkan kehilangan energi yang besar.

- c. Pada Gambar 4.4 Kecepatan yang terjadi diseluruh jaringan pipa pada jam puncak berkisar antara 0,002 - 2,087 m/dtk. Kecepatan paling tinggi terdapat pada pipa no 1, 2, 3 dan 4 yaitu sebesar 2,087 m/dtk pada jam 08.00 wita, sedangkan kecepatan paling rendah terdapat pada pipa nomor 53 yaitu sebesar 0.000 m/dtk pada jam 01:00-02:00 wita karena pada jam ini tidak ada pemakaian sama sekali pada pipa71, sehingga kecepatan aliranpun menjadi kecil berkisar antara 0,000 – 0,139 m/dtk.

**KESIMPULAN**

Berdasarkan hasil analisa data dan pembahasan yang dilakukan pada bab sebelumnya, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisis dan evaluasi dari perencanaan pengembangan tahap I yaitu pada tahun 2021, maka diperoleh jumlah proyeksi penduduk Kecamatan Kupang Timur pada tahun 2021 yaitu 58.697 orang. Kebutuhan air bersih untuk domestik yaitu sambungan rumah (SR) dan hidran umum (HU) sebesar 107,02 ltr/dtk, ditambah dengan kehilangan air sebesar 15% diperoleh total kebutuhan air untuk 8 desa/kelurahan yaitu 123,07 ltr/dtk. Dari sumber air yang ada dengan debit minimum sebesar 145 ltr/dtk, maka mampu melayani kebutuhan air bersih di wilayah pelayanan pada 8 desa/kelurahan di Kecamatan Kupang Timur.
2. Dari hasil analisis hidrolis pada jaringan pipa rencana menggunakan *software WaterNet 2.2* tidak ada *node* yang memiliki tekanan relatif dibawah 10 m, dengan demikian air dapat mengalir ke semua *node* selama 24 jam. Secara keseluruhan tekanan relatif maksimum terjadi pada *node* 53 sebesar 126,29 m pada Kelurahan Naibonat dan energi relatif terendah untuk semua *node* yaitu pada *node*98 sebesar 16,95 m di Kelurahan Naibonat. Kehilangan energi yang paling besar terdapat pada pipa 13 sebesar 79,86 m dan kemiringan gradien (hf/l) terbesar pada pipa nomor 5 yaitu 0,028. Kecepatan aliran maksimum terdapat pada pipa no 1, 2, 3 dan 4 yaitu sebesar 2,087 m/dtk pada jam 08.00 wita, sedangkan kecepatan paling rendah terdapat pada pipa nomor 71 yaitu sebesar 0.000 m/dtk pada jam 01:00-02:00 wita karena pada jam ini tidak ada pemakaian sama sekali.

**DAFTAR PUSTAKA**

Anonim, 2005. *Tata Cara Perencanaan Sistem Plumbing*  
<http://sipil.upi.edu>. Diakses tanggal 02September 2012.

- Djawa D. R, 2011. *Analisis Kehilangan Energi Air Pada Pipa Penyaluran Sarana Air Bersih Menggunakan Pompa Hidraulik Di BTN Kolhua Kota Kupang*, Universitas Nusa Cendana, Kupang.
- Furqon, 2004. *Statistika Terapan Untuk Penelitian*, Alfa Beta, Bandung.
- Kale B.M, 2012. *Kecamatan Kupang Timur Dalam Angka 2012*, BPS Kabupaten Kupang, Kupang.
- Klaas. K. S. Y, 2009. *Desain Jaringan Pipa Prinsip Dasar Dan Aplikasi*, Mandor Maju, Bandung.
- Kodoatie R.J,2002. *Hidrolika Terapan Aliran Pada Saluran Terbuka dan Pipa*, Andi, Yogyakarta.
- NoerbambangS.M. dkk, 1991. *Perancangan Dan Pemeliharaan Sistem Plumbing*. PT Paradya Paramita, Jakarta.
- Sanim B, 2011. *Sumber Daya Air Dan Kesejahteraan Publik*, PT IPB Pres, Bogor.
- Tahara H. S, 2000. *Pompa dan Kompresor : Pemilihan, pemakaian dan Pemeliharaan*, PT. Paradnya Paramita, Jakarta.
- Triadmadja R, 2007. *Manual Waternet Versi 2.1 Software Untuk Perencanaan Sistem Jaringan Air Minum*, Nafiri Offset, Yogyakarta.
- Triatmodjo B, 1993. *Hidrolika I*, Beta Offset, Yogyakarta.
- Triatmodjo B, 2003. *Hidrolika II*, Beta Offset, Yogyakarta.

