TUGAS AKHIR – RC14–1501

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR

BOY DE VALENTINO
NRP. 03111640000070

Dosen Pembimbing I
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T, M.T

Dosen Pembimbing II
Mohamad Bagus Ansori S.T, M.T

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, Dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

TUGAS AKHIR – RC14–1501

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR

BOY DE VALENTINO
NRP. 03111640000070

Dosen Pembimbing I
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T

Dosen Pembimbing II
Mohamad Bagus Ansori S.T, M.T

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, Dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

FINAL PROJECT – RC14–1501

DRAINAGE SYSTEM PLANNING OF TANAH GROGOT AIRPORT, EAST KALIMANTAN

BOY DE VALENTINO
NRP. 03111640000070

Academic Advisor
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T

Co-Academic Advisor
Mohamad Bagus Ansori S.T, M.T

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Planning and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

BOY DE VALENTINO
NRP. 031 116 4000 0070

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T ..... (Pembimbing I)
2. Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T ..... (Pembimbing II)

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

SURABAYA,

JUNI 2020

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR

NAMA	**:**	**Boy De Valentino**
NRP	**:**	**03111640000070**
DEPARTEMEN	**:**	**Teknik Sipil FTSPK ITS**
DOSEN PEMBIMBING	**:**	**Dr. Mahendra Andiek Maulana, ST., MT.** **Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T**

Abstrak

Bandar udara memiliki fungsi untuk sarana pergerakan pesawat dari darat menuju udara maupun sebaliknya. Fungsi ini akan terganggu jika bandar udara tergenang air. Sebuah bandar udara idealnya memiliki sistem drainase untuk mengalirkan air yang ada dan mencegah terjadinya genangan. Bandar Udara Tanah Grogot saat ini masih dalam tahap perencanaan dan belum dibangun. Perencanaan sistem drainase yang baik diperlukan untuk mencegah kemungkinan tergenangnya air dan terganggunya operasional bandar udara.

Perencanaan sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot diawali dengan perumusan masalah dan studi literatur untuk mengumpulkan data sekunder. Data sekunder yang dibutuhkan antara lain data jumlah dan lokasi titik pengukur hujan, data tata guna lahan, data luas lahan, data hujan, data topografi lahan, dan data layout bandara untuk perhitungan debit rencana dan data elevasi muka air Sungai Kandilo untuk perhitungan elevasi downstream. Besar debit rencana dan elevasi downstream didapat, maka dilanjut preliminary design dimensi. Ketika dimensi sudah direncanakan, maka perhitungan elevasi tiap saluran dapat dilakukan. Perhitungan elevasi dari saluran tersier hingga saluran primer. Apabila elevasi muka air dari hilir saluran primer lebih rendah dari elevasi muka air Sungai Kandilo,

maka terjadi backwater dan perlu direncanakan fasilitas penunjang seperti pompa air, pintu air, ataupun kolam tampung.

Tugas Akhir ini menghasilkan perencanaan sistem drainase untuk Bandar Udara Tanah Grogot. Curah hujan rencana digunakan adalah curah hujan 5 tahunan yaitu 127 mm. Debit yang mengalir di saluran primer adalah 3.802 m3/s. Saluran utama direncanakan berbentuk trapesium dengan lebar dasar 2 meter, tinggi 1.5 meter, dan kemiringan samping 1:1. Backwater terjadi di dua bagian, muara sungai dengan selat makassar dan muara sistem drainase bandar udara dengan sungai kandilo. Backwater pada muara sungai tidak mempengaruhi sistem drainase bandar udara. Backwater terjadi setinggi 1.5 meter di antara saluran primer dengan sungai kandilo. Direncanakan kolam tampung sebesar 75 meter x 50 meter dengan kedalaman 2.5 meter. Kolam tampung didukung dua buah pompa berkapasitas 2 m3/s dan sebuah pintu dengan dimensi 2.5 x 0.8 meter.

Kata kunci : Bandar Udara, Tanah Grogot, Drainase, Backwater, Sungai Kandilo

DRAINAGE SYSTEM PLANNING OF TANAH GROGOT AIRPORT, EAST KALIMANTAN

NAME	**:**	**Boy De Valentino**
NRP	**:**	**03111640000070**
DEPARTMENT	**:**	**Teknik Sipil FTSPK ITS**
ACADEMIC ADVISOR	**:**	**Dr. Mahendra Andiek Maulana, ST., MT.** **Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T**

Abstract

The airport has a function to facilitate the movement of aircraft from land to air and vice versa. This function will be disrupted if the airport is flooded. An airport should have a drainage system to drain existing water and prevent inundation. Tanah Grogot Airport is currently in the planning stage and has not yet been built. A good drainage system plan is needed to prevent the possibility of waterlogging and disruption to airport operations.

The planning for the drainage system of Tanah Grogot Airport begins with the formulation of the problem and the study of literature to collect secondary data. Secondary data includes data on the number and location of rain gauge points, land use data, land area data, rain data, land topography data, airport layout data for the calculation of plan discharge and Kandilo River water level elevation data for downstream elevation calculations. After the amount of discharge plan and the downstream elevation obtained, then the preliminary design dimension is continued. When the dimensions have been planned, then the calculation of the elevation of each channel can be done. Calculation of elevation from tertiary to primary channels. If the water level elevation from downstream of the primary channel is lower than the water level elevation of the Kandilo River, then backwater will occur and

supporting facilities such as water pumps, sluice gates or reservoirs need to be planned.

This Final Project produces a drainage system plan for Tanah Grogot Airport. The rainfall plan used is 5 year frequency rainfall which is 127 mm. Discharge flowing in the primary channel is 3,802 m^3/s. The main channel is planned to be in the form of a trapezoid with a base width of 2 meters, a height of 1.5 meters and a side slope of 1: 1. Backwater occurs in two parts, the river mouth with the Makassar Strait and the airport mouth drainage system with the River Kandilo. Backwater in river mouths does not affect airport drainage systems. Backwater occurs as high as 1.5 meters between the primary channel and the river candilo. Planned a detention pond capacity of 75 meters x 50 meters with a depth of 2.5 meters. The pond is supported by two pumps with a capacity of 2 m3 / s and a door with dimensions of 2.5 x 0.8 meters.

Keywords: Airport, Tanah Grogot, Drainage, Backwater, Kandilo River

Kata Pengantar

Atas berkat dan rahmat dari Allah SWT penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul "Perencanaan Sistem Drainase Bandar Udara Tanah Grogot" ini tepat pada waktunya. Selama penyusunan tugas akhir ini penulis menghadapi banyak kendala. Kendala tersebut penulis selesaikan dengan bantuan dari berbagai pihak, oleh karenanya penulis ingin menyampaikan terima kasih yang sebesar besarnya kepada:

1. Keluarga penulis yang selalu memberikan dukungan dan memberikan motivasi serta selalu mendoakan penulis agar dapat menyelesaikan tugas akhir ini
2. Bapak Dr. Mahendra Andiek Maulana, ST., MT., dan Bapak Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T selaku dosen pembimbing penulis yang telah memberikan bimbingan dan arahan untuk penulis selama penyusunan tugas akhir ini
3. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo M.Sc, dan Bapak Dr. Ir. Edijatno, DEA selaku dosen pengampu mata kuliah Teknik Penulisan Ilmiah yang senantiasa membimbing penulisan tugas akhir ini
4. Tim Pemandu LKMM TM ITS 2020 yang selalu mengingatkan penulis untuk menyelesaikan tugas akhir ini, dan selalu memberikan dukungan moral kepada penulis
5. Rizaldi, Dhita, Dhika, dan Calista selaku teman seperjuangan di bidnag hidroteknik yang berjuang bersama penulis untuk menyelesaikan Tugas Akhir masing masing, dan selalu membantu penulis ketika penulis dalam kesulitan menyusun Tugas Akhir ini
6. Kawan kawan S59 untuk dukungan dan motivasinya

Penulis berharap tugas akhir ini menjadi keberkahan untuk penulis dan menjadi manfaat untuk pembacanya di kemudian hari. Segala bentuk masukan dan saran dari pembaca sangat penulis harapkan.

Surabaya, Juni 2020

Penulis

Daftar Isi

Abstrak iv
Kata Pengantar viii
Daftar Isi x
Daftar Gambar xii
Daftar Tabel xiii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan 3
1.4 Batasan Masalah 3
1.5 Manfaat Penelitian 3
1.6 Lokasi Perencanaan 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Hujan Rata-Rata Kawasan 5
2.1.1 Metode Rata Rata Aritmatik 5
2.1.2 Metode Poligon *Thiessen* 6
2.1.3 Metode *Isohyet* 6
2.2 Koefisien Pengaliran 7
2.3 Distribusi Probabilitas Kontinu 8
2.3.1 Distribusi *Log Pearson* III 8
2.3.2 Distribusi Gumbel 10
2.4 Uji Distribusi Data Hujan 12
2.5 Waktu Konsentrasi 16
2.6 Intensitas Hujan 18
2.7 Penampang Saluran 19
2.8 Debit Rencana 20
2.9 Debit Hidrolika 20
2.10 Analisa *Backwater* 22
2.11 Pompa Air, Pintu Air, dan Kolam Tampung 24
2.12 *Inlet* dan *Manhole* Sistem Drainase Bandar Udara 29
BAB III METODOLOGI 33
3.1 Umum 33
3.2 Studi Literatur dan Pengumpulan Data 33
3.3 Perhitungan Debit Rencana 33
3.2.1 Perhitungan Koefisien Pengaliran 33
3.2.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana 34
3.2.3 Perhitungan Waktu Konsentrasi 34
3.2.4 Perhitungan Intensitas Hujan 34

3.2.5 Perhitungan Debit rencana 35
3.4 Perencanaan Sistem Pembuangan ke Sungai Kandilo. 35
3.5 Perhitungan Debit Hidrolika 35
3.6 Perhitungan Elevasi Muka Air 36
3.7 Perencanaan Pompa Air, Pintu Air, atau Kolam Tampung..... 36
BAB IV PEMBAHASAN 39
4.1 Analisis Hidrologi 39
4.1.1. Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang 39
4.1.2. Perhitungan Koefisien Pengaliran 49
4.1.3. Perhitungan Waktu Konsentrasi 56
4.1.4. Perhitungan Intensitas Hujan..... 64
4.1.5. Perhitungan Debit Banjir Rencana 66
4.2 Analisis Hidrolika..... 67
4.2.1 Perencanaan Dimensi Saluran 67
4.2.2 Perhitungan Debit Hidrolika..... 73
4.3 Analisis *Backwater*..... 74
4.4 Analisis Kolam Tampung dan Pompa..... 85
4.5 Analisis Pintu Kolam..... 94
4.5.1 Perhitungan Ketebalan Pintu 94
4.5.2 Pengoperasian Pintu Air..... 99
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN 109
5.1 Kesimpulan..... 109
5.2 Saran..... 110
Daftar Pustaka 111
BIODATA PENULIS..... 113

Daftar Gambar

Gambar 1. 1 Lokasi Bandar Udara 4

Gambar 2. 1 Penampang Saluran Persegi 19
Gambar 2. 2 Penampang Saluran Trapesium 20
Gambar 2. 3 Skema Terjadi Backwater 22
Gambar 2. 4 Skema Tidak Terjadi Backwater 23
Gambar 2. 5 Diagram Backwater 23
Gambar 2. 6 Skema Pintu Air 26
Gambar 2. 7 Analisis Kolam Tampung 27
Gambar 2. 8 Analisis Kolam Tampung 28
Gambar 2. 9 Grate Inlet dan Curb Open Inlet 30
Gambar 2. 10 Combination Inlet dan Slotted Drain Inlet 30
Gambar 2. 11 Potongan Melintang Manhole 31
Gambar 2. 12 Sketsa Manhole 31

Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan 37

Gambar 4. 1 Layout Bandar Udara 50
Gambar 4. 2 Skema Aliran 52
Gambar 4. 3 Skema Aliran 53
Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Runway 56
Gambar 4. 5 Sketsa Panjang Aliran 56
Gambar 4. 6 Kecepatan Maksimum FAA 62
Gambar 4. 7 Ketersediaan Dimensi Pipa Beton 70
Gambar 4. 8 Skema Hidrograf 85
Gambar 4. 9 Hidrograf Saluran Primer 2 86
Gambar 4. 10 Rencana Lokasi Kolam Tampung 88
Gambar 4. 11 Perbandingan Debit Inflow dan Outflow Kolam Tampung 93
Gambar 4. 12 Perbandingan Volume Inflow dan Outflow Kolam Tampung 94
Gambar 4. 13 Sketsa Pintu 95
Gambar 4. 14 Sketsa Diagram Gaya 96
Gambar 4. 15 Sketsa Diagram gaya 97
Gambar 4. 16 Perbandingan Volume inflow dengan Outflow Kolam Tampung 106
Gambar 4. 17 Perubahan Tampungan Kolam Tampung 107

Daftar Tabel

Tabel 2. 1 Koefisien Pengaliran.....7
Tabel 2. 2 Nilai K 9
Tabel 2. 3 Nilai Reduced Standard 11
Tabel 2. 4 Nilai Reduced Mean 12
Tabel 2. 5 Interpretasi Nilai Chi Kuadrat 14
Tabel 2. 6 Interpretasi Nilai Smirnov Kolmogorof.....16
Tabel 2. 7 Nilai Kekasaran Manning 21
Tabel 2. 8 Jarak antar Manhole.....32

Tabel 3. 1 Jadwal Pelaksanaan Tugas Akhir 38

Tabel 4. 1 Data Hujan Maksimal Tahunan 39
Tabel 4. 2 Pemilihan Distribusi Data.....39
Tabel 4. 3 Perhitungan Standard Deviasi 40
Tabel 4. 4 Perhitungan Log Xi 42
Tabel 4. 5 Interval Peluang.....43
Tabel 4. 6 Nilai Variabel Reduksi Gauss.....44
Tabel 4. 7 Nilai Log Ri 45
Tabel 4. 8 Nilai Oi dan Ei.....45
Tabel 4. 9 Perhitungan Peluang 46
Tabel 4. 10 Perhitungan Nilai D 47
Tabel 4. 11 Nilai CS 48
Tabel 4. 12 Interpolasi Nilai CS 48
Tabel 4. 13 Perhitungan Curah Hujan Rencana.....49
Tabel 4. 14 Perhitungan Koefisien Pengaliran 55
Tabel 4. 15 Perhitungan Panjang Aliran.....59
Tabel 4. 16 Perhitungan Nilai To 61
Tabel 4. 17 Perhitungan Nilai Tf 63
Tabel 4. 18 Perhitungan Waktu Konsentrasi 64
Tabel 4. 19 Perhitungan Intensitas.....65
Tabel 4. 20 Perhitungan Debit Hidrologi.....66
Tabel 4. 21 Luas Penampang Basah 67
Tabel 4. 22 Perencanaan Dimensi Saluran Surface 69
Tabel 4. 23 Perencanaan Dimensi Saluran Surface 72
Tabel 4. 24 Perhitungan Debit Hidrolika.....73
Tabel 4. 25 Pasang Surut Selat Makassar.....75
Tabel 4. 26 Perhitungan Backwater Selat Makassar.....77
Tabel 4. 27 Pengaruh Backwater Sungai Kandilo 83
Tabel 4. 28 Perhitungan Volume Kolam Tampung.....87

Tabel 4. 29 Perhitungan Tinggi Air Kolam Tampung.....89
Tabel 4. 30 Perencanaan Operasional Pompa.....91
Tabel 4. 31 Debit Outflow Melalui Pintu Tiap Elevasi 100
Tabel 4. 32 Perencanaan Pengoperasian Pintu 102
Tabel 4. 33 Operasional Pintu dan Pompa.....105

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Fungsi bandar udara adalah untuk pergerakan pesawat di darat menuju udara maupun sebaliknya *(Undang Undang No. 1 Tahun 2009 Tentang Penerbangan dan PM.69 Perhubungan Tahun 2013 tentang Tatanan Kebandarudaraan Nasional)*. Ketika pesawat sedang *take off*, pesawat memerlukan kecepatan yang sesuai untuk memberikan gaya angkat pada pesawat. Pesawat tidak mampu mencapai kecepatan maksimumnya jika kondisi *runway* tergenang air *(Advisory Circular 91-79A CHG2 Federal Aviation Administration)*. Sistem pendukung pesawat lainnya seperti pengisi bahan bakar, pengangkut kargo dari *Apron* ke pesawat, maupun garbarata tidak dapat mendukung pesawat jika bandar udara tergenang air. Tergenangnya bandar udara dapat menghentikan operasional dari bandar udara tersebut. Menggenangnya air di bandar udara juga dapat berdampak pada sulitnya akses penumpang pesawat untuk mencapai bandar udara. Menurut AC 150/5320-5D (*Advisory circular* yang dikeluarkan oleh *Federal Aviation Administration* nomor 150/5320-5D) tentang *Airport Drainage Design*, ketinggian genangan maksimal di *runway* adalah sebesar 10 cm. Genangan air yang terjadi di kawasan bandar udara harus sesegera mungkin dialirkan ke suatu tempat. Pengaliran genangan ini memerlukan sebuah sistem drainase yang mampu mengalirkan genangan dan air lain yang ada di bandara.

Bandar Udara Tanah Grogot masih dalam tahap perencanaan, sehingga belum memiliki perencanaan sistem drainase. Ketidak adanya perencanaan sistem drainase dapat menjadi potensi munculnya genangan air pada Bandar Udara Tanah Grogot. Perencanaan yang direncanakan harus menyesuaikan dengan peraturan yang berlaku tentang desain dari sistem drainase bandar udara. Hal ini dikarenakan perencanaan sistem drainase bandar udara memiliki aturan yang ketat dan

perencanaannya berbeda dari perencanaan sistem drainase pada umumnya.

Bandar Udara Tanah Grogot perlu dilengkapi dengan sebuah sistem drainase yang dapat mengalirkan air yang ada ke Sungai Kandilo. Sungai Kandilo adalah sungai yang bermuara ke Selat Makassar. Dekatnya sungai kandilo dengan Selat Makassar memungkinkan muka air Sungai Kandilo terpengaruh pasang surut air laut. Pasang surut air laut bisa membuat aliran *backwater* pada aliran drainase yang bermuara ke Sungai Kandilo. Sistem drainase tersebut juga harus mempertimbangkan aliran *backwater* yang mungkin terjadi agar air tidak kembali menggenang di Bandar Udara Tanah Grogot. Perencanaan sistem drainase yang baik akan mencegah terjadinya genangan pada Bandar Udara Tanah Grogot.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam perencanaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Berapa curah hujan rencana pada perencanaan sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot?
2. Bagaimana batas *catchment area* sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot?
3. Berapa besar debit yang masuk ke dalam sistem drainase dari Bandar Udara Tanah Grogot?
4. Berapa elevasi minimal bandar udara tanah grogot?
5. Bagaimana sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot?
6. Bagaimana pengaliran air dari Bandar Udara Tanah Grogot ke Sungai Kandilo?
7. Bagaimana aliran *backwater* dari sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot dengan Sungai Kandilo?
8. Bagaimana fasilitas pendukung sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot?
9. Bagaimana pola operasi sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot?

1.3 Tujuan

Tujuan perencanaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Menghitung curah hujan rencana pada perencanaan sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot
2. Merencanakan batas *catchment area* sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot
3. Merencanakan besar debit yang masuk ke dalam sistem drainase dari Bandar Udara Tanah Grogot
4. Menghitung elevasi minimal bandar udara tanah grogot
5. Merencanakan sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot
6. Merencanakan pengaliran air dari Bandar Udara Tanah Grogot ke Sungai Kandilo
7. Menghitung aliran *backwater* dari sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot dengan Sungai Kandilo
8. Merencanakan fasilitas pendukung sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot
9. Merencanakan pola operasi sistem drainase bandar udara tanah grogot

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

a) Tidak memperhitungkan struktur *Apron*, struktur perkuatan *runway*, struktur perkuatan *taxiway* Bandar Udara Tanah Grogot
b) Perhitungan dan perencanaan hanya berada di area Bandar Udara Tanah Grogot
c) Tidak memperhitungkan sedimentasi yang terjadi
d) Perencanaan aliran *subsurface* hanya di area *Apron*, *Runway*, dan *Taxiway*

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat yang didapat dari tugas akhir ini adalah didapatkannya perencanaan sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot.

1.6 Lokasi Perencanaan

Bandar Udara Tanah Grogot terletak di Rantau Panjang, Tanah Grogot, Kabupaten Paser, Kalimantan Timur. Lokasinya dekat dengan selat Makassar.

Gambar 1. 1 Lokasi Bandar Udara

Sumber: Google Earth, diakses 6 Februari 2020 09:45 WIB

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Hujan Rata-Rata Kawasan

Debit aliran yang masuk ke dalam sistem drainase bandara ditentukan dari data hujan rata rata. Data hujan tidak selalu ada di semua tempat, sehingga diperlukan pendekatan untuk mendapatkan tinggi hujan rata rata. Terdapat 3 pendekatan, yaitu metode rata rata aritmatik, metode *polygon thiessen*, dan metode *isohyet*.

2.1.1 Metode Rata Rata Aritmatik

Metode ini dilakukan dengan merata rata pengukuran curah hujan di pos penakar penakar hujan di dalam area yang ditinjau. Rumus ini mengacu pada rumus rata rata aritmatik kalkulus, yaitu

$$R_{rata-rata} = \frac{1}{n}\,(R1 + R2 + \cdots + Rn) \qquad (2.1.1)$$

dimana:

R = Curah Hujan

n = banyaknya data

Jumlah data di perhitungan ini adalah jumlah stasiun hujan yang ada di sekitar lokasi pengukuran. Seluruh data curah hujan dijumlahkan dan dibagi dengan jumlah data yang ada, sehingga didapatkanlah rata rata curah hujan pada suatu area tertentu.

2.1.2 Metode Poligon *Thiessen*

Metode *poligon thiessen* adalah metode yang beranggapan bahwa setiap stasiun hujan dibatasi oleh sebuah garis melintang yang berada di tengah antara stasiun hujannya. Garis garis yang ada membentuk sebuah area area polygon. Menurut teori *Thiessen*, setiap stasiun hujan mewakili rata rata hujan dari area area tersebut. Sehingga perhitungan rata rata hujan tiap stasiun dikalikan dengan luasan area tiap stasiun yang terbentuk. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$R = \frac{A1\ x\ R1 + A2\ x\ R2 + \cdots + An\ x\ Rn}{A1 + A2 + \cdots + An} \quad (2.1.2)$$

dimana:

R = Curah hujan rata rata
Ri = Curah hujan yang terhitung di stasiun hujan i
Ai = Luas area *thiessen* yang terbentuk di stasiun hujan

2.1.3 Metode *Isohyet*

Metode *Isohyet* adalah metode dengan menggunakan garis garis imajiner yang menghubungkan antara titik titik dengan tinggi curah hujan yang sama. Setiap titik yang memiliki curah hujan yang sama, dihubungkan hingga antar garis garis imajiner tersebut membentuk sebuah area luasan. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$R = \frac{A1\ \frac{I1 + I2}{2} + A2\ \frac{I2 + I3}{2} + \cdots +\ An\ \frac{I_n + I_{n+1}}{2} +}{A1 + A2 + \cdots + An} \quad (2.1.3)$$

dimana:

R = curah hujan rata rata
Ai = Luasan yang terbentuk dari garis *isohyet* 1 dan garis *isohyet* 2
Ii = garis *isohyet* ke i

2.2 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu koefisien yang menunjukan perbandingan antara besarnya jumlah air yang dialirkan oleh suatu jenis permukaan terhadap jumlah air yang ada yang disebabkan oleh air hujan *(SNI 03-3424-1994).* Rumus yang digunakan dalam perhitungan koefisien pengaliran adalah sebagai berikut:

$$C_{Gabungan} = \frac{C1 * A1 + C2 * A2 + \cdots + Cn * An}{A1 + A2 + \cdots + An} \quad (2.2)$$

dimana:

C gab = adalah koefisien pengaliran dari suatu daerah yang ditinjau

Ci = koefisien pengaliran dari suatu permukaan

Ai = luasan permukaan yang memiliki koefisien pengaliran yang sama

Koefisien pengaliran suatu permukaan didapatkan dari SNI 03-3424-1994, seperti yang ditampilkan pada tabel 2.1 berikut

Tabel 2. 1 Koefisien Pengaliran

No	Kondisi Permukaan Tanah	C
1	Jalan beton dan jalan aspal	0,70-0,95
2	Jalan kerikil dan jalan tanah	0,40-0,70
3	Bahu jalan dari tanah berbutir halus	0,40-0,55
4	Bahu jalan dari tanah berbutir kasar	0,10-0,20
5	Bahu jalan dari batuan masih keras	0,70-0,85
6	Bahu jalan dari batuan masih lunak	0,60-0,75
7	Daerah perkotaan	0,70-0,95
8	Daerah pinggiran kota	0,60-0,70
9	Daerah industri	0,60-0,90
10	Pemukiman padat	0,40-0,60
11	Pemukiman tidak padat	0,40-0,60
12	Taman dan kebun	0,45-0,60
13	Persawahan	0,70-0,80
14	Perbukitan	0,70-0,80
15	Pegunungan	0,75-0,90

Sumber: Tabel 9 SNI 03-3424-1994

2.3 Distribusi Probabilitas Kontinu

2.3.1 Distribusi *Log Pearson* III

Perhitungan distribusi *Log pearson* tipe III menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Log\ R = \overline{Log\ R} + k * \overline{(Sd * Log\ R)} \quad (2.3.1.1)$$

dimana:

Log R = Logaritma curah hujan (mm/hari)
K = Faktor sifat distribusi *Log pearson* III
$\overline{Log\ R}$ = Nilai rata rata
$\overline{Sd}$ = Nilai deviasi standar dari Log R

Nilai $\overline{Log\ R}$ didapat dari perhitungan dengan rumus berikut:

$$Log\ R = \frac{\Sigma\ Log\ Ri}{n} \quad (2.3.1.2)$$

dimana:

n = Jumlah Data
Log Ri = Logaritma Curah Hujan

Nilai $\overline{Sd * Log\ R}$ didapatkan dari perhitungan dengan rumus berikut:

$$\overline{Sd * Log\ R} = \sqrt{\frac{\Sigma(Log\ Ri - \overline{Log\ R})^2}{n-1}} \quad (2.3.1.3)$$

Nilai K didapatkan dari perhitungan yang hasilnya telah dirangkum dalam tabel 2.2

Tabel 2. 2 Nilai K

Kemencengan (Cs)	Periode Ulang Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,595
0.2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,580
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,501
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1, 880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber: Soewarno, 1995

Nilai kemencengan (CS) didapatkan dari perhitungan dengan menggunakan rumus berikut:

$$CS = \frac{n\,\Sigma\,(Log\ Ri - \overline{Log\ R})^2}{(n-1)(n-2)(\overline{S * Log\ R})^3} \quad (2.3.1.4)$$

dimana:

Cs = Nilai Kemencengan
$\overline{Log\ R}$ = Nilai Rata Rata
$\bar{S}$ = Nilai Deviasi Standar dari Log R
n = Jumlah Data
Log Ri = Logaritma Curah Hujan

2.3.2 Distribusi Gumbel

Perhitungan curah hujan rencana adalah dengan menggunakan rumus rumus statistik. Rumus yang sesuai dengan perhitungan curah hujan rencana adalah rumus distribusi probabilitas gumbel. Rumus distribusi probabilitas gumbel sebagai berikut:

$$X_T = X + S * K \quad (2.3.2.1)$$

dimana:

X_T = hujan rencana (mm)
S = Standard Deviasi data hujan
K = Faktor Frekuensi Gumbel

Besarnya nilai K didapatkan dari rumus berikut:

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} \quad (2.3.2.2)$$

dimana:

Yt = *reduced variate*
Sn = *Reduced Standard*
Yn = *Reduced Mean*

Nilai Yt didapatkan dari perhitungan berikut:

$$Yt = -\ln(\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)) \quad (2.3.2.3)$$

dimana:

Yt = *reduced variate*

T = periode ulang

Nilai Sn didapatkan dari perhitungan yang telah disederhanakan dalam tabel 2.3

Tabel 2. 3 Nilai Reduced Standard

N	Sn	N	Sn	N	Sn
10	0.9497	41	1.1436	71	1.1863
11	0.9676	42	1.1458	72	1.1873
12	0.9833	43	1.148	73	1.1881
13	0.9972	44	1.149	74	1.189
14	1.0098	45	1.1518	75	1.1898
15	1.0206	46	1.1538	76	1.1906
16	1.0316	47	1.1557	77	1.1915
17	1.0411	48	1.1574	78	1.1923
18	1.0493	49	1.159	79	1.193
19	1.0566	50	1.1607	80	1.1938
20	1.0629	51	1.1623	81	1.1945
21	1.0696	52	1.1638	82	1.1953
22	1.0754	53	1.1653	83	1.1959
23	1.0811	54	1.1667	84	1.1967
24	1.0864	55	1.1681	85	1.1973
25	1.0914	56	1.1696	86	1.198
26	1.0961	57	1.1708	87	1.1987
27	1.1004	58	1.1721	88	1.1994
28	1.1047	59	1.1734	89	1.2001
29	1.1086	60	1.1747	90	1.2007
30	1.1124	61	1.1759	91	1.2013
31	1.1159	62	1.177	92	1.202
32	1.1193	63	1.1782	93	1.2026
33	1.1226	64	1.1793	94	1.2032
34	1.1255	65	1.1803	95	1.2038
35	1.1285	66	1.1814	96	1.2044
36	1.1313	67	1.1824	97	1.2049
37	1.1339	68	1.1834	98	1.2055
38	1.1363	69	1.1844	99	1.206
39	1.1388	70	1.1854	100	1.2065
40	1.1413				

Nilai Yn didapatkan dari perhitungan yang telah disederhanakan dalam tabel berikut:

Tabel 2. 4 Nilai Reduced Mean

N	Yn	N	Yn	N	Yn
10	0.4952	41	0.5442	71	0.555
11	0.4996	42	0.5448	72	0.5552
12	0.5035	43	0.5453	73	0.5555
13	0.507	44	0.5458	74	0.5557
14	0.51	45	0.5463	75	0.5559
15	0.5128	46	0.5468	76	0.5561
16	0.5157	47	0.5473	77	0.5563
17	0.5181	48	0.5477	78	0.5565
18	0.5202	49	0.5481	79	0.5567
19	0.522	50	0.5485	80	0.5569
20	0.5236	51	0.5489	81	0.557
21	0.5252	52	0.5493	82	0.5672
22	0.5268	53	0.5497	83	0.5574
23	0.5283	54	0.5501	84	0.5576
24	0.5296	55	0.5504	85	0.5578
25	0.5309	56	0.5508	86	0.558
26	0.532	57	0.5511	87	0.5581
27	0.5332	58	0.5515	88	0.5583
28	0.5343	59	0.5518	89	0.5585
29	0.5353	60	0.5521	90	0.5586
30	0.5362	61	0.5524	91	0.5587
31	0.5371	62	0.5527	92	0.5589
32	0.538	63	0.553	93	0.5591
33	0.5388	64	0.5533	94	0.5591
34	0.5396	65	0.5535	95	0.5593
35	0.5402	66	0.5538	96	0.5595
36	0.541	67	0.554	97	0.5596
37	0.5418	68	0.5543	98	0.5598
38	0.5424	69	0.5545	99	0.5599
39	0.543	70	0.5548	100	0.56
40	0.5436				

2.4 Uji Distribusi Data Hujan

Distribusi data hujan diuji dengan menggunakan pengujian Chi-Kuadrat dan Uji Smirnov Kolmogorof.

2.4.1 Metode *Chi*-Kuadrat

Chi-Kuadrat atau kai kuadrat menggunakan rumus berikut:

$$X^2 = \sum_{i=1}^{G} \frac{(Oi-Ei)^2}{Ei} \quad (2.4.1.1)$$

dimana:

X^2 = Harga *Chi* Kuadrat
G = Jumlah Kelas
Oi = Frekuensi yang terbaca pada keals yang sama
Ei = Frekuensi yang diharapkan sesuai pembagian kelasnya

Nilai G didapatkan dari Persamaan *Sturges*

$$G = 1 + 3.332\ Log\ n \quad (2.4.1.2)$$

dimana:

n = Jumlah data

Prosedur pengujian menggunakan metode *chi* kuadrat ini adalah sebagai berikut:

a. Data pengamatan hujan diurutkan dari yang terbesar ke yang terkecil
b. Data dikelompokan kedalam kelas kelas data yang berjumlah G. Tiap kelas harus mengandung minimal 4 data
c. Data pengamatan dijumlahkan sebesar Oi tiap tiap sub grup
d. Data dari persamaan distribusi dijumlahkan sebesar Ei
e. Perhitungan nilai $(Oi - Ei)^2$ dan $\frac{(Oi-Ei)^2}{Ei}$
f. Nilai $\frac{(Oi-Ei)^2}{Ei}$ tiap sub grup dijumlahkan
g. Perhitungan derajat kebebasan

Interpretasi hasil uji *Chi* Kuadrat atau Kai Kuadrat adalah sebagai berikut:

a. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima
b. Apabila peluang nilainya antara 1% hingga 5%, maka keputusan tidak dapat diambil. Membutuhkan data tambahan.
c. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi yang digunakan tidak dapat diterima

Interpretasi hasil uji *Chi* Kuadrat dapat dilihat di tabel 2.5

Tabel 2. 5 Interpretasi Nilai *Chi* Kuadrat

DF	Probabilitas				
	0.5	0.1	0.05	0.01	0.05
1	0.45494	2.70554	3.84146	6.63490	3.84146
2	1.38629	4.60517	5.99146	9.21034	5.99146
3	2.36597	6.25139	7.81473	11.34487	7.81473
4	3.35669	7.77944	9.48773	13.27670	9.48773
5	4.35146	9.23636	11.07050	15.08627	11.07050
6	5.34812	10.64464	12.59159	16.81189	12.59159
7	6.34581	12.01704	14.06714	18.47531	14.06714
8	7.34412	13.36157	15.50731	20.09024	15.50731
9	8.34283	14.68366	16.91898	21.66599	16.91898
10	9.34182	15.98718	18.30704	23.20925	18.30704
11	10.34100	17.27501	19.67514	24.72497	19.67514
12	11.34032	18.54935	21.02607	26.21697	21.02607
13	12.33976	19.81193	22.36203	27.68825	22.36203
14	13.33927	21.06414	23.68479	29.14124	23.68479
15	14.33886	22.30713	24.99579	30.57791	24.99579
16	15.33850	23.54183	26.29623	31.99993	26.29623
17	16.33818	24.76904	27.58711	33.40866	27.58711
18	17.33790	25.98942	28.86930	34.80531	28.86930
19	18.33765	27.20357	30.14353	36.19087	30.14353
20	19.33743	28.41198	31.41043	37.56623	31.41043
21	20.33723	29.61509	32.67057	38.93217	32.67057
22	21.33704	30.81328	33.92444	40.28936	33.92444
23	22.33688	32.00690	35.17246	41.63840	35.17246
24	23.33673	33.19624	36.41503	42.97982	36.41503
25	24.33659	34.38159	37.65248	44.31410	37.65248
26	25.33646	35.56317	38.88514	45.64168	38.88514
27	26.33634	36.74122	40.11327	46.96294	40.11327
28	27.33623	37.91592	41.33714	48.27824	41.33714
29	28.33613	39.08747	42.55697	49.58788	42.55697
30	29.33603	40.25602	43.77297	50.89218	43.77297
31	30.33594	41.42174	44.98534	52.19139	44.98534
32	31.33586	42.58475	46.19426	53.48577	46.19426
33	32.33578	43.74518	47.39988	54.77554	47.39988
34	33.33571	44.90316	48.60237	56.06091	48.60237
35	34.33564	46.05879	49.80185	57.34207	49.80185
36	35.33557	47.21217	50.99846	58.61921	50.99846
37	36.33551	48.36341	52.19232	59.89250	52.19232
38	37.33545	49.51258	53.38354	61.16209	53.38354
39	38.33540	50.65977	54.57223	62.42812	54.57223
40	39.33534	51.80506	55.75848	63.69074	55.75848
41	40.33529	52.94851	56.94239	64.95007	56.94239
42	41.33525	54.09020	58.12404	66.20624	58.12404
43	42.33520	55.23019	59.30351	67.45935	59.30351
44	43.33516	56.36854	60.48089	68.70951	60.48089
45	44.33512	57.50530	61.65623	69.95683	61.65623
46	45.33508	58.64054	62.82962	71.20140	62.82962

LANJUTAN TABEL 2.5 Interpretasi Nilai *Chi* Kuadrat

47	46.33504	59.77429	64.00111	72.44331	64.00111
48	47.33500	60.90661	65.17077	73.68264	65.17077
49	48.33497	62.03754	66.33865	74.91947	66.33865
50	49.33494	63.16712	67.50481	76.15389	67.50481

Nilai Degree of Freedom (DF) didapat dari perhitungan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Df = G - (P + 1) \qquad (2.4.1.3)$$

dimana:

P = Banyaknya parameter yang digunakan

2.4.2 Metode Smirnov Kolmogorof

Metode ini adalah metode yang membandingkan distribusi data (yang akan diuji normalitasnya) dengan distribusi normal baku. Distribusi normal baku adalah data yang telah ditransformasikan ke dalam bentuk Z-Score dan diasumsikan normal. Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametik (non-parametric test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno,1995).

Prosedur pengujian metode smirnov kolmogorof adalah sebagai berikut

a. Data diurutkan dari yang terbesar hingga yang terkecil dan tiap data ditentukan besarnya peluang masing masing data.
b. Tiap tiap data ditentukan nilai peluang teoritisnya dari hasil penggambaran data
c. Perhitungan selisih nilai peluang teoritis dengan nilai peluang pengamatan. Nilai selisih yang dihitung dicari nilai yang terbesar.
d. Penentuan nilai Do berdasarkan tabel nilai kritis

Interpretasi hasilnya adalah sebagai berikut:

a. Apabila D < Do maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima
b. Apabila D > Do maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima

Nilai kritis untuk pengujian Smirnov Kolmogorof tertera di tabel 2.6 berikut

Tabel 2. 6 Interpretasi Nilai Smirnov Kolmogorof

N	Probabilitas				
	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2
5	0.72896	0.67976	0.60821	0.54560	0.47852
10	0.51545	0.48067	0.43007	0.38580	0.33836
15	0.42086	0.39246	0.35115	0.31500	0.27627
20	0.36448	0.33988	0.30411	0.27280	0.23926
25	0.32600	0.30400	0.27200	0.24400	0.21400
30	0.29760	0.27751	0.24830	0.22274	0.19535
35	0.27552	0.25693	0.22988	0.20622	0.18086
40	0.25773	0.24033	0.21503	0.19290	0.16918
45	0.24299	0.22659	0.20274	0.18187	0.15951
50	0.23052	0.21496	0.19233	0.17253	0.15132
55	0.21979	0.20496	0.18338	0.16450	0.14428
60	0.21043	0.19623	0.17558	0.15750	0.13814
65	0.20218	0.18853	0.16869	0.15132	0.13272
70	0.19482	0.18167	0.16255	0.14582	0.12789
75	0.18822	0.17551	0.15704	0.14087	0.12355
80	0.18224	0.16994	0.15205	0.13640	0.11963
85	0.17680	0.16487	0.14751	0.13233	0.11606
90	0.17182	0.16022	0.14336	0.12860	0.11279
100	0.16300	0.15200	0.13600	0.12200	0.10700

2.5 Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi adalah waktu yang dibutuhkan oleh butiran air untuk bergerak dari titik terjauh pada daerah pengaliran sampai ke titik pembuangan *(SNI 03 – 3424 – 1994)*. Definisi tersebut memberikan gambaran bahwa waktu konsentrasi adalah waktu pergerakan air dalam lintasan, sehingga rumus yang diperlukan adalah sebagai berikut:

$$tc = (\frac{0.87 * L^2}{1000 * S})^2 \qquad (2.5.1)$$

dimana:

tc = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang lintasan air dari titik terjauh hingga titik yang ditinjau (km)

S = Kemiringan rata rata daerah lintasan air

Rumus tersebut dapat digunakan untuk saluran yang memiliki panjang di atas 400 meter. Untuk saluran yang memiliki panjang lebih rendah dari 400 meter, perhitungan waktu konsentrasi menggunakan persamaan berikut:

$$tc = to + tf \quad (2.5.2)$$

dimana:

to = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir dari permukaan hingga intake (jam)

tf = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir di sepanjang saluran (jam)

Besarnya nilai to didapat dari perhitungan menggunakan rumus berikut:

Rumus Kerby

$$to = 1.44\ (\frac{Lo}{\sqrt{S}})^{0.467} \quad (2.5.3)$$

Rumus Kirpich

$$to = 0.0195\ (\frac{Lo}{\sqrt{S}})^{0.77} \quad (2.5.4)$$

dimana:

to = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir dari permukaan hingga intake (jam)

Lo = Jarak titik terjauh dengan saluran (m)

S = Kemiringan daerah aliran

Nilai tf didapatkan dari perhitungan dengan menggunakan rumus:

$$tf = \frac{L}{V} \quad (2.5.5)$$

dimana:

tf = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir di sepanjang saluran (jam)
L = Panjang Saluran (m)
V = Kecepatan di saluran (m/jam)

2.6 Intensitas Hujan

Intensitas hujan adalah besarnya curah hujan maksimum yang akan diperhitungkan dalam desain drainase *(SNI 03 – 3424 – 1994)*. Perhitungan intensitas hujan dapat menggunakan rumus mononobe, yaitu:

$$I = \frac{R_{24}}{24} * (\frac{24}{T})^{\frac{2}{3}} \quad (2.6.1)$$

dimana:

I = Intensitas Hujan (mm/jam)
R24 = curah hujan rencana yang akan digunakan (mm)
tc = Waktu konsentrasi (jam)

Metode lain yang dapat digunakan adalah metode Talbot, metode Sherman, dan metode Ishiguro.

Metode Talbot

$$I = \frac{2400}{tc + 20} \quad (2.6.2)$$

dimana:

I = Intensitas Hujan (mm/jam)
tc = Waktu konsentrasi (jam)

2.7 Penampang Saluran

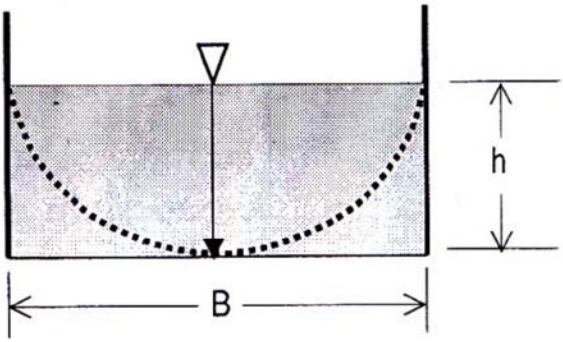
Penampang saluran didesain agar mampu mengalirkan debit semaksimal mungkin untuk luas penampang basah, kekasaran dan kemiringan tertentu. Untuk saluran drainase, penampang saluran bisa didesain sebagai berikut:

- **Penampang Persegi**

Menurut Supirin (2004), penampang melintang saluran persegi dengan lebar dasar "B", kedalaman air "h", luas penampang basah "A", dan keliling basah "P", dapat dituliskan dengan rumus:

$$A = Bh \quad (2.7.1)$$

$$P = B + 2h \quad (2.7.2)$$



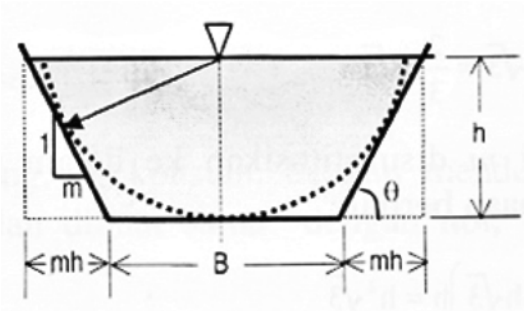
Gambar 2. 1 Penampang Saluran Persegi
Sumber: Supirin, 2004

- **Penampang Trapesium**

Menurut Supirin (2004), penampang melintang saluran trapesium dengan lebar dasar "B", kedalaman air "h", luas penampang basah "A", keliling basah "P", dan kemiringan dinding 1:m dapat dituliskan dengan rumus:

$$A = (B + mh)h \quad (2.7.3)$$

$$P = B + 2h\sqrt{m^2 + 1} \quad (2.7.4)$$



Gambar 2. 2 Penampang Saluran Trapesium
Sumber: Supirin, 2004

2.8 Debit Rencana

Debit adalah volume air yang mengalir melewati suatu penampang melintang saluran atau jalur air per satuan *waktu (SNI 03-3424-1994)*. Debit rencana dihitung dengan menggunakan rumus rasional, yaitu:

$$Q = \frac{1}{3.6} * C * I * A \quad (2.8)$$

dimana:

Q = Debit hidrologi rencana (m^3/detik)
C = Koefisien Pengaliran
I = Intensitas Hujan yang terjadi (mm/jam)
A = Luas daerah pengaliran (km^2)

2.9 Debit Hidrolika

Debit hidrolika dihitung berdasarkan kecepatan dan luas penampang dari salurannya, sehingga rumus yang digunakan dalam bagian ini adalah;

$$Q = V * A \quad (2.9.1)$$

dimana:

Q = Debit Hidrolika (m^3/detik)
V = Kecepatan Aliran (m^2/detik)
A = Luas Penampang (m^2)

Kecepatan saluran dihitung berdasarkan rumus Manning sebagai berikut:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{1/2} \quad (2.9.2)$$

dimana:

n = angka kekasaran *manning* dari permukaan yang dilewati air

R = jari jari hidraulik

I = kemiringan dari saluran

Nilai kekasaran manning didapatkan dari SNI 03-3424-1994, yang dapat dilihat dalam tabel 2.7 berikut

Tabel 2. 7 Nilai Kekasaran Manning

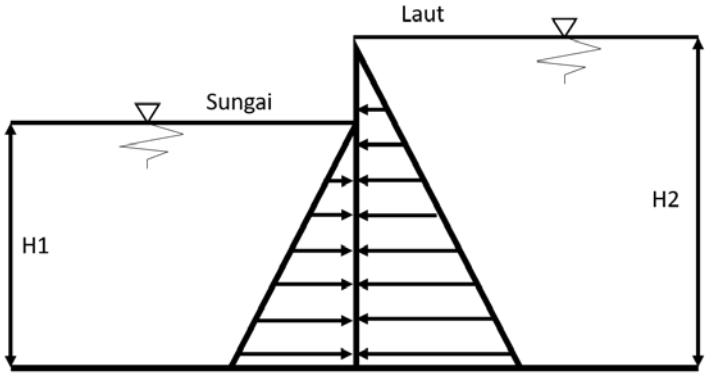
No.	Tipe Saluran	Baik Sekali	Baik	Sedang	Jelek
SALURAN BUATAN					
1	Saluran tanah, lurus teratur	0,017	0,020	0,023	0,025
2	Saluran tanah yang dibuat dengan excavator	0,023	0,028	0,030	0,040
3	Saluran pada dinding batuan, lurus, teratur	0,020	0,030	0,033	0,035
4	Saluran pada dinding batuan, tidak lurus, tidak teratur	0,035	0,040	0,045	0,045
5	Saluran batuan yang diledakan, ada tumbuh - tumbuhan	0,025	0,030	0,035	0,040
6	Dasar saluran dari tanah, sisi saluran berbatu	0,028	0,030	0,033	0,035
7	Saluran lengkung, dengan kecepatan aliran rendah	0,020	0,025	0,028	0,030
SALURAN ALAM					
8	Bersih, lurus, tidak berpasir, tidak berlobang	0,025	0,028	0,030	0,033
9	Seperti no.8 tetapi ada timbunan atau kerikil	0,030	0,033	0,035	0,040
10	Melengkung, bersih, berlubang dan berdinding pasir	0,033	0,045	0,050	0,055
11	Seperti no.10, dangkal, tidak teratur	0,040	0,045	0,050	0,055
12	Seperti no.10 berbatu dan ada tumbuh - tumbuhan	0,035	0,040	0,045	0,050
13	Seperti no. 11, sebagian berbatu	0,045	0,050	0,055	0,060
14	Aliran pelan, banyak tumbuh – tumbuhan dan berlubang	0,050	0,060	0,070	0,080
15	Banyak tumbuh - tumbuhan	0,075	0,0100	0,0125	0,0150
SALURAN BUATAN, BETON ATAU BATU KALI					
16	Saluran pasangan batu, tanpa penyelesaian	0,025	0,030	0,033	0,035
17	Seperti no.16 tapi dengan penyelesaian	0,017	0,020	0,025	0,030
18	Saluran beton	0,014	0,016	0,019	0,021
19	Saluran beton halus dan rata	0,010	0,011	0,012	0,013
20	Saluran beton pracetak dengan acuan baja	0,013	0,014	0,014	0,015
21	Saluran beton pracetak dengan acuan kayu	0,015	0,016	0,016	0,018

Sumber: Tabel 11 SNI 03-3424-1994

2.10 Analisa *Backwater*

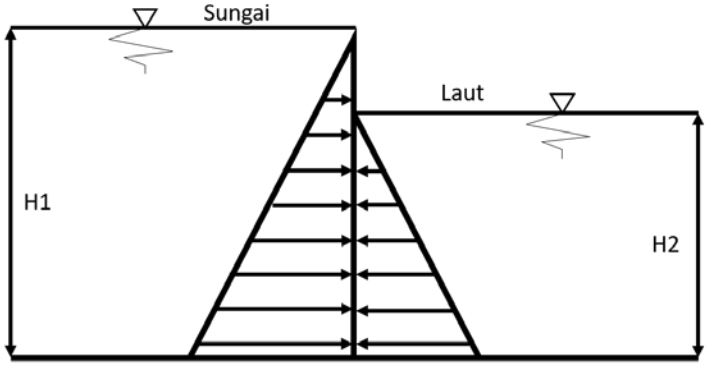
Backwater dianalisa dengan menganalisa elevasi muka air di hilir sungai Kandilo dengan elevasi air laut. Sungai Kandilo bermuara di laut, sehingga ketika air laut sedang pasang, maka ada kemungkinan air laut masuk ke sungai kandilo dan menaikkan elevasi sungai kandilo. Naiknya elevasi sungai kandilo ini yang dikhawatirkan akan menyebabkan terganggunya sistem drainase bandar udara Tanah Grogot. Analisa *backwater* digambarkan pada gambar berikut:

Backwater terjadi ketika besarnya elevasi air laut lebih besar dari elevasi air sungai (H2>H1)

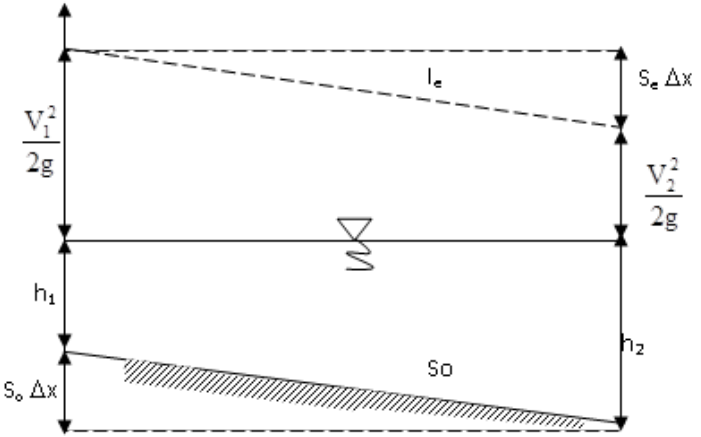


Gambar 2. 3 Skema Terjadi *Backwater*

Backwater tidak terjadi jika besarnya elevasi Sungai Kandilo lebih besar dari elevasi muka air laut (H1>H2)



Gambar 2. 4 Skema Tidak Terjadi *Backwater*



Gambar 2. 5 Diagram *Backwater*

$$H1 = H2 + Hf \quad (2.10.1)$$

$$Z1 + Y1 + \frac{(\alpha 1 \; x \; V1^2)}{2g} = Z2 + Y2 + \frac{(\alpha 2 \; x \; V2^2)}{2g} + Sf \; x \; \Delta x \quad (2.10.2)$$

dimana:

H1	= Tinggi energi di titik 1
H2	= Tinggi energi di titik 2
Y1	= Kedalaman air di potongan 1
Y2	= Kedalaman air di potongan 2
Z1	= elevasi dasar sungai terhadap datum di titik 1
Z2	= elevasi dasar sungai terhadap datum di titik 2
hf	= Sf x Δx
Sf	= kemiringan garis energi
Δx	= panjang pengaruh *backwater*
(α1 x $V1^2$)/2g	= Tinggi kecepatan di hulu
(α2 x $V2^2$)/2g	= Tinggi kecepatan di hilir

2.11 Pompa Air, Pintu Air, dan Kolam Tampung

Pompa adalah suatu peralatan mekanik fluida yang memiliki fungsi memindahkan atau menaikkan fluida dengan cara mendorong fluida langsung secara mekanik, atau dengan cara mengubah energi mekanik menjadi energi tekan atau energi kinetik fluida yang dapat menghisap fluida dari satu tempat dan memancarkannya ke tempat yang diinginkan *(Tata Cara Perencanaan, Pembangunan, dan Operasi Pemeliharaan Sistem Pompa, Direktorat Jendral Cipta Karya, Kementrian Pekerjaan Umum).* Perhitungan pompa air yang dilakukan menyesuaikan aturan tersebut *pasal 2.3.6 tentang Metode dan Prosedur Perhitungan/Analisis.*

Kolam detensi adalah prasarana drainase yang berfungsi untuk menampung sementara air hujan di suatu wilayah. Perencanaan kolam detensi/kolam tampung mengikuti *Tata Cara Perencanaan Drainase Buku Jilid ID, Tata cara Perencanaan Kolam Detensi, Kolam Retensi, dan Sistem Polder Bab IV tentang Perencanaan Teknik Kolam Detensi, Kolam Retensi dan Sistem Polder.*

2.11.1 Analisis Pompa Air

Pompa air direncanakan ketika aliran air di saluran primer sistem drainase bandar udara tidak dapat mengalir secara gravitasi ke sungai kandilo. Pompa juga akan digunakan ketika kolam tampung yang ada tidak mampu menampung debit limpasan yang terjadi. Besarnya debit yang dapat dialirkan oleh pompa dibatasi oleh kemampuan pompa dalam mengalirkan debit air, sehingga debit maksimum yang dapat dipindahkan oleh pompa adalah sebesar debit kapasitas pompa.Perhitungannya menggunakan rumus berikut:

$$Qi - Qo = \frac{d\forall}{dt} \qquad (2.11.1.1)$$

dimana:

Qi = Aliran masuk (m^3 / det)
Qo = Kapasitas Pompa (m^3 / det)
∀ = Volume Tampungan (m^3)
t = Waktu (detik)

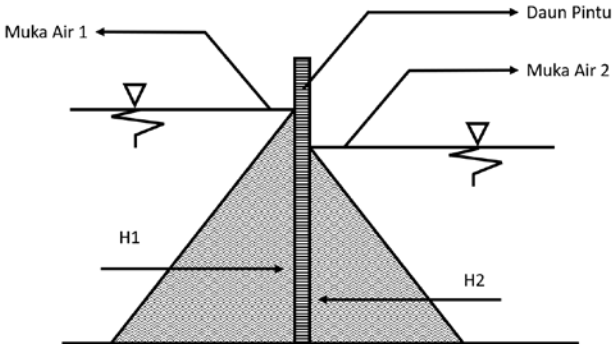
2.11.2 Analisis Pintu Air

Pintu air direncanakan dengan menggunakan pintu air yang dioperasikan secara manual oleh tenaga operator. Perencanaan pintu air ini meliputi perencanaan dimensi pintu air dan perencanaan tebal pelat pintu air. Direncanakan pintu air menggunakan pelat baja. Perencanaan dimensi pintu air diperhitungkan dengan menggunakan rumus berikut:

$$Q = \mu \, x \, b \, x \, h \, x \sqrt{2 \, x \, g \, x \, z} \qquad (2.11.2.1)$$

dimana:

Q = Debit (m^3 / det)
μ = Koefisien Pengaliran (0.7 – 0.8)
b = Lebar Pintu (m)
h = Tinggi Pintu (m)
g = Percepatan gravitasi (9.801 m/det)
z = Kehilangan tekanan akibat pintu (0.1 m)



Gambar 2. 6 Skema Pintu Air

dimana:

H1 = P1 x tinggi muka air x b x 1/2
H2 = P2 x tinggi muka air x b x ½
P1 = Tekanan air di sisi 1
P2 = Tekanan air di sisi 2
b = Lebar Pintu

Perhitungan dimensi pintu air direncanakan dengan menggunakan rumus Black Formula. Rumus Black Formula sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{1}{2}\ x\ k\ x\ \left(\frac{a^2}{a^2 + b^2}\right)\ x\ \left(\frac{b}{t}\right)^2\ x\ P \qquad (2.11.2.2)$$

dimana:

α = Tegangan izin (1400 kg / cm^2)
k = Koefisien (0.8)
a = Lebar pelat (m)
b = Panjang pelat (m)
t = Tebal pelat (m)
P = Beban terpusat (kg)

2.11.3 Analisis Kolam Tampung

Kolam tampung yang dibutuhkan didapatkan dari hasil perhitungan volume limpasan air dari kolam tampungan sementara/*long storage*. Volume limpasan dapat dinyatakan sebagai luas segitiga. Berhubung data yang digunakan adalah hujan harian distribusi setiap waktunya tidak diketahui.

Volume air hujan yang jatuh diatas lahan dihitung dengan rumus:

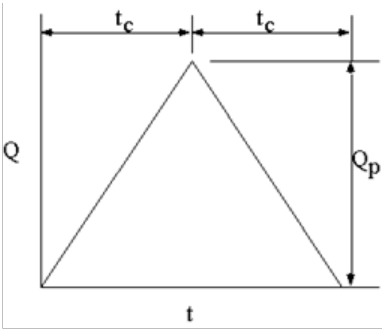
$$V = C.R.A \qquad (2.11.3.1)$$

dimana :

R = Intensitas hujan (mm/jam)
A = Luas lahan (m2)
C = Koefisien pengaliran

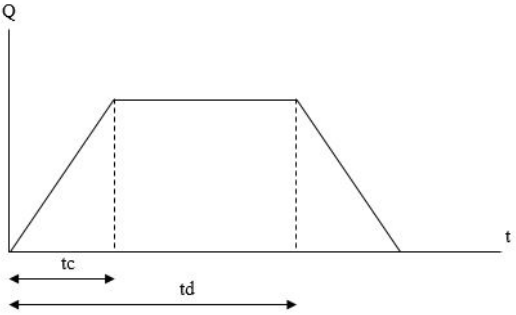
Volume yang dapat dialirkan ke kolam tampungan untuk analisis kolam tampungan perhitungannya menggunakan cara hidrograf rasional.

Tc = td, dimana debit limpasan *Catchment Area* langsung dialirkan ke saluran luar kawasan melalui kolam tampung.



Gambar 2. 7 Analisis Kolam Tampung

Untuk **td > tc**, dimana debit limpasan *Catchment Area* ditampung dikolam pada jangka waktu tertentu.



Gambar 2. 8 Analisis Kolam Tampung

Oleh karena lama hujan td dengan intensitas tetap diketahui maka td distimasi dengan:

$$td = \frac{C.RA}{Q} \qquad (2.11.3.2)$$

- **Hidrograf Rasional**

Hidrograf adalah grafik yang menggambarkan hubungan antara unsur unsur aliran dengan waktu. Metode hidrograf rasional adalah metode perhitungan hidrograf berdasarkan hidrograf yang umumnya terjadi. Perhitungan hidrograf rasional mencakup perhitungan luas untuk bidang segitiga dengan luas untuk bidang trapesium seperti ditunjukan pada persamaan 2.11.3.3 dan 2.11.3.4.

Luas bidang segitiga

tc x Qp (2.11.3.3)

Luas bidang trapesium

Td x Qp (2.11.3.4)

dimana:

Tc = Waktu konsemtrasi

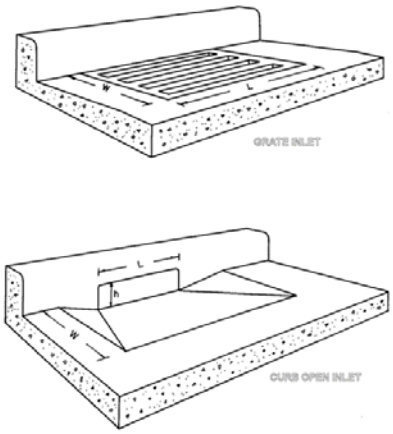
Qp = Laju Aliran puncak (m^3/dtk)

2.12 *Inlet* dan *Manhole* Sistem Drainase Bandar Udara

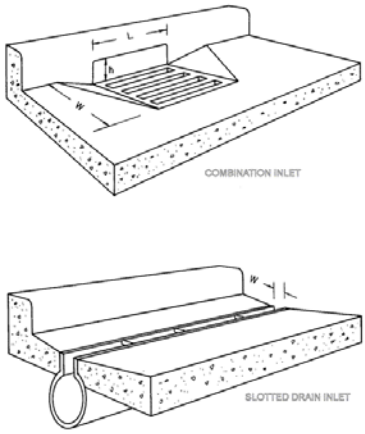
Menurut *Advisory Circular* yang dikeluarkan oleh *FAA* nomor 150/5320-5D, genangan air akibat air hujan dan tebal salju maksimum 10 cm di atas runway. Genangan ini harus sesegera mungkin dialirkan menuju saluran drainase. Diketahui pula bahwa kemiringan *runway* maksimum 1 % ke arah memanjang dan 1,5 % ke arah melintang, dengan kemiringan *shoulder* (bahu *runway*) ke arah melintang maksimum 2,5– 5 %. Saluran drainase yang terdapat di dekat *runway* tidak boleh digunakan saluran di atas permukaan tanah, harus menggunakan saluran bawah permukaan tanah dan tidak memotong *runway*. Hal ini bertujuan ketika dilakukan perawatan sistem drainase bandar udara tidak mengganggu aktivitas penerbangan yang ada. Untuk mengalirkan air dari *runway* menuju sistem drainase dibutuhkan *inlet*. Beberapa ketentuan mengenai *inlet* yang diatur dalam *AC 150/5320-5D FAA* adalah sebagai berikut:

- Jika digunakan saluran bulat maka diameter minimumnya tidak boleh kurang dari 12 inchi (30 cm).
- Jarak antar *inlet* (lubang pemasukan) ke arah memanjang berkisar antara 60–120 m
- *Inlet* berjarak tidak lebih dari 75 ft (22,5 m) dari tepi perkerasan.
- *Inlet* pada *apron* diletakkan pada perkerasan

Contoh *inlet* yang dapat digunakan ditunjukan gambar 2.9 dan 2.10



Gambar 2. 9 *Grate Inlet* dan *Curb Open Inlet*
Sumber: AC 150/5320-5D FAA

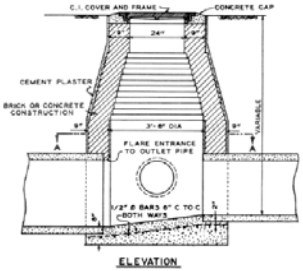


Gambar 2. 10 *Combination Inlet* dan *Slotted Drain Inlet*
Sumber: AC 150/5320-5D FAA

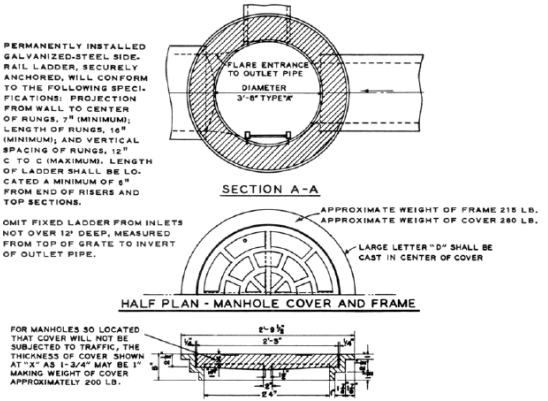
Untuk memastikan bahwa sistem drainase berjalan dengan baik, diperlukan adanya lubang *manhole*. Ketentuan yang berlaku untuk lubang *manhole* adalah sebagai berikut:

- Ukuran minimum 4 ft
- Bentuk umum adalah lingkaran
- Kedalaman *manhole* berkisar antara 5-13 ft
- Terdapat tangga

Dengan sketsa ketentuan sebagai berikut



Gambar 2. 11 Potongan Melintang *Manhole*
Sumber: AC 150/5320-5D FAA



Gambar 2. 12 Sketsa Manhole
Sumber: AC 150/5320-5D FAA

Manhole ditempatkan pada saluran drainase dengan ketentuan jarak antar *manhole* sebagai berikut:

Tabel 2. 8 Jarak antar *Manhole*

Pipe Size, in.	Suggested Maximum Spacing, ft
12 – 24	300
27 – 36	400
42 – 54	500
60 and up	1000

Sumber: AC 150/5320-5D FAA

BAB III
METODOLOGI

3.1 Umum

Metode perencanaan dalam tugas akhir ini digambarkan dalam diagram alur yang ada di gambar 3.1 Perencanaan dilakukan dari studi literatur dan pengumpulan data, analisa hidrologi, analisa hidrolika, perencanaan dimensi saluran, hingga analisa *backwater* yang mungkin dapat terjadi.

3.2 Studi Literatur dan Pengumpulan Data

Studi literatur adalah mempelajari dan memahami dasar teori yang nantinya akan digunakan dalam perencanaan ini. Studi literatur juga memberikan gambaran mengenai langkah langkah kedepannya yang harus ditempuh dalam perencanaan beserta data data yang dibutuhkan.

Data yang dibutuhkan pada perencanaan ini adalah data hujan beserta data jumlah stasiun hujan dan lokasi stasiun hujannya, data tata guna lahan beserta luas tiap lahannya, data topografi, dan data pengukuran elevasi muka air Sungai Kandilo.

3.3 Perhitungan Debit Rencana

Sebelum menghitung debit rencana, diperlukan beberapa perhitungan lain untuk menunjang perhitungan debit rencana, seperti perhitungan luas catchment area, perhitungan intensitas hujan, dan perhitungan koefisien pengaliran.

3.2.1 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Perhitungan dilanjutkan dengan perhitungan koefisien pengaliran. Perhitungan koefisien pengaliran ini menggunakan data tata guna lahan beserta luas tiap lahannya. Rumus yang digunakan seperti yang dijelaskan pada Bab 2 bagian 2.2. Data tata guna lahan dianalisa setiap penggunaan lahannya, dan dihitung besarnya luas lahan tiap penggunaannya. Setiap penggunaan lahannya dianalisa pengalirannya, dan dimasukkan ke dalam

rumus yang terlampir. Didapatkan Cgabungan atau koefisien pengaliran gabungan.

3.2.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan ketiga adalah perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan distribusi probabilitas *gumbel*. Curah hujan dihitung dari data hujan yang tersedia, dengan proses sesuai dengan yang dijelaskan di Bab 2 bagian 2.3. Data hujan yang ada diurutkan dan dianalisa *standard deviasi* serta faktor frekuensi gumbelnya. *Standard deviasi* dan faktor frekuensi gumbel tersebut digunakan untuk perhitungan curah hujan rencana dengan rumus yang terlampir.

3.2.3 Perhitungan Waktu Konsentrasi

Perhitungan waktu konsentrasi dengan menggunakan data topografi lahan dan data layout bandara.Waktu konsentrasi dihitung dari saluran tersier hingga saluran primer. Dasaran perhitungan waktu konsentrasi seperti yang dijelaskan pada Bab 2 bagian 2.4. Setiap saluran dihitung panjang dan kemiringannya. panjang saluran dan kemiringan tiap saluran akan dimasukan ke dalam perhitungan. Nilai waktu konsentrasi dibandingkan antara waktu konsentrasi pengumpulan air di saluran tersebut, dengan waktu konsentrasi dari saluran sebelumnya. Nilai terbesar yang akan digunakan menjadi waktu konsentrasi.

3.2.4 Perhitungan Intensitas Hujan

Perhitungan curah hujan rencana dan perhitungan waktu konsentrasi akan digunakan untuk menghitung intensitas hujan. Perhitungan ini menggunakan rumus *mononobe*, sehingga membutuhkan curah hujan harian maksimum dan waktu konsentrasi. Rumus yang digunakan seperti yang dijelaskan pada Bab 5 bagian 2.5. Bagian curah hujan maksimum harian diisi dengan hasil perhitungan curah hujan rencana dan bagian waktu yang dibutuhkan diisi dengan hasil perhitungan waktu konsentrasi.

3.2.5 Perhitungan Debit rencana

Pehitungan debit rencana dapat dilakukan dengan menggunakan hasil perhitungan intensitas hujan, hasil perhitungan koefisien pengaliran, dan hasil analisa catchment area. Perhitungan ini menggunakan rumus rasional seperti yang dijelaskan pada Bab 2 Bagian 2.7.

3.4 Perencanaan Sistem Pembuangan ke Sungai Kandilo

Perencanaan sistem pembuangan ke sungai kandilo memerlukan perencanaan sistem pengaliran drainase dan perhitungan elevasi *downstream* dari sistem drainase. Perencanaan sistem aliran drainase membutuhkan data topografi dan data layout dari bandara. Perencanaan sistem pengaliran ini juga disesuaikan dengan peraturan penerbangan yang berlaku untuk drainase di bandar udara. Perhitungan elevasi *downstream* memerlukan data elevasi muka air dari sungai kandilo.

3.5 Perhitungan Debit Hidrolika

Saluran saluran yang telah direncanakan dalam perencanaan sistem pengaliran drainase direncanakan dimensinya untuk menampung debit rencana. Setiap saluran tersebut kemudian direncanakan kemiringan rencana untuk tiap salurannya. Kemiringan dan dimensi tersebut digunakan untuk menghitung kecepatan dari tiap salurannya, sehingga dapat dihitung debit hidrolika yang terjadi di tiap salurannya. Debit ini ditinjau kembali apakah mampu menampung debit hidrologi yang direncanakan. Jika didapatkan hasil debit hidrologi lebih besar daripada debit hidrolika, maka dimensi perlu direncanakan ulang dan perhitungan kecepatan dan debit hidrolika dihitung kembali hingga debit hidrologi lebih kecil atau sama dengan debit hidrolika.

3.6 Perhitungan Elevasi Muka Air

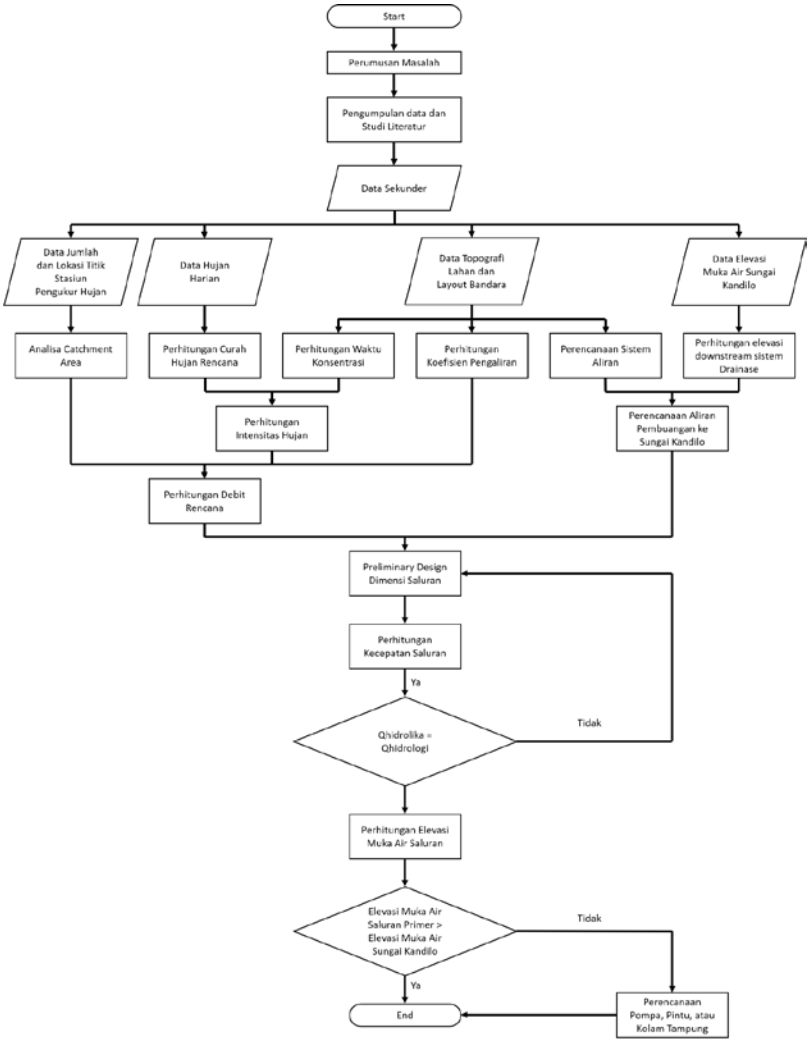
Dimensi tiap saluran direncanakan beserta tinggi muka air dan jagaan yang digunakan, sehingga dapat dihitung elevasi muka air tiap salurannya. Elevasi muka air tiap salurannya dihitung dari muka air saluran tersier hingga saluran primer. Elevasi tersebut nantinya akan dibandingkan dengan elevasi muka air di *downstream*. Jika elevasi muka air di *downstream* lebih tinggi daripada elevasi muka air hilir saluran primer, maka terjadi backwater dan perlu direncanakan fasilitas penunjang seperti pompa, pintu air, ataupun kolam tampung.

3.7 Perencanaan Pompa Air, Pintu Air, atau Kolam Tampung

Perencanaan pompa air, pintu air, dan kolam tampung direncanakan menyesuaikan dengan *backwater* yang terjadi. Besarnya kolam tampung harus bisa menampung volume air *backwater* yang terjadi, sehingga perhitungan disesuaikan dengan perhitungan *backwater*. Perhitungan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku dari Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.

3.8 Diagram Alur *(Flow Chart)*

Proses pengerjaan tugas akhir ini digambarkan dalam diagram alur berikut ini:



Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan

3.9 Jadwal Pelaksanaan

Perencanaan tugas akhir ini dilakukan sesuai dengan jadwal pelaksanaan yang tertera pada tabel 3.9 berikut:

Tabel 3. 1 Jadwal Pelaksanaan Tugas Akhir

Kegiatan	Waktu Pengerjaan Tugas Akhir															
	Bulan 1				Bulan 2				Bulan 3				Bulan 4			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Pengumpulan Data																
Analisis Hujan Rata Rata																
Perhitungan Koefisien Pengaliran																
Perhitungan Curah Hujan Rencana																
Perhitungan Waktu Konsentrasi																
Perhitungan Intensitas Hujan																
Perhitungan Debit Rencana																
Perencanaan Sistem Pengaliran																
Perencanaan Aliran Pembuangan ke Sungai Kandilo																
Perencanaan Dimensi Saluran																
Analisa *Backwater*																
Perencanaan Pompa, Pintu Air, atau Kolam Tampung																
Penyusunan Tugas Akhir																
Sidang Tugas Akhir																
Pembuatan Paper																

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

4.1.1. Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Perhitungan curah hujan periode ulang menggunakan data curah hujan maksimal tiap tahun dari Bandar Udara Tanah Grogot selama 12 tahun. Data tersebut adalah data curah hujan maksimal dari tahun 2008 hingga tahun 2019. Adapun data curah hujan maksimal tahunan Bandar Udara Tanah Grogot ditunjukan pada tabel 4.1

Tabel 4. 1 Data Hujan Maksimal Tahunan

Tahun	Rmaks (mm)
2008	109
2009	99
2010	115
2011	98
2012	85
2013	111
2014	100
2015	125
2016	128
2017	118
2018	86
2019	167

Sumber: Dinas Pertanian Kabupaten Tanah Grogot

a. Pemilihan Distribusi Data

Pemilihan distribusi data didasarkan pada ketentuan yang disyaratkan pada tabel 4.2

Tabel 4. 2 Pemilihan Distribusi Data

JENIS DISTRIBUSI	SYARAT		
NORMAL	CS	=	0
	CK	=	3
GUMBEL	CS	<	1.1396
	CK	<	5.4002
Log Pearson Tipe 3	CS	≠	0
Log Normal	CS	=	0.2
	CK	=	3.05

Sumber: Soewarno, 1995

Perhitungan diawali dengan perhitungan standard deviasi data, dilanjutkan dengan perhitungan variabel variabel yang tertera pada tabel 4.2

- **Nilai Rata Rata (*Mean*)**

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

$$\bar{X} = \frac{1341}{12}$$

$$\bar{X} = 111.75$$

- **Standard Deviasi**

Tabel 4. 3 Perhitungan Standard Deviasi

No	Tahun	X	$(Xi - \bar{X})$	$(Xi - \bar{X})^2$
1	2008	109	-2.75	7.56
2	2009	99	-12.75	162.56
3	2010	115	3.25	10.56
4	2011	98	-13.75	189.06
5	2012	85	-26.75	715.56
6	2013	111	-0.75	0.56
7	2014	100	-11.75	138.06
8	2015	125	13.25	175.56
9	2016	128	16.25	264.06
10	2017	118	6.25	39.06
11	2018	86	-25.75	663.06
12	2019	167	55.25	3052.56
Jumlah		1341		5418.25
$\bar{X}$		111.75		

$$Standard\ Deviasi = \sqrt{\frac{\sum(Xi - \bar{X})^2}{n-1}}$$

$$Standard\ Deviasi = \sqrt{\frac{5418.25}{12-1}}$$

$$Standard\ Deviasi = 22.194$$

- **Koefisien Variasi**

$$Koefisien\ Variasi = \frac{Standard\ Deviasi}{\bar{X}}$$

$$Koefisien\ Variasi = \frac{22.194}{111.75}$$

$$Koefisien\ Variasi = 0.1986$$

- **Koefisien Kemencengan (Cs)**

$$Cs = \frac{n\ x\ \sum(Xi - \bar{X})^3}{(n-1)\ x\ (n-2)\ x\ Standard\ Deviasi^3}$$

$$Cs = \frac{12\ x\ 133018.875}{(12-1)\ x\ (12-2)\ x\ 22.194^3}$$

$$Cs = 1.3274$$

- **Koefisien Ketajaman (Ck)**

$$Ck = \frac{n\ x\ \sum(Xi - \bar{X})^4}{(n-1)\ x\ (n-2)\ x\ (n-3)\ x\ Standard\ Deviasi^4}$$

$$Ck = \frac{12\ x\ 10453297.98}{(12-1)\ x\ (12-2)\ x\ (12-3)\ x\ 22.194^4}$$

$$Ck = 6.2668$$

- **Pemilihan Distribusi Data**

Berdasarkan tabel 4.1.1 dengan mempertimbangkan nilai Cs = 1.3274 dan Ck = 6.2668, maka distribusi yang digunakan adalah ***Log Pearson Tipe III***

b. Uji Distribusi Frekuensi

Distribusi data menggunakan distribusi *Log Pearson Tipe III*. Semua data dihitung nilai logaritmanya. Perhitungan logaritma tiap data ditunjukan tabel 4.4.

Tabel 4. 4 Perhitungan Log Xi

No	Tahun	X	Log Xi
1	2008	109	2.04
2	2009	99	1.99
3	2010	115	2.06
4	2011	98	1.99
5	2012	85	1.93
6	2013	111	2.05
7	2014	100	2
8	2015	125	2.09
9	2016	128	2.10
10	2017	118	2.07
11	2018	86	1.93
12	2019	167	2.22
Jumlah		1341	24.49

- **Nilai Rata Rata (*Mean*)**

$$\bar{X} = \frac{\sum LogX_i}{n}$$

$$\bar{X} = \frac{24.493}{12}$$

$$\bar{X} = 2.041$$

- **Standard Deviasi**

$$Standard\ Deviasi = \sqrt{\frac{\sum(LogXi - Log\bar{X})^2}{n-1}}$$

$$Standard\ Deviasi = \sqrt{\frac{0.0719}{12-1}}$$

$$Standard\ Deviasi = 0.0808$$

- **Koefisien Variasi**

$$Koefisien\ Variasi = \frac{Standard\ Deviasi}{\bar{X}}$$

$$Koefisien\ Variasi = \frac{0.0808}{2.041}$$

$$Koefisien\ Variasi = 0.0396$$

- **Koefisien Kemencengan (Cs)**

$$Cs = \frac{n\ x\ \sum(LogXi - \ Log\bar{X})^3}{(n-1)\ x\ (n-2)\ x\ Standard\ Deviasi^3}$$

$$Cs = \frac{12\ x\ 0.0036}{(12-1)\ x\ (12-2)\ x\ 0.0808^3}$$

$$Cs = \ 0.7435$$

- **Koefisien Ketajaman (Ck)**

$$Ck = \frac{n\ x\ \sum(LogXi - \ Log\bar{X})^4}{(n-1)\ x\ (n-2)\ x\ (n-3)\ x\ Standard\ Deviasi^4}$$

$$Ck = \frac{12\ x\ 0.00142}{(12-1)\ x\ (12-2)\ x\ (12-3)\ x\ 0.0808^4}$$

$$Ck = \ 0.4016$$

c. Uji Kecocokan Probabilitas Metode Chi Kuadrat

- **Perhitungan Jumlah Kelas**

$$G = 1 + 3.322\ x\ Log(n)$$

$$G = 1 + 3.322\ x\ Log(12)$$

$$G = 4.585\ \approx 5$$

- **Perhitungan Interval Peluang**

Besar peluang dihitung berdasarkan jumlah kelas

$$Peluang = \frac{1}{G}$$

$$Peluang = \frac{1}{5}$$

$$Peluang = \ 0.2$$

Interval tiap peluangnya ditunjukan tabel 4.5

Tabel 4. 5 Interval Peluang

Interval Peluangnya						
Sub grup 1	=>>	0	<	P	<	0.2
Sub grup 2	=>>	0.2	<	P	<	0.4
Sub grup 3	=>>	0.4	<	P	<	0.6
Sub grup 4	=>>	0.6	<	P	<	0.8
Sub grup 5	=>>	0.8	<	P	<	1

- **Perhitungan Derajat kebebasan**

  $DK = G - (P + 1)$

  $DK = 5 - (0.2 + 1)$

  $DK = 3.8$

- **Menentukan Nilai K dan nilai X tiap peluang**

  Nilai K didapatkan dari tabel 4.6 berdasarkan nilai peluang tiap sub grup

Tabel 4. 6 Nilai Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang (Tahun)	Peluang	K
1.001	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.01	0.99	-2.33
1.05	0.95	-1.64
1.11	0.9	-1.28
1.25	0.8	-0.84
1.33	0.75	-0.67
1.43	0.7	-0.52
1.67	0.6	-0.25
2	0.5	0
2.5	0.4	0.25
3.33	0.3	0.52
4	0.25	0.67
5	0.2	0.84
10	0.1	1.28
20	0.05	1.64
50	0.02	2.05
100	0.01	2.33
200	0.005	2.58
500	0.002	2.88
1000	0.001	3.09

Sumber: Soewarno, 1995

Nilai K tiap sub grupnya adalah

Sub grup 1 = 0.84
Sub grup 2 = 0.25
Sub grup 3 = -0.25
Sub grup 4 = -0.84
Sub grup 5 = -3.05

Nilai X tiap sub grup didapatkan dari

$X = x + k\ x\ Standard\ Deviasi$

$X = 2.041 + k\ x\ 0.0808$

Maka nilai X tiap sub grupnya adalah sebgaai berikut

Sub grup 1 = 2.108997
Sub grup 2 = 2.061292
Sub grup 3 = 2.020865
Sub grup 4 = 1.973160
Sub grup 5 = 1.794470

- **Kontrol Nilai Chi Kuadrat**

Untuk mempermudah, data diurutkan dari terbesar hingga terkecil

Tabel 4. 7 Nilai Log Ri

Tahun	Rmaks	Log Ri
2019	167	2.22
2016	128	2.11
2015	125	2.09
2017	118	2.07
2010	115	2.06
2013	111	2.04
2008	109	2.04
2014	100	2
2009	99	1.99
2011	98	1.99
2018	86	1.93
2012	85	1.93

Selanjutnya perhitungan frekuensi (Ei) dan jumlah data (Oi) untuk tiap sub grup data.

Jumlah data (Oi) dihitung berdasarkan banyaknya data yang masuk ke dalam sub grup. Frekuensi (Ei) dihitung berdasarkan jumlah data dibagi dengan jumlah sub grup yang ada.

Tabel 4. 8 Nilai Oi dan Ei

Subgrup	Batas	Oi	Ei	$(Oi - Ei)^2$	$(Oi - Ei)^2/Ei$
1	1.795 < X < 1.973	2	2.4	0.16	0.067
2	1.973 < X < 2.021	3	2.4	0.36	0.15
3	2.021 < X < 2.061	3	2.4	0.36	0.15
4	2.061 < X < 2.109	3	2.4	0.36	0.15
5	X < 2.109	1	2.4	1.96	0.82
Jumlah		12	12	3.20	1.33

Nilai Chi Kuadrat hasil perhitungan adalah 1.33, dan nilai Chi Kuadrat Teoritis adalah 9.489.

Nilai Chi kuadrat perhitungan	<	Nilai Chi Kuadrat Teoritis
1.33	<	9.49

OK

Distribusi yang digunakan memenuhi uji Chi Kuadrat.

d. Uji Kecocokan Probabilitas Metode Smirnov Kolmogorof

- **Perhitungan Besarnya Peluang**

Data diurutkan terlebih dahulu untuk mempermudah. Tiap data diberi nomor urut data dari data terbesar hingga terkecil. Peluang dihitung berdasarkan

$$Peluang = \frac{Urutan\ Data}{Jumlah\ Urutan\ yang\ ada + 1}$$

Tabel 4. 9 Perhitungan Peluang

Tahun	Rmax	m	Log Xi	P
2019	167	1	2.22	0.07
2016	128	2	2.11	0.15
2015	125	3	2.09	0.23
2017	118	4	2.07	0.31
2010	115	5	2.06	0.38
2013	111	6	2.04	0.46
2008	109	7	2.03	0.54
2014	100	8	2	0.62
2009	99	9	1.99	0.69
2011	98	10	1.99	0.77
2018	86	11	1.93	0.85
2012	85	12	1.93	0.92
Jumlah	1341		24.49	6
Rata Rata	111.75		2.04	

- **Perhitungan Besarnya Peluang Teoritis dan D**

Nilai D didapatkan dari rumus berikut

$$D = P(X <) - P'(X <)$$

Dimana:

$$P(X <) = 1 - P$$

Dan P’(X<) didapatkan dari tabel 2.6

Tabel 4. 10 Perhitungan Nilai D

Tahun	Rmax	m	Log Xi	P	P (X<) = 1- PX	P'(X<)	D
2019	167	1	2.22	0.08	0.92	0.99	-0.06
2016	128	2	2.11	0.15	0.85	0.79	0.05
2015	125	3	2.10	0.23	0.77	0.75	0.01
2017	118	4	2.07	0.31	0.69	0.65	0.04
2010	115	5	2.06	0.38	0.62	0.59	0.02
2013	111	6	2.05	0.46	0.54	0.52	0.02
2008	109	7	2.04	0.54	0.46	0.48	-0.02
2014	100	8	2	0.62	0.39	0.31	0.08
2009	99	9	1.99	0.69	0.31	0.29	0.02
2011	98	10	1.99	0.77	0.23	0.27	-0.04
2018	86	11	1.94	0.85	0.15	0.09	0.06
2012	85	12	1.93	0.92	0.07	0.08	-0.01
Jumlah	1341		24.49	6	6		
Rata Rata	111.75		2.04				

- **Kontrol Uji Smirnov Kolmogorof**

Nilai D awal (Do) adalah sebesar 0.41. Nilai D hasil perhitungan harus di bawah nilai D awal (Do).

Dmax	<	Do
0.07	<	0.41

OK

Distribusi data memenuhi uji smirnof kolmogorof.

e. Kesimpulan Uji Kecocokan Probabilitas Data

Jenis Distribusi	Uji Chi Kuadrat				Uji Smirnov Kolmogorov			
	Xh^2	<	X^2 K_r	Ket	Dmaks	<	Do	Ket
Log Pearson Tipe 3	1.33	<	9.49	OK	0.08	<	0.41	OK

Karena memenuhi kedua pengujian, maka probabilitas dari data dinyatakan cocok dan dapat digunakan dalam perencanaan.

f. Perhitungan Curah Hujan rencana

- **Perhitungan Nilai K**

Nilai K didapatkan dari tabel 2.2, berdasarkan nilai CS yang telah dihitung sebelumnya

Cs = 0.7435

Nilai pada tabel tidak tepat seperti nilai Cs yang terlah dihitung. Dilakukan interpolasi nilai antara nilai Cs yang berada di atas dan bawah Cs perhitungan

Tabel 4. 11 Nilai CS

Nilai Cs	Periode Ulang							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
0.8	-0.132	0.78	1.336	2.998	2.453	2.891	3.312	4.25
0.7	-0.116	0.79	1.33	2.967	2.407	2.824	3.223	4.105

Sumber: Soewarno, 1995

Hasil interpolasinya sebagai berikut:

Tabel 4. 12 Interpolasi Nilai CS

Nilai Cs	Periode Ulang							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
0.7435	-0.123	0.786	1.333	2.98	2.427	2.853	3.262	4.168

- **Perhitungan Curah Hujan Rencana**

Curah hujan rencana (R) dihitung berdasarkan rumus berikut:

$$Log\ (Rn) = x + Standard\ Deviasi + Kn$$

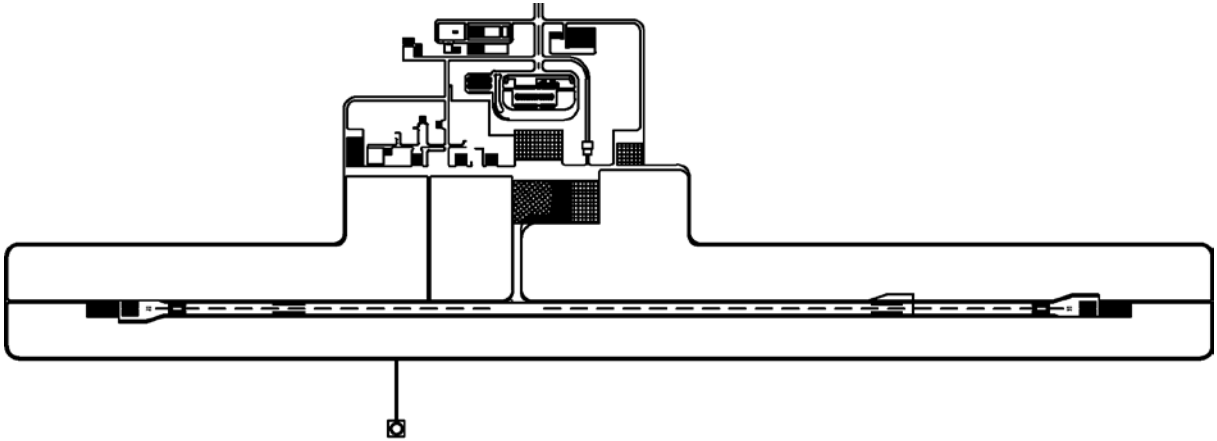
$$Rn = 10^{Log\ (Rn)}$$

Tabel 4. 13 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Periode Ulang	K	Log R	R (mm)
2	-0.12	2.03	107
5	0.79	2.11	127
10	1.33	2.15	141
25	2.98	2.28	191
50	2.43	2.24	173
100	2.85	2.27	187
200	3.26	2.31	202
1000	4.17	2.38	239

4.1.2. Perhitungan Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran dihitung berdasarkan luas daerah tangkapan hujan tiap jenis permukaannya. Sehingga setiap saluran akan memiliki nilai koefisien pengaliran yang berbeda beda. Bandar udara Tanah Grogot memiliki 3 jenis permukaan yaitu rumput, bangunan, dan perkerasan. Rencana coverage area dari bandar udara tanah grogot dapat ditinjau dari rencana layout dari bandar udara. Layout rencana dari bandar udara tanah grogot ditunjukan pada gambar 4.1

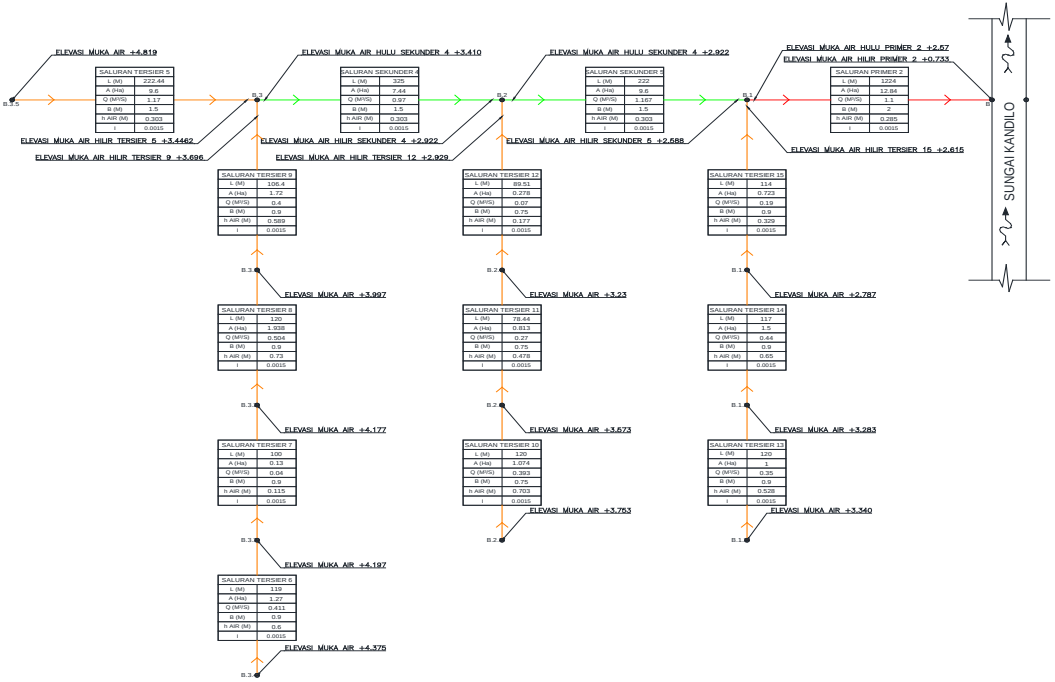


Gambar 4. 1 Layout Bandar Udara

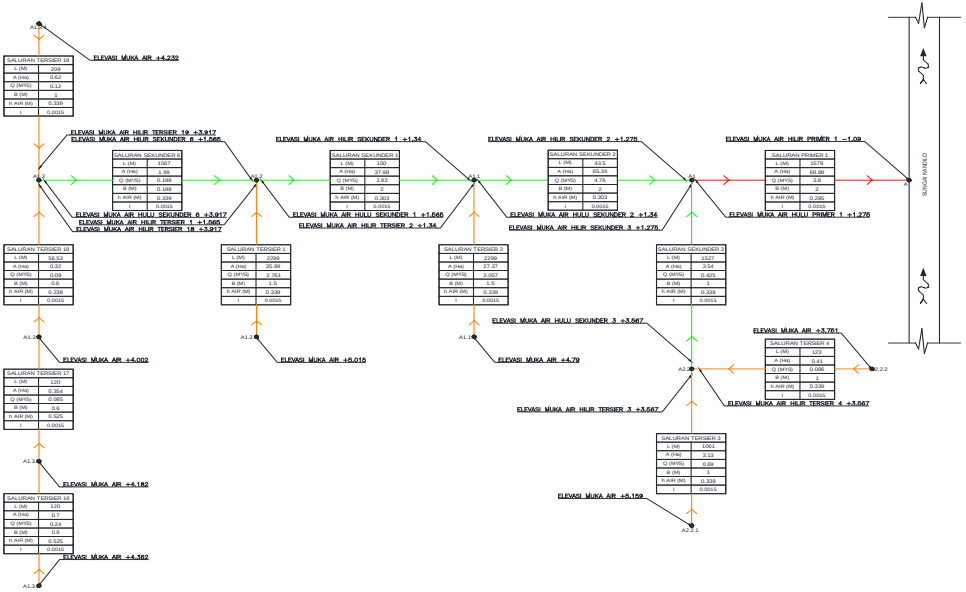
Nilai koefisien pengaliran untuk tipe permukaan yang ada menyesuaikan ketentuan yang diatur dalam "*Tabel 6. Buku Jilid IA: Tata Cara Penyusunan Rencana Induk Sistem Drainase Perkotaan. Direktorat Jendral Cipta Karya, Kementrian Pekerjaan Umum"*. Koefisiennya adalah sebagai berikut:

Rumput = 0.45
Bangunan = 0.7
Perkerasan = 0.95

Direncanakan sistem drainase bandar udara dengan dua saluran pembuangan berdasarkan layout bandar udara dan kontur totopgrafi. Perencanaan sistem drainase bandar udara dapat dilihat pada gambar 4.2 dan 4.3.



Gambar 4. 2 Skema Aliran



Gambar 4. 3 Skema Aliran

Perhitungan diawali dengan perhitungan luas tiap jenis permukaan yang masuk ke dalam area tangkapan dari saluran. Saluran Tersier 6 digunakan sebagai contoh dalam perhitungan ini. Luas tiap jenis permukaan untuk lahan saluran Tersier 6 (T6) adalah sebagai berikut:

Luas Rumput = 0 m^2
Luas Bangunan = 6542.8 m^2
Luas Perkerasan = 880.3 m^2
Total Luas = 7423 m^2

$$Koefisien\ Pengaliran = \frac{L.Rumput\ x\ Koef. + L.Bangunan\ x\ Koef. + L.Perkerasan\ x\ Koef.}{L.Total}$$

$$Koefisien\ Pengaliran = \frac{0\ x\ 0.45 + 6542.8\ x\ 0.7 + 880.3\ x\ 0.95}{7423}$$

$$Koefisien\ Pengaliran = 0.612$$

Perhitungan seluruh sistem aliran ditunjukan dalam tabel 4.14

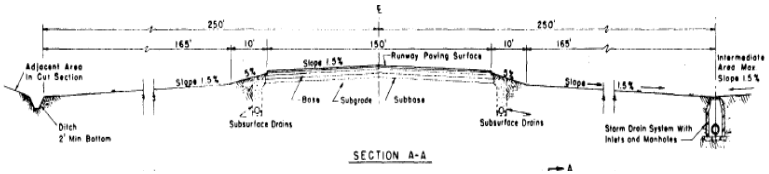
Tabel 4. 14 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Saluran			Luas Area (m^2)				Nilai Koefisien Pengaliran
Saluran Pembuang	Nama saluran	Panjang (m)	Rumput	Bangunan	Perkerasan	Total	
A	T6	119	0	6543	880	7423	0.612
	T7	100	0	0	740	740	0.735
	T8	120	0	15900	780	16680	0.675
	T9	106	0	14098	692	14790	0.675
	T5	915	20588	0	3203	23790	0.517
	S4	325	31595	36541	6294	74430	0.615
	T10	120	0	6090	1950	8040	0.683
	T11	78	0	5255	1530	6785	0.705
	T12	90	0	1890	0	1890	0.620
	S5	222	36541	49776	9774	96091	0.630
	T13	120	0	8184	480	8664	0.678
	T14	117	0	13280	469	13749	0.685
	T15	115	0	3868	1718	5585	0.702
	P2	1225	40918	75108	12440	128466	0.645
C	T16	120	0	2000	2265	4265	0.684
	T17	120	0	0	840	840	0.569
	T18	57	0	0	1922	1922	0.751
	T19	210	4722	0	1469	6191	0.569
	S6	1568	11394	2000	6496	19890	0.638
	T1	2300	296953	29700	33263	359915	0.517
	S1	150	308347	31700	39759	379805	0.523
	T2	2300	242764	0	30901	273665	0.506
	S2	44	551111	31700	70660	653471	0.516
	T3	1061	3714	0	27593	31308	0.891
	T4	123	2770	900	431	4101	0.557
	S3	1528	6484	900	28024	35408	0.852
	P1	1580	557595	32600	98684	688879	0.533

4.1.3. Perhitungan Waktu Konsentrasi

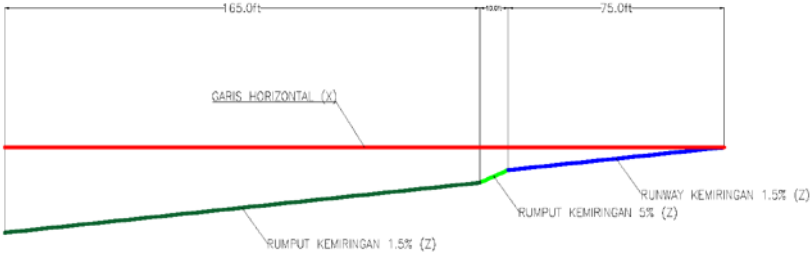
- **Perhitungan Panjang Permukaan Aliran**

Perhitungan dilakukan berdasarkan titik terjauh yang ditempuh aliran ke titik tinjau untuk tiap permukaannya. Contohnya perhitungan untuk saluran Tersier 1 (T1)



Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Runway
Sumber: Advisory Circular 150/5320-5B, FAA

Perencanaan drainase landasan pacu bandar udara menyesuaikan dengan aturan dari FAA. Panjang melintang *runway* (Z) dihitung berdasarkan kemiringan yang terbentuk dari *runway*. Skema panjang yang dihitung digambarkan pada gambar 4.3



Gambar 4. 5 *Sketsa Panjang Aliran*

Panjang yang terdapat pada gambar dari FAA adalah panjang horizontal dari *runway* ke saluran (garis berwarna merah sepanjang 250 ft). Perhitungan panjang aliran adalah perhitungan panjang garis berwarna biru (panjang aliran di *runway*), panjang garis berwarna hijau muda (panjang aliran di rumput dengan kemiringan 5%), dan panjang garis berwarna hijau tua (panjang aliran di rumput dengan kemiringan 1.5%). Untuk mempermudah, setiap perhitungan diberi variabel yang sama, yaitu variabel X untuk panjang horizontal (sejajar garis berwarna merah), variabel Y (tegak lurus garis berwarna merah), variabel Z (sejajar tiap garis yang dihitung), dan α adalah sudut yang terbentuk antara garis horizontal dengan garis yang ditinjau.

Perhitungan untuk panjang aliran di *runway* adalah sebagai berikut:

$$Kemiringan = \frac{Y}{X} = 1.5\% = \tan\alpha$$
$$\alpha = \tan^{-1}\frac{Y}{X}$$
$$\alpha = 0.000261799°$$
$$Panjang\ melintang\ runway\ (Z) = \frac{Panjang\ Horizontal\ (X)}{\cos\alpha}$$
$$Panjang\ melintang\ runway\ (Z) = \frac{75\ ft}{\cos(0.000261799)}$$
$$Panjang\ melintang\ runway\ (Z) = 75.000000000783\ ft$$

Panjang aliran di *runway* dikonversikan ke dalam satuan meter menjadi 22.86 meter.

Panjang aliran berikutnya adalah panjang aliran di rumput. Diketahui bahwa terdapat dua kemiringan, yang pertama 5% (panjang horizontal 10 ft) dan kedua 1.5% (panjang horizontalnya 165 ft)

Panjang aliran di kemiringan pertama:

$$\alpha = \tan^{-1}\frac{Y}{X}$$
$$\alpha = 0.000872664$$
$$Panjang\ melintang = \frac{Panjang\ Horizontal\ (X)}{\cos\alpha}$$

$$Panjang\ melintang = \frac{10\ ft}{\cos(0.00088)}$$
$$Panjang\ melintang = 10.0000000011599\ ft$$

Panjang kemiringan pertama dikonversi ke dalam satuan meter menjadi ***3.048 meter***

Panjang aliran di kemiringan kedua:

$$\alpha = \tan^{-1}\frac{Y}{X}$$
$$\alpha = 0.000261799$$
$$Panjang\ melintang = \frac{Panjang\ Horizontal\ (X)}{\cos\alpha}$$
$$Panjang\ melintang = \frac{165\ ft}{\cos(0.000262)}$$
$$Panjang\ melintang = 165.0000000017220\ ft$$

Panjang kemiringan kedua dikonversi ke dalam satuan meter menjadi ***50.3 meter***

Panjang aliran untuk seluruh saluran ditunjukan pada tabel 4.15

Tabel 4. 15 Perhitungan Panjang Aliran

Saluran			Panjang di permukaan (m)				Keterangan
Saluran Pembuang	Nama saluran	Panjang (m)	Rumput	Bangunan	Perkerasan	Urutan	
A	T6	118.96	0	85.8	19.4	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T7	100	0	0	100.3	Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T8	120	0	158.3	8	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T9	106.4	0	137.8	8.3	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T5	915	0	0	3.5	Perkerasan	Lebih dari 400 Meter
	S4	325.44	179.41	0	0	Rumput	Kurang dari 400 Meter
	T10	120	0	95.7	14.4	Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T11	78.44	0	56.7	11.1	Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T12	89.51	0	46.1	0	Bangunan	Kurang dari 400 Meter
	S5	222.44	89.51	0	0	Rumput	Kurang dari 400 Meter
	T13	120	0	148.6	11.7	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T14	117.2	0	96.2	28.1	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T15	114.51	0	73.3	27.7	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	P2	1224.67	4	0	15	Perkerasan - Rumput	Lebih dari 400 Meter
C	T16	120	0	48.9	39.1	Bangunan - Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T17	120	0	0	29.3	Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T18	56.53	0	0	15	Perkerasan	Kurang dari 400 Meter
	T19	209.86	22.5	0	7	Perkerasan - Rumput	Kurang dari 400 Meter
	S6	1567.99	22.5	0	3.5	Perkerasan - Rumput	Lebih dari 400 Meter
	T1	2299.71	60	0	15	Perkerasan - Rumput	Lebih dari 400 Meter
	S1	150	22.5	0	3.5	Perkerasan - Rumput	Kurang dari 400 Meter
	T2	2299.71	60	0	15	Perkerasan - Rumput	Lebih dari 400 Meter
	S2	43.5	22.5	0	3.5	Perkerasan - Rumput	Kurang dari 400 Meter
	T3	1061.28	22.5	0	3.5	Perkerasan - Rumput	Lebih dari 400 Meter
	T4	123.1	22.5	0	3.5	Perkerasan - Rumput	Kurang dari 400 Meter
	S3	1527.93	22.5	0	3.5	Perkerasan - Rumput	Lebih dari 400 Meter
	P1	1579.7	45.5	0	0	Rumput	Lebih dari 400 Meter

- **Perhitungan besarnya nilai To**

Nilai To dihitung dari titik terjauh saluran. Untuk saluran Tersier 1 titik terjauh dari saluran adalah titik tengah *runway*. Perhitungan nilai To menyesuaikan dengan panjang dari saluran. Untuk saluran yang memiliki panjang di atas 400 meter menggunakan rumus *Kirpich*, dan untuk saluran yang memiliki panjang kurang dari 400 meter menggunakan rumus *Kerby*. Saluran Tersier 1 memiliki panjang 2299 meter dan akan menggunakan rumus *Kirpich*. Sehingga perhitungan besarnya nilai To pada saluran Tersier 1 adalah sebagai berikut:

Perhitungan To perkerasan:

$$to = 0.0195\ (\frac{Lo}{\sqrt{S}})^{0.77}$$
$$to = 0.0195\ (\frac{22.86}{\sqrt{1.5\%}})^{0.77}$$
$$to = 0.79\ menit$$

Perhitungan To Rumput Kemiringan 5%:

$$to = 0.0195\ (\frac{Lo}{\sqrt{S}})^{0.77}$$
$$to = 0.0195\ (\frac{3.048}{\sqrt{5\%}})^{0.77}$$
$$to = 0.15\ menit$$

Perhitungan To Rumput Kemiringan 1.5%:

$$to = 0.0195\ (\frac{Lo}{\sqrt{S}})^{0.77}$$
$$to = 0.0195\ (\frac{50.3}{\sqrt{1.5\%}})^{0.77}$$
$$to = 2.007\ menit$$

Besarnya nilai To adalah akumulasi dari ketiga To permukaan. Maka besarnya To adalah ***3.089 menit***. Perhitungan nilai To untuk seluruh saluran ditunjukan pada tabel 4.16

Tabel 4. 16 Perhitungan Nilai To

Nama	L (m)	To Kerby (Menit)							To Kirpich							To (menit)	Keterangan
		S R	To R	S B	To B	S P	To P	To Total	S R	To R	S B	To B	S P	To P	To Total		
T6	118.96	0.03	0.000	0.577	2.107	0.015	2.467	4.574	0.03	0.000	0.577	0.742	0.015	0.963	1.706	4.574	Kerby
T7	100	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	5.314	5.314	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	3.414	3.414	5.314	Kerby
T8	120	0.03	0.000	0.577	2.804	0.015	1.631	4.436	0.03	0.000	0.577	1.190	0.015	0.487	1.677	4.436	Kerby
T9	106.4	0.03	0.000	0.577	2.628	0.015	1.660	4.288	0.03	0.000	0.577	1.069	0.015	0.501	1.570	4.288	Kerby
T5	915	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	1.109	1.109	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	0.258	0.258	0.258	Kirpich
S4	325.44	0.02	20.435	0.577	0.000	0.015	0.000	20.435	0.015	5.342	0.577	0.000	0.015	0.000	5.342	20.435	Kerby
T10	120	0.03	0.000	0.577	2.217	0.015	2.147	4.364	0.03	0.000	0.577	0.808	0.015	0.766	1.573	4.364	Kerby
T11	78.44	0.03	0.000	0.577	1.736	0.015	1.901	3.637	0.03	0.000	0.577	0.540	0.015	0.627	1.166	3.637	Kerby
T12	89.51	0.03	0.000	0.577	1.576	0.015	0.000	1.576	0.03	0.000	0.577	0.460	0.015	0.000	0.460	1.576	Kerby
S5	222.44	0.02	14.769	0.577	0.000	0.015	0.000	14.769	0.015	3.127	0.577	0.000	0.015	0.000	3.127	14.769	Kerby
T13	120	0.03	0.000	0.577	2.723	0.015	1.948	4.671	0.03	0.000	0.577	1.133	0.015	0.653	1.786	4.671	Kerby
T14	117.2	0.03	0.000	0.577	2.222	0.015	2.933	5.156	0.03	0.000	0.577	0.811	0.015	1.282	2.092	5.156	Kerby
T15	114.51	0.03	0.000	0.577	1.957	0.015	2.914	4.871	0.03	0.000	0.577	0.658	0.015	1.268	1.925	4.871	Kerby
P2	1224.67	0.02	3.459	0.577	0.000	0.015	2.188	5.647	0.015	0.286	0.577	0.000	0.015	0.790	1.076	1.076	Kirpich
T16	120	0.03	0.000	0.577	1.620	0.015	3.423	5.043	0.03	0.000	0.577	0.482	0.015	1.653	2.134	5.043	Kerby
T17	120	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	2.991	2.991	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	1.324	1.324	2.991	Kerby
T18	56.53	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	2.188	2.188	0.03	0.000	0.577	0.000	0.015	0.790	0.790	2.188	Kerby
T19	209.86	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.533	9.283	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.440	1.519	9.283	Kerby
S6	1567.99	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.109	8.859	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.258	1.338	1.338	Kirpich
T1	2299.71	0.02	12.252	0.577	0.000	0.015	2.188	14.441	0.015	2.298	0.577	0.000	0.015	0.790	3.089	3.089	Kirpich
S1	150	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.109	8.859	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.258	1.338	8.859	Kerby
T2	2299.71	0.02	12.252	0.577	0.000	0.015	2.188	14.441	0.015	2.298	0.577	0.000	0.015	0.790	3.089	3.089	Kirpich
S2	43.5	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.109	8.859	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.258	1.338	8.859	Kerby
T3	1061.28	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.109	8.859	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.258	1.338	1.338	Kirpich
T4	123.1	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.109	8.859	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.258	1.338	8.859	Kerby
S3	1527.93	0.02	7.750	0.577	0.000	0.015	1.109	8.859	0.015	1.080	0.577	0.000	0.015	0.258	1.338	1.338	Kirpich
P1	1579.7	0.02	10.768	0.577	0.000	0.015	0.000	10.768	0.015	1.857	0.577	0.000	0.015	0.000	1.857	1.857	Kirpich

- **Perhitungan Besarnya Nilai Tf**

Perhitungan besarnya nilai Tf tergantung pada kecepatan pada saluran. Menurut *FAA*, kecepatan saluran maksimum untuk saluran drainase bandar udara ditunjukan pada gambar 4.3

	Maximum Permissible Velocity in Feet/Second	*Coeffic. "n"*
Paved		
Concrete	20 to 30+	0.011 to 0.020
Asphalt	12 to 15+	0.013 to 0.017
Rubble or Riprap	20 to 25	0.017 to 0.030
Earth		
Bare, sandy silt, weathered	2.0	0.020
Silt clay or soft shale	3.5	0.020
Clay	6.0	0.020
Soft sandstone	8.0	0.020
Clean gravelly soil	6.0	0.025
Natural earth, with vegetation	6.0	0.030 to 0.150*
Turf		
Shallow flow	6.0	0.06 to 0.08
Depth of flow over 1 foot	6.0	0.04 to 0.06

Gambar 4. 6 Kecepatan Maksimum FAA
Sumber: Advisory Circular 150/5320-5B, FAA

Direncanakan saluran tersier 1 adalah saluran terbuka dengan material beton. Sehingga kecepatan maksimum saluran adalah 20 atau 30 *feet/second*. *Advisory circular 150/5320-5B* dari *FAA* bagian *8, Flow in Conduits* menyatakan bahwa kecepatan saluran 2.5 *feet/second* cukup untuk mencegah terjadinya sedimentasi dan penumpukan material lain pada saluran. Maka kecepatan saluran direncanakan 3 ft/s atau 0.9144 m/s. Panjang aliran Tersier 1 adalah 2299 meter. Sehingga perhitungan Tf adalah sebagai berikut:

$$Tf = \frac{L}{V}$$
$$Tf = \frac{2299\ m}{0.9144\ {}^{m}/_{s}}$$
$$Tf = 2515\ s$$
$$Tf = 41.917\ menit$$

Perhitungan besarnya nilai Tf untuk seluruh saluran ditunjukan pada tabel 4.17

Tabel 4. 17 Perhitungan Nilai Tf

Nama saluran	Panjang (cm)	Panjang (m)	Kecepatan (m/s)	Tf (second)	Tf (Menit)
T6	11896	118.96	0.914	130.096	2.168
T7	10000	100	0.914	109.361	1.823
T8	12000	120	0.914	131.234	2.187
T9	10640	106.4	0.914	116.360	1.939
T5	91500	915	0.914	1000.656	16.678
S4	32544	325.44	0.914	355.906	5.932
T10	12000	120	0.914	131.234	2.187
T11	7844	78.44	0.914	85.783	1.430
T12	8951	89.51	0.914	97.889	1.631
S5	22244	222.44	0.914	243.263	4.054
T13	12000	120	0.914	131.234	2.187
T14	11720	117.2	0.914	128.171	2.136
T15	11451	114.51	0.914	125.230	2.087
P2	122467	1224.67	0.914	1339.315	22.322
T16	12000	120	0.914	131.234	2.187
T17	12000	120	0.914	131.234	2.187
T18	5653	56.53	0.914	61.822	1.030
T19	20986	209.86	0.914	229.506	3.825
S6	156799	1567.99	0.914	1714.775	28.580
T1	229971	2299.71	0.914	2514.993	41.917
S1	15000	150	0.914	164.042	2.734
T2	229971	2299.71	0.914	2514.993	41.917
S2	4350	43.5	0.914	47.572	0.793
T3	106128	1061.28	0.914	1160.630	19.344
T4	12310	123.1	0.914	134.624	2.244
S3	152793	1527.93	0.914	1670.965	27.849
P1	157970	1579.7	0.914	1727.581	28.793

- **Perhitungan nilai Tc**

Besarnya waktu konsentrasi adalah penjumlahan antara besarnya To dengan Tf. Saluran Tersier 1 (T1) tidak memiliki saluran lain di hulunya. Sehingga besarnya nilai To adalah To hasil perhitungan di saluran tersebut:

$$Tc = To + Tf$$

$$Tc = 3.089\ menit + 41.917\ menit$$

$$Tc = 45.005\ menit$$

Perhitungan besarnya waktu konsentrasi untuk setiap saluran ditunjukan pada tabel 4.18.

Tabel 4. 18 Perhitungan Waktu Konsentrasi

Nama saluran	Panjang (m)	Saluran Sebelum	To (menit)	Tf (menit)	Tc (menit)
T6	118.96	-	4.574	2.168	6.742
T7	100	T6	6.742	1.823	8.565
T8	120	T7	8.565	2.187	10.752
T9	106.4	T8	10.752	1.939	12.691
T5	915	-	0.258	16.678	16.935
S4	325.44	T5, T9	20.435	5.932	26.367
T10	120	-	4.364	2.187	6.551
T11	78.44	T10	6.551	1.430	7.981
T12	89.51	T11	7.981	1.631	9.612
S5	222.44	T12, S4	26.367	4.054	30.421
T13	120	-	4.671	2.187	6.858
T14	117.2	T13	6.858	2.136	8.994
T15	114.51	T14	8.994	2.087	11.082
P2	1224.67	T15, S5	30.421	22.322	52.743
T16	120	-	5.043	2.187	7.230
T17	120	T16	7.230	2.187	9.417
T18	56.53	T17	9.417	1.030	10.448
T19	209.86	-	9.283	3.825	13.108
S6	1567.99	T18, T19	13.108	28.580	41.687
T1	2299.71	-	3.089	41.917	45.005
S1	150	T1, S6	45.005	2.734	47.739
T2	2299.71	-	3.089	41.917	45.005
S2	43.5	T2, S1	47.739	0.793	48.532
T3	1061.28	-	1.338	19.344	20.682
T4	123.1	-	8.859	2.244	11.103
S3	1527.93	T3, T4	20.682	27.849	48.531
P1	1579.7	S2, S3	48.532	28.793	77.325

4.1.4. Perhitungan Intensitas Hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan metode *Mononobe*. Berdasarkan hasil perhitungan pada bagian sebelumnya, didapatkan curah hujan rencana pada sistem drainase ini adalah 127 mm (periode ulang 5 tahun) dan waktu konsentrasi untuk saluran Tersier 1 adalah 45.005 menit. Perhitungan mononobe menggunakan waktu konsentrasi dalam satuan jam, maka waktu konsentrasi menjadi 0.75 jam.

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

$$I = \frac{127\ mm}{24}\ x\ \left(\frac{24}{0.75\ jam}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 53.431\ {}^{mm}/_{jam}$$

Perhitungan intensitas hujan untuk seluruh saluran terdapat di tabel 4.19

Tabel 4. 19 Perhitungan Intensitas

Nama	I	Tc (jam)	I (mm / jam)
T6	0.0015	0.112	189.422
T7	0.0015	0.143	161.492
T8	0.0015	0.179	138.772
T9	0.0015	0.212	124.248
T5	0.0015	0.282	102.511
S4	0.0015	0.439	76.313
T10	0.0015	0.109	193.094
T11	0.0015	0.133	169.282
T12	0.0015	0.160	149.540
S5	0.0015	0.507	69.372
T13	0.0015	0.114	187.281
T14	0.0015	0.150	156.310
T15	0.0015	0.185	136.009
P2	0.0015	0.879	48.068
T16	0.0015	0.121	180.802
T17	0.0015	0.157	151.594
T18	0.0015	0.174	141.455
T19	0.0015	0.218	121.604
S6	0.0015	0.695	56.229
T1	0.0015	0.750	53.431
S1	0.0015	0.796	51.371
T2	0.0015	0.750	53.431
S2	0.0015	0.809	50.810
T3	0.0015	0.345	89.724
T4	0.0015	0.185	135.837
S3	0.0015	0.809	50.810
P1	0.0015	1.289	37.246

4.1.5. Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana menggunakan rumus rasional. Untuk saluran Tersier 1, besarnya koefisien pengaliran adalah 0.517, intensitas hujan 53.431 mm/jam, dan luas kawasan adalah 0.36 Km^2

$$Q = \frac{1}{3.6}\ x\ C\ x\ I\ x\ A$$

$$Q = \frac{1}{3.6}\ x\ 0.517\ x\ 53.431\ {}^{mm}/_{jam}\ x\ 0.36\ Km^2$$

$$Q = 2.761\ {}^{m^3}/_{s}$$

Perhitungan untuk setiap saluran terdapat di tabel 4.20

Tabel 4. 20 Perhitungan Debit Hidrologi

Saluran	C	I (mm/jam)	A (m^2)	Q (m^3/s)
T6	0.612	189.422	0.013	0.412
T7	0.735	161.492	0.001	0.043
T8	0.675	138.772	0.019	0.504
T9	0.675	124.248	0.017	0.400
T5	0.517	102.511	0.024	0.350
S4	0.615	76.313	0.074	0.970
T10	0.683	193.094	0.011	0.393
T11	0.705	169.282	0.008	0.270
T12	0.620	149.540	0.003	0.072
S5	0.630	69.372	0.096	1.167
T13	0.678	187.281	0.010	0.354
T14	0.685	156.310	0.015	0.449
T15	0.702	136.009	0.007	0.192
P2	0.645	48.068	0.128	1.106
T16	0.684	180.802	0.007	0.239
T17	0.569	151.594	0.004	0.085
T18	0.751	141.455	0.003	0.094
T19	0.569	121.604	0.006	0.119
S6	0.638	56.229	0.020	0.198
T1	0.517	53.431	0.360	2.761
S1	0.523	51.371	0.380	2.836
T2	0.506	53.431	0.274	2.057
S2	0.516	50.810	0.653	4.761
T3	0.891	89.724	0.031	0.695
T4	0.557	135.837	0.004	0.086
S3	0.852	50.810	0.035	0.426
P1	0.533	37.246	0.689	3.802

4.2 Analisis Hidrolika

4.2.1 Perencanaan Dimensi Saluran

Direncanakan saluran akan menggunakan 2 bentuk, yaitu trapesium untuk saluran yang berada di permukaan tanah (*surface*), dan berbentuk lingkaran untuk saluran yang berada di bawah permukaan tanah (*subsurface*). Untuk saluran Tersier I menggunakan bentuk trapesium dengan kemiringan bidang sampingnya 1:1. Dimensi direncanakan dengan mempertimbangkan luas penampang basah minimal tiap saluran. Luas penampang basah minimal yang diperlukan dihitung berdasarkan besarnya debit dibagi dengan kecepatan rencana. Direncanakan seluruh saluran memiliki kecepatan 3 f/s atau 0.9144 m/s. Untuk saluran Tersier 1 memiliki debit sebesar 2.76 m^3/s.

$$A\ (m^2) = \frac{Q\ (^{m^3}/_s)}{V\ (^m/_s)}$$

$$A\ (m^2) = \frac{2.76\ (^{m^3}/_s)}{0.9144\ (^m/_s)}$$

$$A\ (m^2) = 3.019\ m^2$$

Untuk luas penampang basah tiap saluran ditunjukan pada tabel 4.21.

Tabel 4. 21 Luas Penampang Basah

Saluran	Q (m^3/s)	A (m^2)
T6	0.412	0.450
T7	0.043	0.047
T8	0.504	0.552
T9	0.400	0.438
T5	0.350	0.383
S4	0.970	1.061
T10	0.393	0.430
T11	0.270	0.295
T12	0.072	0.078
S5	1.167	1.276
T13	0.354	0.387
T14	0.449	0.491
T15	0.192	0.210
P2	1.106	1.209
T16	0.239	0.262
T17	0.085	0.093

Lanjutan Tabel 4.21 Luas Penampang Basah

T18	0.094	0.103
T19	0.119	0.130
S6	0.198	0.217
T1	2.761	3.019
S1	2.836	3.101
T2	2.057	2.250
S2	4.761	5.206
T3	0.695	0.760
T4	0.086	0.094
S3	0.426	0.466
P1	3.802	4.158

Berdasarkan luas penampang basah tersebut, dapat dihitung besarnya ketinggian muka air dan ketinggian saluran. Perhitungan ketinggian air dilakukan dengan perhitungan nilai jari jari hidrolik berdasarkan ketinggian muka air dengan jari jari hidrolik berdasarkan kecepatan. Nilai ketinggian muka air dicari hingga kedua nilai jari jair hidrolik sama besar.

$$R_{Kecepatan} = R_{Muka\ air}$$

$$\left(\frac{V\ x\ n}{S^{1/2}}\right)^{3/2} = \frac{(b + m\ x\ h)\ x\ h}{b + 2\ x\ h\ x\ \sqrt{1 + m^2}}$$

$$\left(\frac{0.9144\ x\ 0.016}{0.0015^{1/2}}\right)^{3/2} = \frac{(2.5 + 1\ x\ h)\ x\ h}{2.5 + 2\ x\ h\ x\ \sqrt{1 + 1^2}}$$

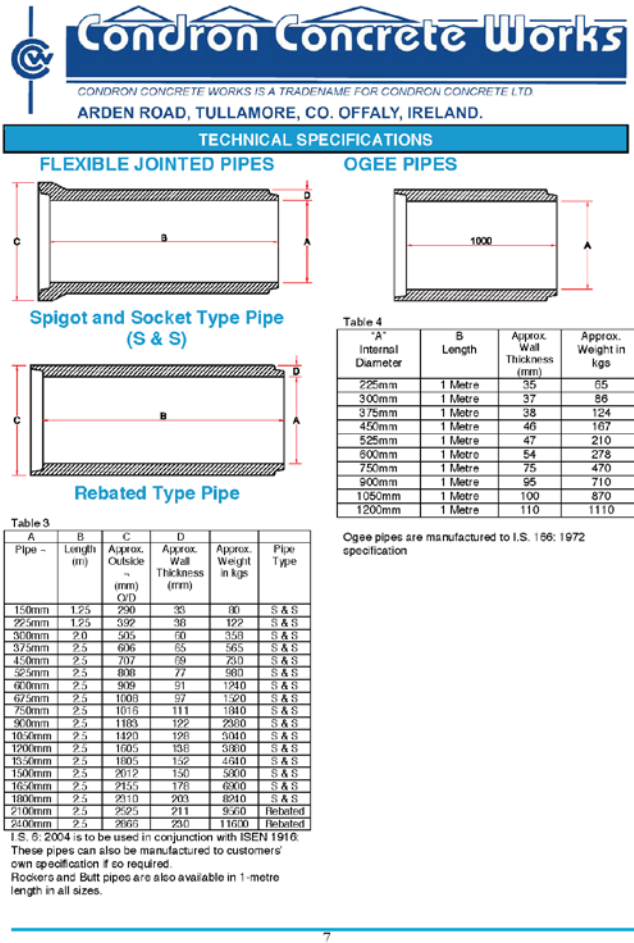
$$h = 0.34\ meter$$

Maka tinggi saluran minimal adalah setinggi muka air ditambah jagaan. Direncanakan tinggi saluran tersier adalah 1.5 meter, sehingga luas penampang saluran adalah 4.5 m^2. Perencanaan untuk tiap saluran *surface* yang memiliki bentuk trapesium ditunjukan pada tabel 4.22.

Tabel 4. 22 Perencanaan Dimensi Saluran Surface

Saluran	B (m)	R kecepatan (m)	h air (m)	h saluran (m)	R muka air (m)	A (m^2)
T5	1	0.232	0.339	0.4	0.232	0.56
S4	1.5	0.232	0.303	0.8	0.232	1.84
S5	1.5	0.232	0.303	0.8	0.232	1.84
P2	2	0.232	0.285	0.8	0.232	2.24
T19	1	0.232	0.339	0.4	0.232	0.56
S6	1	0.232	0.340	0.4	0.232	0.56
T1	1.5	0.232	0.339	1.2	0.254	3.24
S1	2	0.232	0.303	1.2	0.244	3.84
T2	1.5	0.232	0.339	1.2	0.254	3.24
S2	2	0.232	0.303	1.5	0.244	5.25
T3	1	0.232	0.339	0.6	0.232	0.96
T4	1	0.232	0.339	0.6	0.232	0.96
S3	1	0.232	0.340	0.6	0.232	0.96
P1	2	0.232	0.285	1.5	0.232	5.25

Untuk perhitungan saluran *subsurface* berdasarkan penampang basah dan ketersediaan saluran di pasaran. Saluran ini menggunakan *buis beton* atau pipa beton. Penggunaan bentuk lingkaran karena bentuk lingkaran adalah bentuk yang paling dapat menyalurkan beban. Saluran subsurface nantinya akan ditimbun di dalam tanah, sehingga diperlukan kemampuan untuk menahan beban timbunan. Maka direncanakanlah saluran berbentuk lingkaran untuk saluran subsurface. Ketersediaan dimensi saluran ditunjukan gambar 4.7.



Condron Concrete Works

CONDRON CONCRETE WORKS IS A TRADENAME FOR CONDRON CONCRETE LTD.

ARDEN ROAD, TULLAMORE, CO. OFFALY, IRELAND.

TECHNICAL SPECIFICATIONS

FLEXIBLE JOINTED PIPES

Spigot and Socket Type Pipe (S & S)

Rebated Type Pipe

Table 3

A Pipe –	B Length (m)	C Approx. Outside – (mm) O/D	D Approx. Wall Thickness (mm)	Approx. Weight in kgs	Pipe Type
150mm	1.25	290	33	80	S & S
225mm	1.25	392	38	122	S & S
300mm	2.0	505	50	358	S & S
375mm	2.5	606	55	565	S & S
450mm	2.5	707	69	730	S & S
525mm	2.5	808	77	980	S & S
600mm	2.5	909	91	1240	S & S
675mm	2.5	1008	97	1520	S & S
750mm	2.5	1016	111	1840	S & S
900mm	2.5	1183	122	2980	S & S
1050mm	2.5	1420	128	3040	S & S
1200mm	2.5	1605	138	3880	S & S
1350mm	2.5	1805	152	4640	S & S
1500mm	2.5	2012	150	5800	S & S
1650mm	2.5	2155	178	6900	S & S
1800mm	2.5	2310	203	8210	S & S
2100mm	2.5	2525	211	9560	Rebated
2400mm	2.5	2965	230	11600	Rebated

I.S. 6: 2004 is to be used in conjunction with ISEN 1916: These pipes can also be manufactured to customers' own specification if so required.
Rockers and Butt pipes are also available in 1-metre length in all sizes.

OGEE PIPES

Table 4

"A" Internal Diameter	B Length	Approx. Wall Thickness (mm)	Approx. Weight in kgs
225mm	1 Metre	35	65
300mm	1 Metre	37	86
375mm	1 Metre	38	124
450mm	1 Metre	46	167
525mm	1 Metre	47	210
600mm	1 Metre	54	278
750mm	1 Metre	75	470
900mm	1 Metre	95	710
1050mm	1 Metre	100	870
1200mm	1 Metre	110	1110

Ogee pipes are manufactured to I.S. 166: 1972 specification

7

Gambar 4. 7 Ketersediaan Dimensi Pipa Beton
Sumber: Condron Concrete Works

Untuk saluran yang berkelanjutan akan menggunakan dimensi yang sama. Perhitungan dimensi saluran Tersier 6, Tersier 7, Tersier 8, dan Tersier 9 digunakan sebagai contoh perhitungan.

Luas penampang basah untuk saluran Tersier 6 adalah 0.450 m^2. Diameter minimal yang diperlukan untuk saluran tersier 6 adalah:

$$A = \pi \, x \, r^2$$

$$0.450 = \pi \, x \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

$$0.450 = \pi \, x \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

$$2 \, x \sqrt{\frac{0.450}{\pi}} = d$$

$$d = 0.757 \, m$$

Panjang diameter minimal yang diperlukan saluran tersier 6 adalah 0.757 meter. Saluran tersier 6 terhubung dengan saluran tersier 7, tersier 8, tersier 9. Sehingga untuk saluran tersier 6, tersier 7, tersier 8, dan teriser 9 akan digunakan dimensi yang sama. Melalui perhitungan yang sama dengan tersier 6, didapatkan bahwa diameter minimal untuk saluran tersier 7 adalah 0.244 meter, saluran tersier 8 adalah 0.838 meter, dan saluran tersier 9 adalah 0.747 meter. Kebutuhan diameter paling besar adalah 0.838 meter, sehingga digunakan saluran berdiameter 0.9 meter untuk saluran tersier 6, tersier 7, tersier 8, dan tersier 9. Perhitungan tinggi muka air di saluran tersier 6 adalah sebagai berikut:

Perhitungan sudut yang terbentuk

$$Sudut = \frac{Luas\ Penampang\ Basah}{Luas\ Penampang\ Saluran}\ x\ 360°$$

$$Sudut = \frac{0.450}{\pi\ x\ \left(\frac{0.9}{2}\right)^2}\ x\ 360°$$

$$Sudut = 219°$$

Perhitungan selanjutnya menggunakan besarnya sudut yang terbentuk dalam satuan radian, sehingga besarnya sudut harus dikonversikan ke dalam radian yaitu 3.822 rad. Tinggi muka air yang terbentuk adalah

$$y = \frac{d}{2}\ x\ \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)$$

$$y = \frac{0.9}{2}\ x\ \left(1 - \cos\left(\frac{3.822}{2}\right)\right)$$

$$y = 0.6\ m$$

Tinggi muka air pada saluran tersier 6 adalah 0.6 meter. Perhitungan dimensi dan tinggi muka air yang terbentuk untuk tiap saluran subsurface ditunjukan pada tabel

Tabel 4. 23 Perencanaan Dimensi Saluran Surface

Saluran	A (m2)	d min (m)		d pakai (m)	Θ (rad)	h (m)
T6	0.450	0.757	0.838	0.9	3.822	0.600
T7	0.047	0.244	0.838	0.9	1.466	0.116
T8	0.552	0.838	0.838	0.9	4.485	0.730
T9	0.438	0.747	0.838	0.9	3.770	0.589
T10	0.430	0.740	0.740	0.75	5.271	0.703
T11	0.295	0.613	0.740	0.75	3.700	0.478
T12	0.078	0.316	0.740	0.75	2.025	0.176
T13	0.387	0.702	0.791	0.9	3.491	0.528
T14	0.491	0.791	0.791	0.9	4.067	0.651
T15	0.210	0.517	0.791	0.9	2.601	0.330
T16	0.262	0.577	0.577	0.6	4.835	0.525
T17	0.093	0.344	0.577	0.6	2.601	0.220
T18	0.103	0.362	0.577	0.6	2.723	0.238

4.2.2 Perhitungan Debit Hidrolika

Debit hidrolika dihitung berdasarkan kecepatan dan luas penampang. Saluran Tersier 1 digunakan sebagai contoh dalam perhitungan ini. Diketahui bahwa saluran Tersier 1 memiliki luas penampang 3.24 m^2, dan kecepatan saluran 3 f/s atau 0.9144 m/s. Maka perhitungan debit hidrologi untuk saluran Tersier 1 adalah sebagai berikut:

$$Q = V \; x \; A$$
$$Q = 0.9144 \; {}^{m}/_{s} \; x \; 3.24 \; m^2$$
$$Q = 2.961 \; m^3/s$$

Debit hidrolika yang terjadi pada saluran tersebut adalah sebesar 2.961 m^3/s. Debit tersebut dikontrol dengan debit hidrologi yang terjadi. Nilai debit hidrolika harus lebih besar atau sama dengan debit hidrologi.

$$Q_{Hidrolika} \geq Q_{Hidrologi}$$

$$2.961 \; {}^{m^3}/_{s} \geq 2.76 \; {}^{m^3}/_{s} \text{ (OK!)}$$

Debit hidrolika lebih besar dari debit hidrologi yang terjadi. Maka dimensi saluran dapat digunakan. Perhitungan debit hidrolika untuk seluruh saluran ditunjukan pada tabel 4.24

Tabel 4. 24 Perhitungan Debit Hidrolika

Saluran	Tipe Saluran	A (m^2)	Q Hidrolika (m^3/s)	Q Hidrologi (m^3/s)	Kontrol
T6	Subsurface	0.451	0.412	0.412	Ok
T7	Subsurface	0.048	0.044	0.043	Ok
T8	Subsurface	0.553	0.505	0.504	Ok
T9	Subsurface	0.441	0.403	0.400	Ok
T5	Surface	0.560	0.512	0.350	Ok
S4	Surface	1.840	1.682	0.970	Ok
T10	Subsurface	0.430	0.393	0.393	Ok
T11	Subsurface	0.297	0.272	0.270	Ok
T12	Subsurface	0.079	0.072	0.072	Ok
S5	Surface	1.840	1.682	1.167	Ok
T13	Subsurface	0.388	0.355	0.354	Ok
T14	Subsurface	0.493	0.450	0.449	Ok
T15	Subsurface	0.211	0.193	0.192	Ok
P2	Surface	2.240	2.047	1.106	Ok
T16	Subsurface	0.262	0.240	0.239	Ok
T17	Subsurface	0.094	0.086	0.085	Ok
T18	Subsurface	0.104	0.095	0.094	Ok

Lanjutan Tabel 4.24 Perhitungan Debit Hidrolika

T19	Surface	0.560	0.512	0.119	Ok
S6	Surface	0.560	0.512	0.198	Ok
T1	Surface	3.240	2.961	2.761	Ok
S1	Surface	3.840	3.510	2.836	Ok
T2	Surface	3.240	2.961	2.057	Ok
S2	Surface	5.250	4.799	4.761	Ok
T3	Surface	0.960	0.877	0.695	Ok
T4	Surface	0.960	0.877	0.086	Ok
S3	Surface	0.960	0.877	0.426	Ok
P1	Surface	5.250	4.799	3.802	Ok

4.3 Analisis *Backwater*

Analisis *backwater* dilakukan di 2 titik tinjau. Analisis yang pertama adalah antara laut (Selat Makassar) dengan sungai kandilo untuk mengetahui apakah pasang surut air laut mempengaruhi sistem drainase bandar udara. Analisis yang kedua adalah antara sungai kandilo dengan saluran primer.

- ***Backwater* antara Selat Makassar dengan Sungai Kandilo**

Berdasarkan *RISPAM Kabupaten Paser*, debit sungai kandilo adalah sebesar 84.762 m^3/s. Diketahui bahwa besarnya luas penampang sungai kandilo adalah sebesar 393.208 m^2 dan keliling basah dari sungai kandilo adalah 216.82 m. Sungai kandilo memiliki permukaan tanah yang tidak teratur. Menurut *tabel 11 SNI 03-3424-1994*, nilai kekasaran dari permukaan sungai kandilo adalah 0.4. Perhitungan ini memerlukan data kemiringan dari sungai kandilo, kemiringan didapatkan dari perhitungan kecepatan aliran.

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

$$V = \frac{1}{n}\, x\, (R)^{2/3}\, x\, (S)^{1/2}$$

$$\frac{1}{n}\, x\, (R)^{2/3}\, x\, (S)^{1/2} = \frac{Q}{A}$$

$$\frac{1}{0.4}\, x \left(\frac{393.208\, m^2}{216.82\, m}\right)^{2/3} x\, (S)^{1/2} = \frac{84.762\ m^3/s}{393.208\, m^2}$$

$$S = 0.00336190$$

Pasang surut selat makassar seperti ditunjukan tabel 4.26.

Tabel 4. 25 Pasang Surut Selat Makassar

Jam	Ketinggian (m)
0	1.25
1	1.3
2	1.35
3	1.4
4	1.5
5	1.55
6	1.6
7	1.7
8	1.74
9	1.76
10	1.77
11	1.78
12	1.8
13	1.8
14	1.76
15	1.7
16	1.6
17	1.35
18	1.2
19	1.1
20	0.95
21	0.9
22	0.95
23	1.1
24	1.25

Sumber: BMKG, 2020

Diketahui bahwa sungai kandilo memiliki lebar dasar 80.2 meter. Panjang sungai kandilo dari saluran primer sistem drainase bandar udara ke muara adalah 23.32 km. Elevasi muka air sungai kandilo adalah +0.64 m.

Berdasarkan data pasang surut di tabel 4.25, didapatkan elevasi muka air laut tertinggi (HWS) adalah +1.8 m. Elevasi muka air laut terendah (LWS) adalah ±0.00 m. Elevasi muka air laut rata rata didapatkan dari perhitungan.

$$MWS = \frac{\sum Muka\ Air\ Laut}{Jumlah\ data}$$

$$MWS = \frac{36.16}{24}$$

$$MWS = 1.44\ m$$

Perhitungan pengaruh backwater menggunakan nilai HWS karena merupakan nilai terbesar. Perhitungan ditunjukan pada tabel 4.27.

Tabel 4. 26 Perhitungan Backwater Selat Makassar

h (m)	A (m2)	P (m)	R (m)	$v^2/2g$ (m)	E (m)	AE (m)	SF	SF	So - Sf	AX (m)	X (m)
1.8	576.711	133.328	4.326	0.001	6.642		0.000				
						0.050		0.000	0.003	17.441	17.441
1.75	572.039	132.928	4.303	0.001	6.592		0.001				
						0.050		0.001	0.003	17.512	34.953
1.7	567.373	132.528	4.281	0.001	6.542		0.001				
						0.050		0.001	0.003	17.586	52.539
1.65	562.711	132.128	4.259	0.001	6.492		0.001				
						0.050		0.001	0.003	17.663	70.202
1.6	558.055	131.728	4.236	0.001	6.442		0.001				
						0.050		0.001	0.003	17.743	87.945
1.55	553.403	131.328	4.214	0.001	6.392		0.001				
						0.050		0.001	0.003	17.826	105.771
1.5	548.756	130.928	4.191	0.001	6.342		0.001				
						0.050		0.001	0.003	17.913	123.684
1.45	544.115	130.528	4.169	0.001	6.292		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.004	141.688
1.4	539.478	130.128	4.146	0.001	6.242		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.099	159.787
1.35	534.847	129.728	4.123	0.001	6.192		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.198	177.984
1.3	530.220	129.328	4.100	0.001	6.142		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.301	196.285
1.25	525.598	128.928	4.077	0.001	6.092		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.409	214.694
1.2	520.982	128.528	4.053	0.001	6.042		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.522	233.216
1.15	516.370	128.128	4.030	0.001	5.992		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.641	251.857
1.1	511.764	127.728	4.007	0.001	5.942		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.765	270.623

Lanjutan Tabel 4.26 Perhitungan Backwater Selat Makassar

1.05	507.162	127.328	3.983	0.001	5.892		0.001				
						0.050		0.001	0.003	18.896	289.519
1	502.565	126.928	3.959	0.001	5.842		0.001				
						0.050		0.001	0.003	19.033	308.552
0.95	497.974	126.528	3.936	0.001	5.792		0.001				
						0.050		0.001	0.003	19.177	327.729
0.9	493.387	126.128	3.912	0.002	5.743		0.001				
						0.050		0.001	0.003	19.329	347.058
0.85	488.806	125.728	3.888	0.002	5.693		0.001				
						0.050		0.001	0.003	19.489	366.547
0.8	484.229	125.328	3.864	0.002	5.643		0.001				

Penjelasan tabel 4.26

- ***Kolom 1.*** Nilai h pada kolom 1 adalah nilai ketinggian muka air laut.
- ***Kolom 2.*** Nilai A pada kolom 2 adalah luas penampang sungai kandilo dengan nilai h pada kolom 1.
- ***Kolom 3***. Nilai P pada kolom 3 adalah keliling basah sungai kandilo dengan nilai h pada kolom 1.
- ***Kolom 4.*** Nilai R adalah hasil pembagian antara nilai A dari kolom 2, dengan nilai P dari kolom 3.
- ***Kolom 5.*** Nilai $V^2/2g$ adalah besar tinggi kecepatan yang terjadi. Nilai V didapatkan dari membagi debit sungai kandilo (Q) dengan luas penampang (A) dari kolom 2.
- ***Kolom 6.*** Nilai E adalah energi spesifik. Besarnya energi spesifik dihitung dengan menjumlahkan kedalaman air (h) pada kolom 1 dengan tinggi kecepatan ($V^2/2g$) pada kolom 5.
- ***Kolom 7.*** Nilai ΔE adalah selisih dari energi spesifik di antara dua kedalaman. ΔE didapatkan dengan mengurangi harga E pada kedalaman yang ditinjau dengan nilai E pada kedalaman sebelumnya.
- ***Kolom 8.*** Nilai Sf adalah besarnya kemiringan yang terjadi. Perhitungan kemiringan didapatkan dari perhitungan debit.

$$Q = \frac{1}{n}\ x\ (R)^{2/3}\ x\ (Sf)^{1/2}\ x\ A$$

$$Q\ x\ n\ x\ \frac{1}{A}\ x\ \frac{1}{R^{2/3}} = (Sf)^{1/2}$$

$$\frac{Q^2\ x\ n^2}{A^2\ x\ R^{4/3}} = Sf$$

Nilai A didapatkan dari kolom 2, dan nilai R didapatkan dari kolom 3.

- ***Kolom 9.*** Nilai Sf Rata Rata didapatkan dari merata rata besarnya Sf dari kedalaman yang ditinjau dengan nilai Sf dari kedalaman sebelumnya.
- ***Kolom 10.*** Nilai So – Sf rata rata didapatkan dari hasil pengurangan kemiringan sungai kandilo berdasarkan perhitungan dengan nilai Sf rata rata pada kolom 9.
- ***Kolom 11.*** Nilai ΔX didapatkan dari pembagian nilai ΔE pada kolom 7 dengan nilai So – Sf pada kolom 10.
- ***Kolom 12.*** Nilai X merupakan hasil akumulasi dari besarnya nilai ΔX pada kolom 11. Nilai X adalah jarak pengaruh *backwater* yang terjadi.

Berdasarkan perhitungan yang ditunjukan pada tabel 4.27, pengaruh *backwater* hanya sampai jarak 366.5 meter dari muara sungai. Sedangkan muara dari saluran primer sistem drainase bandar udara terletak di jarak 23.32 km dari muara sungai kandilo. Sehingga pasang surut air laut tidak mempengaruhi sistem drainase bandar udara tanah grogot.

- ***Backwater* antara Sungai Kandilo dengan Saluran Primer**

Perhitungan backwater antara sungai kandilo dengan saluran primer membutuhkan hasil perhitungan elevasi saluran primer. Perhitungan elevasi saluran drainase dimulai dari saluran tersier hingga ke saluran primer. Saluran Tersier 1 digunakan sebagai awal perhitungan elevasi.

Diketahui bahwa saluran tersier 1 memiliki data sebagai berikut:

Panjang Saluran	= 2299 m	
Bentuk Saluran	= Trapesium	
Kemiringan	= 0.0015	
Tinggi Saluran	= 1.2 m	
Elevasi Tanah Asli	: hulu	= + 6.215
	hilir	= + 5.68

Perhitungan dilakukan dengan mengurangi elevasi di hulu saluran tersier 1 dengan kemiringan dikali panjang saluran.

$$Elevasi\ hilir\ perhitungan = Elevasi\ hulu - Kemiringan\ x\ Panjang\ Saluran$$
$$Elevasi\ hilir\ perhitungan = +\ 6.215 - 0.0015\ x\ 2299\ m$$
$$Elevasi\ hilir\ perhitungan = +\ 1.565\ m$$

Hilir saluran Tersier 1 merupakan Hulu Saluran Sekunder 1. Maka perhitungan elevasi dilanjutkan dengan perhitungan elevasi hilir saluran sekunder 1.

Saluran sekunder 1 memiliki kemiringan 0.0015 dan panjang saluran 150 meter.

$$Elevasi\ hilir = Elevasi\ hulu - Kemiringan\ x\ Panjang\ Saluran$$
$$Elevasi\ hilir = +\ 1.565 - 0.0015\ x\ 150\ m$$
$$Elevasi\ hilir = +\ 1.34\ m$$

Hilir saluran Sekunder 1 merupakan Hulu saluran Sekunder 2. Maka perhitungan elevasi dilanjutkan dengan perhitungan elevasi hilir saluran sekunder 2.

Saluran sekunder 2 memiliki kemiringan 0.0015 dan panjang saluran 43.5 meter.

$$Elevasi\ hilir = Elevasi\ hulu - Kemiringan\ x\ Panjang\ Saluran$$
$$Elevasi\ hilir = +\ 1.34 - 0.0015\ x\ 43.5\ m$$
$$Elevasi\ hilir = +\ 1.275\ m$$

Hilir saluran Sekunder 2 merupakan Hulu saluran Primer 2. Maka perhitungan elevasi dilanjutkan dengan perhitungan elevasi hilir saluran Primer 2.

Saluran Primer 2 memiliki kemiringan 0.0015 dan panjang saluran 1579 meter.

$$Elevasi\ hilir = Elevasi\ hulu - Kemiringan\ x\ Panjang\ Saluran$$
$$Elevasi\ hilir = +\ 1.275 - 0.0015\ x\ 1579\ m$$
$$Elevasi\ hilir = -1.09\ m$$

Elevasi hilir sister drainase bandar udara tanah grogot adalah -1.09 m. Elevasi muka air sungai kandilo adalah + 0.64 m. *Backwater* antara saluran primer sistem drainase dengan sungai kandilo terjadi apabila besarnya elevasi sungai kandilo lebih dari elevasi hilir saluran primer.

$$Elevasi\ Hilir\ Sistem\ Drainase < Elevasi\ Sungai\ Kandilo$$
$$-1.09\ m < +0.64\ m$$

Terjadi *backwater*. *Backwater* yang terjadi adalah setinggi 1.45 m

Backwater yang terjadi perlu dihitung besar pengaruhnya agar diketahui seberapa jauh backwater terjadi pada sistem drainase bandar udara. Diketahui bahwa debit saluran primer adalah 3.802 m^3/s dengan nilai kekasaran manning 0.016. Perhitungan pengaruh *backwater* yang terjadi ditunjukan pada tabel 4.27.

Tabel 4. 27 Pengaruh Backwater Sungai Kandilo

h (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$v^2/2g$ (m)	E (m)	AE (m)	SF	SF	So - Sf	AX (m)	X (m)
1.45	5.0025	6.1012	0.8199	0.0295	1.4795		0.0002				
						0.0469		0.0002	0.0013	36.2757	36.2757
1.4	4.7600	5.9598	0.7987	0.0326	1.4326		0.0002				
						0.0465		0.0002	0.0013	36.8043	73.0800
1.35	4.5225	5.8184	0.7773	0.0361	1.3861		0.0003				
						0.0460		0.0003	0.0012	37.4675	110.5475
1.3	4.2900	5.6770	0.7557	0.0401	1.3401		0.0003				
						0.0454		0.0003	0.0012	38.3144	148.8619
1.25	4.0625	5.5355	0.7339	0.0447	1.2947		0.0003				
						0.0447		0.0004	0.0011	39.4197	188.2816
1.2	3.8400	5.3941	0.7119	0.0500	1.2500		0.0004				
						0.0438		0.0004	0.0011	40.9027	229.1843
1.15	3.6225	5.2527	0.6896	0.0562	1.2062		0.0005				
						0.0428		0.0005	0.0010	42.9655	272.1499
1.1	3.4100	5.1113	0.6672	0.0634	1.1634		0.0005				
						0.0415		0.0006	0.0009	45.9802	318.1301
1.05	3.2025	4.9698	0.6444	0.0719	1.1219		0.0006				
						0.0400		0.0007	0.0008	50.7122	368.8422
1	3.0000	4.8284	0.6213	0.0820	1.0820		0.0008				
						0.0380		0.0009	0.0006	59.0256	427.8678
0.95	2.8025	4.6870	0.5979	0.0939	1.0439		0.0009				
						0.0356		0.0010	0.0005	76.9488	504.8167
0.9	2.6100	4.5456	0.5742	0.1083	1.0083		0.0011				
						0.0326		0.0013	0.0002	140.9653	645.7819
0.85	2.4225	4.4042	0.5500	0.1257	0.9757		0.0014				

Penjelasan tabel 4.27

- ***Kolom 1.*** Nilai h pada kolom 1 adalah nilai ketinggian muka air laut.
- ***Kolom 2.*** Nilai A pada kolom 2 adalah luas penampang sungai kandilo dengan nilai h pada kolom 1.
- ***Kolom 3***. Nilai P pada kolom 3 adalah keliling basah sungai kandilo dengan nilai h pada kolom 1.
- ***Kolom 4.*** Nilai R adalah hasil pembagian antara nilai A dari kolom 2, dengan nilai P dari kolom 3.
- ***Kolom 5.*** Nilai $V^2/2g$ adalah besar tinggi kecepatan yang terjadi. Nilai V didapatkan dari membagi debit sungai kandilo (Q) dengan luas penampang (A) dari kolom 2.
- ***Kolom 6.*** Nilai E adalah energi spesifik. Besarnya energi spesifik dihitung dengan menjumlahkan kedalaman air (h) pada kolom 1 dengan tinggi kecepatan ($V^2/2g$) pada kolom 5.
- ***Kolom 7.*** Nilai ΔE adalah selisih dari energi spesifik di antara dua kedalaman. ΔE didapatkan dengan mengurangi harga E pada kedalaman yang ditinjau dengan nilai E pada kedalaman sebelumnya.
- ***Kolom 8.*** Nilai Sf adalah besarnya kemiringan yang terjadi. Perhitungan kemiringan didapatkan dari perhitungan debit.

$$Q = \frac{1}{n}\ x\ (R)^{2/3}\ x\ (Sf)^{1/2}\ x\ A$$

$$Q\ x\ n\ x\ \frac{1}{A}\ x\ \frac{1}{R^{2/3}} = (Sf)^{1/2}$$

$$\frac{Q^2\ x\ n^2}{A^2\ x\ R^{4/3}} = Sf$$

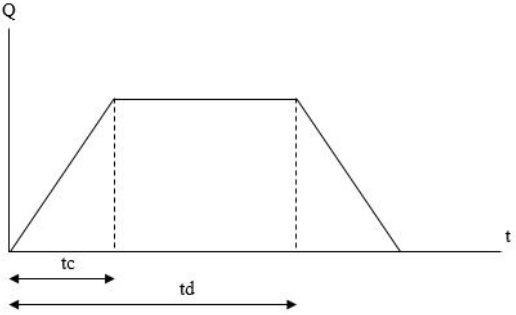
  Nilai A didapatkan dari kolom 2, dan nilai R didapatkan dari kolom 3.
- ***Kolom 9.*** Nilai Sf Rata Rata didapatkan dari merata rata besarnya Sf dari kedalaman yang ditinjau dengan nilai Sf dari kedalaman sebelumnya.
- ***Kolom 10.*** Nilai So – Sf rata rata didapatkan dari hasil pengurangan kemiringan sungai kandilo berdasarkan perhitungan dengan nilai Sf rata rata pada kolom 9.

- ***Kolom 11.*** Nilai ΔX didapatkan dari pembagian nilai ΔE pada kolom 7 dengan nilai So – Sf pada kolom 10.
- ***Kolom 12.*** Nilai X merupakan hasil akumulasi dari besarnya nilai ΔX pada kolom 11. Nilai X adalah jarak pengaruh *backwater* yang terjadi.

Berdasarkan tabel 4.28 pengaruh *backwater* pada saluran primer 2 adalah 30.433 meter. Panjang saluran primer 2 adalah 1579 meter. Pengaruh *backwater* hanya terjadi di saluran primer. Aliran air tidak dapat mengalirkan air dari sistem drainase ke sungai kandilo secara gravitasi karena ada *backwater*, sehingga diperlukan perencanaan kolam tampung dan pompa.

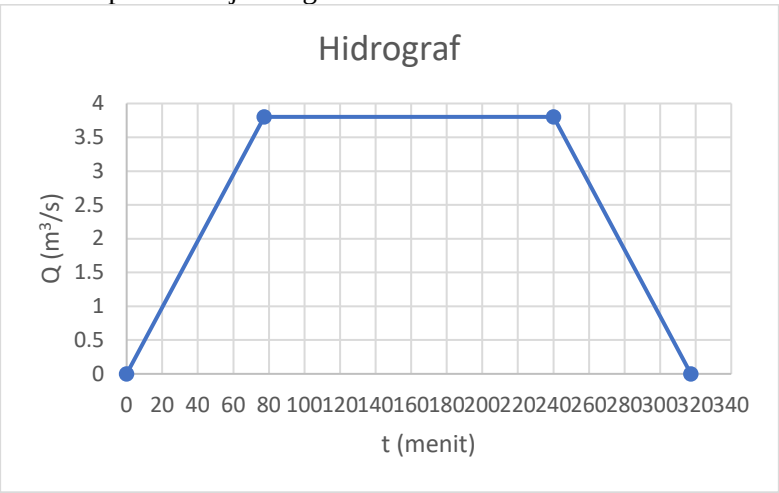
4.4 Analisis Kolam Tampung dan Pompa

Aliran air tidak dapat mengalir secara gravitasi karena elevasi muka air sungai kandilo lebih tinggi dari elevasi muka air saluran primer. Sehingga direncanakan kolam tampung untuk menampung air di hilir saluran dan pompa untuk mengalirkan airnya ke sungai kandilo. Perencanaan kolam tampung dan pompa memerlukan hidrograf untuk perhitungannya. Diketahui bahwa:



Gambar 4. 8 Skema Hidrograf

Dimana nilai tc telah dihitung sebelumnya dan nilai td dapat digunakan dari rata rata lama hujan yang terjadi. RISPAM Kabupaten Paser menunjukan bahwa Kabupaten Paser memiliki rata rata hujan selama 4 jam, atau 240 menit. Tc untuk saluran primer 2 adalah sebesar 77.325 menit. Maka bentuk hidrografnya adalah seperti ditunjukan gambar



Gambar 4. 9 Hidrograf Saluran Primer 2

Hidrograf pada gambar 4.9 berguna untuk menunjukan debit tiap waktunya, sehingga dapat dihitung besarnya volume air yang masuk ke dalam tampungan kolam tampung untuk tiap satuan waktunya. Perhitungan dilakukan untuk tiap 10 menit sekali untuk mempermudah. Sehingga durasi untuk tiap bagiannya adalah 10 menit atau 600 detik. Perhitungan volume pada menit ke 60 dijadikan sebagai contoh perhitungan. Debit yang mengalir pada menit ke 60 adalah 2.950 m^3/s

$$Volume = Debit\ x\ Waktu$$

$$Volume = 2.950\ {}^{m^3}/_{s}\ x\ 600\ s$$

$$Volume = 1770.137\ m^3$$

Perhitungan volume air yang masuk ke tampungan kolam tampung untuk tiap waktunya ditunjukan pada tabel 4.28

Tabel 4. 28 Perhitungan Volume Kolam Tampung

t (menit)	Q in (m^3/s)	Volume (m^3)	Volume Kumulatif (m^3)
0	0.000	0.000	0.000
10	0.492	295.023	295.023
20	0.983	590.046	885.068
30	1.475	885.068	1770.137
40	1.967	1180.091	2950.228
50	2.459	1475.114	4425.342
60	2.950	1770.137	6195.479
70	3.442	2065.160	8260.639
80	3.802	2281.270	10541.909
90	3.802	2281.270	12823.179
100	3.802	2281.270	15104.449
110	3.802	2281.270	17385.718
120	3.802	2281.270	19666.988
130	3.802	2281.270	21948.258
140	3.802	2281.270	24229.528
150	3.802	2281.270	26510.797
160	3.802	2281.270	28792.067
170	3.802	2281.270	31073.337
180	3.802	2281.270	33354.607
190	3.802	2281.270	35635.876
200	3.802	2281.270	37917.146
210	3.802	2281.270	40198.416
220	3.802	2281.270	42479.686
230	3.802	2281.270	44760.955
240	3.802	2281.270	47042.225
250	3.442	2065.160	49107.385
260	2.950	1770.137	50877.522
270	2.459	1475.114	52352.636
280	1.967	1180.091	53532.727
290	1.475	885.068	54417.796
300	0.983	590.046	55007.842
310	0.492	295.023	55302.864
320	0.000	0.000	55302.864

Didapatkan bahwa volume kumulatif yang masuk ke kolam tampung adalah 55302.864 m^3.

Direncanakan kolam tampung dengan dimensi 75 m x 50 m yang terdapat di hilir saluran primer. Kolam tampung direncanakan sedalam 2.5 m.

Gambar 4. 10 Rencana Lokasi Kolam Tampung

Perhitungan tinggi muka air untuk tiap satuan waktunya diperlukan untuk mengetahui apakah kolam tampung mampu menampung air dan kebutuhan pompa air. Tinggi air didapatkan dari membagi antara volume kumulatif air (m^3) dengan luas permukaan dari kolam tampung. Tinggi muka air pada menit ke 60 dijadikan sebagai contoh untuk perhitungan. Volume kumulatif pada menit ke 60 adalah sebesar 6195.479 m^3.

$$Tinggi\ air = \frac{Volume\ Kumulatif\ (m^3)}{Luas\ Permukaan\ Kolam\ Tampung\ (m^2)}$$

$$Tinggi\ air = \frac{6195.479\ m^3}{75\ m\ x\ 50\ m}$$

$$Tinggi\ air = 1.652\ meter$$

Perhitungan tinggi muka air perlu untuk tiap satuan waktunya terdapat di tabel 4.29.

Tabel 4. 29 Perhitungan Tinggi Air Kolam Tampung

t (menit)	Volume Kumulatif (m^3)	Tinggi Air (m)
0	0	0
10	295.0228329	0.078672755
20	885.0684987	0.236018266
30	1770.136997	0.472036533
40	2950.228329	0.786727554
50	4425.342494	1.180091332
60	6195.479491	1.652127864
70	8260.639321	2.202837152
80	10541.90908	2.811175754
90	12823.17883	3.419514355
100	15104.44859	4.027852956
110	17385.71834	4.636191557
120	19666.98809	5.244530159
130	21948.25785	5.85286876
140	24229.5276	6.461207361
150	26510.79736	7.069545962
160	28792.06711	7.677884564
170	31073.33687	8.286223165
180	33354.60662	8.894561766
190	35635.87638	9.502900367
200	37917.14613	10.11123897
210	40198.41589	10.71957757
220	42479.68564	11.32791617
230	44760.9554	11.93625477
240	47042.22515	12.54459337
250	49107.38498	13.09530266
260	50877.52198	13.56733919
270	52352.63614	13.96070297
280	53532.72748	14.27539399
290	54417.79597	14.51141226
300	55007.84164	14.66875777
310	55302.86447	14.74743053
320	55302.86447	14.74743053

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut, dibutuhkan kedalaman hingga 14 meter untuk menampung seluruh volume air. Namun dalam perencanaan ini kolam tampung direncanakan hanya memiliki kedalaman 2.5 meter. Sehingga kolam tampung tidak dapat menampung seluruh volume yang mengalir ke kolam tampung. Sehingga pompa air perlu direncanakan.

Debit maksimal yang terjadi adalah 3.802 m^3/s, maka direncanakan pompa dengan kapasitas 2 m^3/s sejumlah 2 buah. Pengoperasian pompa perlu dilakukan untuk mengoptimalkan fungsi pompa. Perencanaan pengoperasian pompa dihitung pada tabel 4.31.

Tabel 4. 30 Perencanaan Operasional Pompa

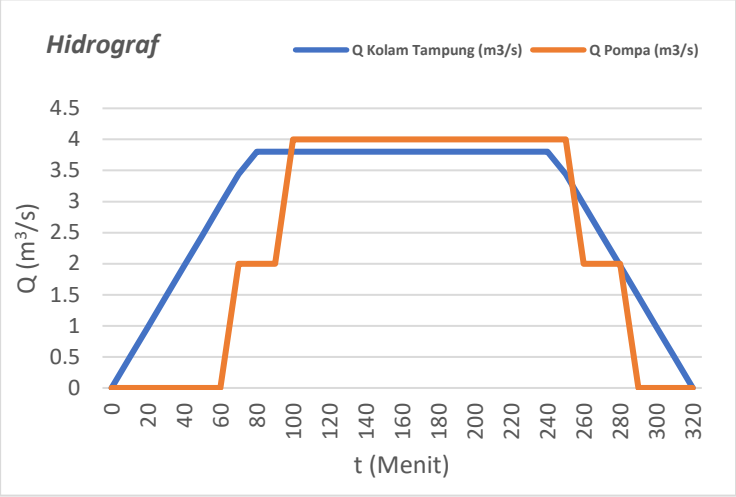
t (menit)	V in (m^3)	ΣV in (m^3)	V Out (m^3)	ΣV Out (m^3)	S (m^3)	h (m)	Keterangan	Q Pompa (m^3/s)
0	0.000	0.000	0	0	0.000	0.000	Pompa Mati	0
10	295.023	295.023	0	0	295.023	0.079	Pompa Mati	0
20	590.046	885.068	0	0	885.068	0.236	Pompa Mati	0
30	885.068	1770.137	0	0	1770.137	0.472	Pompa Mati	0
40	1180.091	2950.228	0	0	2950.228	0.787	Pompa Mati	0
50	1475.114	4425.342	0	0	4425.342	1.180	Pompa Mati	0
60	1770.137	6195.479	0	0	6195.479	1.652	Pompa Mati	0
70	2065.160	8260.639	1200	1200	7060.639	1.883	1 Pompa Dinyalakan	2
80	2281.270	10541.909	1200	2400	8141.909	2.171	1 Pompa Dinyalakan	2
90	2281.270	12823.179	1200	3600	9223.179	2.460	1 Pompa Dinyalakan	2
100	2281.270	15104.449	2400	6000	9104.449	2.428	Kedua Pompa Dinyalakan	4
110	2281.270	17385.718	2400	8400	8985.718	2.396	Kedua Pompa Dinyalakan	4
120	2281.270	19666.988	2400	10800	8866.988	2.365	Kedua Pompa Dinyalakan	4
130	2281.270	21948.258	2400	13200	8748.258	2.333	Kedua Pompa Dinyalakan	4
140	2281.270	24229.528	2400	15600	8629.528	2.301	Kedua Pompa Dinyalakan	4
150	2281.270	26510.797	2400	18000	8510.797	2.270	Kedua Pompa Dinyalakan	4
160	2281.270	28792.067	2400	20400	8392.067	2.238	Kedua Pompa Dinyalakan	4
170	2281.270	31073.337	2400	22800	8273.337	2.206	Kedua Pompa Dinyalakan	4
180	2281.270	33354.607	2400	25200	8154.607	2.175	Kedua Pompa Dinyalakan	4
190	2281.270	35635.876	2400	27600	8035.876	2.143	Kedua Pompa Dinyalakan	4
200	2281.270	37917.146	2400	30000	7917.146	2.111	Kedua Pompa Dinyalakan	4
210	2281.270	40198.416	2400	32400	7798.416	2.080	Kedua Pompa Dinyalakan	4
220	2281.270	42479.686	2400	34800	7679.686	2.048	Kedua Pompa Dinyalakan	4
230	2281.270	44760.955	2400	37200	7560.955	2.016	Kedua Pompa Dinyalakan	4
240	2281.270	47042.225	2400	39600	7442.225	1.985	Kedua Pompa Dinyalakan	4
250	2065.160	49107.385	2400	42000	7107.385	1.895	Kedua Pompa Dinyalakan	4
260	1770.137	50877.522	2400	44400	6477.522	1.727	Kedua Pompa Dinyalakan	4
270	1475.114	52352.636	1200	45600	6752.636	1.801	1 Pompa Dinyalakan	2
280	1180.091	53532.727	1200	46800	6732.727	1.795	1 Pompa Dinyalakan	2
290	885.068	54417.796	1200	48000	6417.796	1.711	1 Pompa Dinyalakan	2

Lanjutan Tabel 4.30 Perenanaan Operasional Pompa

300	590.046	55007.842	0	48000	7007.842	1.869	Pompa Mati	0
310	295.023	55302.864	0	48000	7302.864	1.947	Pompa Mati	0
320	0.000	55302.864	0	48000	7302.864	1.947	Pompa Mati	0

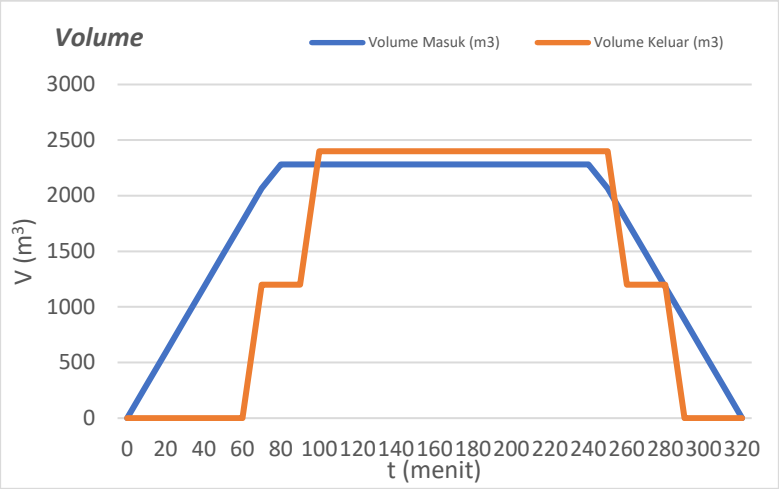
Perencanaan pompa dilakukan berdasarkan elevasi muka air di kolam tampung. Kondisi awal kedua pompa dimatikan sehingga tidak ada debit yang keluar dari kolam tampung. Ketika muka air di kolam tampung mulai mencapai ketinggian 2 m (elevasi +0.64), satu pompa dinyalakan. Ketika satu pompa dinyalakan, debit outflow yang terjadi adalah 2 m3/s. debit outflow masih lebih rendah dari debit inflow yang terjadi, sehingga muka air di kolam tampung terus naik. Ketika muka air kolam tampung mencapai ketinggian 2.4 meter (elevasi +1.04), pompa kedua dinyalakan. Saat kedua pompa dinyalakan, debit outflow melebihi debit inflow, sehingga muka air di kolam tampung mengalami penurunan elevasi. Ketika elevasi muka air pada kolam tampung turun hingga ketinggian 2 meter (elevasi +0.64), salah satu pompa kembali dimatikan.

Perbandingan debit yang melimpah masuk ke kolam tampung dengan debit yang dikeluarkan oleh pompa ditunjukan pada gambar 4.10.



Gambar 4. 11 Perbandingan Debit Inflow dan Outflow Kolam Tampung

Perbandingan antara volume air yang masuk ke kolam tampung dengan volume air yang dikeluarkan oleh pompa ditunjukan pada gambar 4.11.

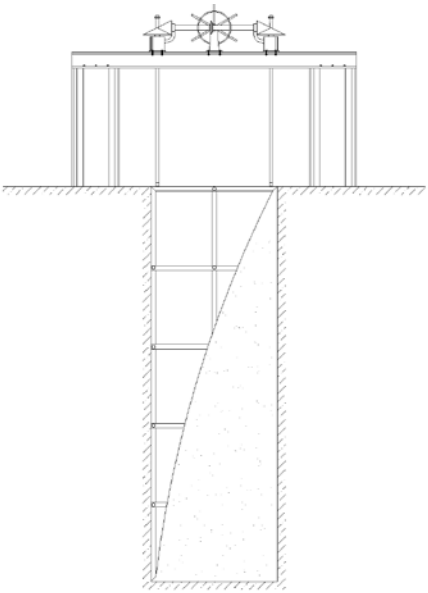


Gambar 4. 12 Perbandingan Volume Inflow dan Outflow Kolam Tampung

4.5 Analisis Pintu Kolam

4.5.1 Perhitungan Ketebalan Pintu

Pintu kolam tampung direncanakan setinggi 2.5 meter dan memiliki lebar 0.8 meter. Perencanaan pintu kolam tampung perlu mempertimbangkan besarnya gaya yang terjadi pada pintu. Gaya yang terjadi pada pintu terjadi dalam dua kondisi, yaitu kondisi kolam tampung kosong dan kondisi kolam tampung memiliki muka air tertinggi.

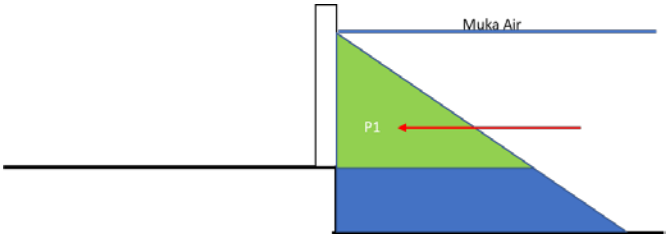


Gambar 4. 13 Sketsa Pintu

Diketahui:

Elevasi muka air kolam tampung terendah	= -1.36
Elevasi muka air kolam tampung tertinggi	= +1.227
Elevasi muka air sungai kandilo	= +0.64
h air sungai dari dasar kolam tampung	= 2 meter
h kolam tampung tertinggi	= 2.58 meter
ɣair	= 1 t/m^3

Perhitungan untuk kondisi 1, yaitu ketika kolam tampung kosong, h air kolam tampung adalah 0 m. Ketika kondisi 1, gaya yang terjadi seperti ditunjukan pada gambar 4.11



Gambar 4. 14 Sketsa Diagram Gaya

Gaya yang terjadi adalah keseluruhan bentuk dari segitiga berwarna biru pada gamabr 4.11, namun gaya yang bekerja pada pintu hanya segitiga berwarna hijau. Gaya yang terjadi hanya dari sisi kanan pintu, sedangkan dari sisi kiri tidak ada gaya karena kolam tampung kosong. Besarnya gaya yang terjadi adalah

$$P1 = \gamma air \; x \; h \; air$$
$$P1 = 1 \; {}^{t}/_{m^3} \; x \; 2$$
$$P1 = 2 \; {}^{t}/_{m^2}$$

Gaya tersebut dihitung menjadi besarnya beban yang diterima pintu.

$$Ha = \frac{1}{2} \; x \; (P1 - P2) \; x \; h \; pintu \; air \; x \; b \; pintu \; air$$
$$Ha = \frac{1}{2} \; x \; (2 - 0) \; x \; 2.5 \; m \; x \; 0.8$$
$$Ha = 2 \; ton$$
$$Ha = 2000 \; kg$$

Beban tersebut dikonversi menjadi beban merata pada pintu air

$$q = \frac{Ha}{b \; pintu \; air}$$
$$q = \frac{2000 \; kg}{0.8 \; m}$$
$$q = 2500 \; {}^{kg}/_{m}$$

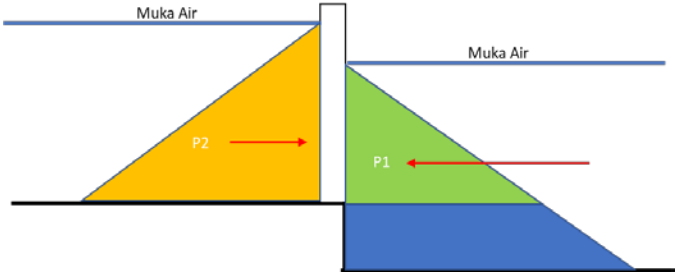
Beban merata dihitung menjadi momen maksimal yang terjadi pada pintu air

$$M_{max} = \frac{1}{8}\ x\ q\ x\ (b_{pintu\ air})^2$$

$$M_{max} = \frac{1}{8}\ x\ 2500\ x\ (0.8)^2$$

$$M_{max} = 200\ kg.m$$

Perhitungan untuk kondisi 2, yaitu ketika kolam tampung memiliki tampungan tertinggi. Tinggi air kolam tampung adalah 2.2 m. Sketsa gaya yang terjadi adalah seperti gambar 4.12



Gambar 4. 15 Sketsa Diagram gaya

Gaya yang terjadi adalah segitiga berwarna biru dan oranye. Segitiga berwarna biru adalah gaya yang terjadi akibat muka air sungai kandilo, sedangkan segitiga berwarna oranye adalah gaya yang terjadi akibat elevasi muka air kolam tampung. Namun gaya yang diterima pintu air adalah segitiga berwarna hijau dan oranye.

Besarnya gaya yang terjadi akibat muka air sungai kandilo

$$P1 = \gamma air\ x\ h\ air$$

$$P1 = 1\ {}^{t}/_{m^3}\ x\ 2\ m$$

$$P1 = 2\ {}^{t}/_{m^2}$$

Besarnya gaya yang terjadi akibat muka air kolam tampung

$$P2 = \gamma air \; x \; h \; air$$
$$P2 = 1 \; {}^{t}/_{m^3} \; x \; 2.58 \; m$$
$$P2 = 2.58 \; {}^{t}/_{m^2}$$

Gaya tersebut dihitung menjadi besarnya beban yang diterima pintu.

$$Ha = \frac{1}{2} \; x \; (P2 - P1) \; x \; h \; pintu \; air \; x \; b \; pintu \; air$$
$$Ha = \frac{1}{2} \; x \; (2.58 - 2) \; x \; 2.5 \; m \; x \; 0.8$$
$$Ha = 0.587 \; ton$$
$$Ha = 587 \; kg$$

Beban tersebut dikonversi menjadi beban merata pada pintu air

$$q = \frac{Ha}{b \; pintu \; air}$$
$$q = \frac{587 \; kg}{0.8 \; m}$$
$$q = 734.288 \; {}^{kg}/_{m}$$

Beban merata dihitung menjadi momen maksimal yang terjadi pada pintu air

$$M_{max} = \frac{1}{8} \; x \; q \; x \; (b_{pintu \; air})^2$$
$$M_{max} = \frac{1}{8} \; x \; 734.288 \; x \; (0.8)^2$$
$$M_{max} = 58.74 \; kg.m$$

Kondisi yang digunakan dalam perencanaan tebal pintu air adalah kondisi yang menghasilkan gaya terbesar.

$$M_{kondisi \; 1} = 200 \; kg.m$$
$$M_{kondisi \; 2} = 58.74 \; kg.m$$

Kondisi 1 > Kondisi 2. Maka perencanaan tebal pintu air menggunakan kondisi 1 yaitu ketika kolam tampung dalam keadaan kosong tanpa tampungan.

Perhitungan ketebalan pintu kolam tampung menggunakan rumus tegangan izin pelat

$$\alpha = \frac{1}{2}\ x\ k\ x\ \left[\frac{a^2}{a^2\ +\ b^2}\right]\ x\ \left[\frac{b}{t}\right]\ x\ q$$

Direncanakan:

α (tegangan izin)	= 1400 kg/cm2
k	= 0.8
a (lebar pintu)	= 0.8 m
b (tinggi pintu)	= 2.5 m

maka:

$$\alpha = \frac{1}{2}\ x\ k\ x\ \left[\frac{a^2}{a^2 + b^2}\right]\ x\ \left[\frac{b}{t}\right]\ x\ q$$

$$t = \frac{1}{2}\ x\ k\ x\ \left[\frac{a^2}{a^2 + b^2}\right]\ x\ \left[\frac{b}{\alpha}\right]\ x\ q$$

$$t = \frac{1}{2}\ x\ 0.8\ x\ \left[\frac{0.8^2}{0.8^2 + 2.5^2}\right]\ x\ \left[\frac{2.5}{1400/100}\right]\ x\ 2500$$

$$t = 16.58\ mm$$

Ketebalan minimal yang diperlukan adalah 16.58 mm, digunakan pelat dengan tebal 17 mm sebagai pintu.

4.5.2 Pengoperasian Pintu Air

Perencanaan ini merencanakan pintu air digunakan ketika elevasi muka air kolam tampung lebih tinggi dari elevasi muka air sungai kandilo. Gambar 4.9 menunjukan perbedaan elevasi dasar dari sungai kandilo dan kolam tampung. Tinggi muka air sungai kandilo apabila dihitung dari dasar kolam tampung adalah 2 meter. Sehingga pintu akan dioperasikan apabila tinggi elevasi muka air di kolam tampung melebihi 2 meter dari dasar kolam tampung. Perhitungan debit yang keluar melalui pintu dihitung menggunakan metode routing. Direncanakan:

Luas kolam tampung = 3750 m2
Kedalaman kolam tampung = 2.5 m
Elevasi dasar pintu air = -1.36
Lebar pintu air = 0.8 m
Δt (pias waktu) = 10 menit
Cd (koefisien debit) = 0.9

Perhitungan debit outflow untuk tiap elevasi muka air ditunjukan pada tabel 4.31

Tabel 4. 31 Debit Outflow Melalui Pintu Tiap Elevasi

Elevasi	Storage	Outflow	(S/Δt) + (Q/2)	(S/Δt) - (Q/2)
0	0	0.000	0.000	0.000
0.25	937.5	0.485	1.805	1.320
0.5	1875	0.816	3.533	2.717
0.75	2812.5	1.106	5.241	4.134
1	3750	1.372	6.936	5.564
1.25	4687.5	1.622	8.624	7.001
1.5	5625	1.860	10.305	8.445
1.75	6562.5	2.088	11.982	9.893
2	7500	2.308	13.654	11.346
2.25	8437.5	2.521	15.323	12.802
2.5	9375	2.729	16.989	14.261

Penjelasan tabel 4.31:

- **Kolom 1,** tinggi muka air di kolam tampung yang dihitung dari dasar kolam tampung. Ketinggian dihitung dari kondisi kolam tampung kosong hingga penuh.
- **Kolom 2**, volume kolam tampung saat ketinggian muka air yang ditinjau. Volume dihitung dari luas kolam tampung dikali dengan tinggi muka air yang ditinjau.
- **Kolom 3**, debit *outflow* saat pintu air dibuka. Perhitungan debit menggunakan rumus berikut:

$$Q = Cd\ x\ \frac{2}{3}\ x\ \sqrt{\frac{2}{3}\ x\ g\ x\ b\ x\ h^{1.5}}$$

- **Kolom 4,** perhitungan dilakukan dengan membagi nilai *storage* (S, kolom 2) dengan pias waktu yang telah direncanakan sebelumnya (10 menit), kemudian menjumlahkan dengan debit *outflow* (kolom 3) yang dibagi 2.
- **Kolom 5,** perhitungan dilakukan dengan membagi nilai *storage* (S, kolom 2) dengan pias waktu yang telah direncanakan sebelumnya (10 menit), kemudian mengurangkan dengan debit *outflow* (kolom 3) yang dibagi 2.

Perhitungan dilanjutkan dengan perhitungan debit *outflow* yang terjadi untuk tiap satuan waktu. Perhitungan ini memerlukan hasil perhitungan di tabel 4.31 sebagai dasarannya, karena nilai nilai yang ada harus diinterpolasi dari tabel 4.31. Perhitungan ditunjukan tabel 4.32

Tabel 4. 32 Perencanaan Pengoperasian Pintu

Waktu	Q in (m^3/s)	Elev. Awal (m)	Q Out (m^3/s)	(I1+I2) / 2	S1 (m^3)	(S/Δt) - (Q/2)	(S/Δt) + (Q/2)	S2 (m^3)	Elevasi (m)	Q Out (m^3/s)
0	0.000	0.000	0.000							
				0.246	147.511	14.628	14.874	147.206	0.039	0.000
10	0.492	0.079	0.276							
				0.738	590.046	58.636	59.373	592.826	0.158	0.000
20	0.983	0.236	0.460							
				1.229	1327.603	132.146	133.375	1332.611	0.355	0.000
30	1.475	0.472	0.728							
				1.721	2360.183	235.158	236.879	2366.632	0.631	0.000
40	1.967	0.787	1.076							
				2.213	3687.785	367.672	369.885	3694.983	0.985	0.000
50	2.459	1.180	1.493							
				2.704	5310.411	529.689	532.393	5317.780	1.418	0.000
60	2.950	1.652	1.967							
				3.196	6628.059	661.208	664.404	6638.128	1.770	0.000
70	3.442	1.883	2.189							
				3.622	7601.274	758.316	761.938	7612.926	2.030	2.334
80	3.802	2.171	2.457							
				3.802	8682.544	866.353	870.155	8693.426	2.318	2.578
90	3.802	2.460	2.714							
				3.802	9163.814	914.480	918.282	9174.973	2.447	2.685
100	3.802	2.428	2.686							
				3.802	9045.083	902.607	906.409	9056.521	2.415	2.659
110	3.802	2.396	2.658							
				3.802	8926.353	890.734	894.536	8938.070	2.383	2.633
120	3.802	2.365	2.630							
				3.802	8807.623	878.861	882.663	8819.621	2.352	2.606
130	3.802	2.333	2.602							
				3.802	8688.893	866.988	870.790	8701.173	2.320	2.580
140	3.802	2.301	2.574							
				3.802	8570.162	855.115	858.917	8582.726	2.289	2.554
150	3.802	2.270	2.546							
				3.802	8451.432	843.242	847.044	8464.281	2.257	2.527
160	3.802	2.238	2.517							
				3.802	8332.702	831.369	835.171	8345.837	2.226	2.501

Lanjutan Tabel 4.32 Peencanaan Pengoperasian Pintu

170	3.802	2.206	2.489							
				3.802	8213.972	819.496	823.298	8227.394	2.194	2.474
180	3.802	2.175	2.460							
				3.802	8095.242	807.623	811.425	8108.952	2.162	2.447
190	3.802	2.143	2.431							
				3.802	7976.511	795.750	799.552	7990.512	2.131	2.420
200	3.802	2.111	2.402							
				3.802	7857.781	783.877	787.679	7872.073	2.099	2.393
210	3.802	2.080	2.373							
				3.802	7739.051	772.004	775.806	7753.635	2.068	2.366
220	3.802	2.048	2.344							
				3.802	7620.321	760.131	763.933	7635.198	2.036	2.339
230	3.802	2.016	2.314							
				3.802	7501.590	748.258	752.060	7516.763	2.004	2.312
240	3.802	1.985	2.285							
				3.622	7274.805	725.669	729.292	7289.016	1.944	2.259
250	3.442	1.895	2.201							
				3.196	7392.453	737.647	740.843	7400.983	1.974	2.285
260	2.950	2.047	2.343							
				2.704	7815.079	780.156	782.860	7818.016	2.085	2.381
270	2.459	2.121	2.411							
				2.213	7942.682	793.162	795.375	7940.750	2.118	2.409
280	1.967	2.115	2.406							
				1.721	8375.262	836.666	838.387	8366.284	2.231	2.505
290	1.475	2.351	2.619							
				1.229	9112.819	910.667	911.897	9097.543	2.426	2.668
300	0.983	2.509	2.757							
				0.738	9555.353	955.167	955.904	9534.482	2.543	2.763
310	0.492	2.587	2.825							
				0.246	9702.864	970.164	970.409	9677.076	2.581	2.794
320	0.000	2.587	2.825							

Penjelasan tabel 4.32:

- **Kolom 1,** waktu limpasan dalam satuan menit.
- **Kolom 2,** debit *inflow* kolam tampung yang didapatkan dari tabel 4.29
- **Kolom 3,** ketinggian muka air dari awal perhitungan pompa pada tabel 4.31
- **Kolom 4,** debit *outflow* awal dari hasil interpolasi debit menggunakan tabel 4.32. Data tabel 4.32 diinterpolasi berdasarkan ketinggian muka air pada kolom 3.
- **Kolom 5,** (I1 + I2) / 2 didapatkan dari menjumlahkan debit *inflow* untuk waktu yang ditinjau dengan debit *inflow* untuk waktu sebelumnya dan kemudian dibagi 2
- **Kolom 6,** nilai *storage* 1 didapatkan dari interpolasi *storage* menggunakan data *storage* pada tabel 4.32. data *storage* diinterpolasi berdasarkan ketinggian muka air pada kolom 3.
- **Kolom 7,** perhitungan dilakukan dengan membagi nilai *storage* (S, kolom 6) dengan pias waktu yang telah direncanakan sebelumnya (10 menit), kemudian menguranginya dengan debit *outflow* (kolom 4) yang dibagi 2.
- **Kolom 8,** perhitungan dilakukan dengan membagi nilai *storage* (S, kolom 6) dengan pias waktu yang telah direncanakan sebelumnya (10 menit), kemudian menjumlahkan dengan debit *outflow* (kolom 4) yang dibagi 2.
- **Kolom 9,** nilai *storage* 2 didapatkan dari perhitungan dengan menggunakan rumus berikut:
  $S2 = S1 + \left(\frac{I1+I2}{2} - Q\right) x\ \Delta t$ dengan Q didapatkan dari kolom 4.
- **Kolom 10,** nilai h didapatkan dari interpolasi data tabel 4.32. data tabel 4.32 diinterpolasi berdasarkan hasil nilai *storage* 2 pada kolom 9.

- **Kolom 11,** perhitungan debit *outflow* dilakukan apabila ketinggian air pada kolom 10 melebihi 2 meter. Apabila kurang dari 2 meter, maka nilainya dianggap 0 karena tidak ada air yang keluar melalui pintu air. Perhitungan debit menggunakan rumus berikut:

$$Q = Cd\ x\ \frac{2}{3}\ x\ \sqrt{\frac{2}{3}\ x\ g\ x\ b\ x\ h^{1.5}}$$

Hasil perhitungan dalam bentuk grafik ditunjukan pada gambar 4.12. Gambar 4.12 tersebut menunjukan debit yang dikeluarkan pintu air.

Perhitungan pada tabel 4.31 dan tabel 4.33 menunjukan jadwal pengoperasian dari pompa air dan pintu air. Pintu dioperasikan apabila elevasi muka air kolam tampung melebihi elevasi muka air sungai kandio (+0.64). Jadwal pengoperasiannya ditunjukkan pada tabel 4.34

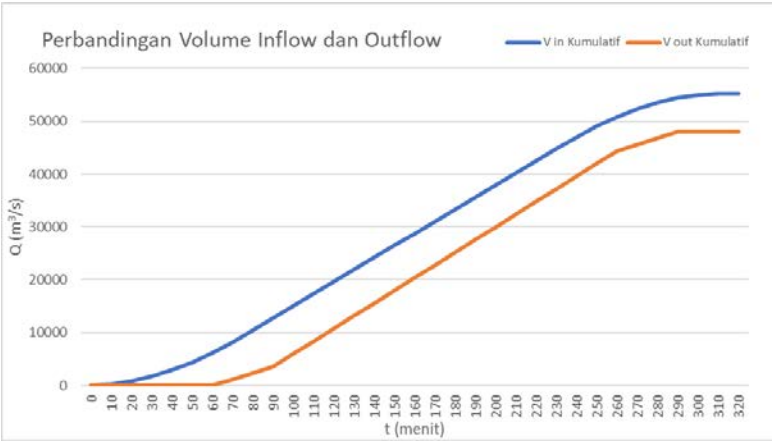
Tabel 4. 33 Operasional Pintu dan Pompa

t (menit)	Elevasi di kolam tampung	Operasi Pompa	Operasi Pintu
0	-1.360	Pompa Mati	Pintu Ditutup
10	-1.321	Pompa Mati	Pintu Ditutup
20	-1.202	Pompa Mati	Pintu Ditutup
30	-1.005	Pompa Mati	Pintu Ditutup
40	-0.729	Pompa Mati	Pintu Ditutup
50	-0.375	Pompa Mati	Pintu Ditutup
60	0.058	Pompa Mati	Pintu Ditutup
70	0.410	1 Pompa Dinyalakan	Pintu Ditutup
80	0.670	1 Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
90	0.958	1 Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
100	1.087	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
110	1.055	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
120	1.023	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
130	0.992	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
140	0.960	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
150	0.929	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
160	0.897	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
170	0.866	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
180	0.834	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
190	0.802	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
200	0.771	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
210	0.739	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
220	0.708	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka

Lanjutan Tabel 4.33 Operasional Pintu dan Pompa

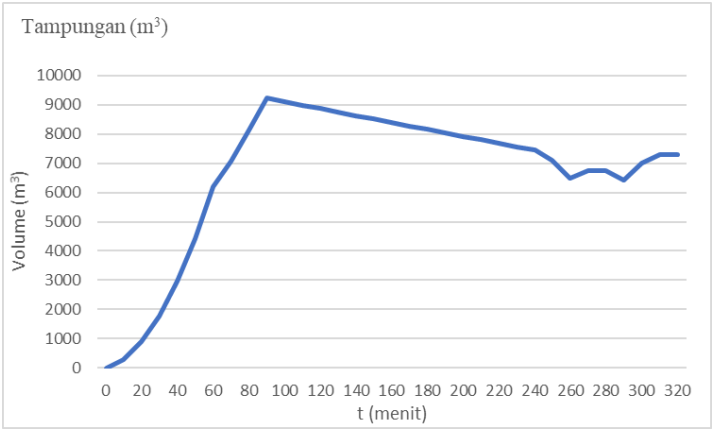
230	0.676	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
240	0.644	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu dibuka
250	0.584	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu Ditutup
260	0.454	Kedua Pompa Dinyalakan	Pintu Ditutup
270	0.406	1 Pompa Dinyalakan	Pintu Ditutup
280	0.438	1 Pompa Dinyalakan	Pintu Ditutup
290	0.393	1 Pompa Dinyalakan	Pintu Ditutup
300	0.428	Pompa Mati	Pintu Ditutup
310	0.544	Pompa Mati	Pintu Ditutup
320	0.582	Pompa Mati	Pintu Ditutup

Maka volume *inflow* dan volume *outflow* untuk kolam tampung tiap waktunya ditunjukan gambar 4.16. Dari tabel 4.33, dibentuk sebuah grafik untuk mempermudah pembandingan antara volume inflow dengan volume *outflow*.



Gambar 4. 16 Perbandingan Volume inflow dengan Outflow Kolam Tampung

Terdapat selisih antara inflow kolam tampung dengan outflow dari kolam tampung. Hal tersebut menunjukan bahwa terdapat selisih antara volume air yang masuk dan volume air yang keluar dari kolam tampung. Perubahan tampungan dari kolam tampung ditunjukan pada gambar 4.17



Gambar 4. 17 Perubahan Tampungan Kolam Tampung

Gambar 4.17 menunjukan bahwa kolam tampung memiliki tampungan di akhir hujan. Perencanaan ini merencanakan bahwa kolam tampung dalam keadaan kosong ketika awal hujan. Sehingga kolam tampung perlu dikosongkan ketika hujan telah berakhir ataupun sebelum hujan selanjutnya datang.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Perencanaan yang dilakukan memberikan beberapa kesimpulan dalam pengerjaan tugas akhir ini. Kesimpulan yang didapat antara lain:

1. Curah hujan rencana pada perencanaan sistem drainase bandar udara tanah grogot adalah 127 mm. Perencanaan sistem drainase bandar udara menggunakan curah hujan periode ulang 5 tahun.
2. Catchment area dalam perencanaan sistem drainase bandar udara tanah grogot hanya berada di area bandar udara. Analisa yang dilakukan tidak meliputi analisa sekitar bandar udara.
3. Debit yang masuk ke dalam sistem drainase bandar udara tanah grogot adalah sebesar 3.66 m^3/s.
4. Elevasi minimal Bandar Udara Tanah Grogot adalah +6.215. Bandar udara harus berada di atas elevasi tersebut terutama landasan pacu (*runway*) agar sistem drainase dapat beroperasi dengan optimal dan tidak terjadi genangan. Elevasi muka air sungai kandilo adalah +0.64.
5. Sistem drainase Bandar Udara Tanah Grogot dibagi ke dalam dua aliran pembuangan. Untuk area terminal diarahkan ke saluran pembuangan A, sedangkan untuk area *runway* diarahkan ke saluran pembuangan C.
6. Aliran air dilimpahkan ke sungai kandilo melalui dua saluran pembuangan. Saluran pembuangan yang dimaksud adalah saluran A (Saluran Primer 1), dan saluran C (Saluran Primer 2). Aliran yang melalui saluran pembuangan C tidak langsung mengalir ke sungai kandilo, aliran ditampung sementara di kolam tampung dan dialirkan ke sungai kandilo menggunakan pompa atau pintu air.
7. Terjadi *backwater* di sistem drainase bandar udara tanah grogot ini. *Backwater* terjadi setinggi 1.75 m. *Backwater* terjadi antara sistem pembuangan saluran C (saluran primer 2) dengan sungai

kandilo. *Backwater* mempengaruhi aliran sejauh 542 m. Pengaruh *backwater* hanya sampai di saluran primer.

8. Fasilitas pendukung aliran drainase bandar udara tanah grogot adalah kolam tampung, pintu air, dan pompa air. Kolam tampung direncanakan dengan dimensi 75 m x 50 m x 2.5 m. Kolam tampung didukung dengan 2 buah pompa berkapasitas 2 m3/s dan sebuah pintu air dengan dimensi 2.5 m x 0.8 m x 17 mm.
9. Pola operasi sistem drainase bandar udara yang direncanakan adalah pola pengoperasian pompa dan pintu air. Pompa dioperasikan secara berkala, diawali dengan menyalakan satu pompa hingga kedua pompa dinyalakan. Kedua pompa dinyalakan ketika debit yang masuk ke dalam kolam tampung adalah debit puncak. Pintu air dioperasikan hanya ketika ketinggian tampungan air di dalam kolam tampung melebihi 2 m. Apabila ketinggian muka air di bawah 2 m, pintu ditutup untuk mencegah terjadinya *backwater*.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan penulis dari pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Sistem drainase bandar udara ini perlu adanya pemeliharaan secara berkala untuk setiap salurannya. Di sistem drainase bandar udara tanah grogot, terdapat beberapa saluran *subsurface*. Saluran *subsurface* ini perlu dicek secara berkala untuk memastikan tidak adanya gangguan berupa sampah atau hal hal lain yang bisa mengurangi kapasitasnya
2. Kolam tampung, pompa, dan pintu air perlu dilakukan pemeliharaan secara berkala. Apabila salah satu dari ketiga hal tersebut tidak dapat menjalankan tugasnya secara optimal, maka sistem drainase bandar udara akan terkena dampaknya.

Daftar Pustaka

Badan Standardisasi Nasional. 1994. Tata Cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan : SNI 03 – 3424 – 1994. Jakarta : BSN.

Dwiarso, Galih Iman. 2018. Perencanaan Ulang Sistem Drainase Bandara Internasional Adisucipto Akibat Pengembangan Bandara. Surabaya : Departemen Teknik Sipil ITS

Federal Aviation Administration. 2006. *Advisory Circular, AC 150/5320-5B: Airport Drainage Design.* U.S. Department of Transportation: Federal Aviation Administration

Federal Aviation Administration. 2006. *Advisory Circular, AC 150/5320-5D: Surface Drainage Design.* U.S. Department of Transportation: Federal Aviation Administration

Google Earth. Tanah Grogot, Kabupaten Paser. Diakses pada 6 Februari 2020 pukul 09:45 WIB. Diakses dari https://www.google.com/intl/id/earth/

Kementerian Kehutanan. 2012. Laporan Final Rencana Pengelolaan DAS Terpadu Pada DAS Prioritas I Kandilo Kabupaten Paser. Tana Paser: Direktorat Jenderal Bina Pengelolaan DAS dan Perhutanan Sosial

Kementerian Pekerjaan Umum. 2012. *Buku Jilid IA : Tata Cara Penyusunan Rencana Induk Sistem Drainase Perkotaan.* Jakarta : Direktorat Jendral Cipta Karya

Kementerian Pekerjaan Umum. 2012. *Buku Jilid ID : Tata cara Perencanaan Kolam Detensi, Kolam Retensi, dan Sistem Polder Bab IV tentang Perencanaan Teknik Kolam Detensi, Kolam Retensi dan Sistem Polder*. Jakarta : Direktorat Jendral Cipta Karya

Kementerian Pekerjaan Umum. *Tata Cara Perencanaan, Pembangunan, dan Operasi Pemeliharaan Sistem Pompa*, Jakarta : Direktorat Jenderal Cipta Karya

Menteri Perhubungan Republik Indonesia. 2017. *Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia Nomor 65 Tahun 2017 Tentang Peraturan Keselamatan Penerbangan Sipil Bagian 170*. Jakarta : Kepala Biro Hukum.

Pemerintah Kabupaten Paser. 2015. Rencana Terpadu dan Program Investasi Infrastruktur Jangka Menengah. Kabupaten Paser.

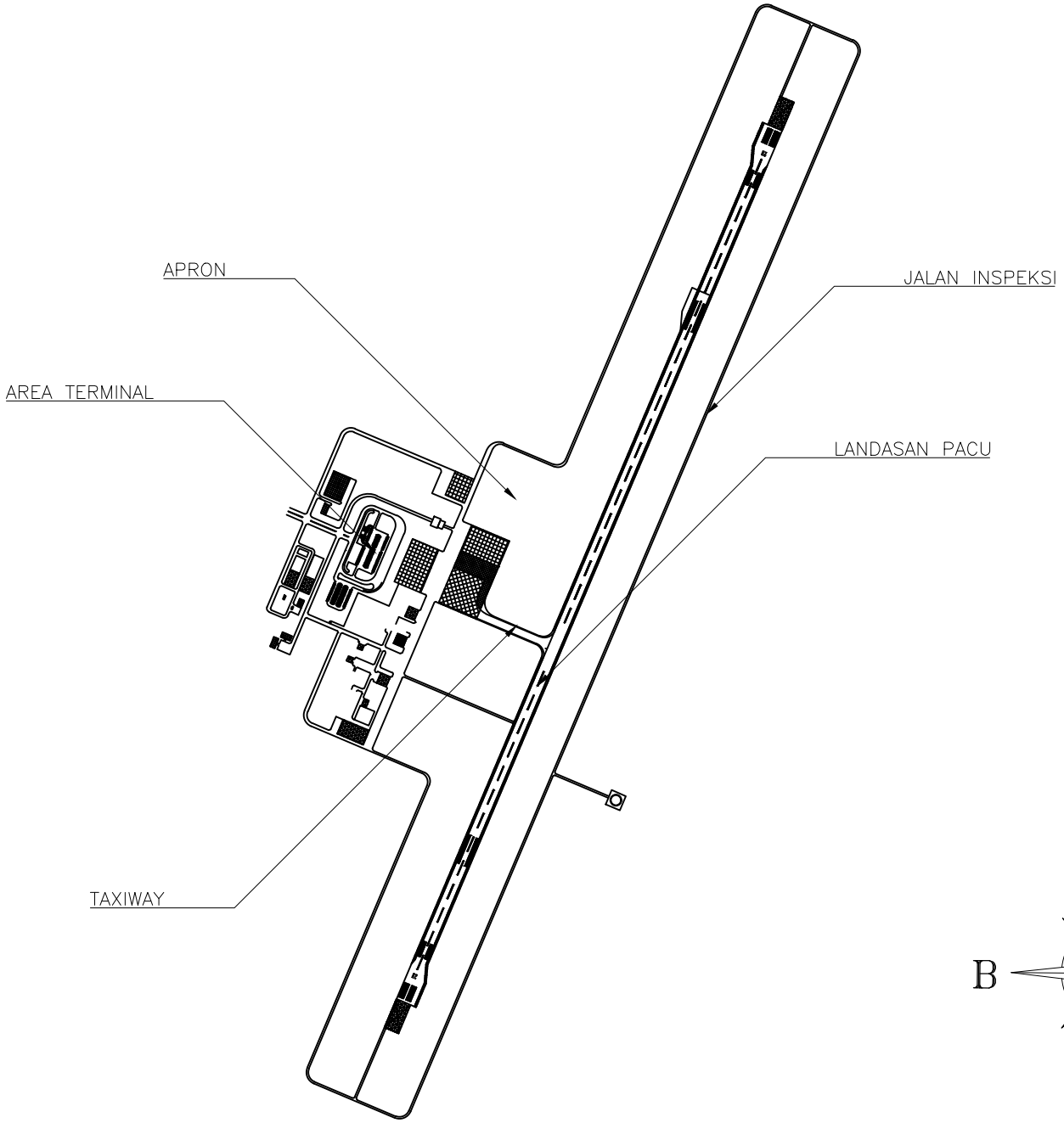
Sentracon.co.id. Harga Saluran Beton Uditch 2020. Diakses pada 1 Mei 2020, 20.39 WIB. Diakses dari https://sentracon.co.id/harga-u-ditch/

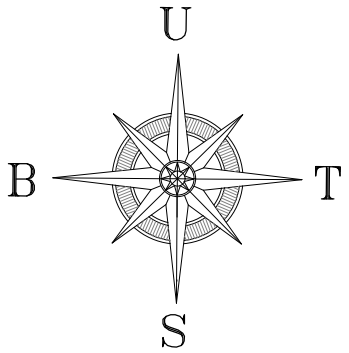
Soewarno. 1995. *Hidrologi: Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data.* Bandung: NOVA.

Suputra, I Ketut. 2017. Perhitungan Intensitas Hujan Berdasarkan Data Curah Hujan Stasiun Curah Hujan Di Kota Denpasar. Denpasar : Universitas Udayana

Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan.* Yogyakarta: Andi.

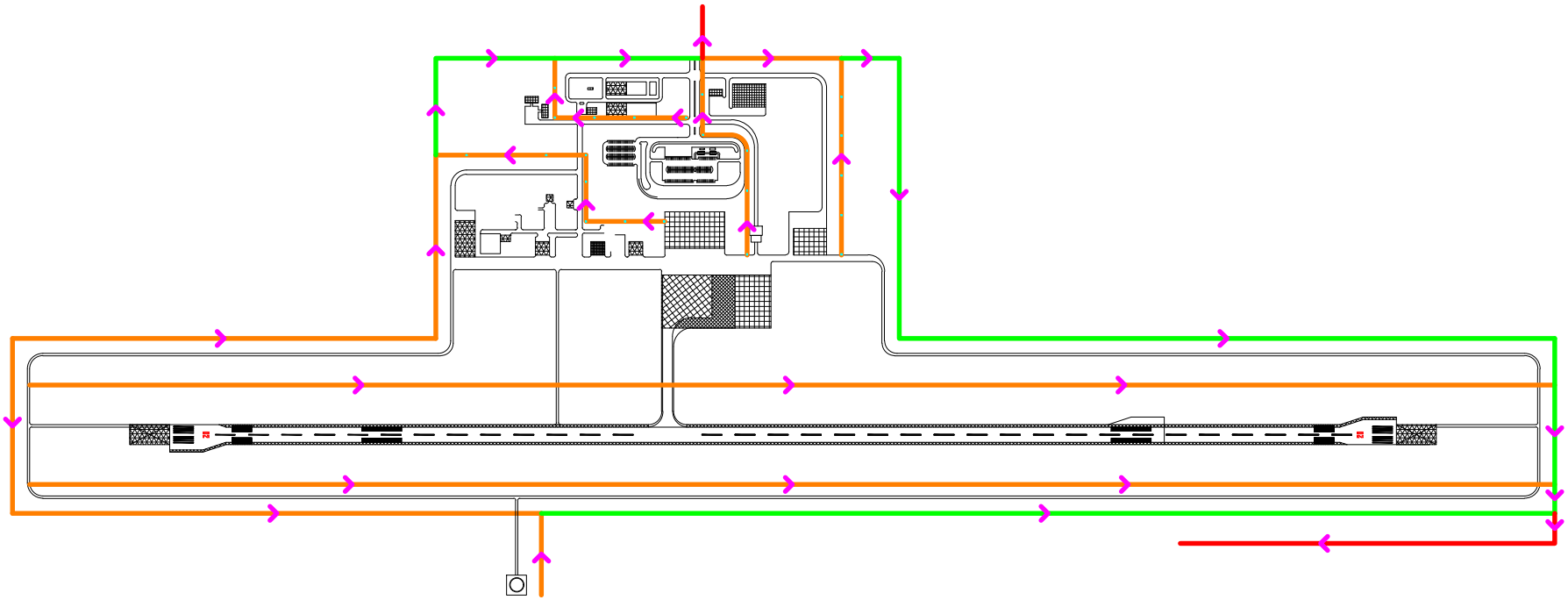
Wijaya, Hanggoro Iskandar. 2017. Perencanaan Sistem Drainase Pada Pengembangan Bandar Udara Internasional Ahmad Yani Semarang. Surabaya : Departemen Teknik Sipil ITS

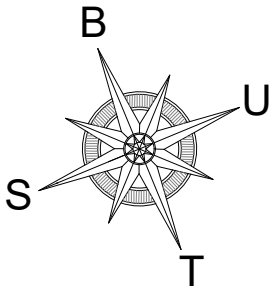




LAYOUT BANDAR UDARA
SKALA 1:800

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
LAYOUT BANDAR UDARA	
SKALA	HALAMAN
1:800	1





KETERANGAN:

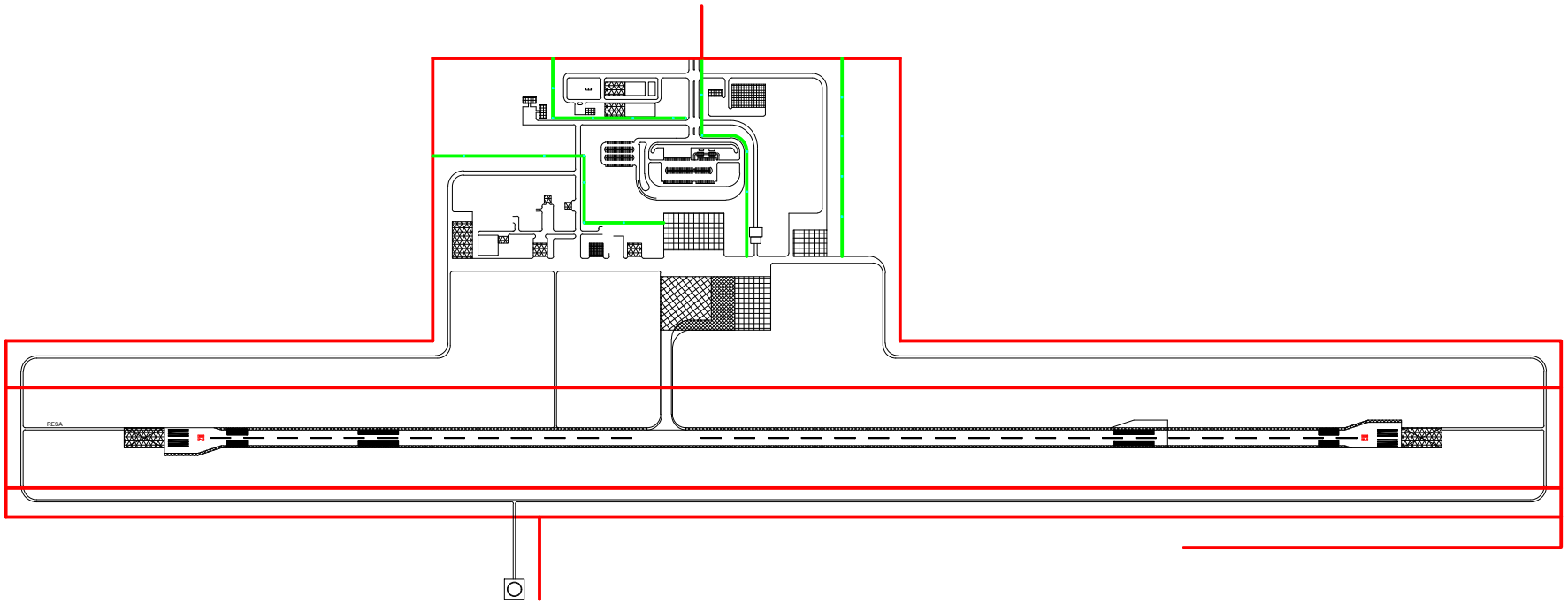
SALURAN PRIMER

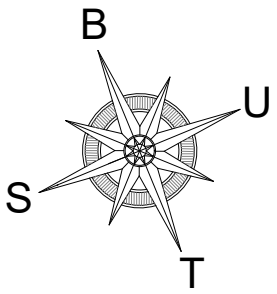
SALURAN SEKUNDER

SALURAN TERSIER

PERENCANAAN SALURAN
SKALA 1:1000

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
PERENCANAAN SALURAN	
SKALA	HALAMAN
1:1000	2





KETERANGAN:

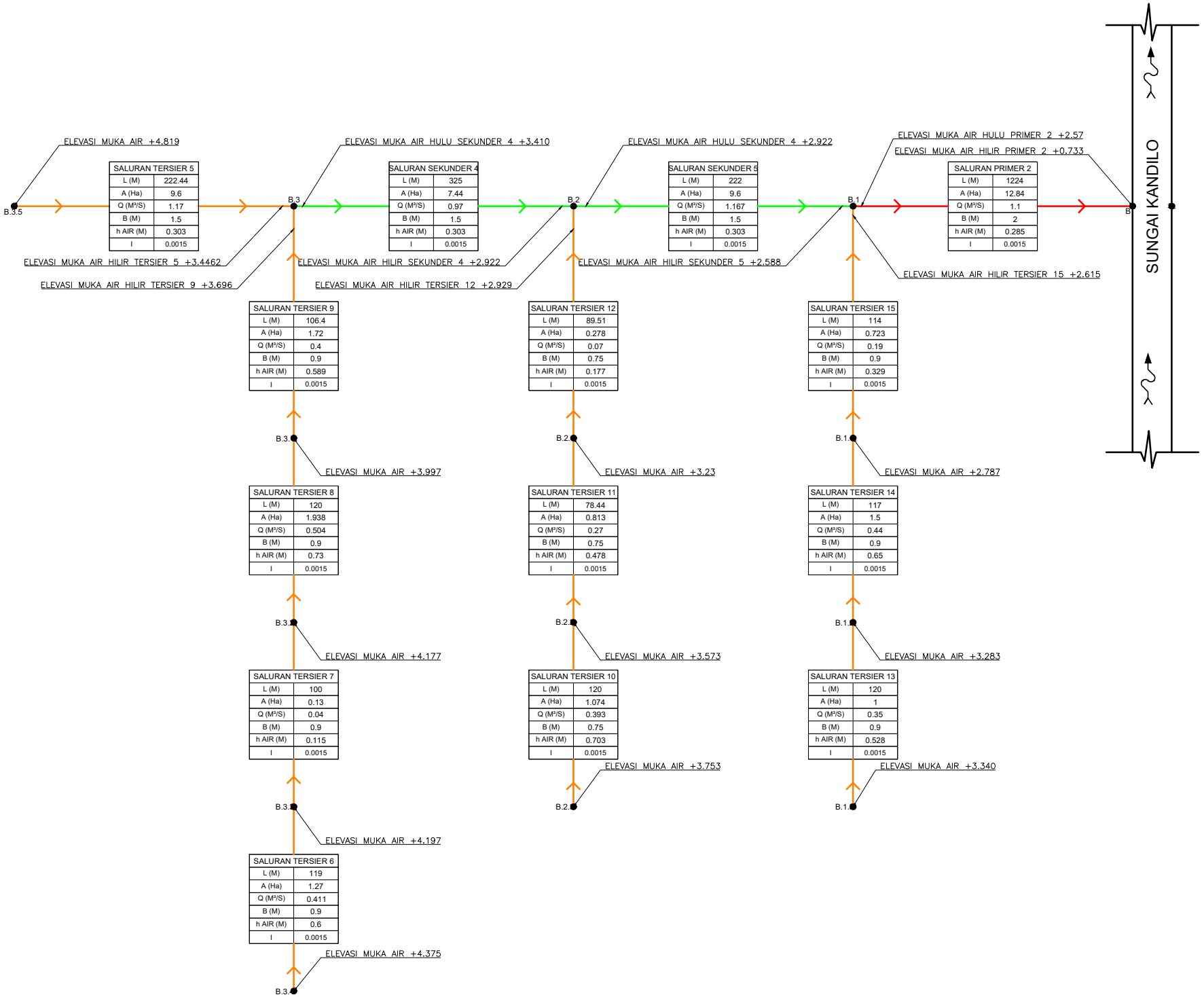
SALURAN *SURFACE*

SALURAN *SUBSURFACE*

PERENCANAAN JENIS SALURAN
SKALA 1:1000

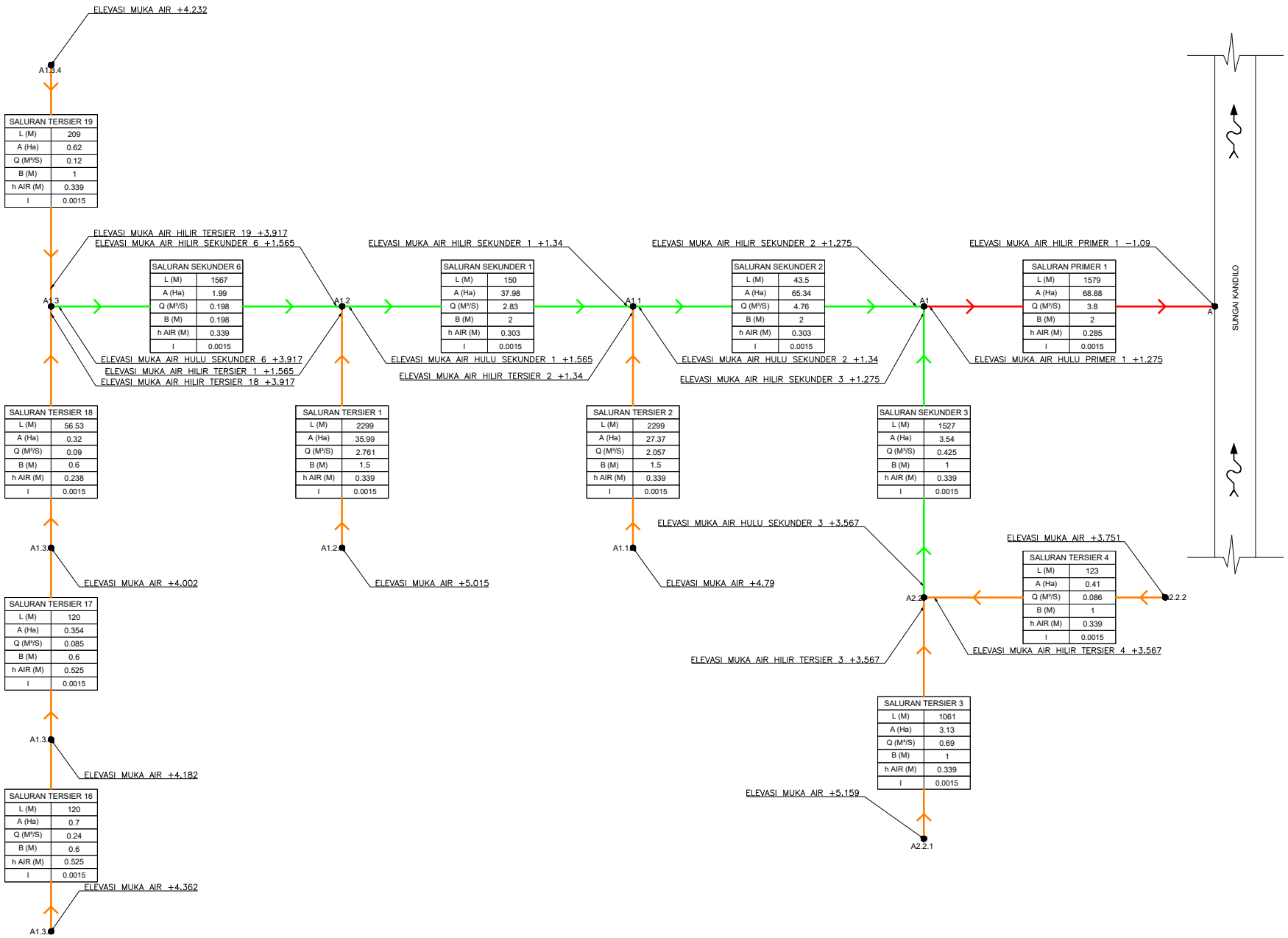
NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PERENCANAAN JENIS SALURAN

SKALA	HALAMAN
1:1000	3

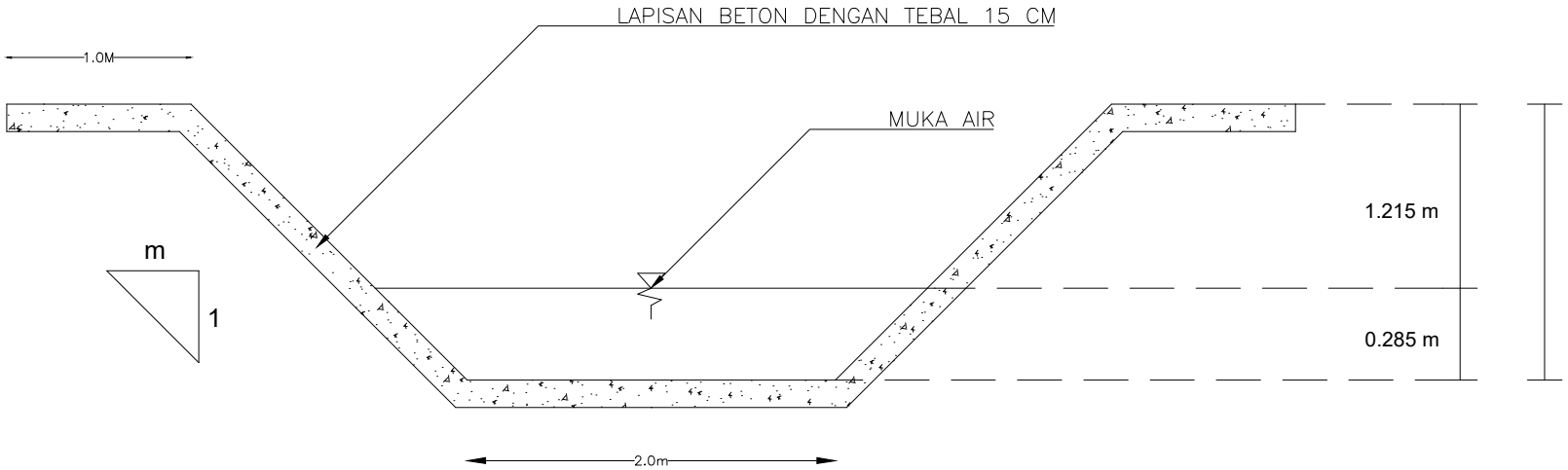


NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
SKEMA SALURAN 1

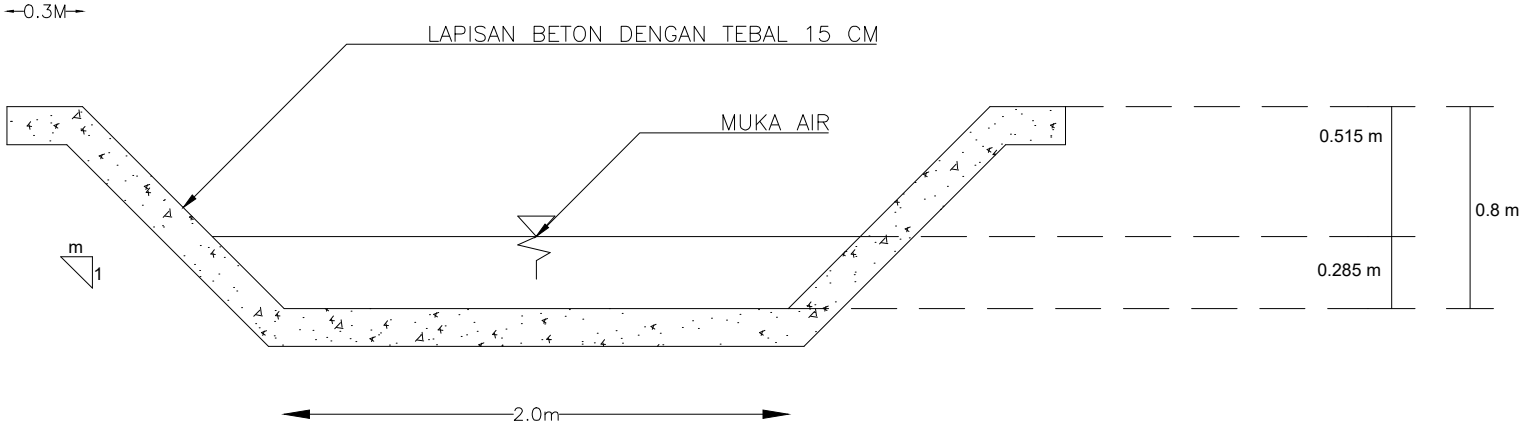
SKALA	HALAMAN
-	4



NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
SKEMA SALURAN 2	
SKALA	HALAMAN
-	5

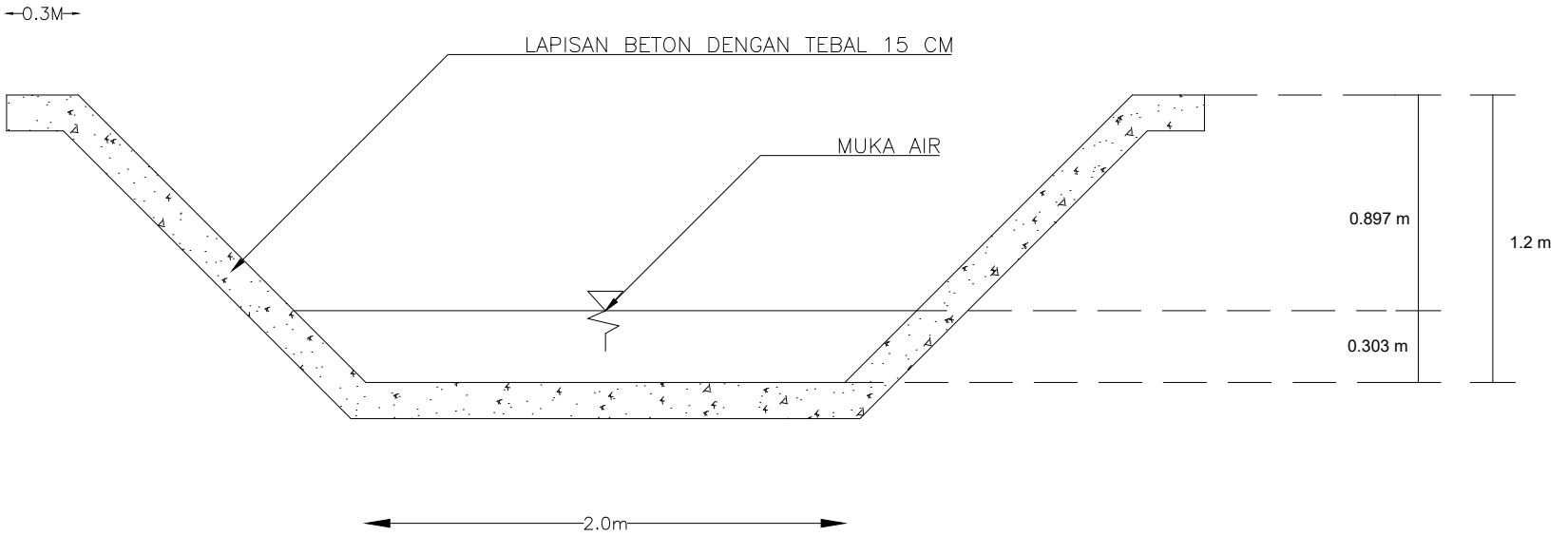


POTONGAN MELINTANG SALURAN P1
SKALA 1:40

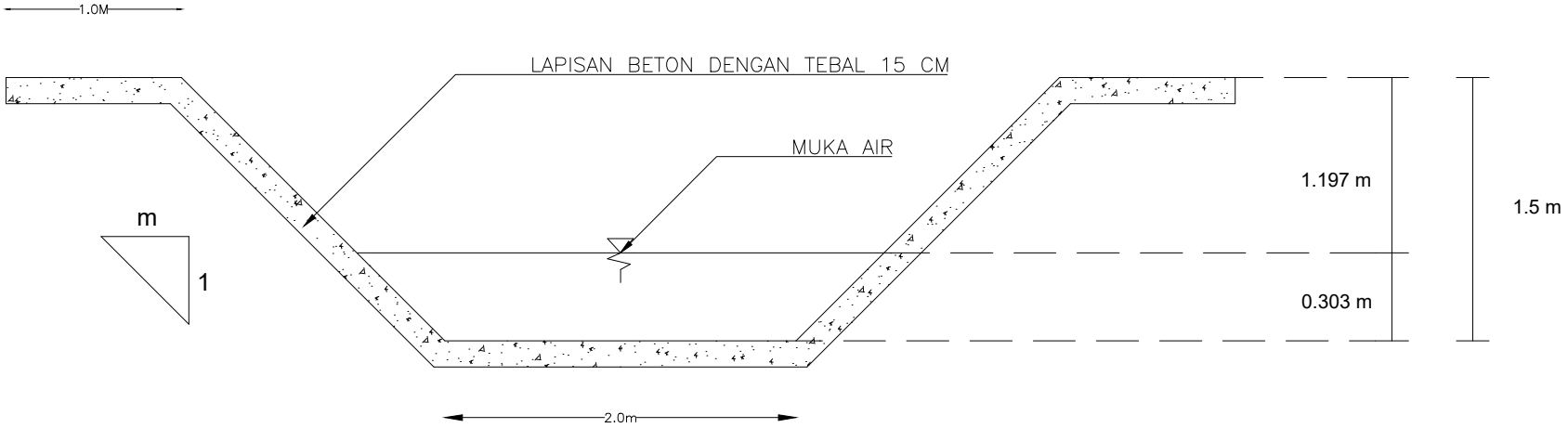


POTONGAN MELINTANG SALURAN P2
SKALA 1:30

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
PENAMPANG SALURAN PRIMER 1 DAN PRIMER 2	
SKALA	HALAMAN
1:30 DAN 1:40	6



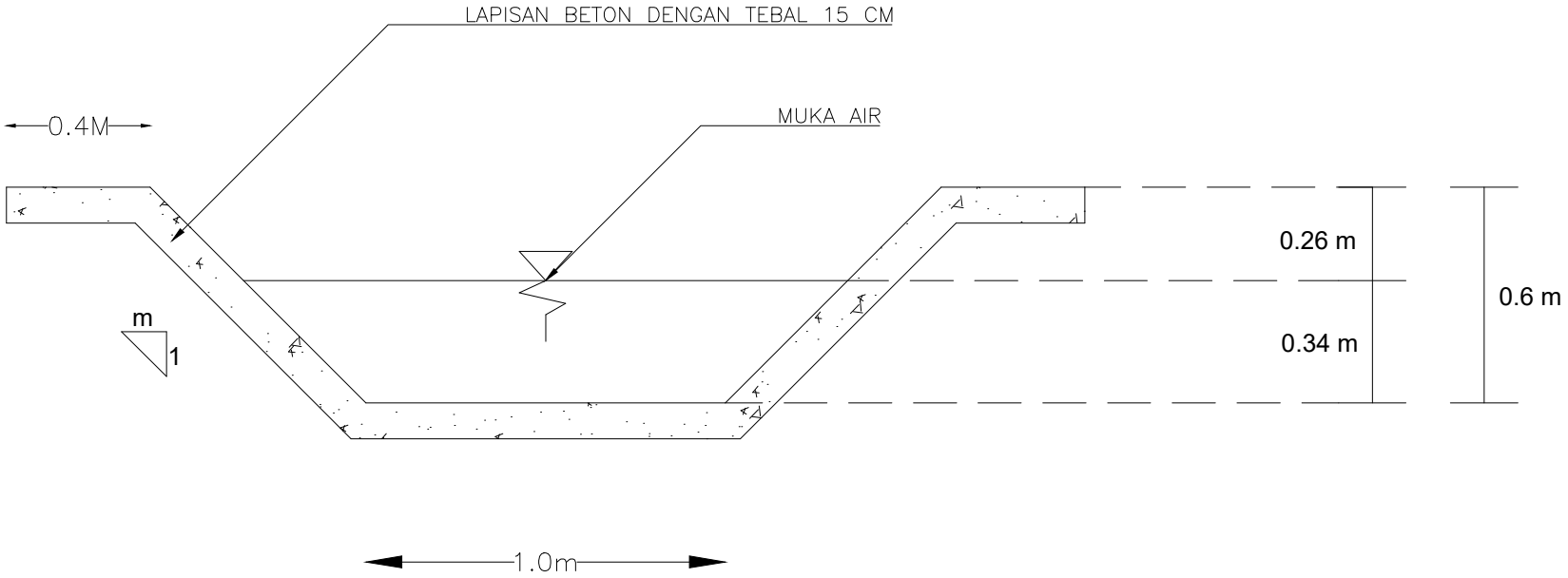
POTONGAN MELINTANG SALURAN S1
SKALA 1:30



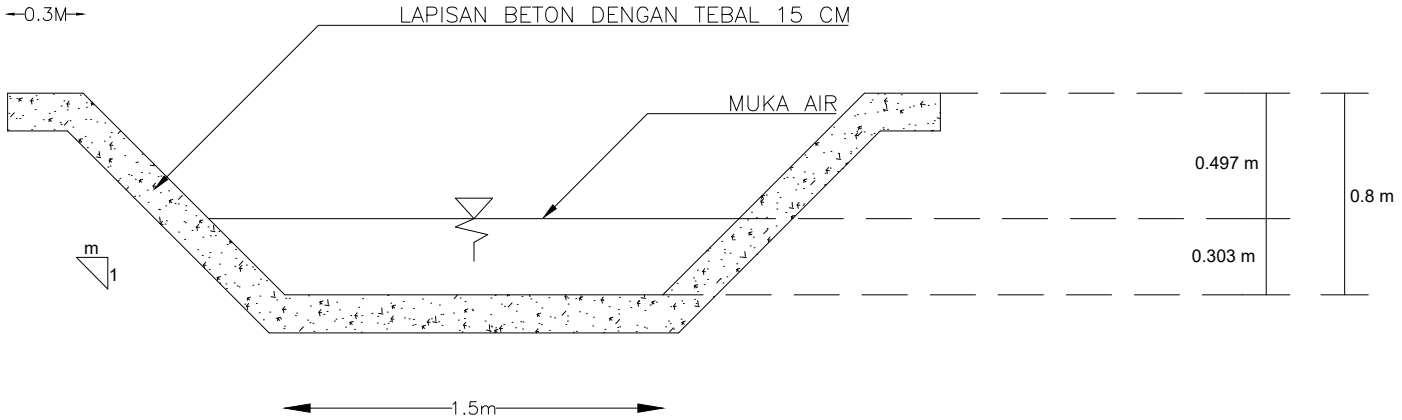
POTONGAN MELINTANG SALURAN S2
SKALA 1:40

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN SEKUNDER 1 DAN SEKUNDER 2

SKALA	HALAMAN
1:30 DAN 1:40	7

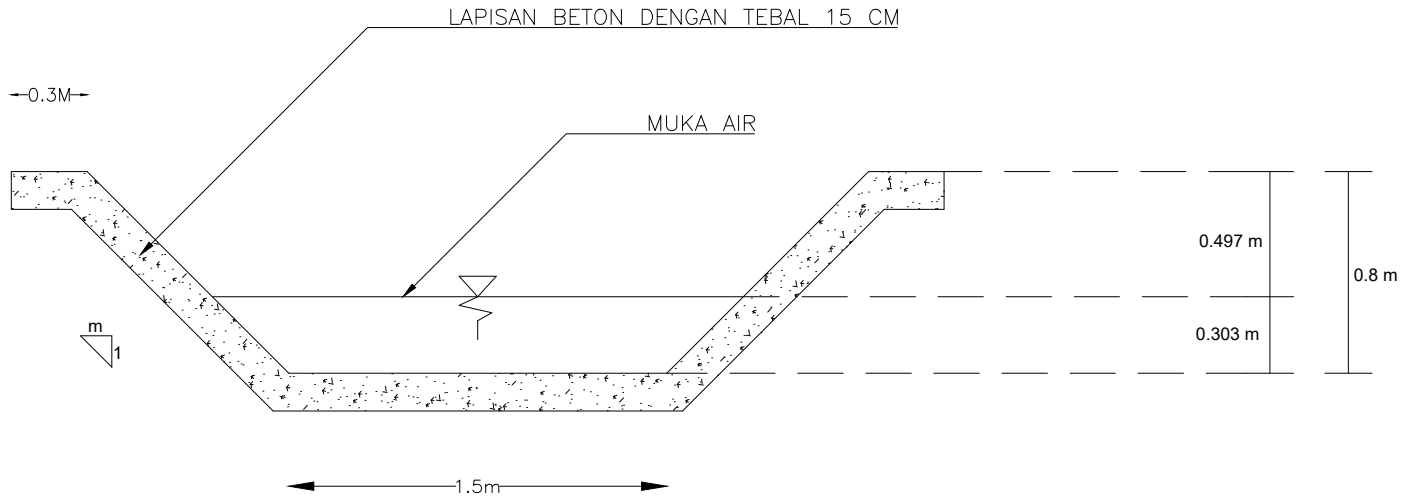


POTONGAN MELINTANG SALURAN S3
SKALA 1:20

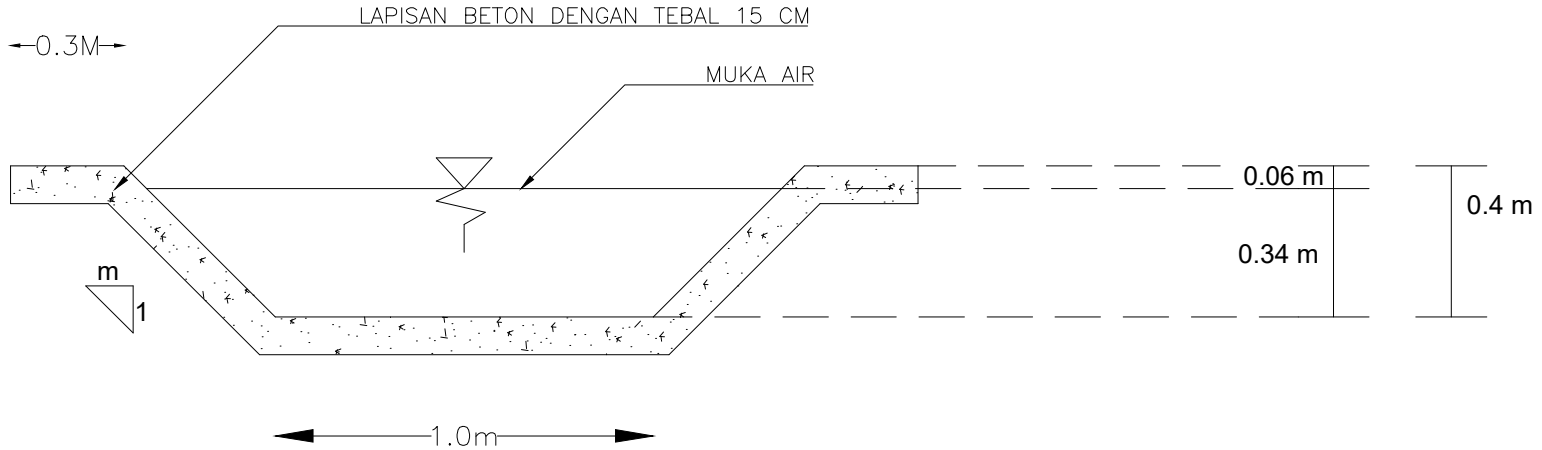


POTONGAN MELINTANG SALURAN S4
SKALA 1:30

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
PENAMPANG SALURAN SEKUNDER 3 DAN SEKUNDER 4	
SKALA	HALAMAN
1:20 DAN 1:30	8



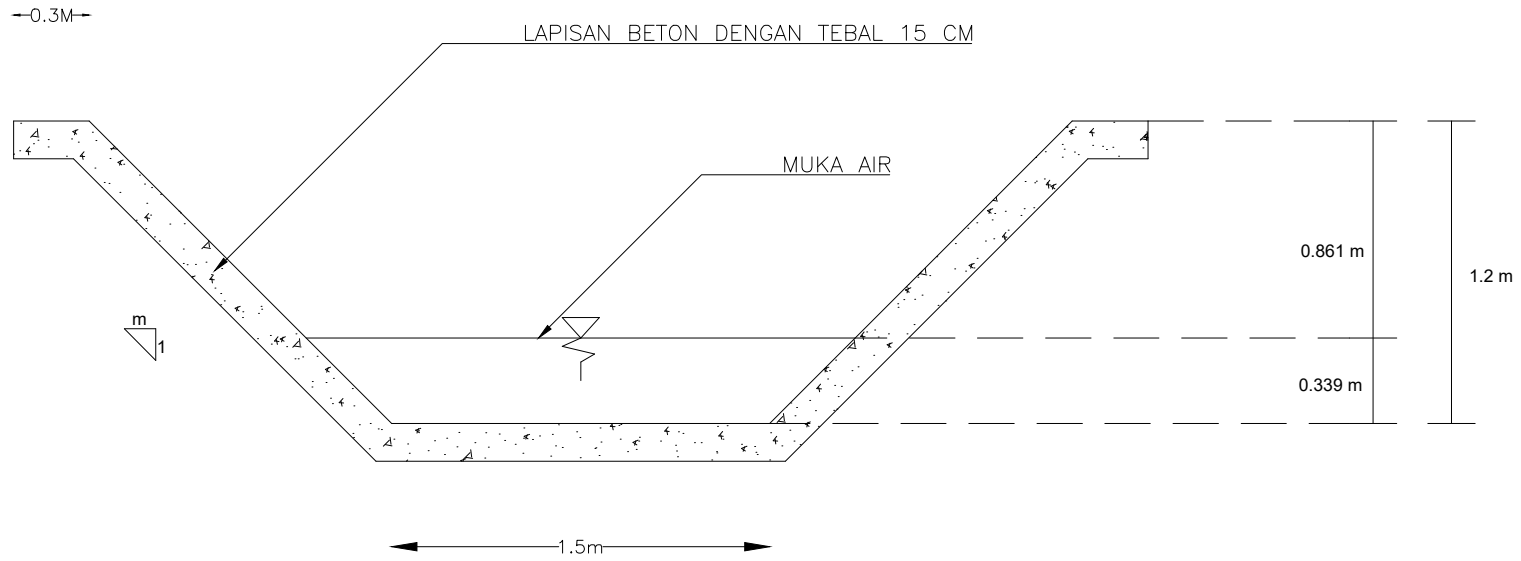
POTONGAN MELINTANG SALURAN S5
SKALA 1:30



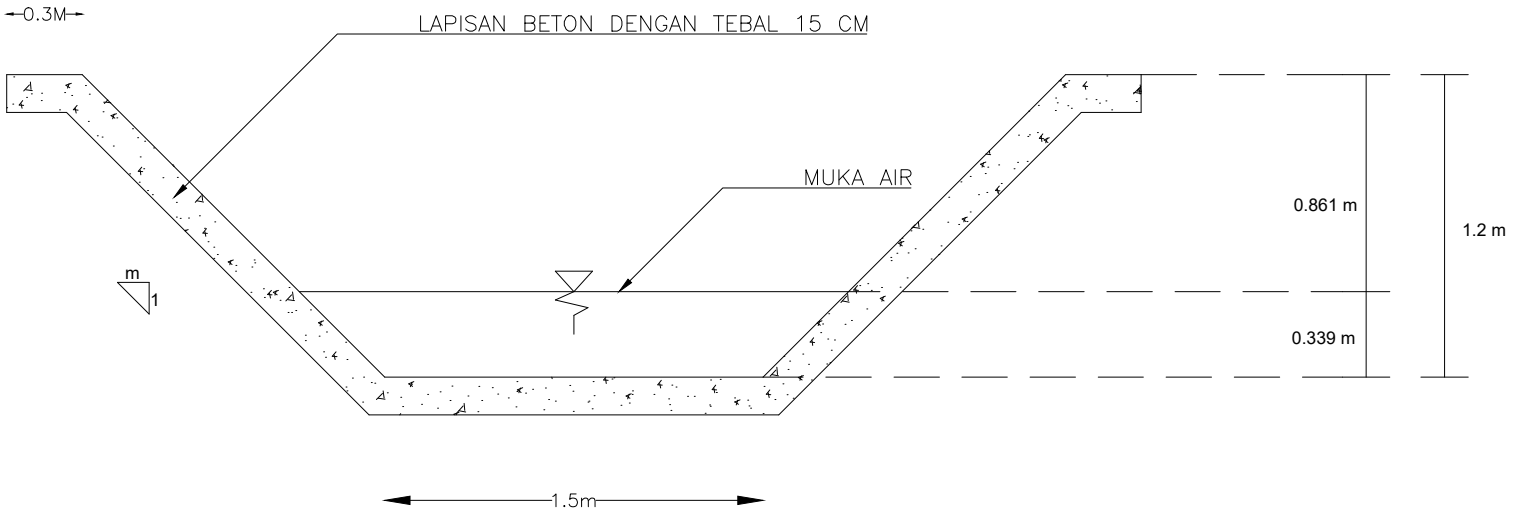
POTONGAN MELINTANG SALURAN S6
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN SEKUNDER 5 DAN SEKUNDER 6

SKALA	HALAMAN
1:20 DAN 1:30	9



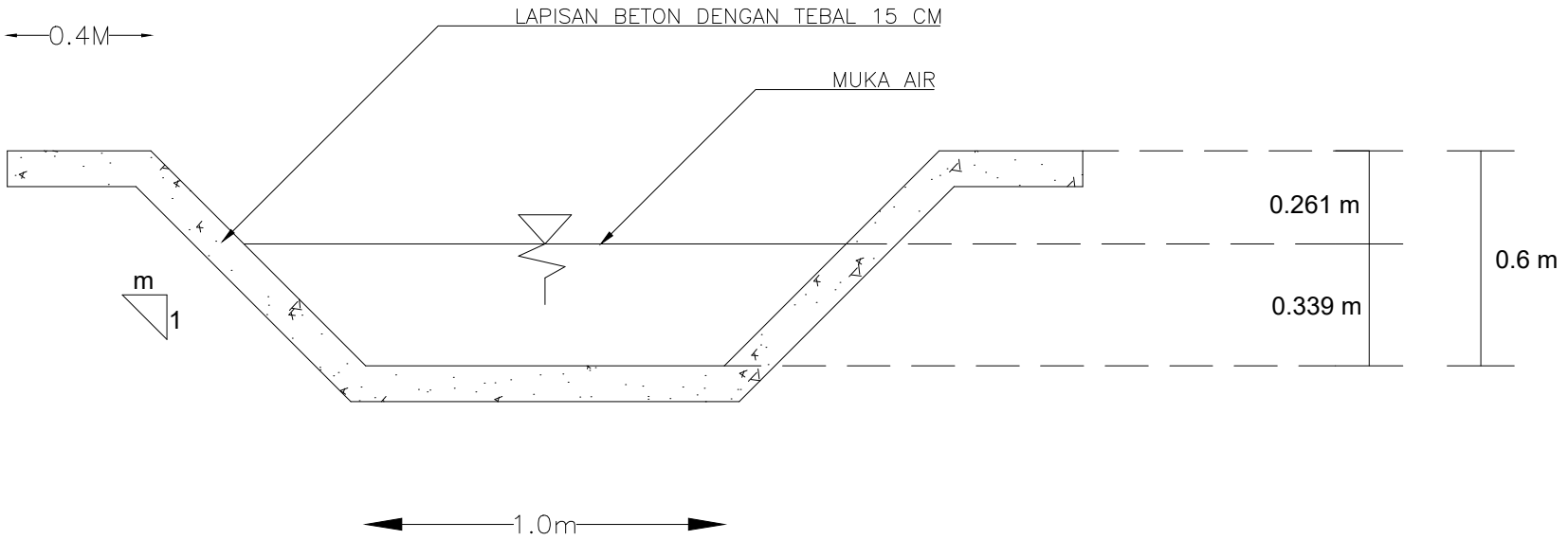
POTONGAN MELINTANG SALURAN T1
SKALA 1:30



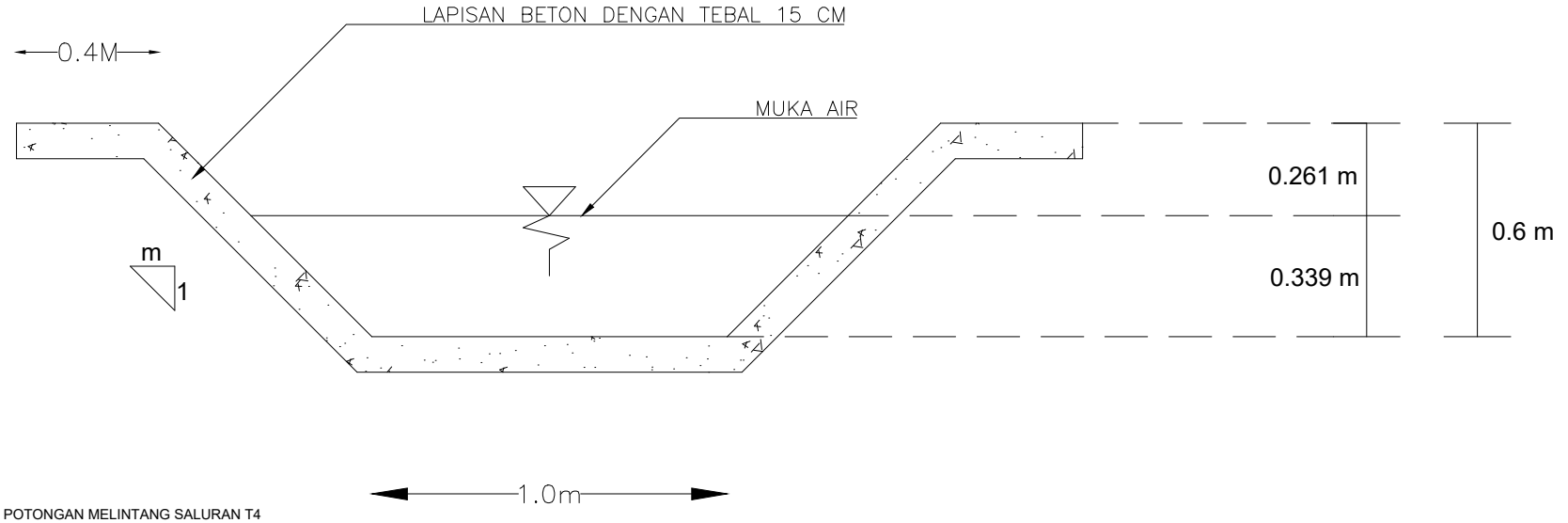
POTONGAN MELINTANG SALURAN T2
SKALA 1:30

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 1 DAN TERSIER 2

SKALA	HALAMAN
1:30	10



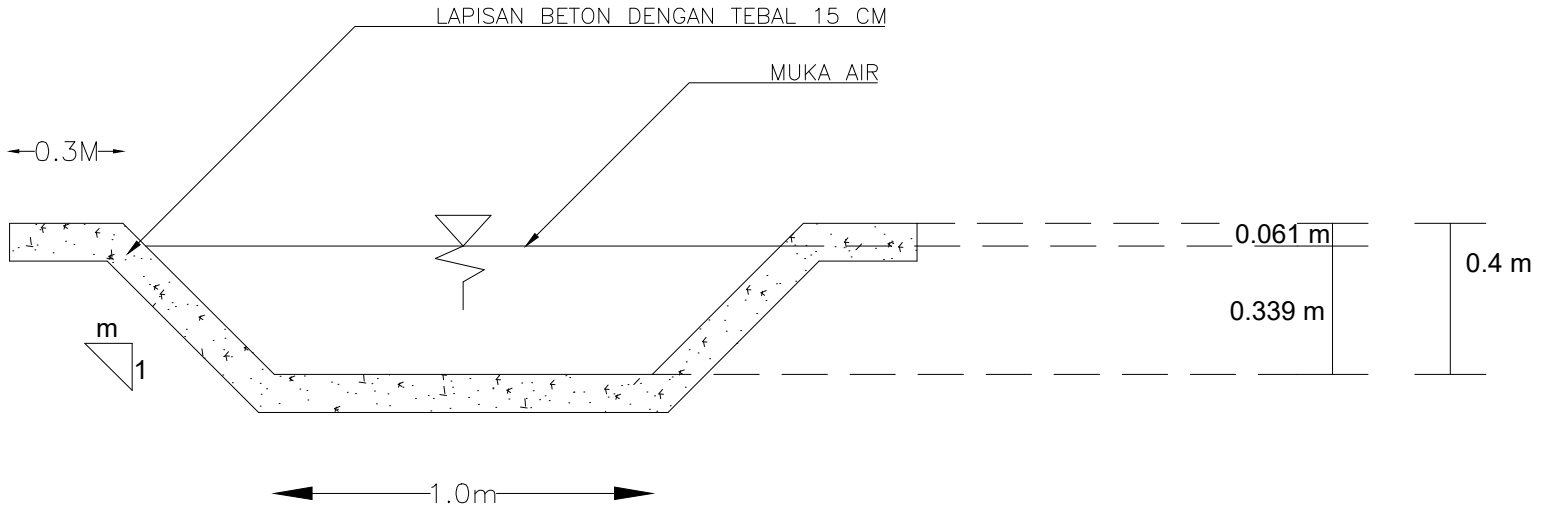
POTONGAN MELINTANG SALURAN T3
SKALA 1:20



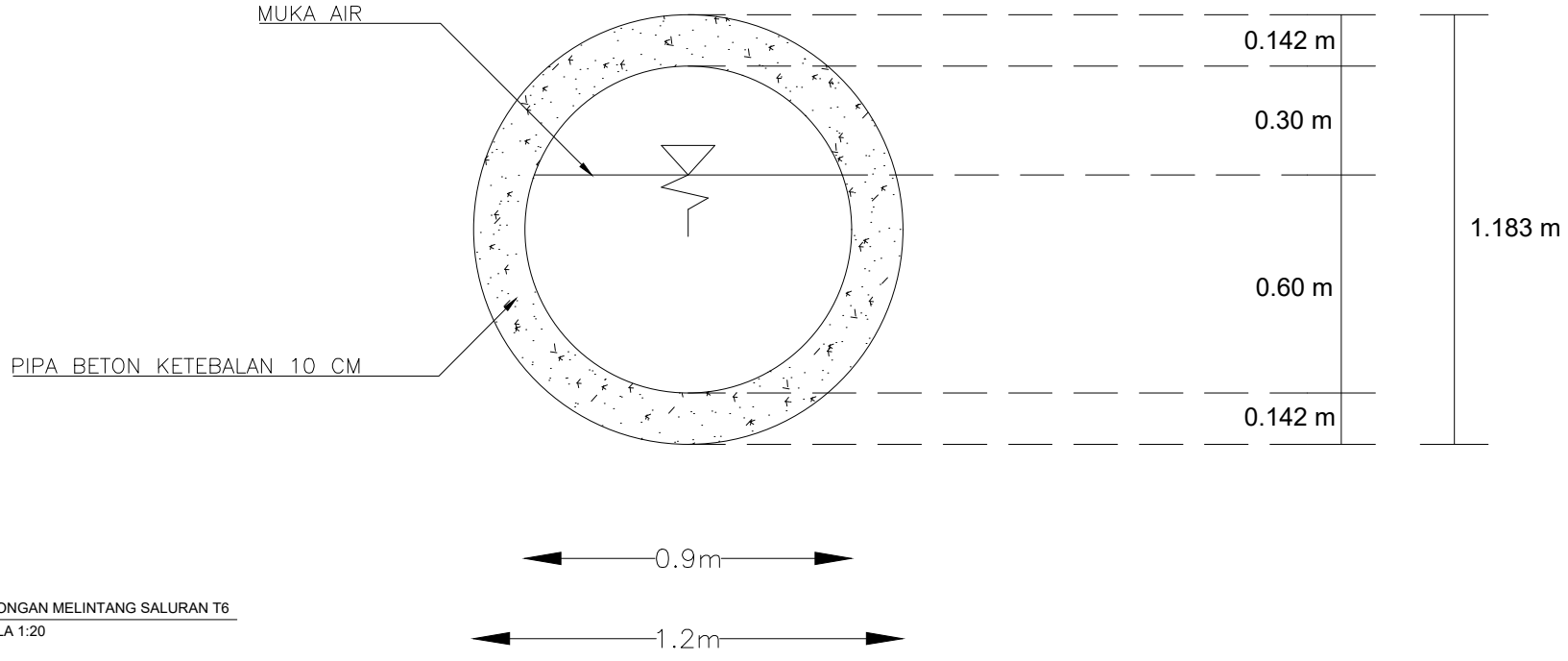
POTONGAN MELINTANG SALURAN T4
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 3 DAN TERSIER 4

SKALA	HALAMAN
1:20	11

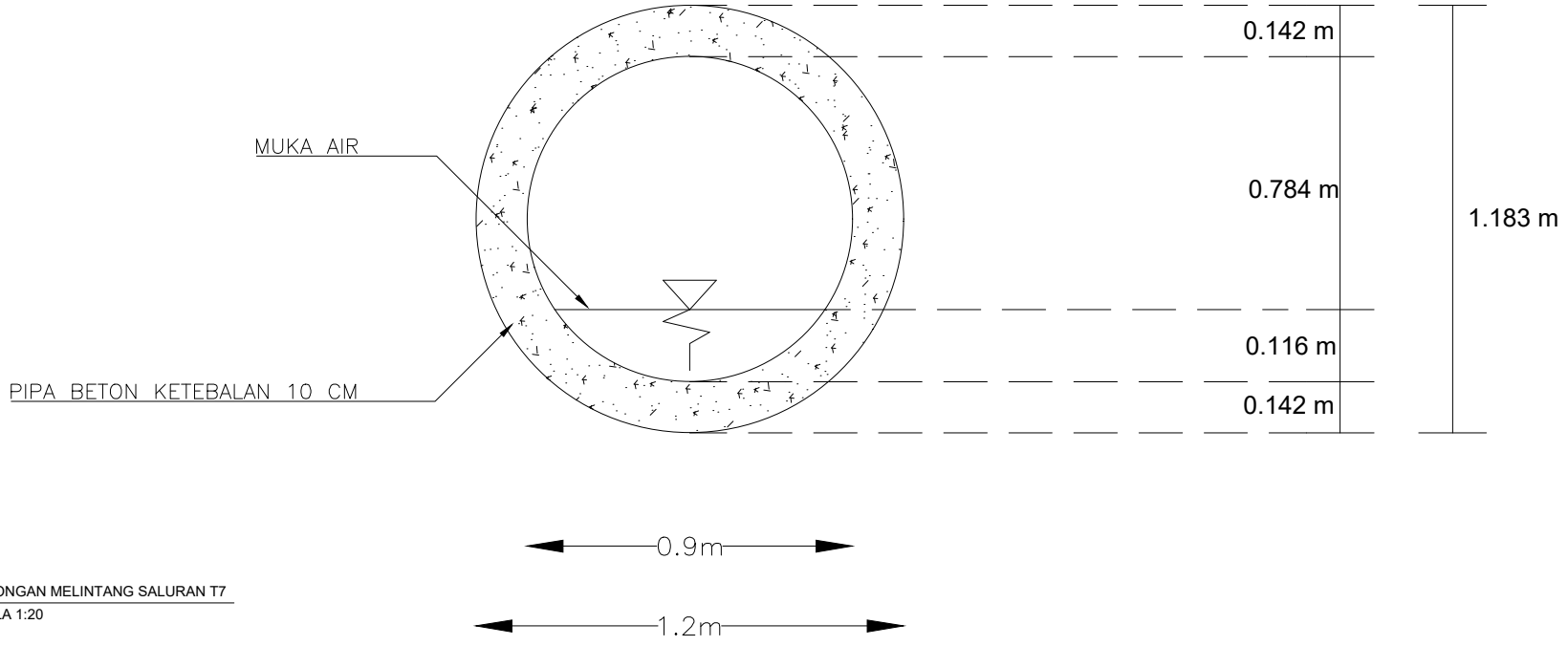


POTONGAN MELINTANG SALURAN T5
SKALA 1:20

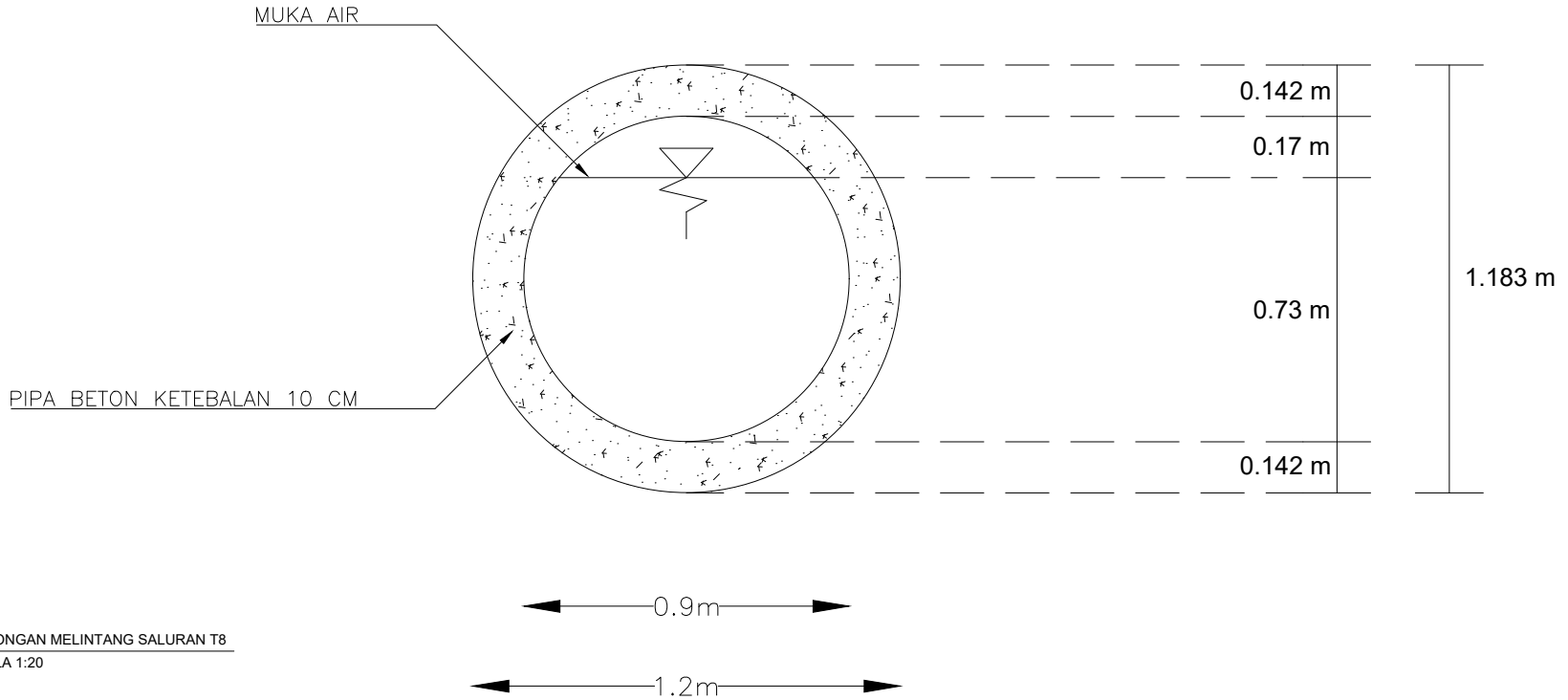


POTONGAN MELINTANG SALURAN T6
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
PENAMPANG SALURAN TERSIER 5 DAN TERSIER 6	
SKALA	HALAMAN
1:20	12



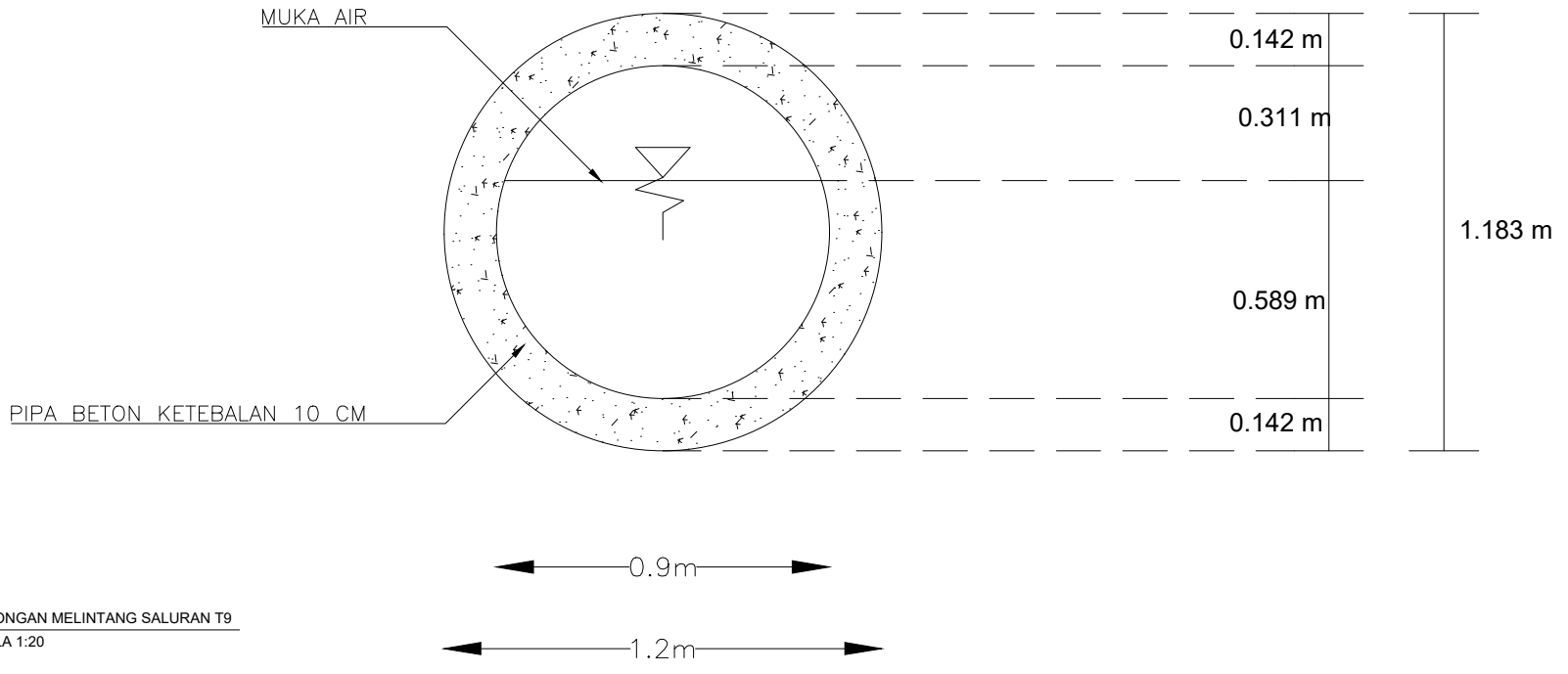
POTONGAN MELINTANG SALURAN T7
SKALA 1:20



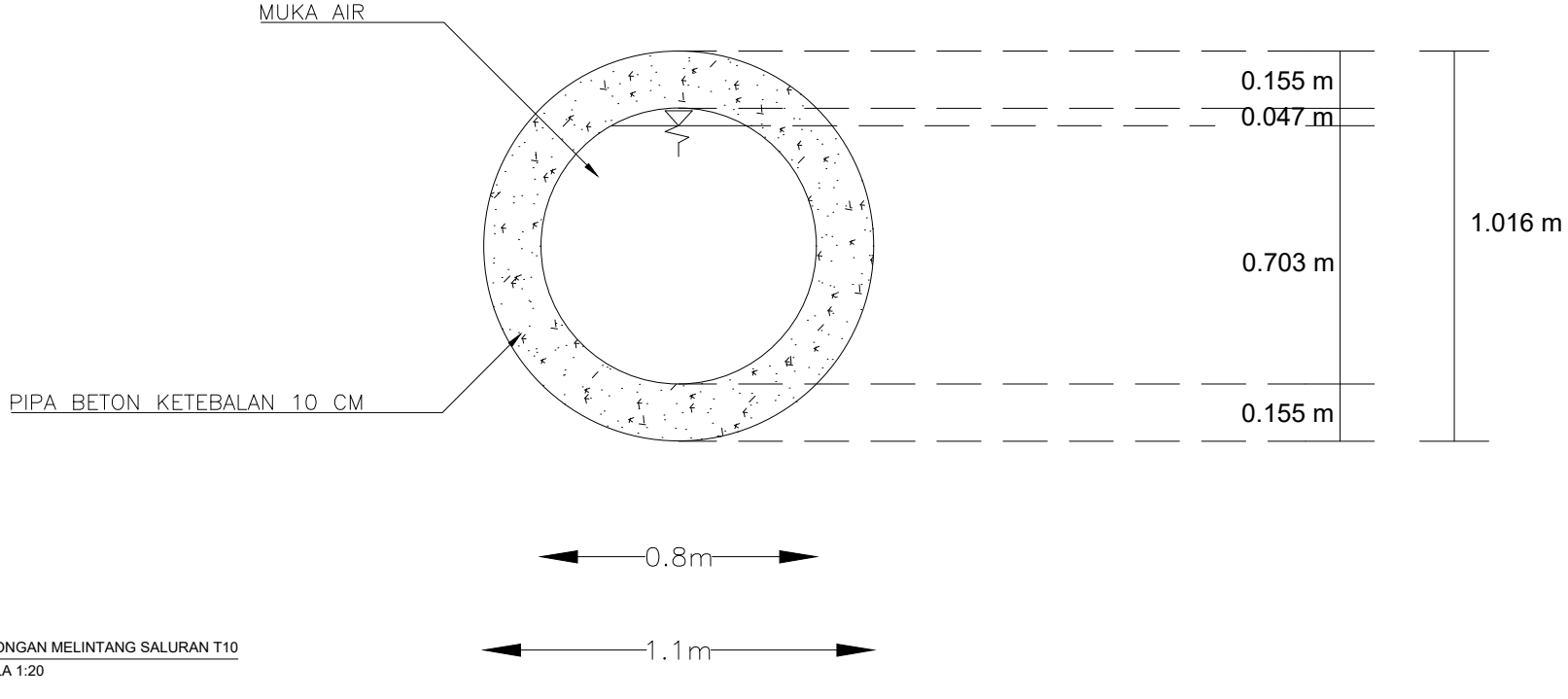
POTONGAN MELINTANG SALURAN T8
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 7 DAN TERSIER 8

SKALA	HALAMAN
1:20	13



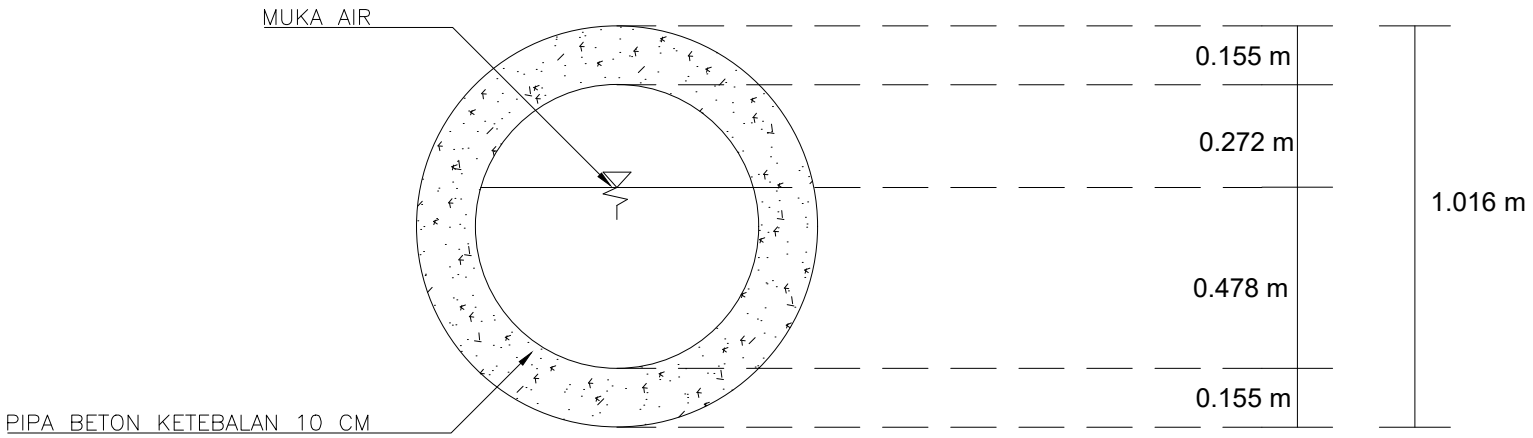
POTONGAN MELINTANG SALURAN T9
SKALA 1:20



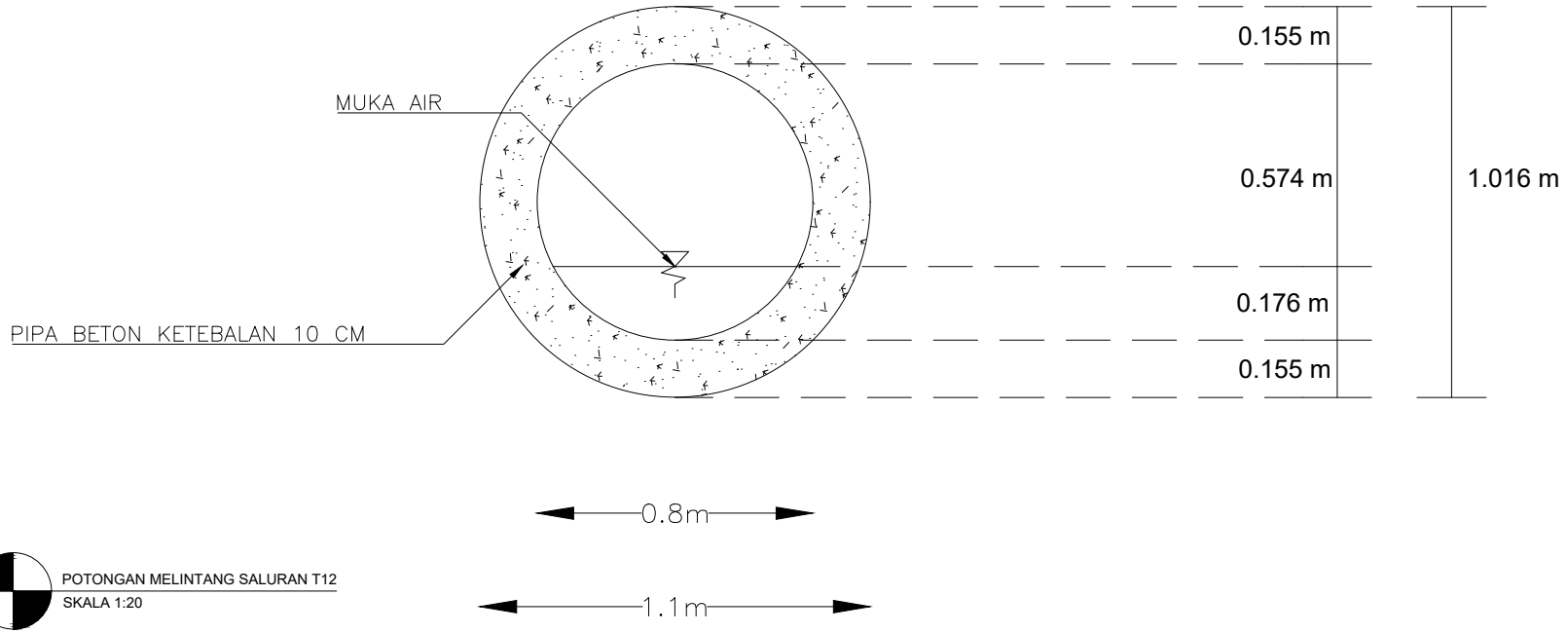
POTONGAN MELINTANG SALURAN T10
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 9 DAN TERSIER 10

SKALA	HALAMAN
1:20	14



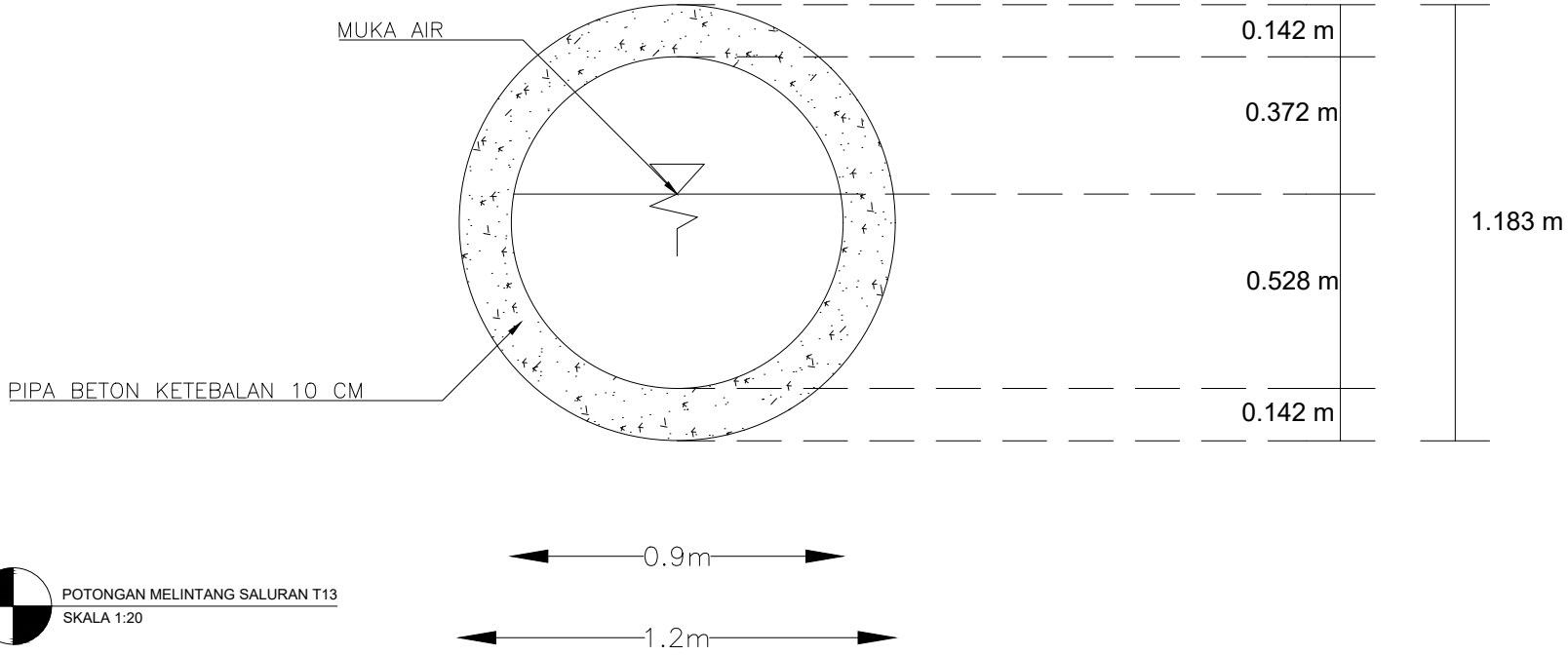
POTONGAN MELINTANG SALURAN T11
SKALA 1:20



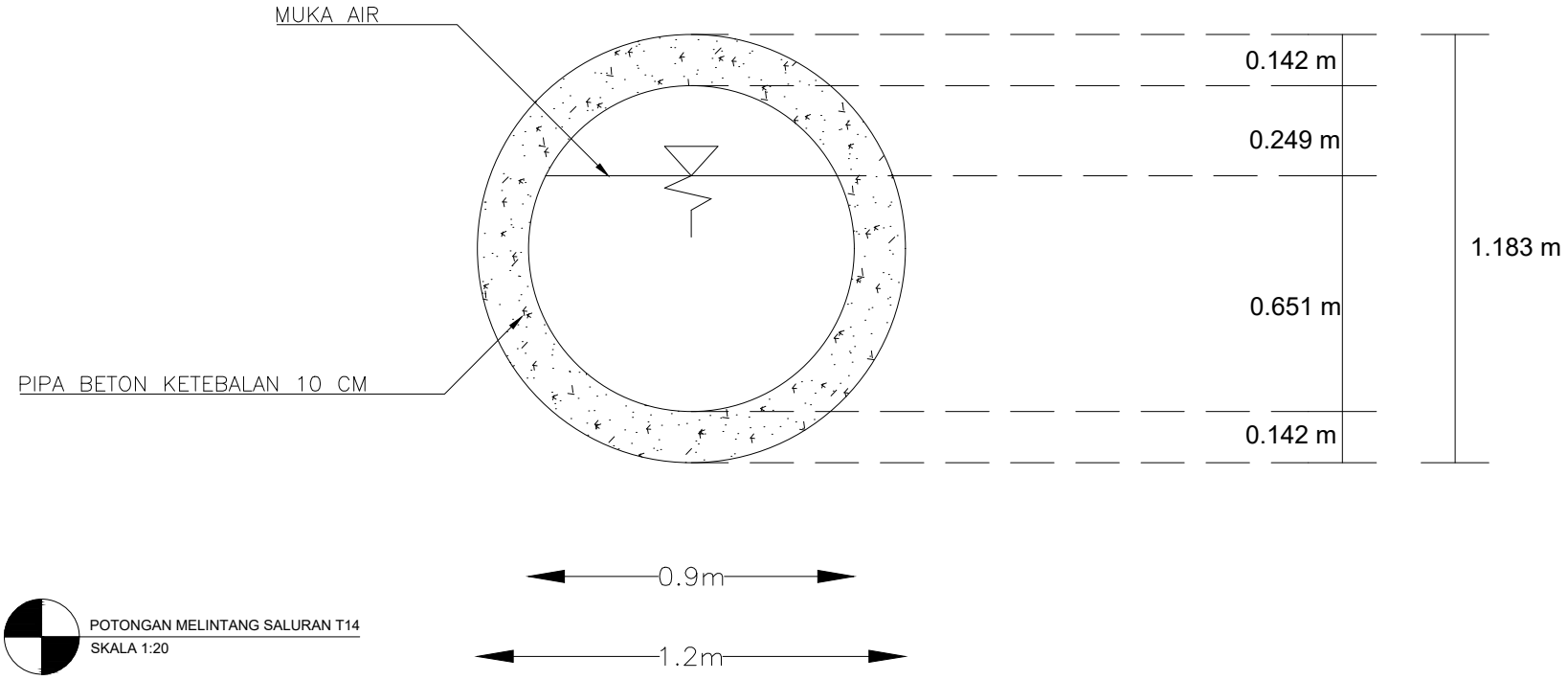
POTONGAN MELINTANG SALURAN T12
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 11 DAN TERSIER 12

SKALA	HALAMAN
1:20	15



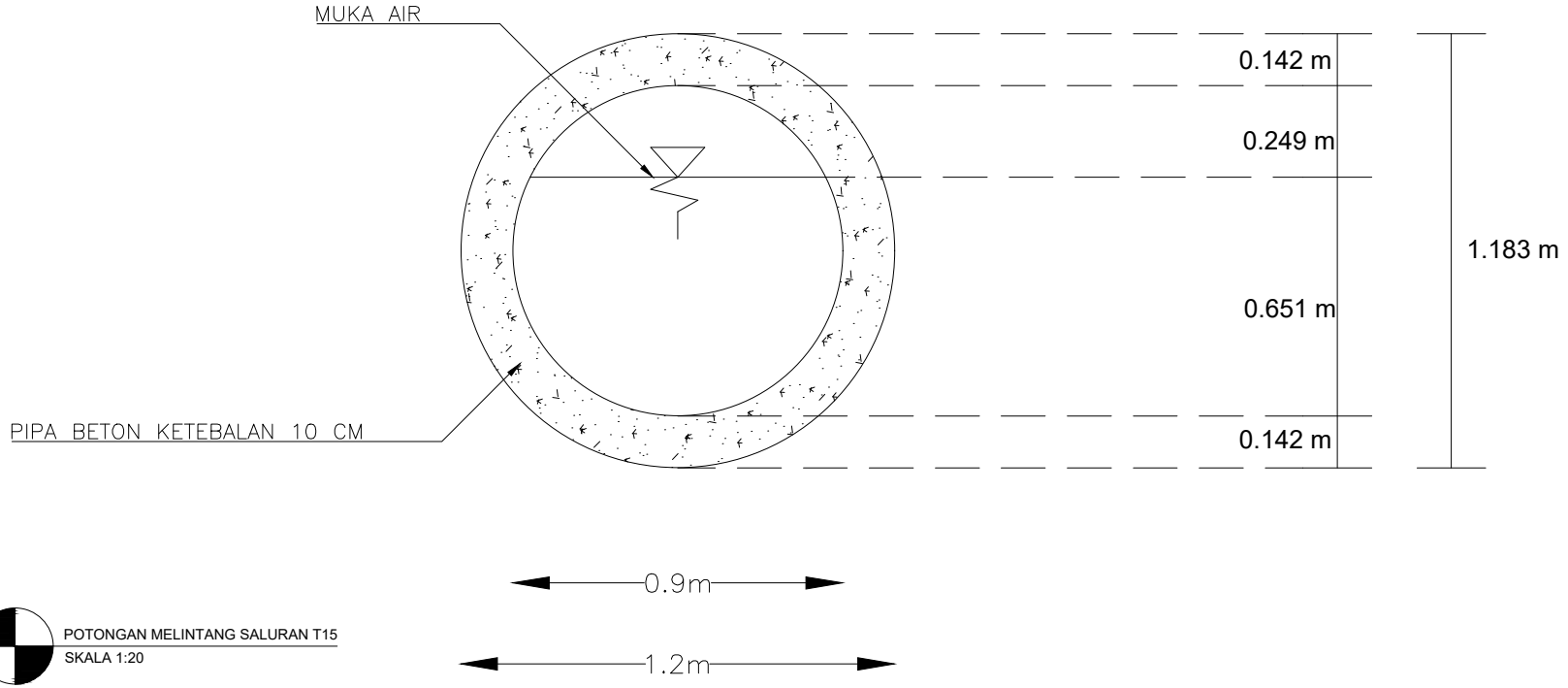
POTONGAN MELINTANG SALURAN T13
SKALA 1:20



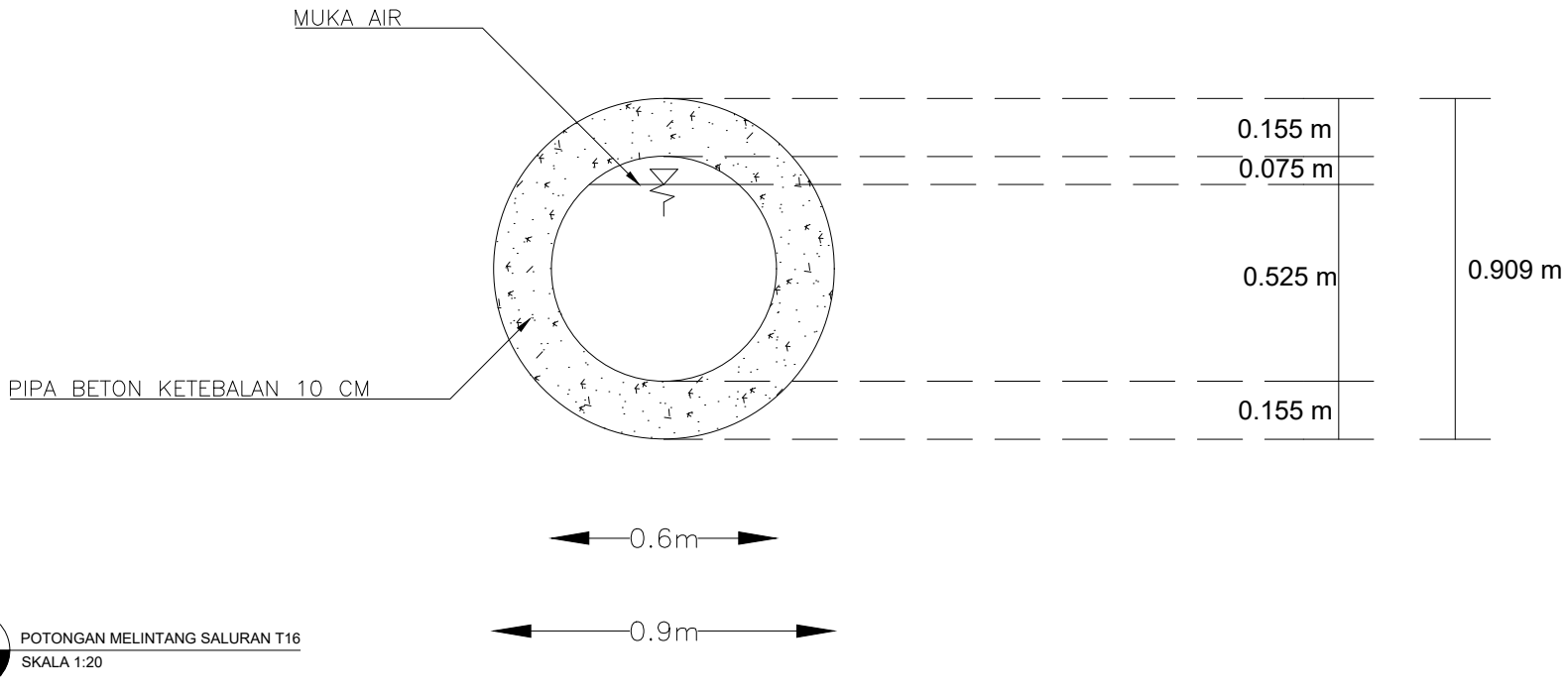
POTONGAN MELINTANG SALURAN T14
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 13 DAN TERSIER 14

SKALA	HALAMAN
1:20	16



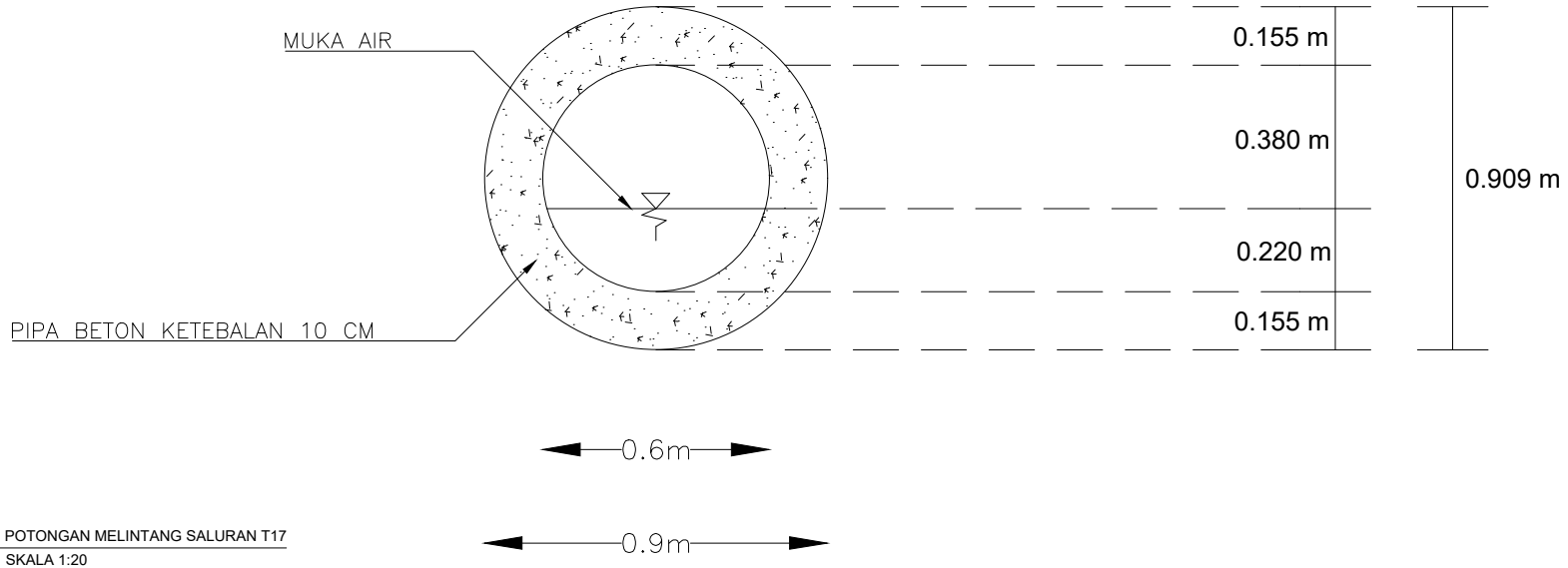
POTONGAN MELINTANG SALURAN T15
SKALA 1:20



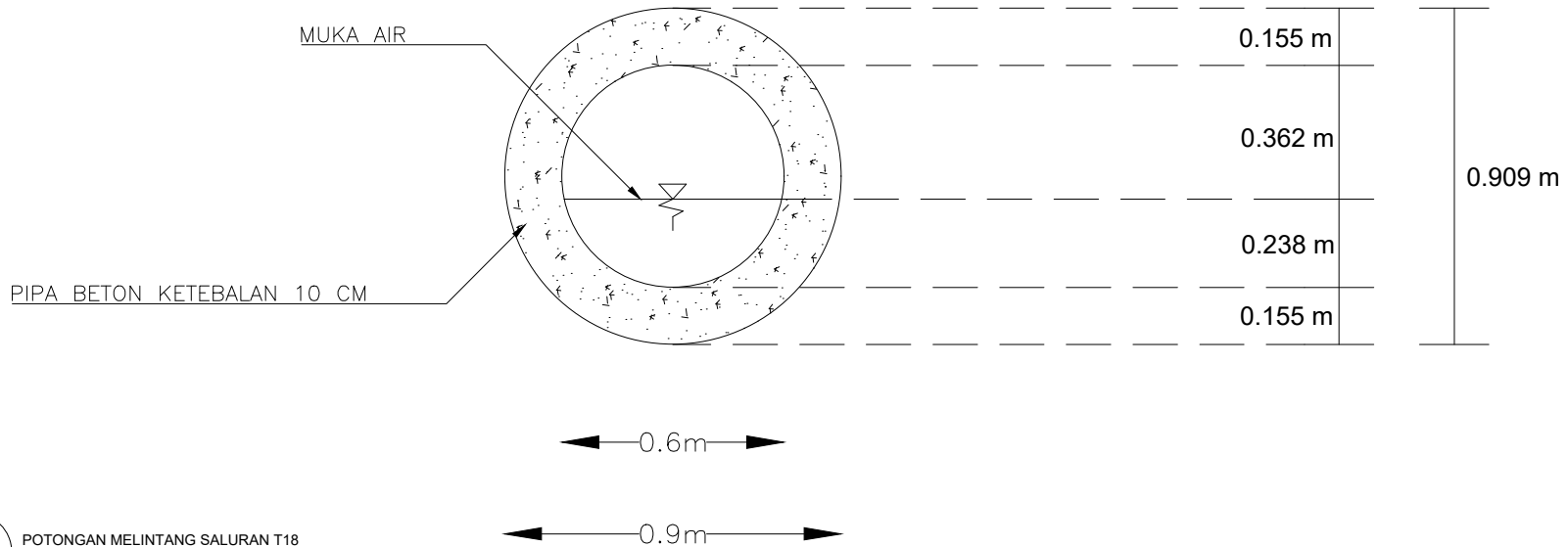
POTONGAN MELINTANG SALURAN T16
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 15 DAN TERSIER 16

SKALA	HALAMAN
1:20	17



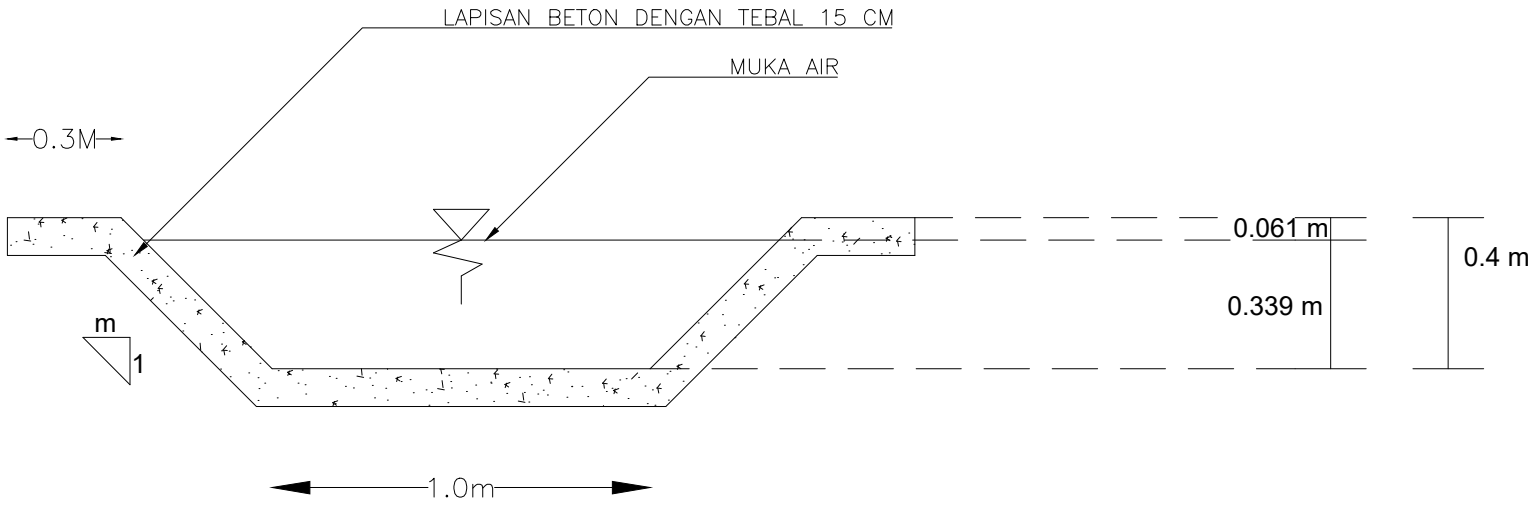
POTONGAN MELINTANG SALURAN T17
SKALA 1:20



POTONGAN MELINTANG SALURAN T18
SKALA 1:20

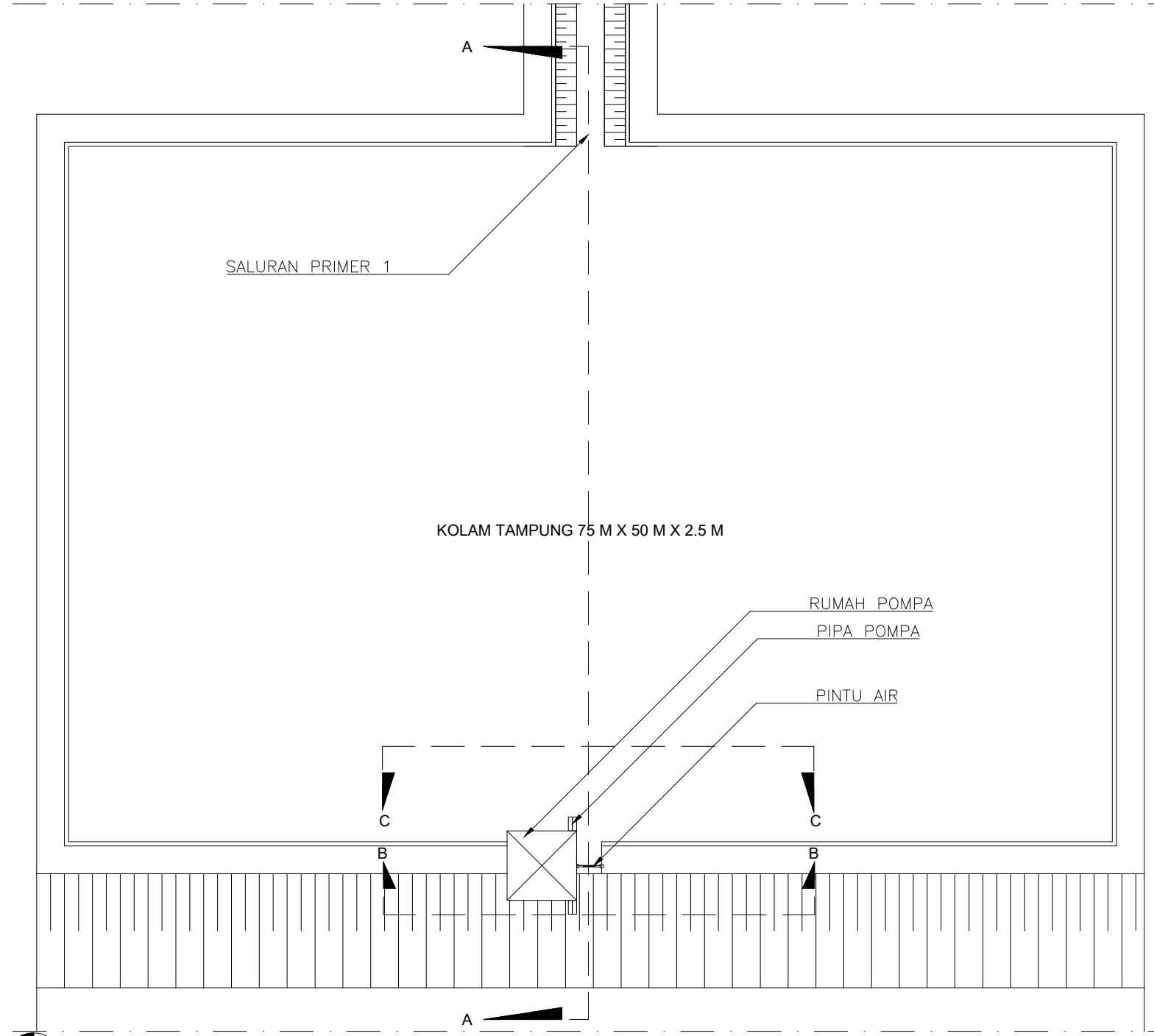
NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
PENAMPANG SALURAN TERSIER 17 DAN TERSIER 18

SKALA	HALAMAN
1:20	18



POTONGAN MELINTANG SALURAN T17
SKALA 1:20

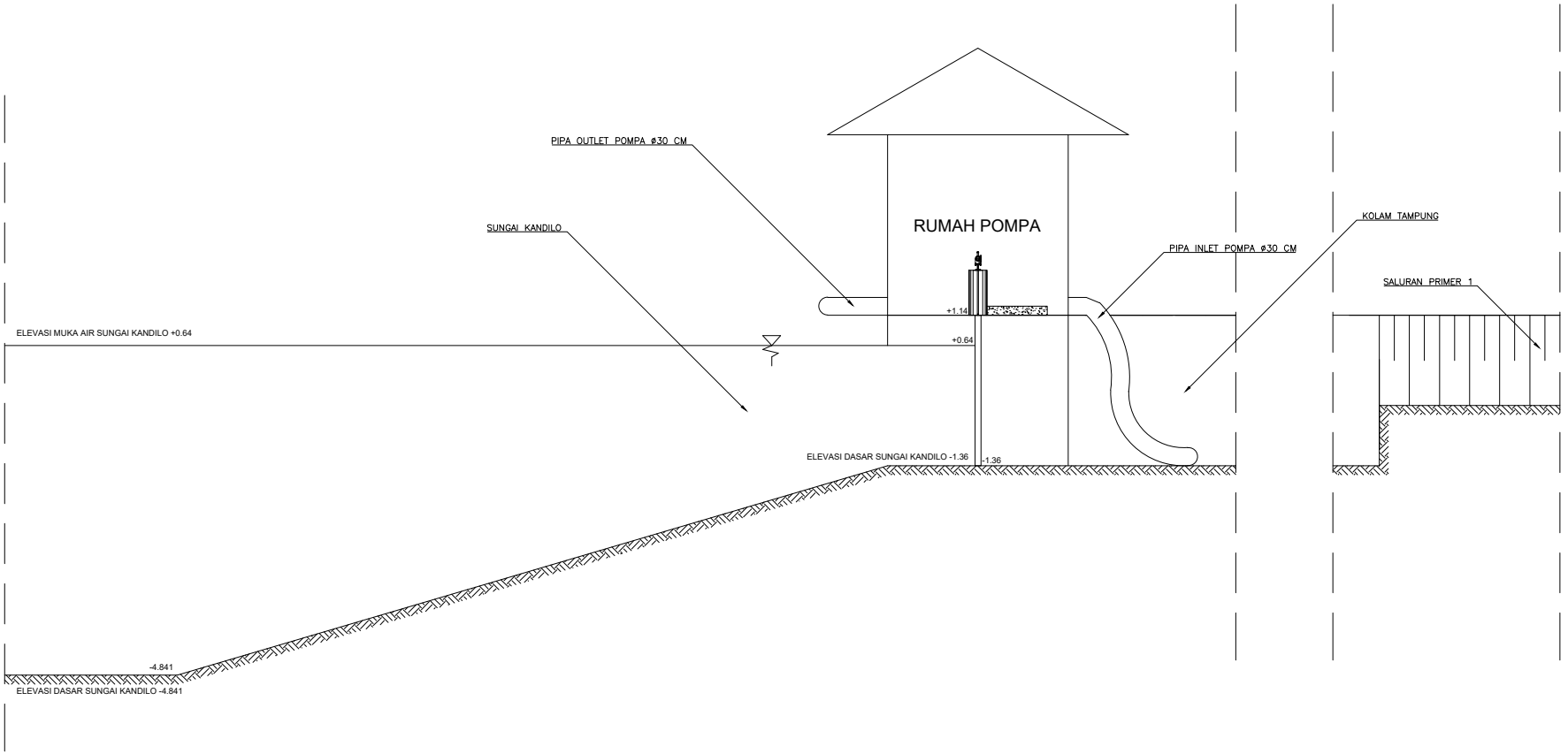
NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
PENAMPANG SALURAN TERSIER 19	
SKALA	HALAMAN
1:20	19



TAMPAK ATAS KOLAM TAMPUNG
SKALA 1:20

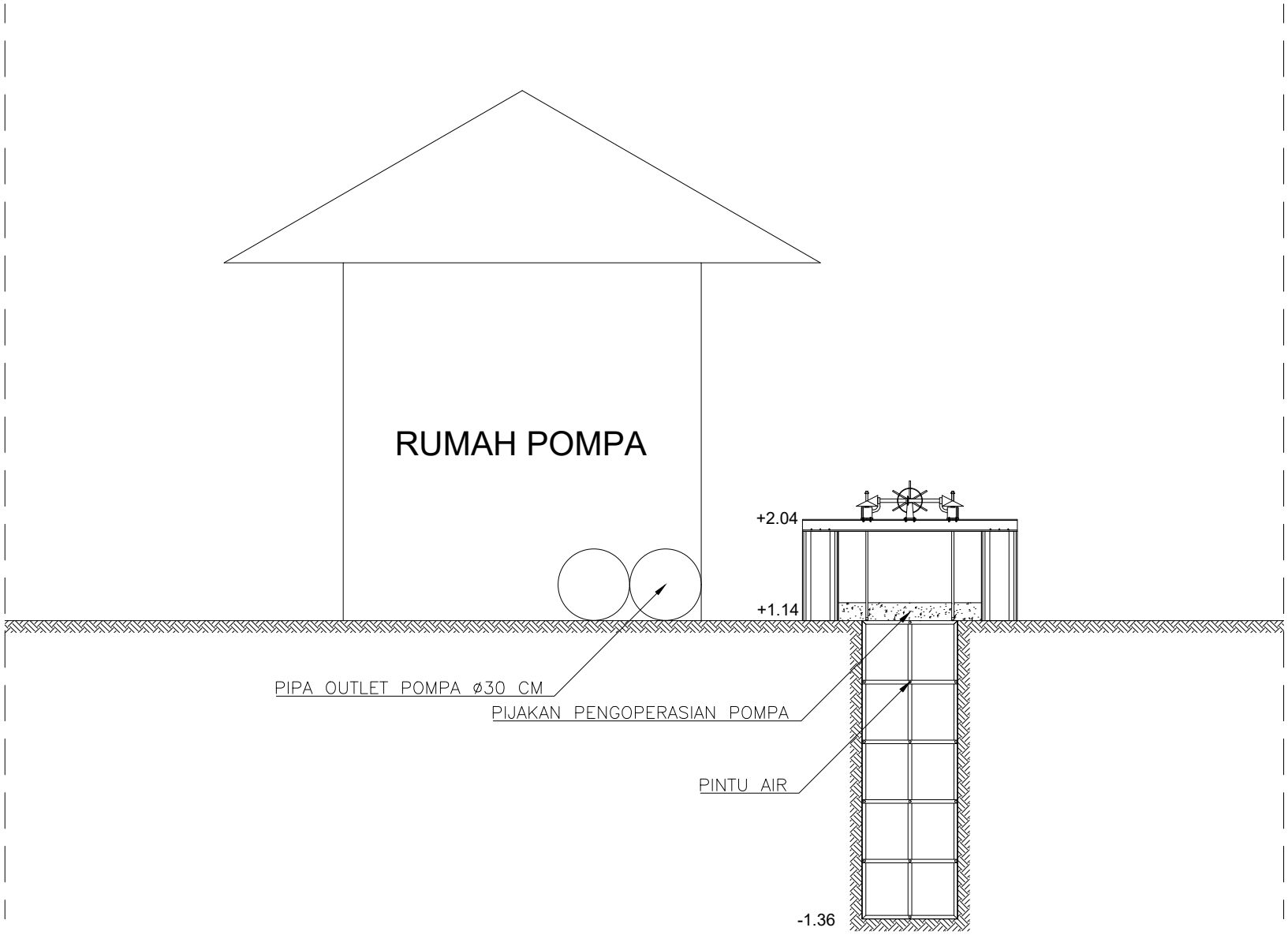
NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
TAMPAK ATAS KOLAM TAMPUNG

SKALA	HALAMAN
1:250	20



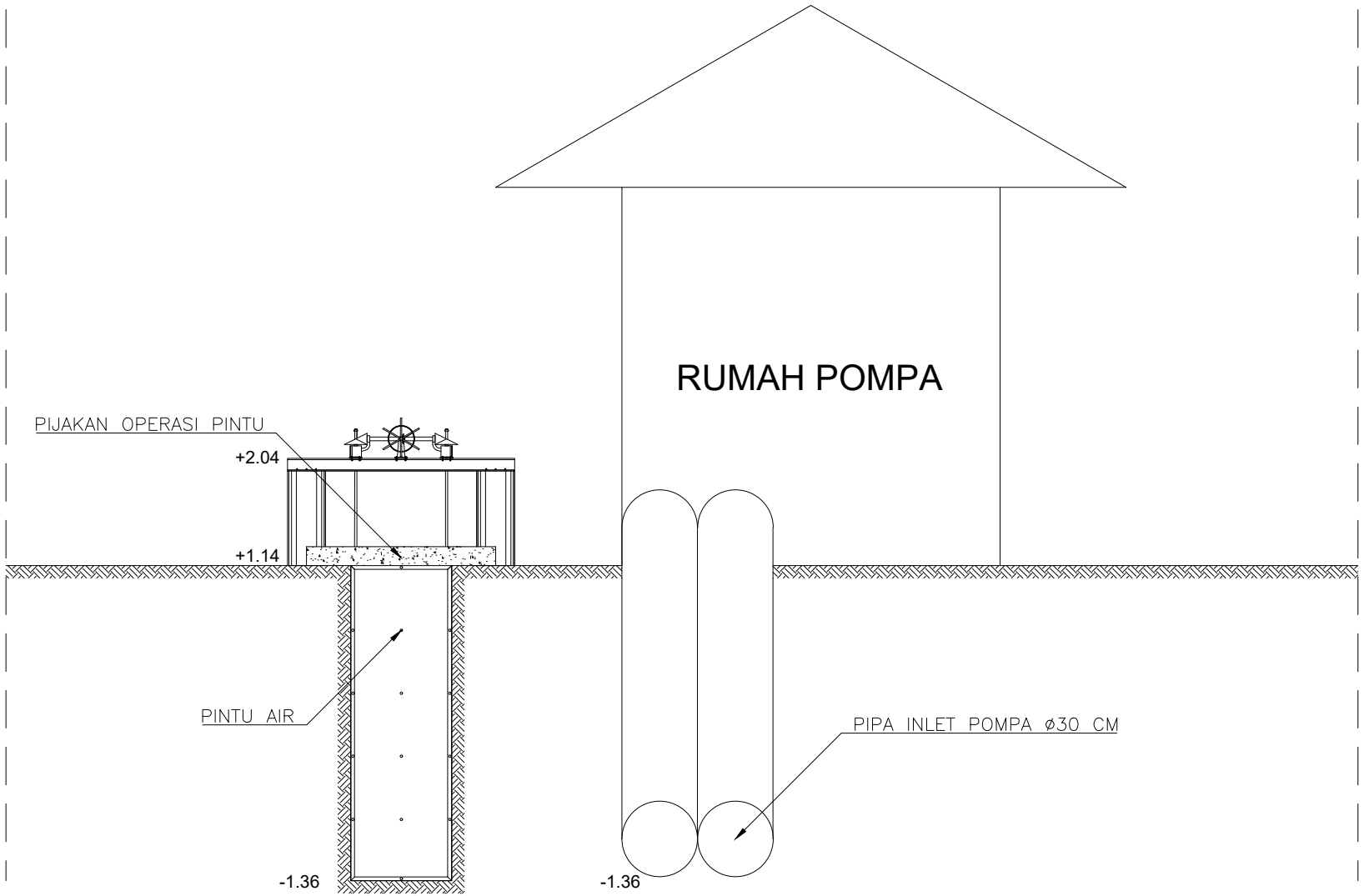
POTONGAN A-A
SKALA 1:90

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
POTONGAN A-A	
SKALA	HALAMAN
1:90	21



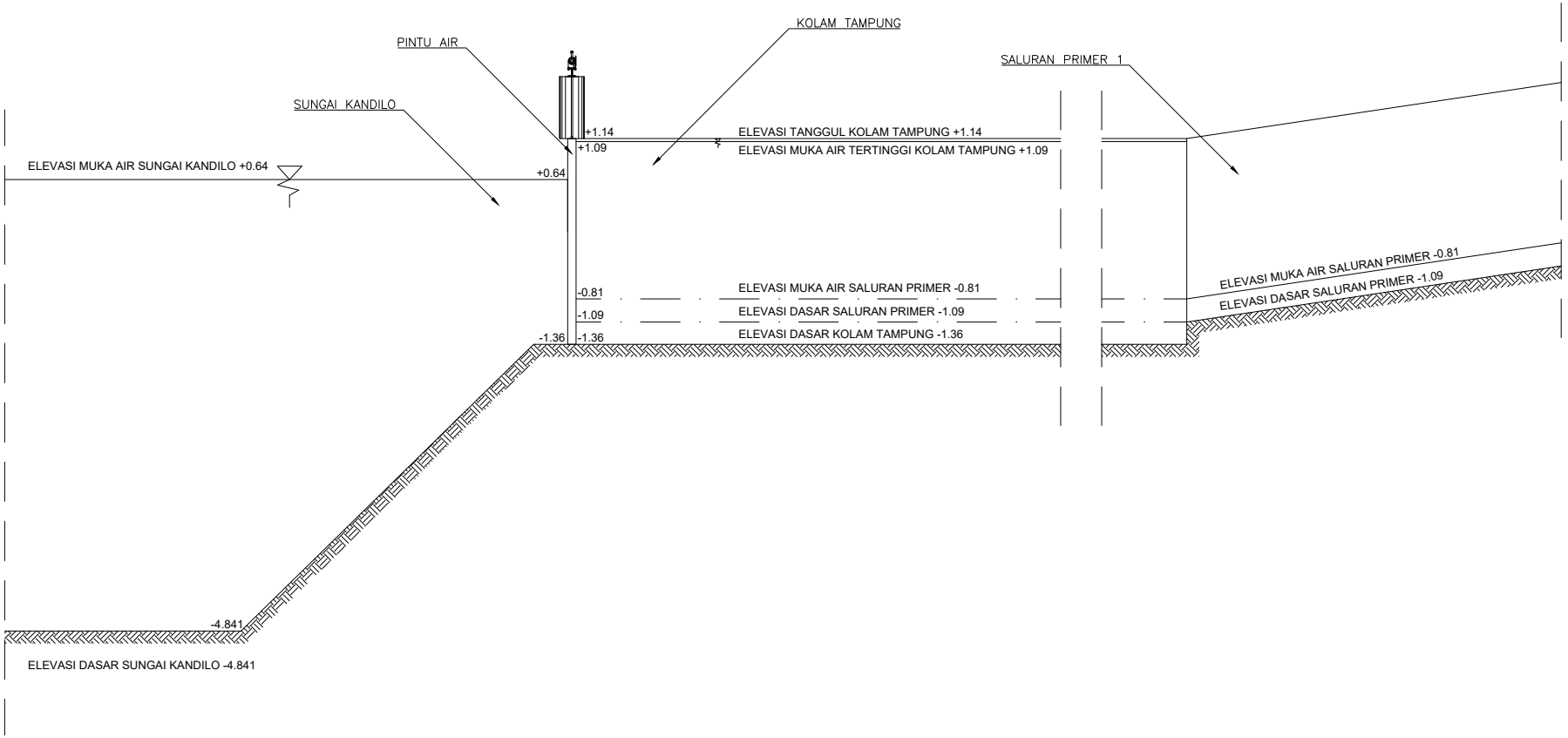
POTONGAN B - B
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
POTONGAN B - B	
SKALA	HALAMAN
1:20	22



POTONGAN C - C
SKALA 1:20

NAMA MAHASISWA	
BOY DE VALENTINO	
NRP	
03111640000070	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR	
DOSEN PEMBIMBING 1	
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	
DOSEN PEMBIMBING 2	
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.	
JUDUL GAMBAR	
POTONGAN C - C	
SKALA	HALAMAN
1:20	23



POTONGAN MEMANJANG SALURAN HINGGA SUNGAI
SKALA 1:125

NAMA MAHASISWA
BOY DE VALENTINO
NRP
03111640000070
JUDUL TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE BANDAR UDARA TANAH GROGOT, KALIMANTAN TIMUR
DOSEN PEMBIMBING 1
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.
DOSEN PEMBIMBING 2
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.T.
JUDUL GAMBAR
POTONGAN MEMANJANG DARI SALURAN PRIMER KE SUNGAI KANDILO

SKALA	HALAMAN
1:125	24

BIODATA PENULIS

Boy De Valentino,

Penulis dilahirkan di kota Bekasi pada 18 Februari 1999, dan merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di Sekolah Dasar Kaliabang Tengah 5 Kota Bekasi dari tahun 2004 hingga 2010, Sekolah Menengah Pertama dari tahun 2010 hingga 2013, dan Sekolah Menengah Atas 1 Kota Bekasi dari tahun 2013 hingga 2016. Setelah lulus SMA, penulis mengikuti seleksi bersama masuk perguruan tinggi negeri (SBMPTN) dan diterima di departemen Teknik Sipil ITS pada tahun 2016 dengan NRP 03111640000070. Penulis aktif dalam kegiatan kegiatan kemahasiswaan seperti Himpunan Mahasiswa Sipil ITS, BEM Fakutas, BEM ITS, serta pelatihan manajerial. Penulis juga aktif mengikuti kegiatan pelombaan tender. Penulis dapat dihubungi melalui surel berikut: boydevalentino@gmail.com