



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

ALTERNATIF DESAIN

**TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG**

AHMAD NUR ALFIAN

NRP. 10111510000109

Dosen Pembimbing 1:

TATAS, MT.

NIP. 19800621 200501 1 002

Dosen Pembimbing 2:

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19600105 198603 1 003

PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2020



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

ALTERNATIF DESAIN

**TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG**

AHMAD NUR ALFIAN

NRP. 10111510000109

Dosen Pembimbing 1:

TATAS, MT.

NIP. 19800621 200501 1 002

Dosen Pembimbing 2:

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19600105 198603 1 003

PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2020



FINAL PROJECT - VC 181819

**REINFORCED CONCRETE DAM
AS AN ALTERNATIVE DESIGN
FOR TUKUL EMBANKMENT DAM IN PACITAN**

AHMAD NUR ALFIAN

NRP. 10111510000109

Supervisor 1:

TATAS, MT.

NIP. 19800621 200501 1 002

Supervisor 2:

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19600105 198603 1 003

BACHELOR IN CIVIL INFRASTRUKTUR ENGINEERING

FACULTY OF VOCATIONS

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2020


LEMBAR PENGESAHAN

“ALTERNATIF DESAIN TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG”

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Terapan Teknik
Pada
Program Studi Sarjana Terapan
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Surabaya, 23 Januari 2020
Disusun Oleh :



AHMAD NUR ALFIAN
NRP. 10111510000109

23 JAN 2020

Disetujui Oleh
Dosen Pembimbing Tugas Akhir:

Dosen Pembimbing I,

Dosen Pembimbing II,



TATAS, M.T.

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19800621 200501 1 002

NIP. 19600105 198603 1 003



BERITA ACARA TUGAS AKHIR TERAPAN

PROGRAM SARJANA TERAPAN (DIV) TEKNOLOGI SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
-/890/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2020

Tanggal
15/01/2020

Judul Tugas Akhir Terapan	Alternatif Desain Tubuh Bendungan Urugan Waduk Tukul Pacitan Menjadi Bendungan Beton		
Nama Mahasiswa	Ahmad Nur Alfian	NRP	10111510000109
Dosen Pembimbing 1	Tatas, S.T., M.T. NIP. 19730914 200501 1 002	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, M.S. NIP. 19600105 198603 1 003	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
- <i>Expose hasil gaya H</i> - <i>Gambar revisi</i>	
	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T. NIP. 19580629 198703 1 002
1. <i>Bab I perijoba tugas</i> 2. <i>keseluruhan</i>	
	Dr. Ir. Suharjo, M.T. NIP. 19560119 198403 1 001
	-
	NIP -
	-
	NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
		-	-
Dr. Ir. Kuntjoro, M.T. NIP. 19580629 198703 1 002	Dr. Ir. Suharjo, M.T. NIP. 19560119 198403 1 001	NIP -	NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1 	Dosen Pembimbing 2
	Tatas, S.T., M.T. NIP. 19730914 200501 1 002	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, M.S. NIP. 19600105 198603 1 003



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Ahmad Nur Afian 2
NRP : 1101151000109 2
Judul Tugas Akhir : ALTERNATIF DESAIN TUBUH BENAUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN MENYAPI BENAUNGAN BETON BERTULANG
Dosen Pembimbing : Bpk. TATAS, MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	06-02-2019	leshy kaputo - Daman + 135,0m. - Dead storage +175.51M - Elevasi m.d.n +192,10m	<i>[Signature]</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		↓				
		Bandanya pada karbit Amal: Waktu pengisian: — bulan.	<i>[Signature]</i>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		↳ Dasar benangan karbit ↳ Abu granit y pembesa kemungkinan air m.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	14-02-2019	① Gambar sketsa benangan di atas peta karbit y di analisis lokasi (peta karbit) mana saja y layak dan tidak layak untuk dijadikan tempat benangan tubuh karbit. ② Cel CAPAM. - Bentuk keramping (ole). - Membandingkan setiap step dan crown		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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

y setiap data final y stg terlebia
 - tulis istilah x engineer dan program
 yg sesuai definisi
 ③ Dikerusi s.d. cracked.



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

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Ahmad Nur Afican 2
 NRP : 1 10111510000109 2
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : Bpk. Tatas, MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan
3.	1-03-2019	Estery semai & retri & ketahanan 1. debit upstream 2. trial zero di mana tekanan uplift terlewat		B C K <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
		Mencu bendy semai & buku Hidraulika film table befalla spillway & suppy bagaimana		B C K <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
				B C K <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
4.	5/4 ²⁰¹⁹	Cek stabilitas ← rembesan kebalaman front berdimensi		B C K <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
5.	6/5	Perhatian Requirement SF ←		B C K <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	11/5	Raylum dan buku laporan		B C K <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

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



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

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Ahmad Nur Aifian 2
 NRP : 1 1011510000109 2
 Judul Tugas Akhir : ALTERNATIF DESAIN TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL
 PACITAN MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG
 Dosen Pembimbing : Bpk. Ir. IBNU PUDI RAHARDJO, MSc.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	25-01-2019	1. prelim dimodel tubuh bendungan 2. menentukan lokasi AS bendungan rencana • Jari-jari bendungan • Panjang Bukit di belakang bendungan • Lengkung dengan kontur usahatan 90°		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	06-02-2019	1. Rengalan Permodelan SAP2000 • memodelkan sendri (tidak pakai lempat SAP) • beban yang terjadi pada bangunan • menasaskan input material • jarak depthe tiap ketinggian max 2,5 m • jarak bore pile 3d-6d		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.	20-02-2019	- Cara membeani bangunan pada SAP • Hidrostatik & sedmen • beban kombinasi yang dimasukkan		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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



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

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 2
NRP : 1 2
Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing :

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
4.	08-03-2019	• Analisis Sementara dari beban hidrostatik & Sedimen • merencanakan galeri di bendungan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5.	27-03-2019	• kontrol titik-retak • kontrol lokal axis SAP • menentukan ketebalan pondasi • Cek rembesan akibat pondasi, butuh kedalaman borongan untuk aman terhadap rembesan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• merencanakan diameter pile, dan jarak antar pile		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6.	15-05-2019	• Permodelan Sisi dan Samping Spillway • Tanggapan depan dituangi • bangunan atas & bawah hidro menyatu / lepas		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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



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

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 2
NRP : 1 2
Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing :

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
7.	17-05-2019	• rentasi diameter pite dan jarak antar pite akibat kapasitas gaya yang terjadi • input beban lain, selain hidrostatik & sedimen		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8.	28-05-2019	• beban gempa tertaw besar, pakai peta gempa 2010 (pakum), dan pakai RSC (gempa gedung) • Analisa kapasitas pite & gaya yang terjadi • input gaya hidrodinamika		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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

ALTERNATIF DESAIN TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

Nama Mahasiswa : Ahmad Nur Alfian
NRP : 10111510000109
Jurusan : Sarjana Terapan Departemen Teknik
Infrastruktur Sipil
Dosen Pembimbing 1 : Tatas, MT.
Dosen Pembimbing 2 : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

Abstrak

Untuk pengendalian banjir, memenuhi kebutuhan air irigasi, penyediaan air baku, dan penyediaan energi listrik maka dipandang perlu untuk mengadakan pembangunan bendungan. Bendungan adalah bangunan yang berupa urugan tanah, batu, beton, dan atau pasangan batu yang dibangun untuk menahan dan menampung air. Dalam tahap pelaksanaan pembangunan bendungan beton, dapat dikurangi beberapa item yang ada dalam pekerjaan bendungan urugan. Karena volume pekerjaan turun maka waktu pelaksanaannya pun dapat dipercepat. Keadaan geologi dilokasi Waduk Tukul Pacitan merupakan batuan-batuan keras, merujuk hasil tes kecepatan rambat gelombang dengan V_s tanah rata-rata kedalaman 30 meter yaitu $V_s = 1446$ m/s ($V_s = 750-1500$) termasuk dalam kategori (SB). Dengan keadaan geologi yang memungkinkan maka bendungan beton diharapkan lebih murah dibanding dengan tipe urugan. Sehingga, direncanakan konstruksi bendungan menggunakan beton bertulang, Proses perencanaannya dimulai dengan melakukan pemilihan lokasi as bendungan dengan memperhatikan persyaratannya dan disesuaikan dengan topografi dilapangan, selanjutnya dilakukan preliminary desain meliputi ketebalan tubuh bendungan dan

kedalaman pondasi setempat dengan memperhatikan beban hidrostatis dan beban sedimen, selanjutnya mendesain spillway beserta kolam olak sesuai persyaratan yang ada, selanjutnya yaitu Analisa pembebanan meliputi beban mati, beban hidup, beban hidrostatis, beban sedimen, beban tanah aktif, beban tanah pasif, beban gempa, berat air diatas spillway dan kolam olak, beban uplift, dan beban hidrodinamis sesuai bentuk bangunan dan peraturan masing-masing, selanjutnya dilakukan Analisa output dari program bantu dengan dilakukan pengecekan terhadap kapasitas strukturnya meliputi cek stabilitas dan rembesan yang selanjutnya struktur dimodelkan menggunakan program bantu SAP2000 untuk mengetahui gaya yang terjadi disetiap elemen struktur, selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan. Spillway direncanakan menggunakan spillway terpasang pada tubuh bendungan, dengan tipe spillway at crest yaitu spillway dengan limpasan langsung dipuncak bendungan dengan aliran yang dikendalikan dengan kemiringan 1:0,5 dan kolam olak dengan peredam energi USBR tipe II, dengan kebutuhan tulangan pada tubuh bendungan dan pondasi diamati dari gaya S22 (gaya arah y) dan S33 (gaya arah Z) untuk menentukan kebutuhan tulangan pada tubuh dan pondasi bangunan. Untuk mengetahui kebutuhan tulangan pada setiap bored pile diamati gaya P, M2, dan M3. Dengan kebutuhan tulangan bored pile 2,4 m yaitu 60D-32 atau 1,06%, bored pile 2,2 m yaitu 48D-32 atau 1,01%, bored pile 2,0 m yaitu 40D-32 atau 1,02%, bored pile 1,2 m yaitu 16D-32 atau 1,13%, dan bored pile 1,0 m yaitu 16D-32 atau 1,63%.

Kata Kunci: Bendungan, Bendungan beton bertulang, Struktur Bendungan.

REINFORCED CONCRETE DAM AS AN ALTERNATIVE DESIGN FOR TUKUL EMBANKMENT DAM IN PACITAN

Name : Ahmad Nur Alfian
NRP : 10111510000109
Department : Bachelor in Civil Infrastructure
Engineering
Supervisor 1 : Tatas, MT.
Supervisor 2 : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

Abstract

To control floods, fulfilling irrigation water needs, providing raw water, and electricity, it is necessary to establish dam construction. Dams are buildings consisting of soil, rocks, concrete, and stone pairs that are built to hold and collect water . In the stage of construction of concrete dams, several items can be reduced in the work of the dam. Because the drop of work volume, the execution time can be accelerated. The geological situation at the Tukul Pacitan Reservoir is hard rocks, referring to the results of the wave propagation velocity test with an average soil V_s of 30 meters depth that is $V_s = 1446 \text{ m/s}$ ($V_s = 750\text{-}1500$) included in the category (SB). The geological condition is possible, concrete dams are expected to be cheaper than the earthfill dams. So, the dam construction is planned to use reinforced concrete. The planning process starts with selecting the location of the dam according to its requirements and adjusting it to the topography in the field. The preliminary design includes the thickness of the dam body and the depth of the local foundation by considering the hydrostatic load and sediment load. Then design the spillway and tailwater according to the regulations, then calculate the load analysis which includes dead load, live load, hydrostatic load, sediment load, active soil load, passive soil load, seismic load, water weight above

spillway and tailwater, uplift load, and hydrodynamic load according to the shape of the building and the respective regulations, Furthermore, the output analysis of the auxiliary program is carried out by checking the capacity of the structure, including checks for stability and seepage, then the structure is modeled using the SAP2000 auxiliary program to determine the forces that occur in each structural element, then the reinforcement requirements are calculated. The spillway is planned to use a spillway installed on the dam body, with a spillway at crest type that is a spillway with direct runoff at the top of the dam with a slope controlled with a slope of 1: 0,5 and an olak pool with USBR type II energy absorbers, with reinforcement requirements at the dam body and observed foundation the S22 force (y direction force) and S33 (Z direction force) to determine the reinforcement needs of the body and the building foundation. To find out the reinforcement requirements in each bored pile, P, M2 and M3 are observed. With the need for 2,4 m bored pile, namely 60D-32 or 1,06%, 2,2 m bored pile, 48D-32 or 1,01%, 2,0 m bored pile, 40D-32 or 1,02%, 1,2 m bored pile, 16D-32 or 1,13% and bored pile 1,0 m, which is 16D-32 or 1,63%.

Keywords: Dams, reinforced concrete dams, Dams structure.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT atas berkat, rahmat, serta karunia-Nya sehingga tugas akhir terapan yang berjudul *“Alternatif Desain Tubuh Bendungan Urugan Waduk Tukul Pacitan Menjadi Bendungan Beton Bertulang”* dapat terselesaikan dengan tepat waktu. Penyusunan tugas akhir terapan ini sebagai syarat akhir kelulusan pada Program Studi Sarjana Terapan Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Penulis menyadari bahwa tugas akhir terapan ini tidak terlaksana dengan baik tanpa bantuan dan bimbingan dari beberapa pihak. Pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Kedua orang tua, sebagai penyemangat dan telah memberikan dukungan moril, materil, serta doa.
2. Bapak Dr. Machsus, ST., MT. Selaku Ketua Departemen Teknik Infrastruktur Sipil.
3. Bapak Tatas, MT dan Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS. Selaku dosen pembimbing.
4. Bapak dan Ibu dosen Teknik Infrastruktur Sipil yang selama ini membimbing dan membantu dalam proses perkuliahan.
5. Seluruh pihak yang terlibat dan membantu terlaksananya tugas akhir ini.

Penulis menyadari masih terdapat kekurangan dalam penyusunan tugas akhir ini. Oleh sebab itu, penulis berharap kritik dan saran yang membangun untuk kesempurnaan tugas akhir ini. Semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi penulis pada umumnya dan bagi pembaca pada khususnya.

Surabaya, Januari 2020

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak	i
Abstract	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xi
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	3
1.6 Lokasi Studi.....	4
BAB II PERENCANAAN AWAL DAN DASAR TEORI.....	5
2.1 Umum	5
2.1.1 Desain Bangunan Pelimpah.....	6
2.1.2 Desain Bangunan Pengambilan	9
2.2 Dasar Teori Desain Tubuh Bendungan	11
2.2.1 Ketebalan Tubuh Bendungan	11
2.2.2 Pemilihan <i>Spillway</i>	13
2.2.3 Gaya-Gaya Pada Tubuh Bendungan.....	19
2.2.4 Analisis Stabilitas Bangunan	26
2.3 Dasar Teori Analisa Struktur.....	30
2.3.1 Analisis Pembebanan.....	30

2.3.2	Kombinasi Pembebanan	40
BAB III	METODOLOGI	41
BAB IV	PEMBAHASAN	45
4.1	Umum	45
4.2	Pemilihan Lokasi As Bendungan	45
4.2.1	Sungai Lurus.....	47
4.2.2	Sungai Sempit dan Tampungan Besar	47
4.2.3	Sudut Pertemuan Bangunan dan Kontur Tanah Tegak Lurus	47
4.2.4	Ketebalan Tebing Tanah Pendukung.....	48
4.3	<i>Preliminary Design</i>	50
4.3.1	Tebal Bendungan.....	50
4.3.2	Kedalaman Pondasi	55
4.3.3	Dasar Bendungan Setiap STA	59
4.4	Desain <i>Spillway</i>	60
4.4.1	Saluran Pengarah	60
4.4.2	Analisis Hidrolis Mercu Pelimpah	72
4.4.3	Saluran Pengangkut Debit	78
4.4.4	Bangunan peredam energi & Kolam Olak.....	90
4.5	Pembebanan.....	103
4.5.1	Beban Mati	103
4.5.2	Beban Hidup.....	103
4.5.3	Beban Hidrostatik	103
4.5.4	Beban Sedimen	105
4.5.5	Beban Tanah Aktif Pasif.....	106
4.5.6	Beban Gempa	114

4.5.7	Berat Air <i>Spillway</i> dan Kolam Olak	119
4.5.8	Beban Uplift	120
4.5.9	Hidrodinamis	142
4.6	Evaluasi Stabilitas & Rembesan.....	144
4.6.1	Evaluasi awal menggunakan <i>software</i>	144
4.6.2	Evaluasi awal manual	151
4.7	Perhitungan Struktur.....	159
4.7.1	Daya dukung <i>bored pile</i>	160
4.7.2	Evaluasi stabilitas akhir manual	187
4.8	Hasil Analisa dan Kapasitas Struktur	193
4.8.1	Perhitungan tulangan bangunan dan pondasi setempat 195	
4.8.2	Perhitungan tulangan pondasi <i>bored pile</i>	199
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN		211
5.1	Kesimpulan.....	211
5.2	Saran.....	212
DAFTAR PUSTAKA.....		213
BIODATA PENULIS.....		215
LAMPIRAN		217

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Ilustrasi dan arah gaya Setiap Tipe Bendungan.....	1
Gambar 1. 2 Lokasi Studi Bendungan Tukul	4
Gambar 2. 1 Potongan Memanjang Bendungan Eksisting	6
Gambar 2. 2 Bendungan Tangga Sumatra Utara	13
Gambar 2. 3 Bendungan Tangga Sumatra Utara	13
Gambar 2. 4 Bendungan Victoria	14
Gambar 2. 5 Bendungan Victoria	14
Gambar 2. 6 Bendungan Sakamoto Jepang	15
Gambar 2. 7 Bendungan Sakamoto Jepang	15
Gambar 2. 8 Spillway Pada Tubuh Bendungan.....	16
Gambar 2. 9 Spillway Saluran Samping.....	17
Gambar 2. 10 Spillway Saluran Chute	18
Gambar 2. 11 Spillway Saluran Terowongan.....	18
Gambar 2. 12 Spillway Saluran Morning Glory.....	19
Gambar 2. 13 Skema muatan, keadaan pada akhir masa konstruksi	20
Gambar 2. 14 Berat Sendiri Bangunan	21
Gambar 2. 15 Mencari Titik tangkap Gaya	21
Gambar 2. 16 Berat air di Hulu Bendungan	23
Gambar 2. 17 Skema dan Gaya Tekan ke Atas	24
Gambar 2. 18 Skema Gaya Hidrostatik dan Hidrodinamik	25
Gambar 2. 19 Skema Gaya akibat Gempa.....	26
Gambar 2. 20 Keamanan Terhadap Bahaya Penggulingan	27
Gambar 2. 21 keamanan terhadap bahaya penggeseran	28
Gambar 2. 22 Keamanan bahaya penurunan Pondasi	29
Gambar 2. 23 Peta Percepatan Puncak (PGA)	33
Gambar 2. 24 Peta Percepatan 0.2 detik (S_s)	34
Gambar 2. 25 Peta Percepatan 1 detik (S_1).....	34
Gambar 2. 26 Spektrum respons Desain	38
Gambar 3. 1 Diagram Alir pengerjaan Tugas Akhir Terapan	44
Gambar 4. 1 Typical arch unit and Schematic profiles of various dam sites	45

Gambar 4. 2 Typical single-center variable thickness arch dam in a symmetrical site.....	46
Gambar 4. 3 Lokasi As Bendungan Rencana	46
Gambar 4. 4 As bangunan terhadap kondisi sungai	47
Gambar 4. 5 Sudut dan tebal tebing kanan terhadap kontur tanah	48
Gambar 4. 6 Sudut dan tebal tebing kiri terhadap kontur tanah ..	49
Gambar 4. 7 Potongan melintang tubuh bendungan rencana	55
Gambar 4. 8 Kedalaman pondasi rencana minimum.....	58
Gambar 4. 9 Kedalaman saluran pengarah.....	60
Gambar 4. 10 Koefisien debit pelimpah metode Iwasaki.....	63
Gambar 4. 11 Koefisien kontraksi pilar sesuai dgn bentuk tumpuannya	64
Gambar 4. 12 Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk depan masing-masing pilar).	65
Gambar 4. 13 Profil muka air sebelum mercu	67
Gambar 4. 14 Bentuk – bentuk pelimpah	68
Gambar 4. 15 Profil mercu sebelum puncak rencana	70
Gambar 4. 16 Penampang Mercu Pelimpah	72
Gambar 4. 17 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (titik A) – Sal. Pengatur aliran (titik B).....	72
Gambar 4. 18 Potongan memanjang Spillway	76
Gambar 4. 19 Denah spillway rencana.....	78
Gambar 4. 20 Denah Sal. pengatur aliran – Sal. pengangkut debit	78
Gambar 4. 21 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (Titik A – Sal. pengangkut debit awal (Titik C).....	80
Gambar 4. 22 Denah Sal. pengangkut debit awal (titik C) – Sal. pengangkut debit akhir (titik D)	84
Gambar 4. 23 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (titik A) – Sal. pengangkut debit akhir (titik D)	86
Gambar 4. 24 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (titik A) – Bangunan peredam energi (titik E).....	90
Gambar 4. 25 Potongan memanjang perencanaan USBR II.....	96
Gambar 4. 26 Bentuk perencanaan USBR II.....	96

Gambar 4. 27 Grafik ketinggian muka air hilir (tail water depth)	98
Gambar 4. 28 Grafik Panjang kolam olak	99
Gambar 4. 29 Grafik derajat kemiringan muka air kolam olak... ..	99
Gambar 4. 30 Denah Kolam olak dan peredam energi.....	102
Gambar 4. 31 Potongan memanjang Kolam Olak dan Peredam Energi	102
Gambar 4. 32 Data Beton Pada Program Bantu SAP2000	103
Gambar 4. 33 Gaya hidrostatis	104
Gambar 4. 34 Gaya Sedimen.....	105
Gambar 4. 35 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 1	106
Gambar 4. 36 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 2	107
Gambar 4. 37 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 3	109
Gambar 4. 38 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 4	110
Gambar 4. 39 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 5	111
Gambar 4. 40 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 5	113
Gambar 4. 41 Grafik respon spektrum pacitan.....	118
Gambar 4. 42 Permukaan air diatas spillway dan kolam olak... ..	119
Gambar 4. 43 beban Uplift dibawah bangunan tipe 1	123
Gambar 4. 44 beban Uplift dibawah bangunan tipe 1 tanpa kolam olak	126
Gambar 4. 45 beban Uplift dibawah bangunan tipe 2	129
Gambar 4. 46 beban Uplift dibawah bangunan tipe 3	132
Gambar 4. 47 beban Uplift dibawah bangunan tipe 4	135
Gambar 4. 48 beban Uplift dibawah bangunan tipe 5	138
Gambar 4. 49 beban Uplift dibawah bangunan tipe 6	141
Gambar 4. 50 gaya hidrodinamis pada tubuh bendungan.....	143
Gambar 4. 51 hasil input parameter software CADAM.....	144
Gambar 4. 52 analisis tegangan efektif kondisi normal	149
Gambar 4. 53 analisis stabilitas kondisi normal	149
Gambar 4. 54 analisis tegangan efektif kondisi banjir	150
Gambar 4. 55 analisis stabilitas kondisi banjir	150
Gambar 4. 56 Gaya yang terjadi untuk cek stabilitas	152
Gambar 4. 57 Water flow muka air normal.....	156
Gambar 4. 58 Debit rembesan muka air normal.....	157

Gambar 4. 59 Water flow muka air banjir.....	157
Gambar 4. 60 Debit rembesan muka air banjir.....	158
Gambar 4. 61 Tampilan 3d perhitungan Sap	159
Gambar 4. 62 potongan melintang perhitungan Sap	159
Gambar 4. 63 Gaya axial tekan maximum bored pile 2,4 m	162
Gambar 4. 64 Gaya axial tarik maximum bored pile 2,4 m	162
Gambar 4. 65 Gaya axial tekan maximum bored pile 2,2 m	165
Gambar 4. 66 Gaya axial tarik maximum bored pile 2,2 m	165
Gambar 4. 67 Gaya axial tekan maximum bored pile 2,2 m	167
Gambar 4. 68 Gaya axial tarik maximum bored pile 2,2 m	167
Gambar 4. 69 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m	170
Gambar 4. 70 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m	170
Gambar 4. 71 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m	172
Gambar 4. 72 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m	172
Gambar 4. 73 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m	174
Gambar 4. 74 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m	174
Gambar 4. 75 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m	176
Gambar 4. 76 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m	176
Gambar 4. 77 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m	178
Gambar 4. 78 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m	178
Gambar 4. 79 Gaya axial tekan maximum bored pile 1,2 m	181
Gambar 4. 80 Gaya axial tarik maximum bored pile 1,2 m	181
Gambar 4. 81 Gaya axial tekan maximum bored pile 1,2 m	183
Gambar 4. 82 Gaya axial tarik maximum bored pile 1,2 m	183
Gambar 4. 83 Gaya axial tekan maximum bored pile 1 m	186
Gambar 4. 84 Gaya axial tarik maximum bored pile 1 m	186
Gambar 4. 85 Gaya yang terjadi untuk cek stabilitas setelah direncanakan bored pile.....	189
Gambar 4. 86 kontur tegangan elemen solid bangunan 3d view S11,S22,dan S33.....	198
Gambar 4. 87 Output Analisa kebutuhan tulangan SpColumn..	199
Gambar 4. 88 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000	200
Gambar 4. 89 letak bored pile 2,4 m pada bangunan rencana...	201
Gambar 4. 90 output Analisa kebutuhan tulangan	202
Gambar 4. 91 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000	202

Gambar 4. 92 letak bored pile 2,2 m pada bangunan rencana...	203
Gambar 4. 93 output Analisa kebutuhan tulangan	204
Gambar 4. 94 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000	204
Gambar 4. 95 letak bored pile 2 m pada bangunan rencana	205
Gambar 4. 96 output Analisa kebutuhan tulangan	206
Gambar 4. 97 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000	207
Gambar 4. 98 letak bored pile 1,2 m pada bangunan rencana...	208
Gambar 4. 99 output Analisa kebutuhan tulangan	209
Gambar 4. 100 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000 ..	209
Gambar 4. 101 letak bored pile 1 m pada bangunan rencana....	210

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Data Teknis Bangunan Pelimpah	7
Tabel 2. 2 Data Pelimpah Hasil Penuluruhan Banjir	8
Tabel 2. 3 Tinggi Jagaan Bendungan Tukul.....	9
Tabel 2. 4 Data Teknis Bangunan Pengambilan.....	10
Tabel 2. 5 Contoh Perhitungan	22
Tabel 2. 6 Safety Factors (at the dam-foundation interface)	29
Tabel 2. 7 Tabel Klasifikasi Kategori Risiko	31
Tabel 2. 8 Tabel Klasifikasi Kategori Risiko (Lanjutan)	32
Tabel 2. 9 Faktor Keutamaan Gempa.....	33
Tabel 2. 10 klasifikasi kelas situs	35
Tabel 2. 11 Koefisien Situs Fa	36
Tabel 2. 12 Koefisien Situs Fv	36
Tabel 2. 13 Kategori Desain Seismik Parameter Periode Pendek	37
Tabel 2. 14 Kategori Desain Seismik Parameter Periode 1 Detik	37
Tabel 2. 15 Faktor R,Cd,dan Ω_0 , untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	39
Tabel 4. 1 Preliminary Design Tebal Tubuh Bendungan	50
Tabel 4. 2 Preliminary Design Tebal Tubuh Bendungan (lanjutan)	52
Tabel 4. 3 Perhitungan kebutuhan tulangan geser rencana awal	54
Tabel 4. 4 Output gaya yang terjadi	56
Tabel 4. 5 perhitungan ketebalan pondasi perlu	57
Tabel 4. 6 Perhitungan ketebalan pondasi rencana.....	58
Tabel 4. 7 Data sebelumnya untuk desain saluran pengarah	61
Tabel 4. 8 Perhitungan W saluran pengarah.....	61
Tabel 4. 9 perhitungan nilai Cd / C	62
Tabel 4. 10 Perhitungan L atau B eff	64
Tabel 4. 11 Perhitungan He	66
Tabel 4. 12 Perhitungan Hd & Ha	66
Tabel 4. 13 Parameter kemiringan muka hulu mercu.....	69
Tabel 4. 14 Perhitungan koordinat penampang mercu	69

Tabel 4. 15 Perhitungan kedalaman air diatas mercu & koordinat mercu	71
Tabel 4. 16 perhitungan V saluran pengarah (titik A).....	73
Tabel 4. 17 Perhitungan kedalaman air diatas saluran pengatur aliran dan penampang rencana	74
Tabel 4. 18 perhitungan V saluran pengatur aliran (titik B).....	75
Tabel 4. 19 Tinggi jagaan dinding Spillway.....	77
Tabel 4. 20 Perhitungan V saluran pengangkut debit awal (titik C)	79
Tabel 4. 21 Tinggi jagaan dinding Spillway.....	83
Tabel 4. 22 Perhitungan V saluran pengangkut debit akhir (titik D)	85
Tabel 4. 23 Tinggi Jagaan dinding Spillway	89
Tabel 4. 24 Perhitungan V peredam energi (titik E).....	91
Tabel 4. 25 Tinggi Jagaan dinding Spillway	94
Tabel 4. 26 Syarat pemilihan tipe Kolam Olak	95
Tabel 4. 27 perhitungan dimensi kolam olak USBR II	97
Tabel 4. 28 Tinggi Jagaan dinding Kolam Olak.....	100
Tabel 4. 29 Perhitungan gaya hidrostatik.....	104
Tabel 4. 30 Perhitungan Gaya Sedimen	105
Tabel 4. 31 Kecepatan gelombang geser rata-rata.....	115
Tabel 4. 32 Nilai Percepatan Gempa	118
Tabel 4. 33 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 1	120
Tabel 4. 34 Perhitungan Uplift sementara dibangunan Tipe 1...	121
Tabel 4. 35 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 1 tanpa kolam olak	124
Tabel 4. 36 Perhitungan Uplift sementara dibangunan Tipe 1 tanpa kolam olak	124
Tabel 4. 37 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 2	127
Tabel 4. 38 Perhitungan Uplift sementara dibangunan Tipe 2...	127
Tabel 4. 39 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 3	130
Tabel 4. 40 Perhitungan Uplift sementara dibangunan Tipe 3...	130
Tabel 4. 41 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 4	133
Tabel 4. 42 Perhitungan Uplift sementara dibangunan Tipe 4...	133
Tabel 4. 43 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 5	136

Tabel 4. 44 Perhitungan Uplift sementasi dibangunan Tipe 5...	136
Tabel 4. 45 Perhitungan Uplift dibangunan Tipe 6	139
Tabel 4. 46 Perhitungan Uplift sementasi dibangunan Tipe 6...	139
Tabel 4. 47 Perhitungan gaya hidrodinamis	142
Tabel 4. 48 hasil model parameter CADAM.....	144
Tabel 4. 49 hasil load report CADAM	145
Tabel 4. 50 hasil load report CADAM	146
Tabel 4. 51 factor kombinasi beban CADAM.....	147
Tabel 4. 52 Analisis tegangan kondisi normal	147
Tabel 4. 53 analisis stabilitas kondisi normal.....	147
Tabel 4. 54 Analisis tegangan kondisi banjir	148
Tabel 4. 55 analisis stabilitas kondisi banjir.....	148
Tabel 4. 56 Perhitungan gaya yang terjadi untuk cek stabilitas	151
Tabel 4. 57 Perhitungan stabilitas guling dan geser	152
Tabel 4. 58 Perhitungan cek penurunan	154
Tabel 4. 59 Perhitungan pendekatan nilai $N_c, N_q,$ dan N_Y	155
Tabel 4. 60 perhitungan cek rembesan dibawah bangunan rencana	158
Tabel 4. 61 perhitungan daya dukung bored pile 2,4 m	160
Tabel 4. 62 perhitungan daya dukung bored pile 2,2 m	163
Tabel 4. 63 perhitungan daya dukung bored pile 2 m	168
Tabel 4. 64 perhitungan daya dukung bored pile 1,2 m	179
Tabel 4. 65 perhitungan daya dukung bored pile 1 m	184
Tabel 4. 66 Perhitungan cek stabilitas setelah direncanakan boredpile	187
Tabel 4. 67 Perhitungan cek stabilitas setelah direncanakan boredpile (lanjutan)	188
Tabel 4. 68 Perhitungan Cek Stabilitas guling dan geser setelah direncanakan boredpile.....	190
Tabel 4. 69 Perhitungan Cek Stabilitas penurunan setelah direncanakan boredpile.....	191
Tabel 4. 70 Perhitungan pendekatan nilai $N_c, N_q,$ dan N_Y	192
Tabel 4. 71 Rekapitulasi gaya dalam pondasi 1 (Potongan 6)...	193
Tabel 4. 72 Rekapitulasi gaya dalam bangunan 1-6 (potongan 6)	194

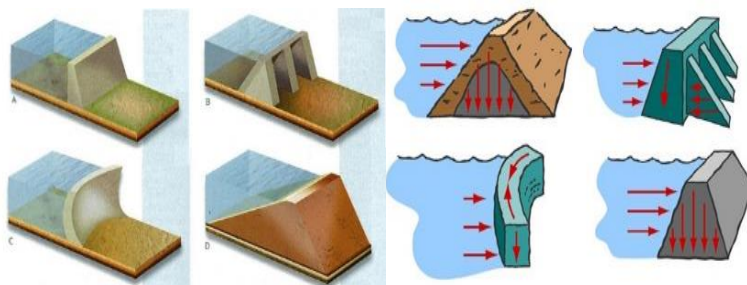
Tabel 4. 73 perhitungan kebutuhan tulangan Pondasi 1 (Potongan 6).....	195
Tabel 4. 74 Output gaya dalam bored pile 2,4 m	199
Tabel 4. 75 Hasil perhitungan tulangan bored pile 2,4 meter....	200
Tabel 4. 76 output gaya dalam bored pile 2,2 m	201
Tabel 4. 77 Hasil perhitungan tulangan bored pile 2,2 meter....	203
Tabel 4. 78 output gaya dalam bored pile 2 m	203
Tabel 4. 79 Hasil perhitungan tulangan bored pile 2 meter	205
Tabel 4. 80 output gaya dalam bored pile 1,2 m	206
Tabel 4. 81 Hasil perhitungan tulangan bored pile 1,2 meter....	207
Tabel 4. 82 output gaya dalam bored pile 1 m	208
Tabel 4. 83 Hasil perhitungan tulangan boredpile 1 meter	210
Tabel 4. 84 Rekapitulasi kebutuhan tulangan bored pil	210

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sungai Grindulu merupakan sungai yang mengalir di wilayah Kabupaten Pacitan Jawa Timur, yang mengalir dari Gunung Gembes (1200 Mdpl). Permasalahan yang terjadi di Sungai Grindulu yaitu banjir di musim hujan dan kekeringan di musim kemarau, hingga pada 7/12/2018 terjadi banjir, yang mengakibatkan 236 jiwa mengungsi, 2 korban meninggal dan 2 hilang (pacitanku.com).

Untuk pengendalian banjir, memenuhi kebutuhan air irigasi, penyediaan air baku, dan penyediaan energi listrik maka dipandang perlu untuk mengadakan pembangunan Bendungan. Bendungan adalah bangunan yang berupa urugan tanah, batu, beton, dan atau pasangan batu yang dibangun untuk menahan dan menampung air. Apabila lokasinya terletak di sungai yang sempit dan tinggi maka lebih disukai tipe bendungan berbentuk lengkung sedangkan apabila lebar lebih disukai tipe beton berdasar berat sendiri, beton penyangga, beton lebih dari satu lengkung atau tipe urugan (Soedibyo,2003).



Gambar 1. 1 Ilustrasi dan arah gaya Setiap Tipe Bendungan
(Sumber: google.com)

Bendungan Tukul telah direncanakan dengan tubuh bendungan merupakan tipe urugan, dengan material random tipe zonal inti tegak. Bendungan ini direncanakan dilaksanakan pada tahun 2013-2017. Namun, dalam proses pelaksanaan di lapangan, Bendungan Tukul ditarget akan selesai pada bulan Juli 2019. Menurut Soediby, 2003, dalam tahap pelaksanaan pembangunan bendungan beton, dapat dikurangi beberapa item yang ada dalam pekerjaan bendungan urugan. Karena volume pekerjaan turun maka waktu pelaksanaannya pun dapat dipercepat. Keadaan geologi dilokasi Waduk Tukul Pacitan merupakan batuan-batuan keras, merujuk hasil tes kecepatan rambat gelombang dengan V_s tanah rata-rata kedalaman 30 meter yaitu $V_s = 1446$ m/s ($V_s = 750-1500$) termasuk dalam kategori (SB). Dengan keadaan geologi yang memungkinkan maka bendungan beton diharapkan lebih murah dibanding dengan tipe urugan. Sehingga, dalam tugas akhir ini direncanakan konstruksi bendungan menggunakan beton bertulang.

1.2 Rumusan Masalah

Berikut adalah beberapa masalah yang ditinjau dalam melakukan perencanaan Bendungan Beton yaitu :

1. Apa saja beban yang bekerja pada tubuh bendungan beton?
2. Bagaimana *spillway* yang cocok untuk bendungan beton?
3. Bagaimana desain dan gambar teknik tubuh bendungan beton yang dapat menahan beban tersebut?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari perencanaan bendungan beton yaitu :

1. Menentukan apa saja jenis beban yang bekerja pada tubuh bendungan beton.

2. Menentukan *spillway* yang cocok untuk bendungan beton.
3. Menghitung struktur untuk kebutuhan desain tubuh bendungan beton dan menggambar gambar teknikny.

1.4 Batasan Masalah

Pembahasan dan permasalahan pada perencanaan Bendungan Beton ini dibatasi oleh beberapa hal meliputi :

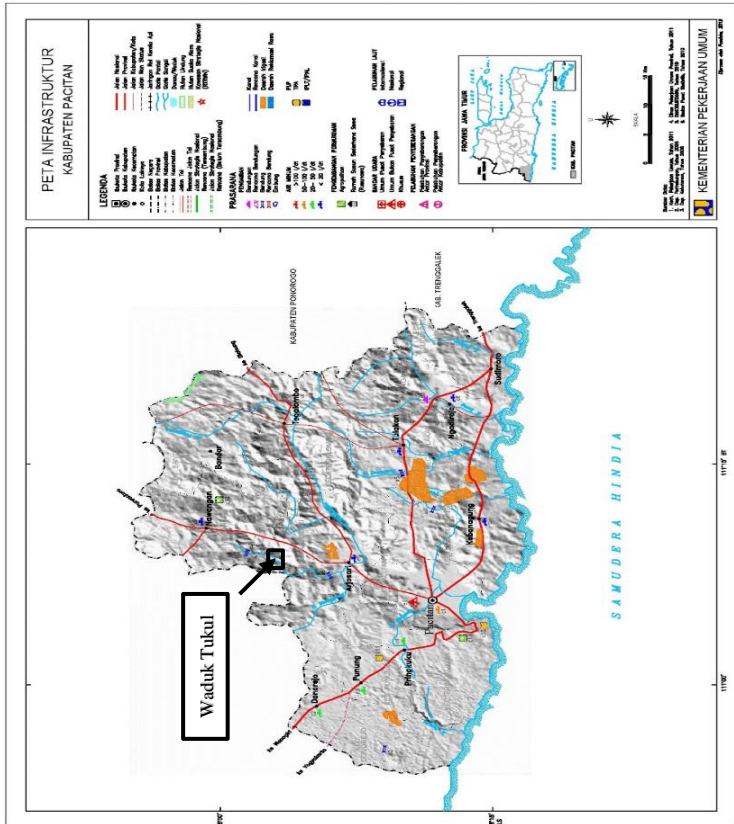
1. Data hidrologi, hidraulika, dan cofferdam mengikuti data eksisting perencanaan Bendungan Tukul tipe urugan.
2. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000.
3. Penentuan beban gempa dilakukan dengan metode analisa beban respon spektrum.
4. Perancangan ini tidak termasuk memperhitungkan jembatan pelimpah, arsitektural, dan sistem utilitas bangunan.
5. Tidak meninjau operasional dan pemeliharaan bendungan.
6. Tidak meninjau proses pendinginan pada *mass concrete*.

1.5 Manfaat

Manfaat dari pengerjaan tugas akhir terapan ini diharapkan dapat mendesain struktur bendungan beton.

1.6 Lokasi Studi

Bendungan Tukul dibangun dengan memanfaatkan sungai Telu yang terletak di Desa Karanggede, Kecamatan Arjosari, Kabupaten Pacitan, Provinsi Jawa Timur.



Gambar 1. 2 Lokasi Studi Bendungan Tukul (sumber:Kementerian Pekerjaan Umum)

BAB II

PERENCANAAN AWAL DAN DASAR TEORI

2.1 Umum

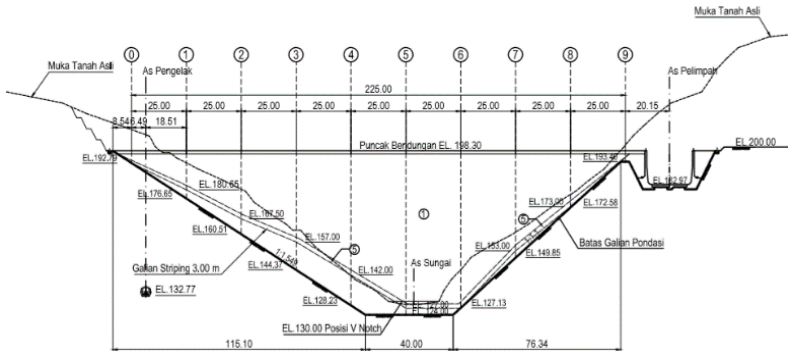
Data yang digunakan dalam proses pengolahan data adalah sebagai berikut:

- a. Data perencanaan bendungan Tukul.
- b. Data Topografi.
- c. Data Geologi.

Data-data tersebut oleh Dinas Pekerjaan Umum yang ada di sekitar daerah pengaliran. Berikut merupakan data teknis Bendungan Tukul:

▪ Luas Daerah Aliran Sungai	: 47,8 Km ²
▪ Panjang Sungai	: 17,50 Km
▪ Luas Genangan Pada Kondisi HWL	: 198,10 Ha
▪ Debit Sungai Rata - Rata Tahunan	: 2,28 m ³ /det
▪ Curah Hujan Rata - Rata Tahunan	: 2246,0 mm
▪ Debit Banjir Maksimum Boleh Jadi (QPMF)	: 1081,79 m ³ /det
▪ Debit Banjir 1000 Tahunan (Q1000in)	: 405,96 m ³ /det
▪ Debit Banjir 100 Tahunan (Q100in)	: 306,85 m ³ /det
▪ Muka Air Banjir PMF (HWL)	: + 195,85 m
▪ Muka Air Banjir 1000 Tahun	: + 194,68 m
▪ Muka Air Normal Maksimal (NWL)	: + 192,10 m
▪ Tampungan Bruto (Dengan Sedimen)	: 8,68 juta m ³
▪ Tampungan Mati Pada Elevasi 175,91 m (Dengan Sedimen)	: 3,7 juta m ³
▪ Tampungan Efektif	: 4,98 juta m ³
▪ Usia Guna Waduk	: 50 tahun
▪ Tipe Bendungan	: Zonal inti tegak, urugan random
▪ Elevasi Dasar Galian	: +124,00 m
▪ Elevasi Dasar Sungai	: +130,00 m
▪ Elevasi Tampungan Mati	: +175,91 m

- Elevasi Puncak : +198,30 m
- Tinggi Bendungan Dari Dasar Sungai : 68,30 m
- Tinggi Bendungan Dari Dasar Galian : 74,30 m
- Panjang Puncak : 233 m
- Lebar Pelimpah : 40 m
- Lebar Puncak : 10 m



Gambar 2. 1 Potongan Memanjang Bendungan *Eksisting* (sumber:Kemen PU,Dirjen SDA, BBWS Bengawan Solo)

2.1.1 Desain Bangunan Pelimpah

Bangunan pelimpah dibangun dengan konstruksi dari beton bertulang. Dengan dipasang pipa drainase di bagian dasar dan samping yang dilapisi material filter yang dibungkus dengan geotekstil. Profil hasil galian dilakukan *shotcrete* untuk melindungi permukaan dari pengaruh cuaca. Berikut merupakan data teknis bangunan pelimpah :

Tabel 2. 1 Data Teknis Bangunan Pelimpah

No	Keterangan	Satuan	Nilai	No	Keterangan	Satuan	Nilai
I	Saluran Pengarah			V	Saluran Transisi II		
1	Elevasi	m	188.6	1	Elevasi Hilir	m	182.3
2	Lebar	m	40	2	Elevasi Hulu	m	182.36
II	Ambang Pelimpah			3	Kemiringan Dasar	m	0
1	Elevasi	m	192.1	4	Panjang	m	30
2	Lebar	m	40	5	Kemiringan Lereng kanan/Kiri	m	0
3	Tipe	m	ogee	6	Lebar Hulu	m	14
4	Kemiringan Hilir	m	1:0.7	7	Lebar Hilir	m	14
III	Saluran Samping			VI	Saluran Peluncur		
1	panjang	m	40	1	Elevasi Hulu	m	182.3
2	Elevasi Hulu	m	185.1	2	Elevasi Hilir	m	115
3	Elevasi Hilir	m	184.1	3	Kemiringan Dasar	m	0.5
4	Lebar Hulu	m	12	4	Panjang	m	134.6
5	Lebar Hilir	m	16	5	Kemiringan Lereng kanan/Kiri	m	0
6	kemiringan Dasar	m	0.03	6	Lebar Hulu	m	14
7	Kemiringan dinding Luar	m	0.7	7	Lebar Hilir	m	14
IV	Saluran Transisi I			VII	Peredam Energi		
1	Elevasi Hilir	m	182.36	1	Tipe	m	USBR II
2	Elevasi Hulu	m	182.48	2	Panjang	m	45
3	Kemiringan Dasar	m	0.003	3	Elevasi	m	115
4	Panjang	m	40.5				
5	Kemiringan Lereng kanan/Kiri	m	0.7-0				
6	Lebar Hulu	m	14				
7	Lebar Hilir	m	16				

(sumber: Perencanaan Waduk Tukul)

2.1.1.1 Penulusuran Banjir

Untuk menentukan dimensi bangunan pelimpah dilakukan penulusuran banjir melalui pelimpah dengan masukan yaitu:

- Hidrograf banjir (100 th, 1000 th, dan PMF)
- Lengkung kapasitas waduk

Dalam perencanaan bangunan pelimpah menggunakan debit dari metode gama-1, dengan data pelimpah dari hasil penulusuran banjir sebagai berikut:

Tabel 2. 2 Data Pelimpah Hasil Penulusuran Banjir

No	Keterangan	Satuan	Q 100	Q 1000	Q-PMF	Q-PMP Regional
1	Tipe Pelimpah		Pelimpah Samping			
2	Elevasi Ambang	m	192,1			
3	Lebar Ambang	m	40			
4	Tipe Ambang		Ogee			
5	Debit Inflow	M3/s	306,85	405,96	694,81	1081,79
6	Debit Outflow	M3/s	264,64	360,35	626,03	991,17
7	Elevasi MAW Maks	m	194,2	194,68	195,85	197,22
8	Tinggi air diatas ambang	m	2,1	2,58	3,75	5,12
9	Kecepatan Masuk	m/s	1,14	1,48	2,1	2,88

(sumber: Perencanaan Waduk Tukul)

2.1.1.2 Tinggi Jagaan Waduk

Perhitungan tinggi jagaan waduk mempertimbangkan konsekuensi bendungan terhadap jarak dengan penduduk, dimana bendungan tukul termasuk kategori bendungan dengan konsekuensi besar karena di hilir bendungan terdapat permukiman padat, yaitu desa Karanggede dan Karangrejo Kecamatan Arjosari.

Perhitungan tinggi jagaan dengan konsekuensi besar menggunakan perhitungan:

a. Kondisi Muka Air Normal

$$: H1 + hu + hc$$

$$: H1 \geq \frac{3}{4} Hw + Hs + Hr + He + hu$$

b. Muka Air Banjir Q 1000 th

$$: H2 + hu + hc$$

$$: H2 \geq \frac{3}{4} Hw + Hs + Hr + hu$$

c. Muka Air Banjir Q PMF

$$: H3 \geq 0,75 \text{ m untuk pelimpah tanpa pintu}$$

$$: H3 \geq 1,25 \text{ m untuk pelimpah dengan pintu}$$

Dengan,

- Hw : Tinggi gelombang karena angin
 Hs : Peningkatan tinggi gelombang karena angin
 Hr : Tinggi rayapan gelombang
 He : Tinggi gelombang akibat gempa
 Hu : Tinggi cadangan untuk ketidakpastian
 Hc : Tinggi cadangan karena konsolidasi

Elevasi puncak Bendungan ditetapkan yang tertinggi dari hasil perhitungan ketiga kondisi tersebut. maka tinggi jagaan untuk Bendungan Tukul adalah sebagai berikut :

Tabel 2. 3 Tinggi Jagaan Bendungan Tukul

No	Kondisi	Elevasi MAW	Tinggi Jagaan			Tinggi Jagaan	Elevasi Puncak Bendung
			Gelombang	Ketidakpastian	Konsolidasi		
1	Muka Air Normal	192.1	1.16	1	2.11	4.27	196.37
2	Banjir Q-1000 th	194.61	0.93	0.6	2.16	3.69	198.3
3	Banjir PMF	195.57				1	196.57

(sumber: Perencanaan Waduk Tukul)

2.1.2 Desain Bangunan Pengambilan

2.1.2.1 Tipe dan Sistem

Bangunan pengambilan dengan tipe menara dan dilanjutkan dengan saluran pengambilan berupa terowongan miring sampai bertemu dengan terowongan pengelak.

Untuk keperluan pengambilan, terowongan pengelak akan di sumbat (*plugging*) dan saluran pengambilan dilanjutkan dengan pipa baja sampai ke bangunan pengeluaran yang telah melalui *minihidro*.

Untuk keperluan pengambilan air di intake akan dipasang peralatan mekanikal dan elektrikl berupa saringan (*trashrack*) dan pintu pengaman (*guard gate*) sebelum masuk ke terowongan pengambilan. Dengan alasan kemudahan pelaksanaan,

terowongan pengambilan di rencanakan dengan diameter 3,0 meter dan dilapisi dengan baja sampai ke plugging.

Dari *plugging* ke arah hilir saluran pengambilan direncanakan dengan pipa baja (*stell conduit*) diameter 1,0 meter sepanjang 117 meter yang ditopang dengan penopang baja dan beton bertulang.

Sistem pengeluaran air dibagi sebagai berikut :

- Satu unit *bonette slice gate* (0,6 x 0,6 m) dan satu unit *hollow jet valve* (d 0,6 m) digunakan untuk pengaturan pengeluaran irigasi dan penurunan muka air waduk.
- Dua unit *gate valve* (d 0,3 m) digunakan untuk pengaturan pengeluaran air baku.

Berikut merupakan data teknis bangunan pengambilan :

Tabel 2. 4 Data Teknis Bangunan Pengambilan

No	Keterangan	Satuan	Nilai
1	Tipe		Menara
2	Elevasi Operasional	m	175.9
3	Q Pengambilan	m ³ /s	2.6
4	Saringan	m	3 x 5
5	Pintu Pengaman	m	3 x 3
6	Ø Terowongan Pengambila	m	3 ; L = 95
7	Ø Stell Liner	m	3 ; L = 115
8	Ø Steel Conduit	m	1 ; L = 117
9	Ø Katup Kupu-kupu	m	0.6 ; 2 unit
10	Bonette Slice Gate	m	0.6 x 0.6 ; 1 unit
11	Ø Hollow Jet Valve	m	0.6 ; 1 unit
12	Ø Gate Valve Air Baku	m	0.3 ; 2 unit

(sumber: Perencanaan Waduk Tukul)

2.2 Dasar Teori Desain Tubuh Bendungan

2.2.1 Ketebalan Tubuh Bendungan

Penentuan tebal tubuh bendungan dihitung berdasarkan SNI-2847:2013, pasal 11.2 tentang kekuatan geser yang disediakan beton untuk komponen struktur non-prategang, rumus yang digunakan yaitu:

11.2 Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang

11.2.1 V_c harus dihitung dengan ketentuan 11.2.1.1 hingga 11.2.1.3, kecuali bila perhitungan yang lebih rinci dilakukan sesuai dengan 11.2.2. Sepanjang pasal ini, kecuali dalam 11.6, λ harus seperti yang didefinisikan dalam 8.6.1.

11.2.1.1 Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d \quad (2-1)$$

11.2.1.2 Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial,

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{F'_c} b_w d \quad (2-2)$$

Besaran N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa.

11.2.1.3 Untuk komponen struktur yang dikenai tarik aksial yang cukup besar, V_c harus diambil sama dengan nol kecuali bila analisis yang lebih rinci dilakukan menggunakan 11.2.2.3.

11.2.2 V_c boleh dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci menurut 11.2.2.1 hingga 11.2.2.3.

11.2.2.1 Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja,

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{F'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2-3)$$

Tetapi tidak lebih besar dari $0,29\lambda\sqrt{F'_c} b_w d$. Dalam menghitung V_c dengan Pers. (2-3), $\frac{V_u d}{M_u}$ tidak boleh diambil lebih dari 1,0, dimana M_u terjadi serentak dengan V_u pada penampang yang ditinjau.

11.2.2.2 Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, V_c boleh dihitung menggunakan Pers. (2-3) dengan M_m menggantikan M_u dan $\frac{V_u d}{M_u}$ selanjutnya tidak dibatasi dengan 1,0, dimana

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h-d}{8} \right) \quad (2-4)$$

Akan tetapi, V_c tidak boleh diambil lebih besar dari

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{F'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (2-5)$$

$\frac{N_u}{A_g}$ harus dinyatakan dalam MPa. Bila M_m seperti yang dihitung dengan Pers. (2-4) adalah negatif, maka V_c harus dihitung dengan Pers. (2-5)

11.2.2.3 Untuk komponen struktur yang dikenai tarik aksial yang besar,

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29 N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{F'_c} b_w d \quad (2-6)$$

Tapi tidak kurang dari nol, dimana N_u adalah negatif untuk tarik. $\frac{N_u}{A_g}$ harus dinyatakan dalam MPa.

2.2.2 Pemilihan *Spillway*

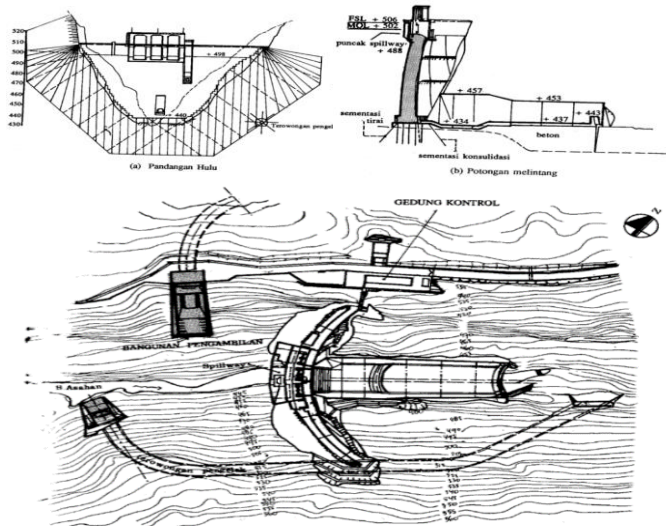
2.2.2.1 Bangunan Referensi

Bangunan referensi merupakan contoh bangunan *spillway* pada bendungan beton yang telah dibangun sebelumnya, sebagai berikut:

1. Bendungan Tangga (Sumatra Utara)



Gambar 2. 2 Bendungan Tangga Sumatra Utara
(sumber:google.com)

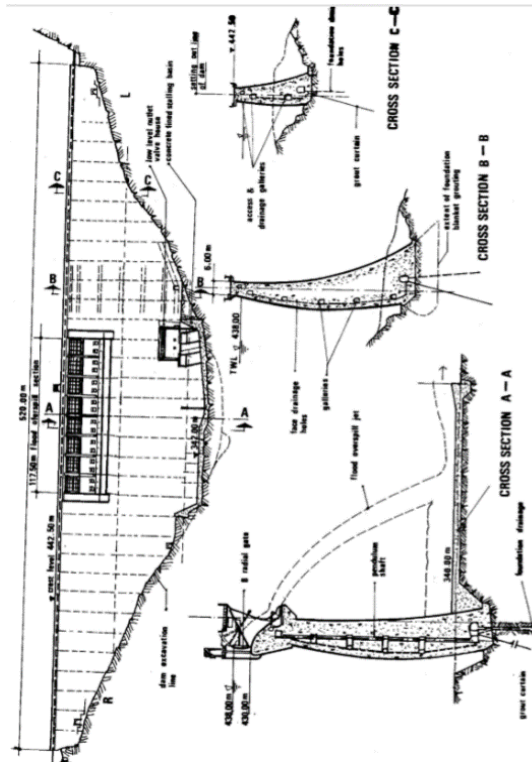


Gambar 2. 3 Bendungan Tangga Sumatra Utara
(sumber: Soedibyo,2003)

2. Bendungan Victoria



Gambar 2. 4 Bendungan Victoria
(sumber: google.com)

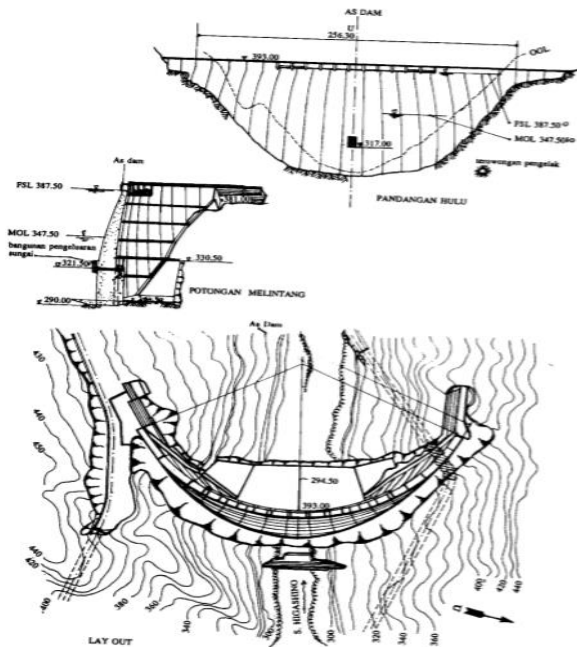


Gambar 2. 5 Bendungan Victoria
(sumber: Soedibyo,2003)

3. Bendungan Sakamoto (Jepang)



Gambar 2. 6 Bendungan Sakamoto Jepang
(sumber: google.com)



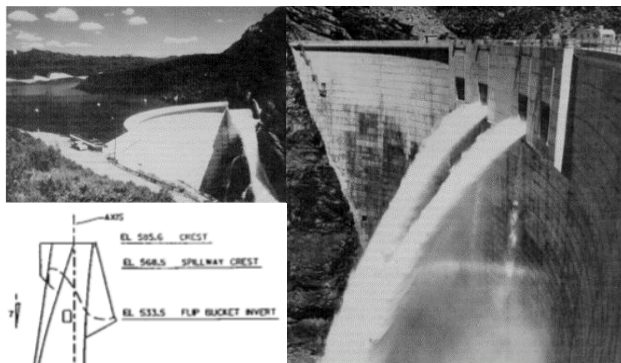
Gambar 2. 7 Bendungan Sakamoto Jepang
(sumber: Soediby,2003)

2.2.2.2 Keuntungan Pemilihan *Spillway*

Terdapat beberapa jenis saluran pelimpah untuk bendungan beton, Yang direncanakan berdasarkan fungsi dan tujuan pembangunan. Yaitu bendungan sebagai penyimpanan, atau untuk memotong aliran banjir yang melebihi kebutuhan pengalihan. *Spillway* untuk bendungan beton dapat dibedakan menjadi dua, yaitu terpasang pada tubuh bendungan atau terpisah.

1. *Spillway* Terpasang

Untuk *Spillway* terpasang pada tubuh bendungan, terdapat tiga tipe yaitu: tipe *spillway* di puncak bendungan (*Spillway at Crest*) yaitu *spillway* dengan limpasan langsung dipuncak bendungan yang memiliki aliran jatuh bebas baik dikendalikan atau tidak terkendali, *spillway* dibawah puncak (*Spillway Below Crest*) yaitu mirip seperti *Spillway at crest* melainkan hanya berbeda pada lokasi penempatan *Spillway* yang tergantung pada pertimbangan hidrolik, geoteknik, dan struktural, dan *Spillway* ember balik (*Flip Bucket*) yaitu *spillway* yang digunakan untuk mengarahkan tumbukan limpasan. Berikut merupakan contoh dari *spillway* yang terpasang pada tubuh bendungan.



Gambar 2. 8 *Spillway* Pada Tubuh Bendungan
(Sumber: William D. Brown, 1994)

2. *Spillway* Terpisah

Spillway yang terpisah terdiri dari saluran samping, saluran *Chute*, saluran terowongan, dan *morning glory*. Yang dipilih berdasarkan situs/ *lay out*.

a. Saluran Samping

Saluran samping adalah saluran dimana bendung kontrol ditempatkan disepanjang sisi dan sejajar dengan bagian atas saluran seperti gambar berikut:



Gambar 2. 9 *Spillway* Saluran Samping
(Sumber: google.com)

Meskipun jenis ini tidak efisien secara hidraulik dan tidak murah, namun memiliki keunggulan yaitu terletak di hulu bendungan yang tidak menyebabkan gangguan pada tubuh bendungan utama dan hanya memiliki efek terbatas pada pondasi.

b. Saluran *Chute*

Saluran *Chute* membawa debit dari *reservoir* ke hilir melalui saluran terbuka yang ditempatkan disepanjang penyangga bendungan.



Gambar 2. 10 *Spillway* Saluran Chute
(Sumber: google.com)

c. Saluran Terowongan

Saluran terowongan memiliki keuntungan bagi bendungan yang dibangun didaerah sempit dengan penyangga bendungan yang curam atau pada lokasi yang terdapat bahaya untuk membuka saluran dari batu. Namun, memiliki kelemahan karena saluran terowongan biasanya melintasi pondasi, yang mengakibatkan kelemahan pada pondasi dan masalah stabilitas bendungan utama dikemudian hari.



Gambar 2. 11 *Spillway* Saluran Terowongan
(Sumber: google.com)

d. *Morning Glory*

Morning glory spillway adalah salah satu jenis *spillway* dimana air masuk ke bibir yang diposisikan secara *horizontal*, yang memiliki diameter sesuai rencana, dan kemudian mengalir ke aliran sungai hilir melalui terowongan *horizontal*. *Spillway morning glory* menguntungkan pada sungai yang sempit, dengan penyangga bendungan curam. Jika struktur jatuh *vertikal* harus ditempatkan dihilu, maka tidak boleh mengganggu secara struktural bendungan utama.



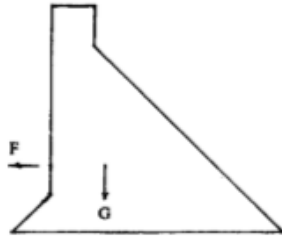
Gambar 2. 12 *Spillway* Saluran *Morning Glory*
(Sumber: google.com)

2.2.3 Gaya-Gaya Pada Tubuh Bendungan

Perhitungan gaya pada perencanaan bendungan dibagi berdasarkan keadaannya yaitu:

2.2.3.1 Keadaan pada Akhir Masa Konstruksi

- Berat bendungan Sendiri /waduk kosong (G)
- Gaya horizontal sebagai akibat gempa kearah hulu (F)



Gambar 2. 13 Skema muatan, keadaan pada akhir masa konstruksi
(sumber: Soedibyo,2003)

2.2.3.2 Keadaan Normal Sesudah Beroperasi

- Berat bendungan Sendiri (G)
- Berat air penuh di hulu bendungan (W)
- Gaya tekan ke atas (U)
- Gaya hidrostatis (H)

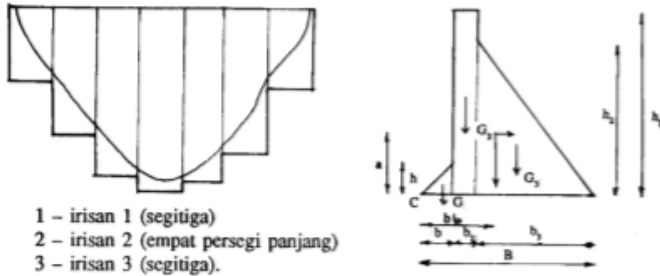
2.2.3.3 Keadaan Luar Biasa Sesudah Operasi

- Berat bendungan Sendiri (G)
- Berat air penuh di hulu bendungan (W)
- Berat sedimen di hulu bendungan (Ws)
- Gaya tekan ke atas (U)
- Gaya hidrostatis (Hs)
- Gaya hidrodinamis (Hd)
- Gaya horizontal akibat tekanan sedimen (H1)
- Gaya horizontal akibat gempa
- Pada keadaan ini, tegangan tekan yang diijinkan dapat dinaikkan 30%.

2.2.3.4 Gaya Vertikal

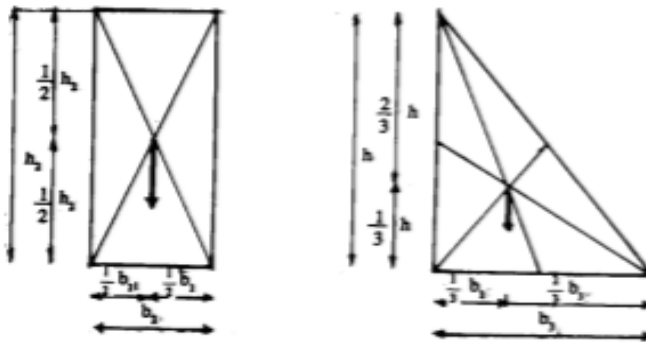
1. Berat Sendiri Bendungan (G)

Termasuk berat pintu air dan instalasi-instalasi lainnya.



Gambar 2. 14 Berat Sendiri Bangunan
 (sumber: Soedibyo,2003)

Karena ukuran tidak teratur maka dibagi menjadi beberapa bagian dan masing-masing bagian dihitung stabilitasnya, untuk memudahkan mencari titik tangkap gaya maka dibagi lagi menjadi persegi panjang dan segi tiga.



Gambar 2. 15 Mencari Titik tangkap Gaya
 (sumber: Soedibyo,2003)

Untuk mencari titik tangkap gaya ke arah vertikal dan horizontal, jadi jarak b dan a , maka dicari momen terhadap titik C . Untuk memudahkan kontrol perhitungan dibuat secara tabel

Tabel 2. 5 Contoh Perhitungan

No	Berat Sendiri (G)	Jarak horizontal ke titik c (b)	G.b	Jarak Vertikal ke titik c (a)	G.a
	Ton	m	Ton.m	m	Ton.m
1	$G_1 = 1/2 \cdot h_1 \cdot b_1 \cdot \Upsilon$	$2/3 b_1$	$G_1 \cdot (2/3 b_1)$	$1/3 a_1$	$G_1 \cdot 1/3 a_1$
2	$G_2 = h_2 \cdot b_2 \cdot \Upsilon$	$b_1 + 1/2 b_2$	$G_2 \cdot (b_1 + 1/2 b_2)$	$1/2 h$	$G_2 \cdot 1/2 h$
3	$G_3 = 1/2 \cdot h_3 \cdot b_3 \cdot \Upsilon$	$b_1 + b_2 + 1/3 b_3$	$G_3 \cdot (b_1 + b_2 + 1/3 b_3)$	$1/3 h_2$	$G_3 \cdot 1/3 h_2$
	ΣG		$\Sigma G \cdot b$		$\Sigma G \cdot a$

(sumber: Soediby,2003)

Υ = Berat Volume Beton

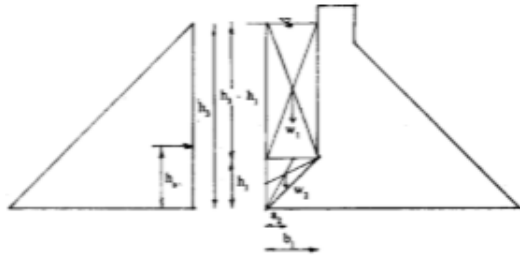
Υ_{air} = Berat Volume Air

Jarak titik tangkap gaya *resultante* berat sendiri

$$\text{pada arah horizontal } \mathbf{b} = \frac{\Sigma G \cdot b}{\Sigma G} \quad (2-7)$$

$$\text{pada arah vertikal } \mathbf{a} = \frac{\Sigma G \cdot a}{\Sigma G} \quad (2-8)$$

2. Berat Air di Hulu (W)



Gambar 2. 16 Berat air di Hulu Bendungan
(sumber: Soedibyo,2003)

$$\begin{aligned} W_1 &= b_1 (h_3 - h_1) \gamma_{\text{air}} \\ &= b_1 (h_3 - h_1) \text{ jarak titik tangkap } a_1 \end{aligned} \quad (2-9)$$

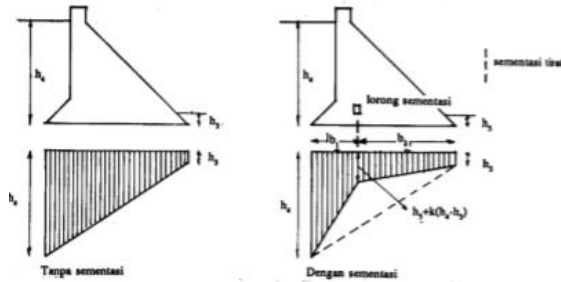
$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{1}{2} b_1 h_1 \gamma_{\text{air}} \\ &= \frac{1}{2} b_1 h_1 \text{ jarak titik tangkap } a_2 \end{aligned} \quad (2-10)$$

$$\text{Jarak titik tangkap} = \frac{W_1 \cdot a_1 + W_2 \cdot a_2}{W_1 + W_2} \quad (2-11)$$

3. Berat Sedimen di Hulu (Ws)

Perhitungan berat dan titik tangkap lumpur di hulu bendungan sama seperti pada air, dengan tinggi dan berat volumenya yang berbeda.

4. Gaya Tekan ke Atas (U)



Gambar 2. 17 Skema dan Gaya Tekan ke Atas
(sumber: Soedibyo,2003)

U_1 (tanpa Sementasi)

$$= \frac{1}{2} (h_4 + h_5) \times b \quad (2-12)$$

U_2 (dengan Sementasi)

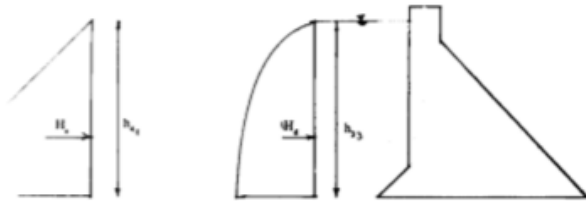
$$= \frac{1}{2} (h_4 + h_5 + k.h_4 - k.h_5) \times b_1 + \frac{1}{2} (h_5 + k.h_4 - k.h_5 + h_5) \times b_2 \quad (2-13)$$

Jadi dengan membuat sementasi tirai akan banyak mengurangi gaya tekan ke atas.

2.2.3.5 Gaya Horizontal

1. Gaya Hidrostatik (H)

Merupakan air yang menekan bendungan ada atau tanpa angin.



Gambar 2. 18 Skema Gaya Hidrostatik dan Hidrodinamik
(sumber: Soedibyo,2003)

Sebagai tinggi air diambil TWL dengan tinggi = h_3

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot h_3 \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot h_3 = \frac{1}{2} \cdot h_3^2$$

dengan titik tangkap pada jarak $\frac{1}{3} h_3$ (2-14)

2. Gaya Hidrodinamis (H_d)

Merupakan air yang menekan bendungan apabila ada gempa. Dianggap bahwa apabila terjadi gempa tidak bersamaan dengan terjadinya angin.

$$H_d = C_d \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot k_1 \cdot h_4^{1/2} \quad (2-15)$$

Keterangan:

C_d = koefisien yang biasanya diambil $\frac{7}{12}$

k_1 = koefisien gempa

h_4 = tinggi bendungan dari dasar pondasi

(sumber: Soedibyo,2003)

3. Gaya Akibat Tekanan Sedimen (H_1)

$$H_1 = \frac{1}{2} \cdot k_1 \cdot b_{d1} \cdot h_1^2 \quad (2-16)$$

Keterangan:

k_1 = koefisien tekanan lumpur, biasanya = 0,5

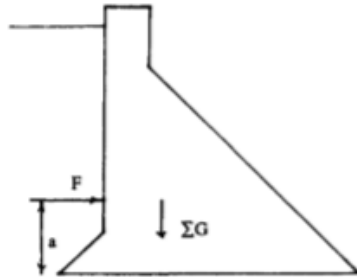
bd_1 = berat jenis lumpur didalam air

h_1 = tinggi lumpur

(sumber: Soedibyo,2003)

4. Gaya Akibat Gempa

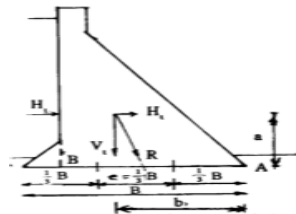
Gaya sebagai akibat gempa sama dengan berat sendiri x koefisien gempa dan titik beratnya sama dengan titik berat bendungan dan arahnya horizontal menekan bendungan.



Gambar 2. 19 Skema Gaya akibat Gempa
(sumber: Soedibyo,2003)

2.2.4 Analisis Stabilitas Bangunan

2.2.4.1 Tidak Mengalami penggulingan



H_t = gaya horisontal total yang menekan bendungan

V_t = gaya vertikal total yang menekan tanah dibawah pondasi

M_{Ah} = momen horisontal di titik A

M_{Av} = momen vertikal di titik A

Gambar 2. 20 Keamanan Terhadap Bahaya Penggulingan
(sumber: Soedibyo,2003)

Dengan adanya gaya H_t , akan menyebabkan tendensi terjadi penggulingan pada titik A dengan momen sebesar $M_{Ah} = H_t \cdot a$ dan momen ini akan ditahan oleh momen pelawan sebagai akibat gaya vertikal yaitu $M_{Av} = V_t \cdot b$. Jadi agar stabil momen M_{Av} ditambah angka keamanan haruslah lebih besar dibandingkan M_{Ah} . (angka keamanan diambil lebih besar dari 1,5) Atau didalam rumus

$$n = \frac{\sum M_{Av}}{\sum M_{Ah}} \geq 1,5 \quad (2-17)$$

Keterangan:

n = angka keamanan terhadap penggulingan

M_{Av} = momen vertikal total terhadap titik A

M_{Ah} = momen horizontal total terhadap titik A

(sumber: Soedibyo,2003)

Dapat pula dicari eksentrisitasnya. Apabila *resultante* gaya H_t dan V_t disebut R, maka garis gaya R akan memotong dasar bendungan di titik D. Ternyata bendungan akan stabil apabila titik D terletak didalam batas 1/3 dari lebar pondasi.

Bendungan tidak akan terguling, apabila:

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| < \frac{B}{6} \quad (2-18)$$

Keterangan:

e = eksentrisitas, jarak antara titik tangkap gaya R dengan titik tengah pondasi $T = DT$

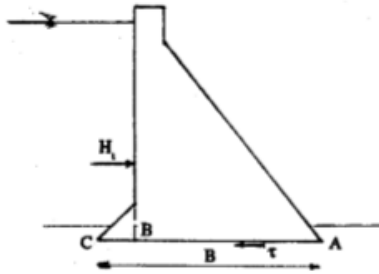
B = lebar pondasi

M = momen total terhadap titik A.

V = V_t = gaya vertikal total

(sumber: Soedibyo,2003)

2.2.4.2 Tidak Mengalami Penggeseran



Gambar 2. 21 keamanan terhadap bahaya penggeseran
(sumber: Soedibyo,2003)

Dengan adanya gaya H_t , selain ada tendensi mengguling juga ada tendensi menggeser dibagian pondasi sepanjang AC (lebar B). Sebaliknya sebagai akibat gaya vertikal akan terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang lebar pondasi.

$$N = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot A}{\Sigma H} \quad (2-19)$$

Keterangan:

- N = angka keamanan terhadap geseran
- f = koefisien geseran antara beton dengan beton atau beton dengan batuan pondasi = $\text{tg } \varphi$
- τ = tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi.
- A = luas permukaan pondasi

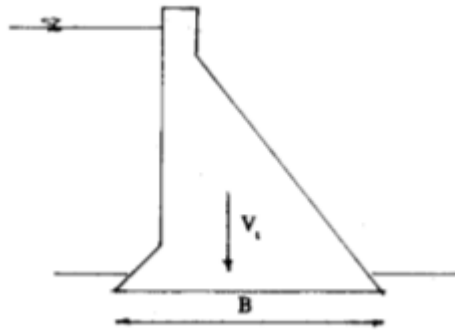
(sumber: Soedibyo,2003)

Tabel 2. 6 *Safety Factors* (at the dam–foundation interface)

	Safety Factor			
	Canada (5)	CDSA (6)	United Kingdom	USA-BuRec
Usual Loads	1.5	3	3	3
Unusual loads	1.3	2	2	2
Extreme loads	1	1.3	1	1
(5), (6): Residual strength; Peak strength (no tests)				

(Sumber: Ruggeri,2001)

2.2.4.3 Tidak Mengalami Penurunan

Gambar 2. 22 Keamanan bahaya penurunan Pondasi
(sumber: Soedibyo,2003)

Dari segi penggulingan dan penggeseran, semakin besar gaya vertikal total akan semakin baik karena angka keamanan yang timbul semakin besar. Tetapi dari segi tegangan tanah, hal ini tidak menguntungkan karena semakin besar V_t tegangan yang timbul akan semakin besar pula.

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V_t}{B.L} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) \leq (\sigma_t) \quad (2-20)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V_t}{B.L} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0 \quad (2-21)$$

Keterangan:

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

V_t = gaya vertikal total

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = eksentrisitas

σ_t = tegangan tanah yang diizinkan berdasar pengujian yang dilakukan

2.2.4.4 Rembesan pada Pondasi Masih Dapat Dikendalikan

Belum ada standar yang sama untuk menentukan rembesan air yang diizinkan karena faktor-faktor yang berpengaruh cukup banyak. Untuk bendungan penyediaan air minum diupayakan tidak terdapat rembesan sedangkan untuk bendungan pengendali banjir dapat ditolerir asalkan tidak membahayakan konstruksi bendungan (Soedibyo,2003).

2.3 Dasar Teori Analisa Struktur

2.3.1 Analisis Pembebanan

Beban yang bekerja pada bendungan berdasarkan SNI beton 2847:2013, meliputi:

2.3.1.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat semua bagian dari suatu bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin, serta peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari bangunan tersebut, yang terdiri dari Berat sendiri bendungan, berat dan tekanan sedimen, berat dan tekanan air, dan tekanan hidrodinamik.

2.3.1.2 Beban Gempa

Fungsi *response spectrum* ditetapkan sesuai peta wilayah gempa untuk daerah Pacitan-Jawa Timur. Berdasarkan Peta Hazard Indonesia-2010, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun.

1. Kategori Risiko Bangunan

Kategori risiko bangunan dibedakan sesuai fungsi dari bangunan tersebut. Klasifikasi kategori risiko mengacu pada SNI 1726-2012 Tabel 1.

Tabel 2. 7 Tabel Klasifikasi Kategori Risiko

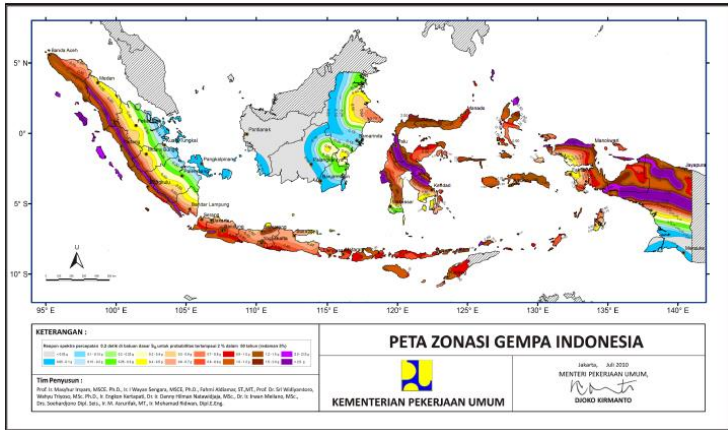
Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah Toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung Perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

(sumber: SNI 1726-2012)

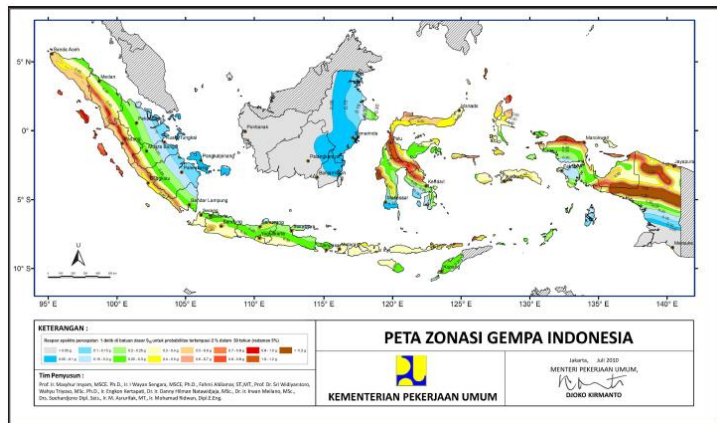
Tabel 2. 8 Tabel Klasifikasi Kategori Risiko (Lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung Pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non-gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non-gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung ahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dna fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non-gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(sumber: SNI 1726-2012)



Gambar 2. 24 Peta Percepatan 0.2 detik (S_0)
 (sumber: Peta Hazard Indonesia-2010)



Gambar 2. 25 Peta Percepatan 1 detik (S_1)
 (sumber: Peta Hazard Indonesia-2010)

4. Klasifikasi Kelas Situs

Sesuai dengan SNI 1726-2012 tabel 3, profil tanah dibagi menjadi beberapa klasifikasi kelas situs, sebagai berikut:

Tabel 2. 10 klasifikasi kelas situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	$\bar{\sigma}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{\sigma}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{\sigma}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{\sigma}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{\sigma}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

(sumber: SNI 1726-2012)

5. Faktor Koefisien Situs dan Parameter Respons

Percepatan *respons spektrum* untuk periode singkat (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012 persamaan 5 dan 6, sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2-22)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2-23)$$

Keterangan:

S_s = Parameter *respons spektral* percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = Parameter *respons spektral* percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1 detik

Untuk koefisien situs F_a dan F_v mengacu pada SNI 1726-2012 pasal 6.2 tabel 4 dan tabel 5.

Tabel 2. 11 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 2. 12 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Catatan :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) S_1 = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat SNI 1726 2012 pasal 6.10.1

(sumber: SNI 1726-2012)

6. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode singkat (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dihitung sesuai SNI 1726-2012 pasal 6.3 persamaan 7 dan persamaan 8, sebagai berikut

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2-24)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2-25)$$

7. Kategori Desain Seismik

Kategori Desain Seismik berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 6.5 tabel 6, yang diambil berdasarkan nilai S_{DS} , S_{D1} , dan kategori risiko. Sebagai berikut:

Tabel 2. 13 Kategori Desain Seismik Parameter Periode Pendek (sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 2. 14 Kategori Desain Seismik Parameter Periode 1 Detik

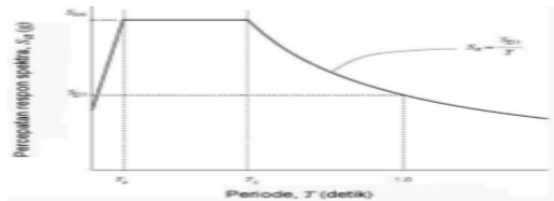
Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(sumber: SNI 1726-2012)

8. Respon Spektrum Desain

Respons spektrum desain merupakan grafik yang menunjukkan besaran respon struktur terhadap periode (waktu getar) tertentu.



Gambar 2. 26 Spektrum respons Desain
(sumber: SNI 1726-2012)

- a) Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil dari persamaan,

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2-26)$$

- b) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}

- c) Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain, S_a , diambil dari persamaan,

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-27)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-28)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-29)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

9. Koefisien Modifikasi Respons

Tabel 2. 15 Faktor R , C_d , dan Ω_0 , untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h_s (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2%	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2%	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2%	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1%	2%	1%	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2%	4	TB	TB	12 ^d	12 ^d	12 ^d
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2%	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2%	3%	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3%	2%	2%	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2%	1%	TB	48	TI	TI	TI

(sumber: SNI 1726-2012)

10. Gaya Geser Seismik

7.8.1 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (2-29)$$

Keterangan:

V = Gaya geser seismik

C_s = Koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut 7.7.2

7.8.1.1 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2-30)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek seperti ditentukan dalam 6.3 atau 6.9

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 9

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

2.3.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan berdasarkan Soedibyo,2003 yaitu:

2.3.2.1 Keadaan Normal Sesudah Beroperasi

- Berat bendungan Sendiri (G)
- Berat air penuh di hulu bendungan (W)
- Gaya tekan ke atas (U)
- Gaya hidrostatis (H)

2.3.2.2 Keadaan Luar Biasa Sesudah Operasi

- Berat bendungan Sendiri (G)
- Berat air penuh di hulu bendungan (W)
- Berat sedimen di hulu bendungan (Ws)
- Gaya tekan ke atas (U)
- Gaya hidrostatis (Hs)
- Gaya hidrodinamis (Hd)
- Gaya horizontal akibat tekanan sedimen (H1)
- Gaya horizontal akibat gempa

Pada keadaan ini, tegangan tekan yang diijinkan dapat dinaikkan 30%.

BAB III METODOLOGI

Dalam menyelesaikan penulisan tugas akhir terapan diperlukan metode dan urutan-urutan yang jelas dan sistematis. Oleh karena itu, dibuat suatu metodologi yang dimaksudkan agar pengerjaan tugas akhir ini berjalan dengan baik dan efektif. Metodologi ini membahas langkah-langkah atau urutan-urutan serta metode yang akan dipakai dalam penyelesaian tugas akhir.

Langkah-langkah pengerjaan yang dilakukan antara lain:

1. Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan data yang nantinya akan digunakan pada tahap selanjutnya, baik data yang diperoleh secara langsung atau yang diperoleh dari instansi yang terkait. Adapun data-data yang dikumpulkan antara lain:

1. Data perencanaan Bendungan Tukul
2. Peta Topografi
3. Data Geologi / Tanah

Selain melakukan pengumpulan data, pada tahap ini juga dilakukan studi literatur. Dimana ketika terjadi keterbatasan data, dapat dikutip dari literatur yang mendukung.

2. Desain Tubuh Bendungan

Desain tubuh bendungan meliputi menentukan dasar bendungan tiap STA, menentukan bentuk lengkung, menentukan ketebalan, menentukan kekuatan pondasi, dan desain *spillway*, dan tambahan kekuatan jika diperlukan dengan beban awal tekanan hidrostatik dan tekanan sedimen.

3. Analisa Pembebanan

Analisa pembebanan meliputi tiga kondisi yaitu akhir masa konstruksi, normal sesudah beroperasi, dan luar biasa sesudah operasi.

4. Evaluasi Angka Keamanan

Evaluasi angka keamanan meliputi aman terhadap guling, geser, penurunan, dan rembesan dibawah tubuh bendungan. Apabila memenuhi angka keamanan yang telah ditentukan maka dapat melanjutkan ke proses selanjutnya, apabila tidak maka kembali melakukan desain tubuh bendungan dari awal atau dilakukan penambahan perkuatan, sehingga memenuhi angka keamanan yang telah ditentukan.

5. Perhitungan Struktur

Setelah dinyatakan aman terhadap 4 kondisi diatas, selanjutnya yaitu melakukan perhitungan struktur dengan program bantu SAP 2000.

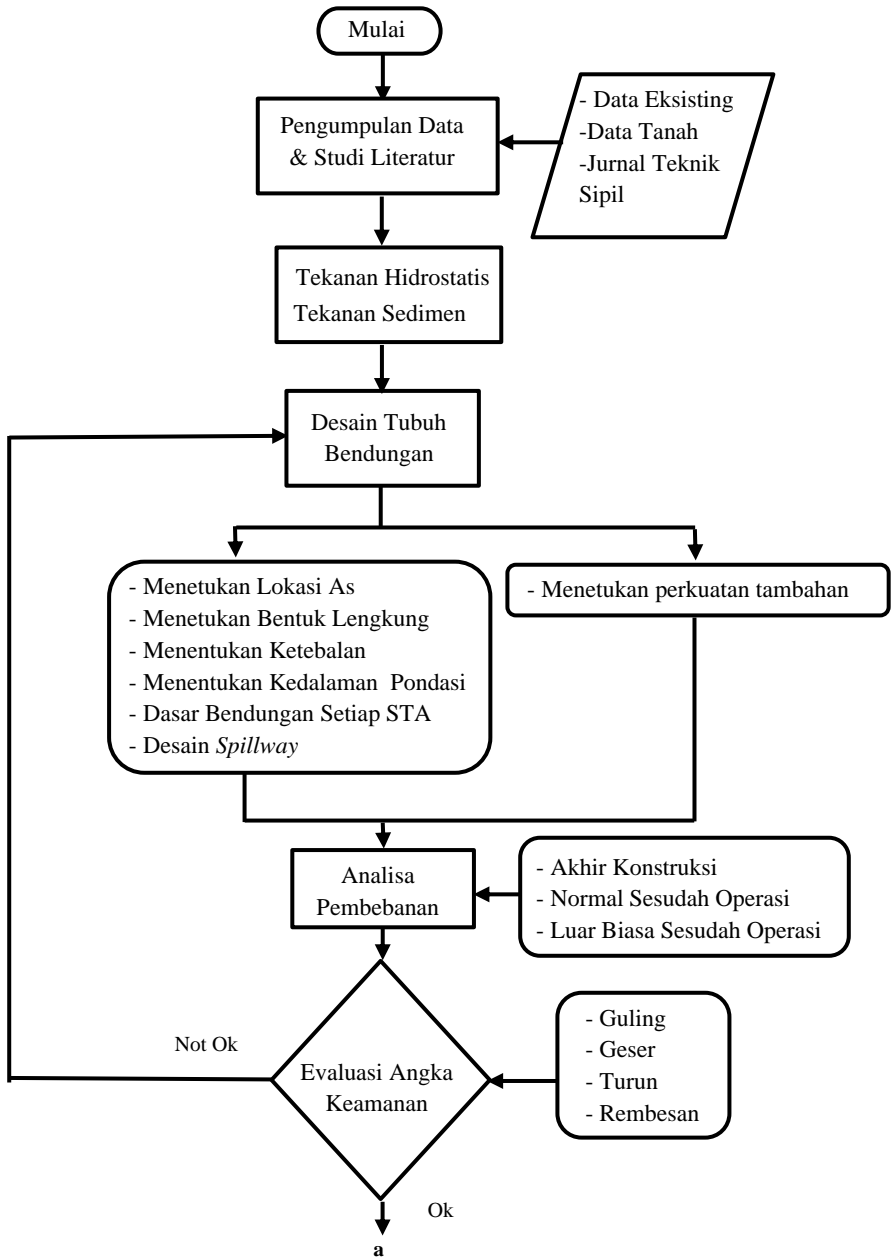
6. Penulangan

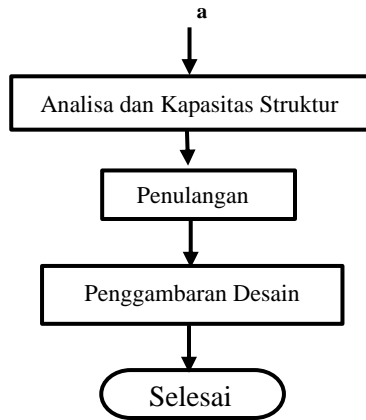
Setelah mengetahui besaran gaya-gaya yang terjadi dari program bantu SAP 2000, selanjutnya yaitu merencanakan penulangan dari tubuh bendungan termasuk pondasi dan penulangan perkuatan tambahan (jika ada perkuatan tambahan).

7. Penggambaran Desain

Setelah didapat desain tubuh bendungan beserta kebutuhan tulangnya, selanjutnya yaitu dilakukan penggambaran desain.

Berikut merupakan gambar diagram alir pengerjaan tugas akhir terapan:





Gambar 3. 1 Diagram Alir pengerjaan Tugas Akhir Terapan

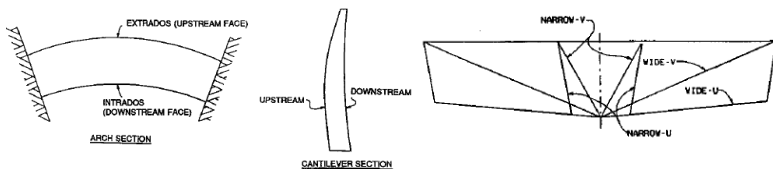
BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Umum

Perhitungan struktur bendungan beton ini menggunakan SAP 2000 v14.2.2 bertujuan untuk mengetahui gaya dalam setiap elemen struktur, yang nantinya didapatkan desain bendungan beton yang memenuhi persyaratan dan dapat diterapkan.

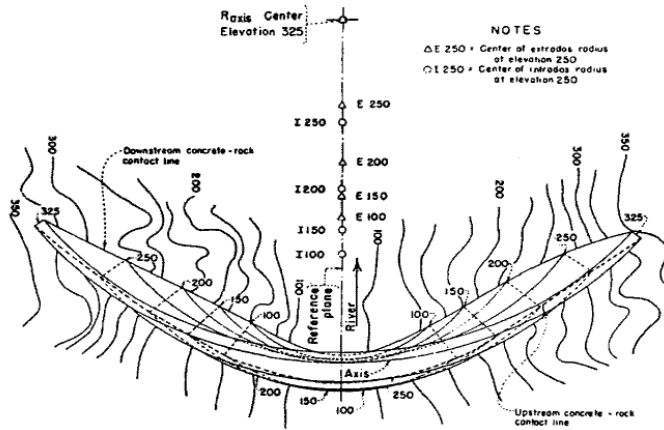
4.2 Pemilihan Lokasi As Bendungan

Pemilihan lokasi as bendungan dalam tugas akhir ini direncanakan menggunakan bendungan tipe lengkung (*Arch Dam*), dengan *radius* luar (*extrados*) 173,6 m dan *radius* dalam (*intrados*) 131,7 m. Dari kondisi topografi dilapangan, nilai perbandingan H:Cl adalah 1:3,14, diperoleh dari nilai b (lebar sungai) = 233 m dan h (rencana tinggi bangunan + galian awal) = 74,3 m, dengan $Cl=b/h$. Dari perbandingan nilai H:Cl diatas, sungai yang ada termasuk kedalam tipe sungai sempit U (*Narrow-U*), dengan nilai perbandingan H:Cl = 1:2 atau lebih, maksimum 5. Lokasi as bendungan memiliki sudut *one plane reference plane in a symmetrical site* = $89,52^\circ$.



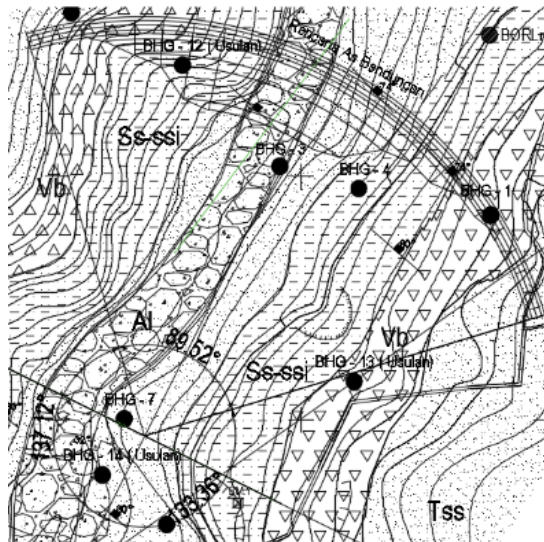
Gambar 4. 1 *Typical arch unit and Schematic profiles of various dam sites*

Sumber: EM 1110-2-2201 *Arch Dam*



Gambar 4. 2 Typical single-center variable thickness arch dam in a symmetrical site

Sumber: EM 1110-2-2201 Arch Dam

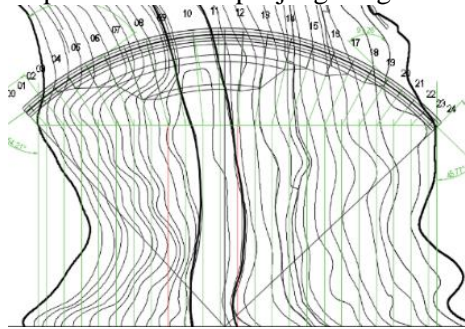


Gambar 4. 3 Lokasi As Bendungan Rencana

Dalam pemilihan lokasi as bendungan juga perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

4.2.1 Sungai Lurus

Dalam pemilihan lokasi as bendungan dipilih lokasi as bendungan pada lokasi sungai yang relatif lurus, dikarenakan pada sungai lurus kecepatan aliran disepanjang sungai relatif sama.



Gambar 4. 4 As bangunan terhadap kondisi sungai

4.2.2 Sungai Sempit dan Tampungan Besar

Lokasi dipilih dengan lebar sungai seminimal mungkin dan memiliki daya tampung yang semaksimal mungkin, dalam tugas akhir ini penulis tidak melakukan perubahan lokasi as bendungan terlalu jauh dari rencana awal, dengan perbedaan as ± 45 m. Dikarenakan besar tampungan waduk ditetapkan sesuai perencanaan awal.

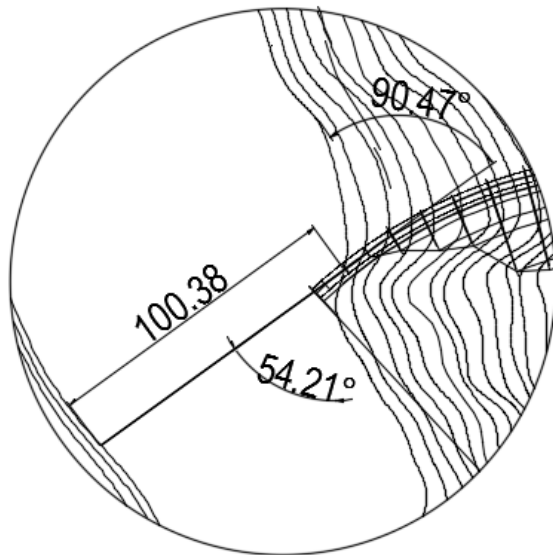
4.2.3 Sudut Pertemuan Bangunan dan Kontur Tanah Tegak Lurus

Semua gaya yang terjadi pada bendungan akan disalurkan ke tanah sekitar bendungan, baik yang ada dibawah bendungan maupun disamping bendungan. Sehingga sudut pertemuan antara as bangunan rencana dengan tebing kanan dan kiri perlu diperhatikan, dan diusahakan memiliki sudut mendekati tegak lurus atau 90° . Dalam tugas akhir ini sudut tebing kanan $\pm 90,5^\circ$ dan sudut tebing kiri $\pm 91,26^\circ$. setelah memenuhi sudut

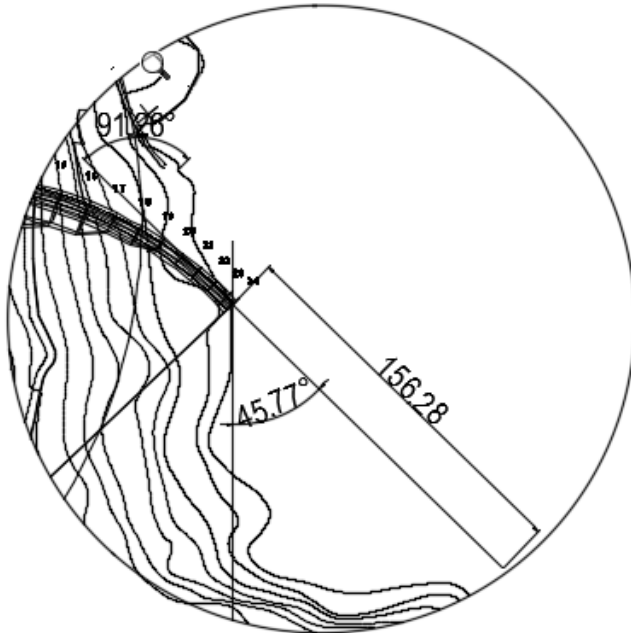
rencana, dapat diketahui radius as bendungan, yang dalam tugas akhir ini memiliki radius 168,5 m.

4.2.4 Ketebalan Tebing Tanah Pendukung

Selain sudut pertemuan yang diusahakan tegak lurus dengan kontur tanah disamping kanan dan kiri, juga perlu diperhatikan ketebalan tebing kanan dan kiri untuk mendukung bangunan rencana, semakin tebal tebing yang mendukung bangunan akan semakin baik, tetapi dalam perencanaan direkomendasikan minimal atau mendekati ketebalan tebing 100 m. Dalam tugas akhir ini tebal tebing kanan $\pm 100,38$ m dan tebal tebing kiri $> 156,28$ m. Berikut merupakan kondisi tebing kanan dan kiri as bangunan rencana



Gambar 4. 5 Sudut dan tebal tebing kanan terhadap kontur tanah



Gambar 4. 6 Sudut dan tebal tebing kiri terhadap kontur tanah

4.3 Preliminary Design

4.3.1 Tebal Bendungan

Perhitungan tebal tubuh bendungan rencana sesuai SNI-2847:2013, dengan memperhatikan beban hidrostatis dan beban sedimen. Berikut merupakan hasil perhitungan *preliminary design* tebal tubuh bendungan

Tabel 4. 1 *Preliminary Design* Tebal Tubuh Bendungan

NO	Ket	Tinggi Muka Air/Bendungan	Tinggi Sedimen	Penampang Kritis (Literasi)	Berat Beton	Gaya Hidrostatis	Gaya Sedimen	Beban Ultimate	Beban Ultimate Terfaktor Reduksi
		hw (m)	hs (m)	d (m)	Wc (T)	Hw (T/m)	Hs (T/m)	Hu (T/m)	Hu (T/m)
1	Puncak	0		3.5	0				
2		2.5		3.5	21	3.13		4.69	7.81
3		5		3.5	42	12.50		18.75	31.25
4		7.5		3.5	63	28.13		42.19	70.31
5		10		3.5	84	50.00		75.00	125.00
6		12.5		3.5	105	78.13		117.19	195.31
7		15		3.5	126	112.50		168.75	281.25
8		17.5		3.5	147	153.13		229.69	382.81
9		20	0	3.5	168	200.00	0	300.00	500.00
10		22.5	2.5	3.5	189	253.13	3.75	385.31	642.19
11		25	5	3.5	210	312.50	15	491.25	818.75
12		27.5	7.5	3.5	231	378.13	33.75	617.81	1029.69
13		30	10	4.5	255	450.00	60	765.00	1275.00
14		32.5	12.5	5.5	285	528.13	93.75	932.81	1554.69
15		35	15	6.5	321	612.50	135	1121.25	1868.75
16		37.5	17.5	7.5	363	703.13	183.75	1330.31	2217.19
17		40	20	8.5	411	800.00	240	1560.00	2600.00
18		42.5	22.5	9.5	465	903.13	303.75	1810.31	3017.19
19		45	25	11	526.5	1012.50	375	2081.25	3468.75
20		47.5	27.5	12.5	597	1128.13	453.75	2372.81	3954.69
21		50	30	14.5	678	1250.00	540	2685.00	4475.00
22		52.5	32.5	16.5	771	1378.13	633.75	3017.81	5029.69
23		55	35	18.5	876	1512.50	735	3371.25	5618.75
24		57.5	37.5	20.5	993	1653.13	843.75	3745.31	6242.19
25		60	40	22.5	1122	1800.00	960	4140.00	6900.00
26		62.5	42.5	24.5	1263	1953.13	1083.75	4555.31	7592.19
27		Dasar	66	46	26.5	1450.88	2149.71	1269.6	5128.97

Keterangan warna:

Kuning : Tidak ada perubahan ketebalan

Hijau : $\Delta d = 1$ m setiap penurunan 2,5 m

Biru : $\Delta d = 1,5$ m setiap penurunan 2,5 m

Oranye : $\Delta d = 2$ m setiap penurunan 2,5 m

$$\begin{aligned}
 Wc &= \gamma_c \times \Delta h_w \times (d_{i-1} + d_i) / 2 + W_{c_{i-1}} \\
 &= 2,4 \text{ T/m}^3 \times (22,5 \text{ m} - 20 \text{ m}) \times (3,5\text{m} + 3,5\text{m}) / 2 + 168 \text{ T} \\
 &= 189 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_w &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_w^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ T/m}^3 \times 22,5^2 \text{ m} \\ &= 253,13 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_s &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times h_s^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1,2 \text{ T/m}^3 \times 2,5^2 \text{ m} \\ &= 3,75 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= 1,5 \times (H_w + H_s) \\ &= 1,5 \times (253,13 \text{ T/m} + 3,75 \text{ T/m}) \\ &= 385,31 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= H_u / 0,6 \\ &= 385,31 \text{ T/m} / 0,6 \\ &= 642,19 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Dengan:

h_w : Tinggi muka air ditinjau dari permukaan muka air ketika banjir (MAB)

h_s : Tinggi sedimen ketika umur rencana (50 tahun)

d : Ketebalan tubuh bendungan yang diperoleh dengan iterasi

W_c : Berat beton (T)

H_w : Gaya *hidrostatics* (T/m)

H_s : Gaya sedimen (T/m)

H_u : Beban *ultimate* (T/m)

γ_c : Berat volume beton (2,4 T/m³)

γ_w : Berat volume air (1 T/m³)

γ_s : Berat volume sedimen (1,2 T/m³)

Tabel 4. 2 Preliminary Design Tebal Tubuh Bendungan (lanjutan)

Kekuatan Geser Nominal Yang disediakan oleh Beton bila retak diagonal yang dihasilkan ari tegangan tarik utama yang tinggi dari lebar badan (Web) min	Kekuatan Geser Nominal Yang disediakan oleh Beton bila retak diagonal yang dihasilkan ari tegangan tarik utama yang tinggi dari lebar badan (Web) max	Kuat Geser Nominal yang disediakan oleh tulangan geser (max)	Kuat Geser Nominal yang disediakan oleh tulangan geser (min)	Kuat Geser Nominal yang disediakan oleh tulangan geser (rata-rata)
Vc (T/m)	Vc (T/m)	Vs (T/m)	Vs (T/m)	Vs (T/m)
423.43	736.45	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
426.14	755.18	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
428.84	773.91	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
431.55	792.64	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
434.25	811.37	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
436.96	830.11	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
439.66	848.84	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
442.37	867.57	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
445.07	886.30	197.12	Tidak Perlu	98.56
447.78	905.04	370.97	Tidak Perlu	185.49
450.48	923.77	579.21	105.9186049	289.60
573.78	1150.24	701.22	124.7617734	350.61
697.85	1382.06	856.84	172.6278507	514.73
822.70	1619.23	1046.05	249.5168368	647.79
948.31	1861.76	1268.87	355.4287317	812.15
1074.70	2109.64	1525.30	490.3635353	1007.83
1201.87	2362.87	1815.32	654.3212478	1234.82
1390.10	2725.32	2078.65	743.4333629	1411.04
1579.49	3095.80	2375.20	858.8923411	1617.04
1830.34	3578.17	2644.66	896.8296765	1770.74
2082.74	4071.25	2946.95	958.4378294	1952.70
2336.67	4575.03	3282.08	1043.72	2162.90
2592.16	5089.52	3650.03	1152.67	2401.35
2849.19	5614.71	4050.81	1285.29	2668.05
3107.77	6150.61	4484.42	1441.58	2963.00
3372.38	6728.33	5175.90	1819.95	3497.93

Keterangan:

Vc = Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton

Vs = Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_c \text{ min} &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{F'_c} b_w d \\
 &= 0,17 \times (1 + (189 \text{ T} \times 1,5 \times 10000 / (14 \times 3,5 \text{ m} \times 1000000))) \times 1 \times \sqrt{50 \text{ Mpa}} \times 1000 \text{ mm} \times 3,5 \text{ m} \times 1000 / 10000 \\
 &= 445,07 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c \max &= 0,29 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \\
 &= 0,29 \times 1 \times \sqrt{50} \text{ Mpa} \times 1000 \text{ mm} \times 3,5 \text{ m} \times 1000 \\
 &\times ((1 + (0,29 \times 189 \text{ T} \times 1,5 \times 10000 / (3,5 \text{ m} \times \\
 &1000000)))^{0.5}) / 10000 \\
 &= 886,3 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ Perlu max} &= H_u - V_c \min \\
 &= 642,19 \text{ T/m} - 445,07 \text{ T/m} \\
 &= 197,12 \text{ T/m (perlu tulangan geser)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ Perlu min} &= H_u - V_c \max \\
 &= 642,19 \text{ T/m} - 886,3 \text{ T/m} \\
 &= -244,11 \text{ T/m} < 0 \text{ (tidak perlu tulangan geser)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ Perlu Rata} &= (V_s \text{ Perlu max} + V_s \text{ Perlu min}) / 2 \\
 &= (197,12 \text{ T/m} + 0 \text{ T/m}) / 2 \\
 &= 98,56 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Dengan:

- N_u : Gaya aksial terfaktor tegak lurus terhadap penampang
- A_g : Luas bruto penampang beton (mm^2)
- F'_c : Kekuatan tekan beton yang disyaratkan (MPa)
- b_w : Lebar badan (web), tebal dinding, atau diameter penampang lingkaran (mm)
- λ : Faktor modifikasi yang merefleksikan properti mekanis tereduksi dari beton ringan, semuanya relatif terhadap beton normal dengan kuat tekan yang sama = 1 untuk beton normal
- d : Jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal (mm)

Untuk dapat menentukan tebal bendungan rencana, terdapat 2 nilai V_c yaitu V_c *minimum* (SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2) dan V_c *maximum* (SNI 2847:2013 pasal 11.2.2.2). Setelah mengetahui nilai V_c , dibandingkan dengan nilai H_u (beban ultimate terfaktor reduksi). Jika $H_u - V_c < 0$, maka tidak perlu tulangan geser, jika $H_u - V_c > 0$, maka diperlukan tulangan geser. Perhitungan keperluan tulangan geser sebagai berikut:

Tabel 4. 3 Perhitungan kebutuhan tulangan geser rencana awal

$V_s = A_v \times f_y \times d / s$	jarak sengkang	Diameter Sengkang	Ket
V_s (T/m)	s (mm)	D (mm)	
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
102.11	350	19	OK
187.50	330	25	OK
343.75	180	25	OK
441.96	180	25	OK
540.18	180	25	OK
675.95	170	25	OK
828.68	160	25	OK
1073.34	140	25	OK
1291.90	130	25	OK
1495.88	130	25	OK
1699.86	130	25	OK
1971.84	130	25	OK
2243.82	130	25	OK
2515.80	130	25	OK
2787.77	130	25	OK
3059.75	130	25	OK
3331.73	130	25	OK
3603.71	130	25	OK

$$\begin{aligned}
 V_s &= A_v \times f_y \times d / s \\
 &= \frac{1}{4} \times 22/7 \times 19^2 \times \\
 &400 \text{ Mpa} \times (0,9 \times \\
 &3,5 \text{ m} \times 1000 / \\
 &350 \text{ mm} / 10000) \\
 &= 102,11 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

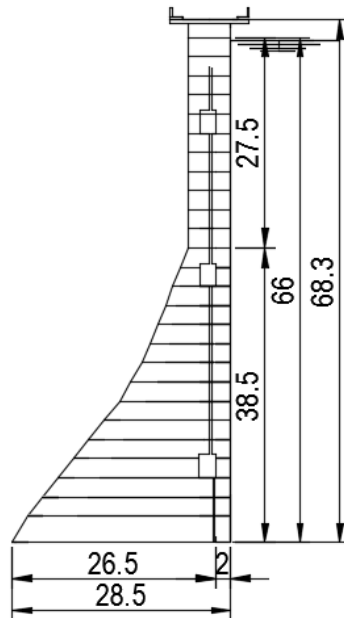
$$\begin{aligned}
 \text{Ket} &= \text{jika } V_s \text{ Tulangan geser} \\
 &> V_s \text{ kuat geser nominal} \\
 &\text{rata maka Ok}
 \end{aligned}$$

$$= 102,11 > 98,56 \text{ T/m}$$

$$= \text{Ok}$$

Untuk menentukan kedalaman dengan ketebalan bendungan yang sama (5,5 m) hingga kedalaman 27,5 m, yaitu dengan memperhatikan nilai V_s perlu *minimum*, dengan memperhatikan hingga kedalaman yang ditinjau dianggap tidak memerlukan tulangan geser. Tebal bendungan ditentukan berdasarkan besar V_s rata-rata, agar dimensi yang direncanakan ideal (tidak terlalu besar dan tidak terlalu kecil).

Setelah mendapatkan tebal bendungan rencana, tebal rencana yang ada ditambahkan dengan dimensi *gallery* yaitu 2x3 m, sehingga dimensi tebal bendungan rencana tercapai yaitu dimensi puncak $3,5 \text{ m} + 2 \text{ m} = 5,5 \text{ m}$ sampai kedalaman 27,5 m dan dimensi dasar $26,5 \text{ m} + 2 \text{ m} = 28,5 \text{ m}$. Dengan tinggi bangunan rencana yaitu tinggi MAB 1000 tahun $\pm 64,61 \text{ m}$ ditambah dengan tinggi jagaan banjir 1000 tahun $\pm 3,69 \text{ m}$, yaitu 68,3 m.



Gambar 4. 7 Potongan melintang tubuh bendungan rencana

4.3.2 Kedalaman Pondasi

Setelah mengetahui tebal dimensi bendungan setiap elevasi yang ditentukan, selanjutnya yaitu menghitung kedalaman perlu pondasi, langkah-langkah yang dilakukan sebagai berikut:

- Analisa tubuh bendungan tanpa pondasi menggunakan SAP2000
Analisa tubuh bendungan tanpa pondasi diperlukan untuk mengetahui gaya yang terjadi dibawah tubuh bendungan rencana, Analisa tubuh bendungan tanpa pondasi dianalisa terhadap beban hidrostatis dan sedimen, output gaya yang terjadi menggunakan SAP2000 sebagai berikut

Tabel 4. 4 Output gaya yang terjadi

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
38765	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	-120.3832	399.3302	217.2495	0	0	0
39103	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	0.083	688.8711	835.969	0	0	0
39333	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	216.6504	885.1993	1312.5413	0	0	0
39563	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	402.8676	1014.6436	1674.8305	0	0	0
39793	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	505.7839	1149.3605	2034.4264	0	0	0
40023	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	327.6404	1676.2853	4333.7086	0	0	0
40253	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	1087.5439	1379.9895	6352.9366	0	0	0
40483	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	1572.7445	688.7606	4385.0607	0	0	0
40713	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	1003.1071	738.7939	2002.6324	0	0	0
40943	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	881.0962	611.0013	1620.9119	0	0	0
41173	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	787.3461	409.2185	1256.5588	0	0	0
41403	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	643.2555	166.9802	798.2091	0	0	0
41633	Dead + Hidro + Sedimen	Combination	400.9147	-12.6942	208.297	0	0	0
		total (+)			27033.3318			
		max			6352.9366			

Dari Analisa diatas diambil nilai maksimum dari gaya F3 yaitu 6352 T.

- Analisa ketebalan pondasi yang diperlukan
Sebelum menghitung ketebalan pondasi perlu, diasumsikan diameter pile 1,2 m, dan beton $f_c' = 40$ Mpa. Perhitungan ketebalan pondasi perlu, sebagai berikut:

Tabel 4. 5 perhitungan ketebalan pondasi perlu

fc'	=	40	Mpa
Diameter pile 1	=	1.2	m
panjang reaksi	=	2.4	
panjang tepi	=	3600	mm
Tebal	=	2600	mm
Q	=	29417142.86	mm ²
Q	=	0.527046277	N/mm ²
F3 tahan	=	1550	T
F3 max	=	6353	T

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang reaksi} &= 2 \times \text{diameter pile} \\
 &= 2 \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 2,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang tepi} &= 2 \times \text{Panjang reaksi} - \text{diameter pile} \\
 &= 2 \times 2,4 \text{ m} - 1.2 \text{ m} \\
 &= 3,6 \text{ m} = 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal minimum} &= \text{Panjang reaksi} + 0,2 \text{ m} \\
 &= 2,4 \text{ m} + 0,2 \text{ m} \\
 &= 2,6 \text{ m} = 2600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

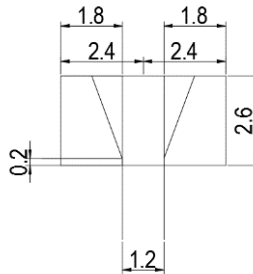
$$\begin{aligned}
 Q &= \pi \times \text{tebal} \times \text{Panjang tepi} \\
 &= 22/7 \times 2600 \text{ mm} \times 3600 \text{ mm} \\
 &= 29417142.9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= 1/12 \times \sqrt{f'c'} \\
 &= 1/12 \times \sqrt{40} \text{ Mpa} \\
 &= 0,53 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F3 \text{ tahan} &= Q \times Q / 10000 \\
 &= 29417142,9 \text{ mm}^2 \times 0,53 \text{ N/mm}^2 / 10000 \\
 &= 1550 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$F3 \text{ max} = 6353 \text{ T}$$

Berikut merupakan ilustrasi ketebalan pondasi rencana minimum



Gambar 4. 8 Kedalaman pondasi rencana minimum

$F3 \text{ tahan} < F3 \text{ max}$, sehingga perlu dilakukan penambahan kedalaman, kedalaman pondasi direncanakan 12 m, perhitungan ketebalan pondasi rencana 12 m sebagai berikut

Tabel 4. 6 Perhitungan ketebalan pondasi rencana

Tebal Pondasi Rencana	=	12000	mm
Q	=	135771428,6	mm ²
Q	=	0.527046277	N/mm ²
F3 tahan	=	7156	T
F3 max	=	6353	T

$$\begin{aligned}
 Q &= \pi \times \text{tebal} \times \text{Panjang tepi} \\
 &= 22/7 \times 12000 \text{ mm} \times 3600 \text{ mm} \\
 &= 135771428,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= 1/12 \times \sqrt{f'c'} \\
 &= 1/12 \times \sqrt{40} \text{ Mpa} \\
 &= 0,53 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F3 \text{ tahan} &= Q \times Q / 10000 \\
 &= 135771428,6 \text{ mm}^2 \times 0,53 \text{ N/mm}^2 / 10000 \\
 &= 7156 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$F3 \text{ max} = 6353 \text{ T}$$

F3 tahan > F3 max, sehingga ketebalan pondasi rencana cukup. Ketebalan pondasi sebesar 12 m merupakan ketebalan pondasi pada as bangunan STA. 6 sampai STA 5 & STA. 7 (lihat lampiran gambar No. 7). Ketebalan pondasi setiap STA. berbeda-beda, disesuaikan dengan gaya yang terjadi (F3 max) disetiap STA. Untuk lebih jelasnya, kedalaman pondasi rencana setiap STA. dapat dilihat pada lampiran gambar (No. 08-13).

4.3.3 Dasar Bendungan Setiap STA

Setelah mengetahui tebal dimensi bendungan dan kedalaman pondasinya, selanjutnya yaitu menentukan seberapa tinggi bendungan rencana setiap STA, sehingga diketahui pada elevasi berapa dilakukan pekerjaan galian tanah.

Dalam tugas akhir ini terdapat 6 tipe potongan bendungan dengan elevasi dasar pondasi yang sama yaitu: tipe 1 elevasi dasar +118 m, tipe 2 elevasi dasar +133,5 m, tipe 3 elevasi dasar +150,5 m, tipe 4 elevasi dasar +162,5 m, tipe 5 +170 m, dan tipe 6 elevasi dasar +182,5 m. Penentuan dasar setiap tipe bendungan berdasarkan tinggi muka air dan kondisi tanah asli.

4.4 Desain *Spillway*

Spillway direncanakan terpasang pada tubuh bendungan, dengan tipe *spillway at crest* yaitu *spillway* dengan limpasan langsung dipuncak bendungan dengan aliran yang dikendalikan. Pada perencanaan ini dipakai debit banjir *outflow* metode gama-1 PMF sebesar $626,03 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bagian-bagian dari *spillway* yang direncanakan adalah:

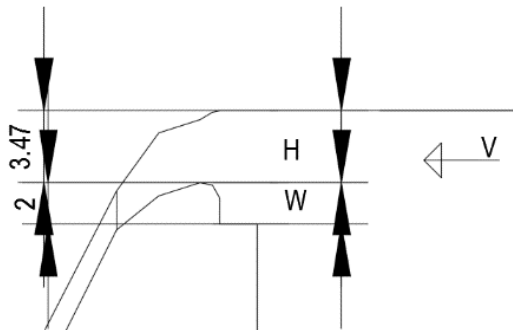
- Saluran pengarah
- Saluran pengatur aliran
- Saluran pengangkut debit
- Bangunan peredam energi & Kolam Olak

4.4.1 Saluran Pengarah

Langkah-langkah yang dilakukan sebagai berikut:

- Menentukan kedalaman saluran pengarah

Saluran pengarah didesain agar aliran air selalu dalam kondisi hidraulika yang baik dengan kecepatan aliran maximum 4 m/s. Apabila kecepatan aliran melebihi 4 m/s, maka aliran akan bersifat helisoidal dan kapasitas alirannya akan menurun. Aliran helisoidal juga mengakibatkan peningkatan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah (Sosrodarsono,1976)



Gambar 4. 9 Kedalaman saluran pengarah

Dari data sebelumnya didapat:

Tabel 4. 7 Data sebelumnya untuk desain saluran pengarah

	Elevasi permukaan max waduk	=	195.57	m
	Elevasi Mercu Bendung	=	192.1	m
	Elevasi awal mercu	=	191.93	m
	Elevasi dasar rencana mercu	=	190.1	m
L'	Lebar Ambang	=	40	m
	Q inflow PMF	=	694.81	m ³ /s
	Q outflow PMF	=	626.03	m ³ /s
H	Tinggi Air diatas Ambang	=	3.47	m
V	Kecepatan Masuk	=	2.1	m/s

Tabel 4. 8 Perhitungan W saluran pengarah

He,Hd,Ha			
Saluran Pengarah			
Q	=	626.03	m ³ /s
L	=	40	m
W	=	2	m
Cd	=	2.1	
g	=	9.81	m/s ²
K	=	2	Vertikal
n	=	1.85	

$$W \geq 1/5 H \text{ (Sosrodarsono,1976)}$$

$$W \geq 0,694 \text{ m}$$

dipakai W = 2 m

Dengan:

$$W = \text{Tinggi ambang / kedalaman saluran pengarah (m)}$$

- Menghitung kedalaman kecepatan pada saluran pengarah
Direncanakan tipe mercu pelimpah dengan ambang Ogee. Perhitungannya sebagai berikut:

Tabel 4. 9 perhitungan nilai Cd / C

$Q = Cd \times L \times He^{\frac{3}{2}}$		
Cd	=	2.13
a	=	0.49
C	=	2.13

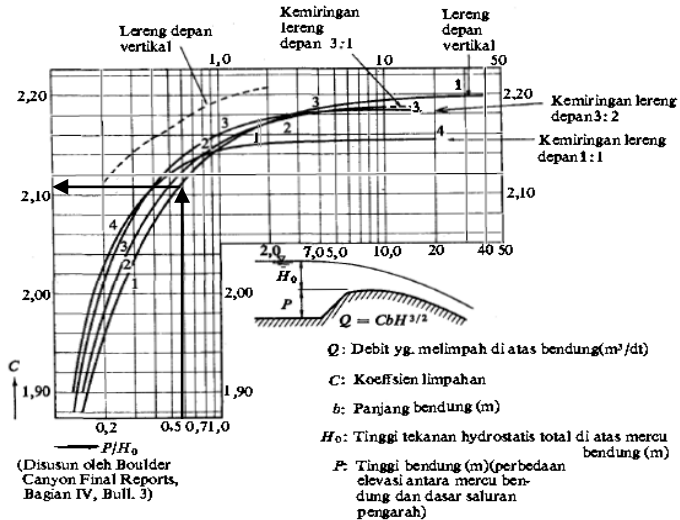
(Sosrodarsono,1976)

Perhitungan nilai Cd menggunakan Rumus *Iwasaki*, yang hanya berlaku untuk dinding standar dan dinding hulu ambang tegak (Masrevaniah,2012) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 C_d &= 2,2 - 0,0416 \left(\frac{H}{W}\right)^{0,99} \\
 &= 2,2 - 0,0416 \times \left(\frac{3,47 \text{ m}}{2 \text{ m}}\right)^{0,99} \\
 &= 2,13
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 1,6 \times \frac{1 + 2a \times \left(\frac{h}{H}\right)}{1 + a \times \left(\frac{h}{H}\right)} \\
 &= 1,6 \times \frac{1 + 2 \times 0,49 \times \left(\frac{3,47 \text{ m}}{3,47 \text{ m}}\right)}{1 + 0,49 \times \left(\frac{3,47 \text{ m}}{3,47 \text{ m}}\right)} \\
 &= 2,13
 \end{aligned}$$

Nilai a di *iterasi* hingga nilai $C_d = C$ menggunakan fasilitas *goal seek* pada excel, selain itu nilai C dapat diamati melalui grafik sebagai berikut:



Gambar 4. 10 Koefisien debit pelimpah metode Iwasaki
 Sumber: (Sosrodarsono, 1976)

$$\begin{aligned}
 P/H_0 &= W/H \\
 &= 2 \text{ m} / 3,47 \text{ m} \\
 &= 0,58 \text{ dengan lereng depan vertikal}
 \end{aligned}$$

Dari grafik diatas nilai $C \pm 2,13$

Dengan :

- Q = Debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rencana) (m^3/s)
 C = Koefisien limpahan untuk semua tinggi tekan
 C_d = koefisien limpahan untuk tinggi tekan rencana
 L = Lebar efektif mercu bendung (m)

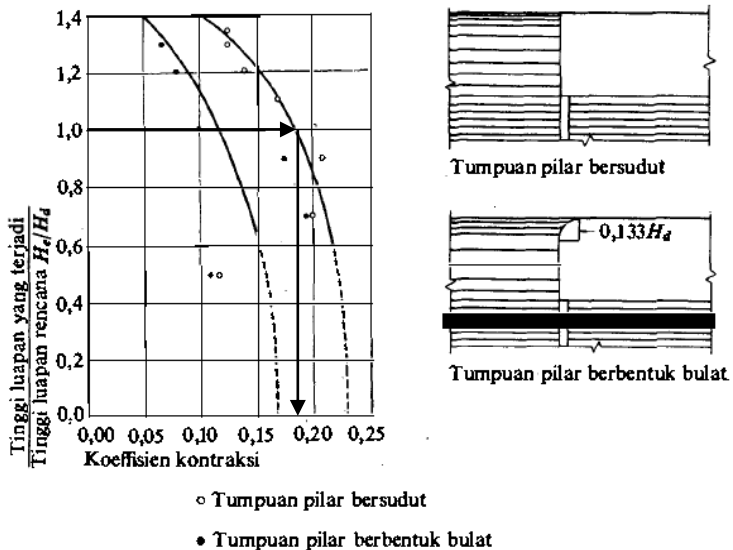
- h = Tinggi air di atas mercu ambang (m)
 H = Tinggi tekan rencana diatas mercu ambang (m)
 W = Tinggi ambang (m)
 a = Konstanta (diperoleh pada saat $h = H$ yang berarti $C = C_d$)

Debit air yang melewati pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya, dengan perhitungannya sebagai berikut

Tabel 4. 10 Perhitungan L atau B eff

Jumlah pilar diatas mercu (N)	=	5	
K_a	=	0.17	
K_p	=	0.025	
L atau B eff	=	38.0	m

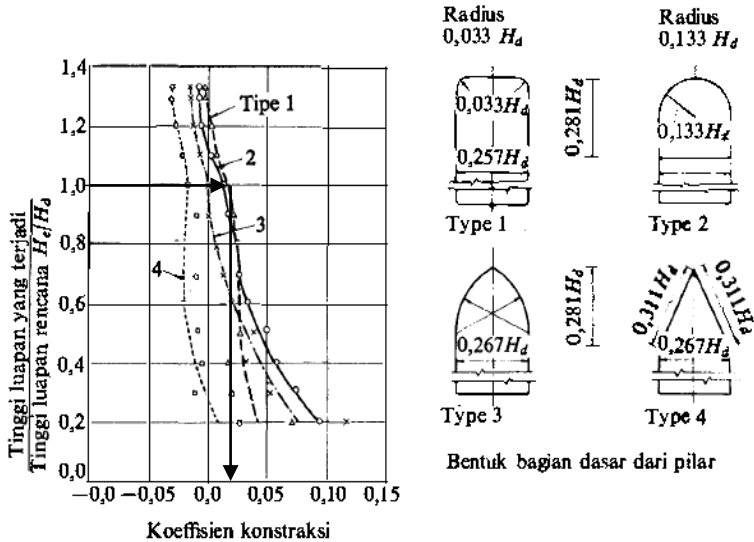
Berdasarkan grafik di bawah nilai $K_a \pm 0,17$, sebagai berikut;



Gambar 4. 11 Koefisien kontraksi pilar sesuai dgn bentuk tumpuannya

Sumber: (Sosrodarsono,1976)

Berdasarkan grafik di bawah nilai $K_p \pm 0,025$, sebagai berikut



Gambar 4. 12 Koeffisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk depan masing-masing pilar).

Sumber: (Sosrodarsono,1976)

$$\begin{aligned}
 L &= L' - 2 \times (N \times K_p + K_a) \times H \\
 &= 40 \text{ m} - 2 \times (5 \times 0,025 + 0,17) \times 3,47 \text{ m} \\
 &= 38 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dengan:

- L = Lebar efektif pelimpah (m)
- L' = Lebar pelimpah yang sesungguhnya (m)
- H = Tinggi tekan total diatas mercu (m)
- N = Jumlah pilar-pilar diatas mercu pelimpah
- K_p = Koeffisien kontraksi pada pilar

K_a = Koefisien kontraksi pada dinding samping

Perhitungan He dengan melakukan iterasi hingga Q ruas kiri (Q outflow) = Q ruas kanan ($Q = Cd \times L \times He^{\frac{3}{2}}$), sebagai berikut;

Tabel 4. 11 Perhitungan He

Q	=	626.03	m ³ /s
He (m)	Q ruas Kiri (m ³ /s)	=	Q ruas Kanan (m ³ /s)
3.92	626.03		626.03

Nilai He hasil *iterasi* yaitu 3.92 m

$$\begin{aligned} Q \text{ ruas kanan} &= Cd \times L \times He^{\frac{3}{2}} \\ &= 2,13 \times 38 \text{ m} \times 3,92^{\frac{3}{2}} \text{ m} \\ &= 626,03 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Dengan:

He = Total tinggi tekanan air diatas bendung (termasuk tinggi tekan kecepatan aliran pada saluran pengarah aliran) (m)

Perhitungan Hd dengan melakukan *iterasi* hingga He ruas kiri (He perhitungan sebelumnya) = He ruas kanan ($He = Hd + \frac{(\frac{Q}{A})^2}{2g}$), dengan $A = Beff \times (W + Hd)$ sebagai berikut;

Tabel 4. 12 Perhitungan Hd & Ha

$He = Hd + \frac{(\frac{Q}{A})^2}{2g}$		$A = Beff \times (W + Hd)$	
A	=	206.98	m ²
Hd (m)	He Ruas Kiri (m)	=	He Ruas Kanan (m)
3.45	3.92		3.92
$He - Hd = ha$	=	0.46	m

Nilai H_d hasil *iterasi* yaitu 3,45 m

$$\begin{aligned} A &= 38 \text{ m} \times (2 \text{ m} + 3,45 \text{ m}) \\ &= 206,98 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_e \text{ ruas kanan} &= H_d + \frac{\left(\frac{Q}{A}\right)^2}{2g} \\ &= 3,45 \text{ m} + \frac{\left(\frac{626,03 \text{ m}^3/\text{s}}{206,98 \text{ m}^2}\right)^2}{2 \times 9,81 \text{ m/s}^2} \\ &= 3,92 \text{ m} \end{aligned}$$

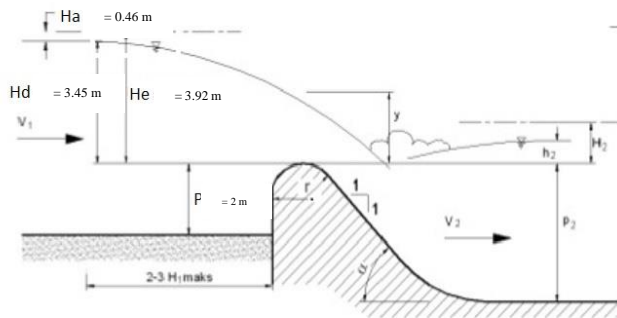
$$\begin{aligned} H_a &= H_e - H_d \\ &= 3,92 \text{ m} - 3,45 \text{ m} \\ &= 0,46 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_e/H_d &= 3,92 \text{ m} / 3,45 \text{ m} \\ &= 1,13 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan:

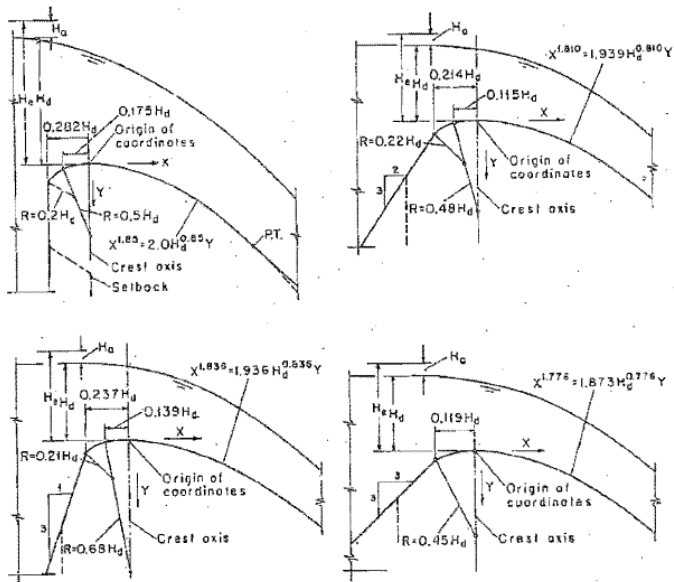
H_d = Tinggi energi rencana diatas mercu (m)

H_a = Tinggi kecepatan (m)



Gambar 4. 13 Profil muka air sebelum mercu

- Menghitung koordinat penampang mercu pelimpah
Bentuk baku profil pelimpah menurut WES sebagai berikut;



Gambar 4. 14 Bentuk – bentuk pelimpah
Sumber: (Chow,1985)

Bentuk – bentuk diatas dapat direncanakan menggunakan persamaan berikut;

$$X^n = KHd^{n-1}Y$$

Dengan:

X,Y = Koordinat profil mercu dengan titik awal pada titik tertinggi mercu

Hd = Tinggi energi rencana diatas mercu (m)

K,n = Parameter dilihat dari kemiringan muka pelimpah hulu

Nilai-nilai K dan n ditetapkan sebagai berikut;

Tabel 4. 13 Parameter kemiringan muka hulu mercu

Kemiringan Muka Hulu	K	n
Vertikal	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.81
3:3	1.873	1.776

Sumber: (Chow,1985)

Dalam tugas akhir ini direncanakan kemiringan muka hulu yaitu tipe vertical dengan K = 2 dan n = 1,85, sehingga persamaan diatas menjadi

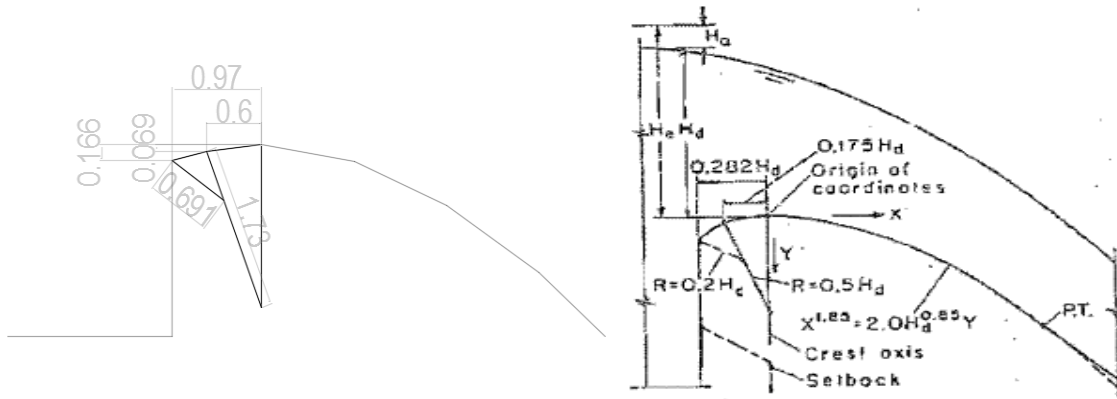
$$X^{1,85} = KHd^{0,85}Y$$

Berikut merupakan perhitungan koordinat penampang mercu pelimpah,

Tabel 4. 14 Perhitungan koordinat penampang mercu

Rumus	X	Y	
0.175 Hd	0.60	0.069	-0.07
0.2 Hd	0.69		
0.282 Hd	0.97	0.166	-0.17
0.5 Hd	1.73		

$$\begin{aligned}
 X &= 0,175 \text{ Hd} & Y &= \frac{X^{1,85}}{KHd^{0,85}} \\
 &= 0,175 \times 3,45 \text{ m} & &= \frac{0,6 \text{ m}^{1,85}}{2 \times 3,45 \text{ m}^{0,85}} \\
 &= 0,6 \text{ m} & &= 0,069 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 15 Profil mercu sebelum puncak rencana

Tabel 4. 15 Perhitungan kedalaman air diatas mercu & koordinat mercu

Yc	A	T	F
3.03	114.87	38.0	1.0
Rencana Mercu		Metode USCE	
X	Y dasar	Y aliran	
-0.97	-0.2	3.3	
-0.60	-0.1	3.4	
0	0.0	3.0	
1	-0.2	2.9	
2	-0.6	2.4	
3	-1.3	1.7	
4	-2.3	0.8	
5	-3.4	-0.4	
6	-4.8	-1.8	
7	-6.4	-3.4	
8	-8.2	-5.1	
9	-10.2	-7.1	
10	-12.3	-9.3	
11	-14.7	-11.7	
12	-17.3	-14.3	
13	-20.1	-17.0	
14	-23.0	-20.0	
15	-26.1	-23.1	
16	-29.4	-26.4	
17	-32.9	-29.9	
18	-36.6	-33.6	
19	-40.5	-37.4	
20	-44.5	-41.5	
21	-48.7	-45.7	
22	-53.1	-50.1	
23	-57.6	-54.6	
24	-62.3	-59.3	
25	-67.2	-64.2	
26	-72.3	-69.3	
27	-77.5	-74.5	
28	-82.9	-79.9	
29	-88.5	-85.5	
30	-94.2	-91.2	
31	-100.1	-97.1	
32.7	-110.2	-107.2	

Nilai Yc diperoleh dengan *iterasi* hingga nilai F = 1 (aliran kritis)

$$T = \text{lebar efektif} \\ = 38 \text{ m}$$

$$A = Y_c \times T \\ = 3,03 \text{ m} \times 38 \text{ m} \\ = 114,87 \text{ m}^2$$

$$F = \frac{Q/A}{\sqrt{g \times \frac{A}{T}}} \\ = \frac{626,03 \text{ m}^3/\text{s} / 114,87 \text{ m}^2}{\sqrt{9,81 \text{ m}/\text{s}^2 \times \frac{114,87 \text{ m}^2}{38 \text{ m}}}} \\ = 1$$

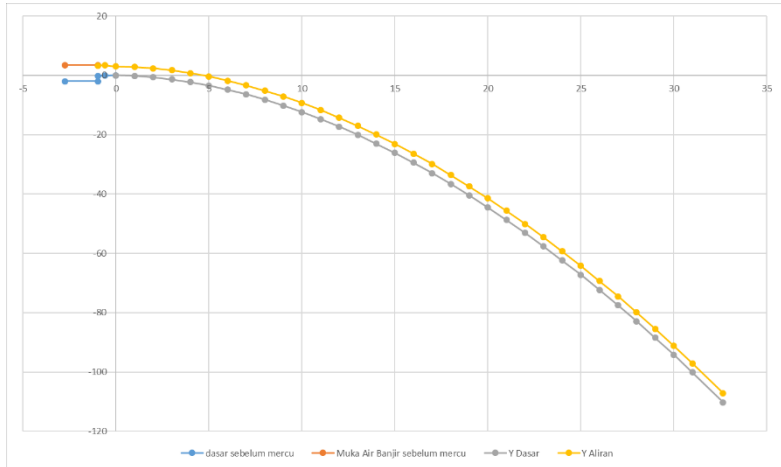
Dengan:

Yc = Tinggi muka air diatas puncak mercu (m)

A = Luas penampang mercu (m²)

T = Lebar efektif mercu (m)

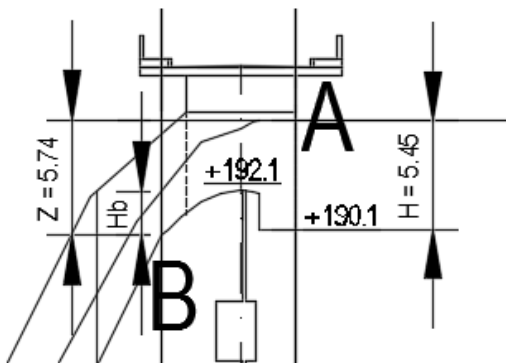
F = Froude number



Gambar 4. 16 Penampang Mercu Pelimpah

4.4.2 Analisis Hidrolis Mercu Pelimpah

Dititik A: Sal. Pengarah



Gambar 4. 17 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (titik A) –
Sal. Pengatur aliran (titik B)

Tabel 4. 16 perhitungan V saluran pengarah (titik A)

Q =	626.03	m ³ /s
B =	38.0	m
H =	5.45	m
A =	206.98	m ²
V Saluran Pengarah =	3.02	m/s

$$\begin{aligned}
 H &= H_d + W \\
 &= 3,45 \text{ m} + 2 \text{ m} \\
 &= 5,45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= B \times H \\
 &= 38 \text{ m} \times 5,45 \text{ m} \\
 &= 206,98 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= Q/A \\
 &= \frac{626,03 \text{ m}^3/\text{s}}{206,98 \text{ m}^2} \\
 &= 3,02 \text{ m/s} < 4 \text{ m/s (ok) (Sosrodarsono,1976)}
 \end{aligned}$$

Dengan:

- Q = Debit banjir *outflow* PMF (m³/s)
- B = Lebar efektif pelimpah (m)
- H = Tinggi energi rencana diatas mercu termasuk tinggi ambang (m)
- A = Luas penampang mercu (m²)
- V = kecepatan aliran (m/s)

Tabel 4. 17 Perhitungan kedalaman air diatas saluran pengatur aliran dan penampang rencana

Yc	A	T	F
2.52	125.94	50.0	1.0
B =		50.0	m
H =		2.52	m
A =		125.9	m ²
Q =		626.03	m ³ /s

Nilai Yc diperoleh dengan *iterasi* hingga nilai F = 1 (aliran kritis)

$$T = \text{lebar efektif} \\ = 50 \text{ m}$$

$$A = Yc \times T \\ = 2,52 \text{ m} \times 50 \text{ m} \\ = 125,9 \text{ m}^2$$

$$F = \frac{Q/A}{\sqrt{g \times \frac{A}{T}}} \\ = \frac{626,03 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / 125,9 \text{ m}^2}{\sqrt{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times \frac{125,9 \text{ m}^2}{50 \text{ m}}}} \\ = 1$$

Dengan:

- Yc = Tinggi muka air diatas puncak mercu (m)
- A = Luas penampang mercu (m²)
- T = Lebar efektif mercu (m)
- F = Froude number

Dititik B: Sal. Pengatur Aliran

Tabel 4. 18 perhitungan V saluran pengatur aliran (titik B)

$g =$	9.81	
$Z =$	5.74	m
$H_d =$	3.45	m
V Pengatur Aliran =	8.87	m/s
h	4.01	m
db	1.41	m
$H_b =$	5.42	m
$Fr_1 =$	2.4	

Kecepatan aliran dikaki pelimpah:

$$\begin{aligned}
 V &= \sqrt{2g(Z - 0,5H)} \\
 &= \sqrt{2 \times 9,81 \times (5,74 \text{ m} - 0,5 \times 3,45 \text{ m})} \\
 &= 8,87 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{vb^2}{2g} \\
 &= \frac{8,87 \text{ m/s}^2}{2 \times 9,81} \\
 &= 4,01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

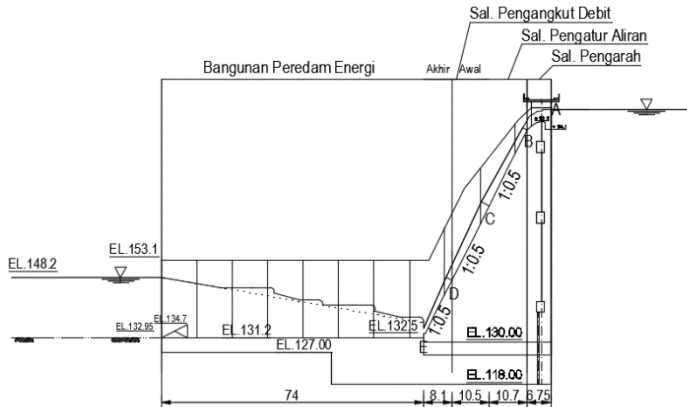
Tinggi muka air di kaki pelimpah:

$$\begin{aligned}
 Q &= Vb \times A \\
 626,03 \text{ m}^3/\text{s} &= 8,87 \text{ m/s} \times (50 \text{ m} \times db)
 \end{aligned}$$

$$db = 1,41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H_b &= 1,41 \text{ m} + 4,01 \text{ m} \\
 &= 5,42 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{v}{\sqrt{g \times db}} \\
 &= \frac{8,87 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \times 1,41 \text{ m}}} \\
 &= 2,4
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 18 Potongan memanjang *Spillway*

Perhitungan tinggi jagaan pada perencanaan *spillway* menggunakan rumus:

$$F_b = C \times V \times d$$

Atau

$$F_b = 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}}$$

F_b minimal = 0,5 s/d 0,6 m diatas permukaan aliran

(Sosrodarsono,1976)

Dengan :

F_b = Tinggi Jagaan

C = koefisien = 0,1 untuk saluran berbentuk persegi Panjang dan 0,13 untuk penampang berbentuk trapesium

V = kecepatan aliran (m/s)

d = kedalaman air di dalam saluran (m)

Perhitungan tinggi jagaan pada aliran di titik B

Tabel 4. 19 Tinggi jagaan dinding *Spillway*

Tinggi Jagaan		
C =	0.1	
V =	8.87	m/s
d =	1.41	m
Fb =	1.25	
Fb =	1.0	
Fb Dipakai =	1.30	m
Total H =	2.7	m

$$\begin{aligned} Fb &= C \times V \times d \\ &= 0,1 \times 8,87 \text{ m/s} \times 1,41 \text{ m} \\ &= 1,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Fb &= 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}} \\ &= 0,6 + 0,037 \times 8,87 \text{ m/s} \times 1,41 \text{ m}^{\frac{1}{3}} \\ &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Fb \text{ pakai} = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total H} &= Fb \text{ pakai} + d \\ &= 1,3 \text{ m} + 1,4 \text{ m} \\ &= 2,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan:

$$\begin{aligned} C &= 0,1 = \text{penampang persegi panjang} \\ V &= \text{Kecepatan aliran di titik yang ditinjau (titik B)} \\ &\text{(m/s)} \end{aligned}$$

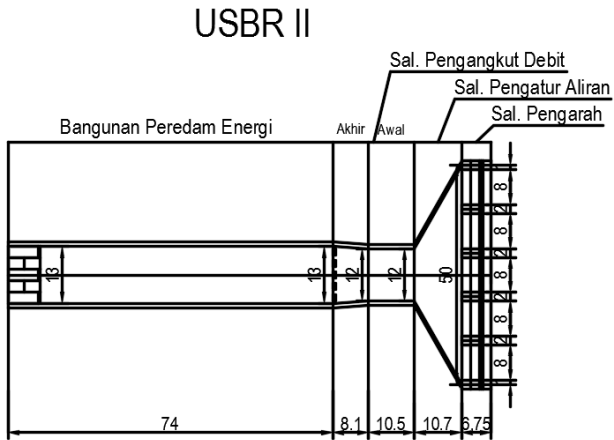
$$d = \text{Tinggi muka air di titik yang ditinjau (titik B)} \\ \text{(m)}$$

$$Fb \text{ pakai} = \text{Pembulatan tinggi jagaan maksimum dari kedua rumus yang ada (m)}$$

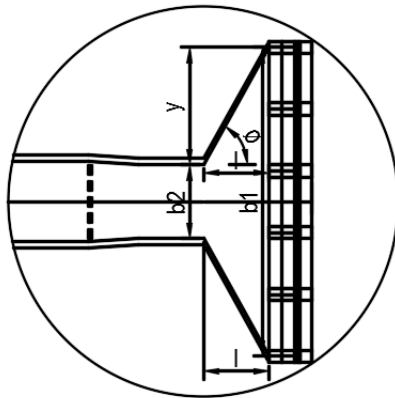
$$\text{Total H} = \text{Total ketinggian permukaan air ditambah tinggi jagaan (m)}$$

4.4.3 Saluran Pengangkut Debit

Dititik C: Sal. Pengangkut debit awal



Gambar 4. 19 Denah *spillway* rencana



Gambar 4. 20 Denah Sal. pengatur aliran – Sal. pengangkut debit

Dari gambar di atas direncanakan $b_1 = 50$ m, $b_2 = 12$ m, maka perhitungan selanjutnya seperti pada tabel dibawah sebagai berikut;

Tabel 4. 20 Perhitungan V saluran pengangkut debit awal (titik C)

Saluran Pengangkut Debit Awal		
n =	0.011	
B =	12.00	m
Y =	19.0	m
ϕ =	60.7	
l =	10.7	m
S =	2.0	
AH =	21.4	m
Hc =	26.82	m
V pengangkut Debit Awal =	20.89	m/s
Q =	626.03	
dc	2.50	m
A	29.97	
K =	0.10	
P =	17.00	
R =	1.76	
hm	0.27	m
Hc =	26.82	m
Fr =	4.2	

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{b_1 - b_2}{2} \\
 &= \frac{50 \text{ m} - 12}{2} \\
 &= 19 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l &= \frac{y}{\text{tg } \phi} \\
 &= \frac{19 \text{ m}}{\text{tg } 60,7} \\
 &= 10,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

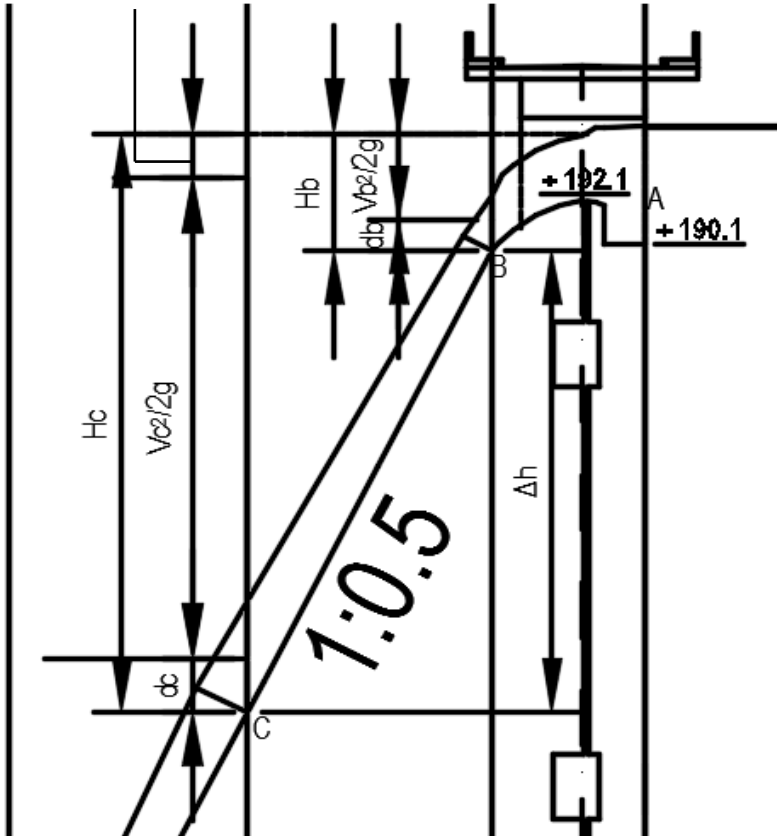
$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1}{i} \\
 &= \frac{1}{0,5} \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

$$s = \frac{\Delta h}{l}$$

$$2 = \frac{\Delta h}{10,7 \text{ m}}$$

$$\Delta h = 21,4 \text{ m}$$

$$K \frac{v_b^2 - v_c^2}{2g} + hm$$



Gambar 4. 21 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (Titik A – Sal. pengangkut debit awal (Titik C)

$$\frac{vb^2}{2g} = 4,01 \text{ m}$$

$$db = 1,41 \text{ m}$$

$$\Delta h = 21,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Hc &= 4,01 \text{ m} + 1,41 \text{ m} + 21,4 \text{ m} \\ &= 26,82 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Hc = dc + \frac{v_c^2}{2g} + K \frac{vb^2 - vc^2}{2g} + hm$$

$$hm = l \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{4/3}}$$

Dengan:

$$Vb = \text{Kecepatan aliran titik B} = 8,87 \text{ m/s}$$

$$db = \text{Kedalaman aliran titik B} = 1,41 \text{ m}$$

$$dc = \text{Kedalaman aliran titik C}$$

$$Vc = \text{Kecepatan aliran titik C}$$

$$K = \text{Koefisien kehilangan energi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran} = 0,1$$

$$hm = \text{Kehilangan energi akibat gesekan}$$

$$n = \text{Koefisien Manning} = 0,011$$

$$l = \text{Panjang saluran} = 10,7 \text{ m}$$

$$Q = \text{Debit pada saluran}$$

$$R = \text{Jari-jari hidrolis rata-rata}$$

$$A = \text{Luas penampang saluran rata-rata}$$

Dilakukan *iterasi* nilai V_c , hingga nilai H_c sama. $V_c = 20,89$ m/s

$$\begin{aligned} Q &= V_c \times A \\ 626,03 \text{ m}^3/\text{s} &= 20,89 \text{ m/s} \times (12 \text{ m} \times d_c) \\ d_c &= 2,50 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= b \times d_c \\ &= 12 \text{ m} \times 2,50 \text{ m} \\ &= 29,97 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 2d_c + b \\ &= 2 \times 2,50 \text{ m} + 12 \text{ m} \\ &= 17 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{29,97 \text{ m}^2}{17 \text{ m}} \\ &= 1,76 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_c^2}{2g} &= \frac{20,89 \text{ m/s}^2}{2 \times 9,81} \\ &= 22,24 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K \frac{V_b^2 - V_c^2}{2g} &= 0,1 \frac{8,87 \text{ m/s}^2 - 20,89 \text{ m/s}^2}{2 \times 9,81} \\ &= 1,82 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hm &= 1 \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{4/3}} \\ &= 10,7 \text{ m} \frac{626,03 \text{ m}^3/\text{s}^2 \times 0,011^2}{29,97 \text{ m}^2 \times 1,76 \text{ m}^{4/3}} \\ &= 0,27 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_c &= dc + \frac{v_c^2}{2g} + K \frac{vb^2 - v_c^2}{2g} + hm \\
 &= 2,50 \text{ m} + 22,24 \text{ m} + 1,82 \text{ m} + 0,27 \text{ m} \\
 &= 26,82 \text{ m} = H_c \text{ awal (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi nilai V_c iterasi = 20,89 m/s, dapat diterima

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{V_c}{\sqrt{g \times dc}} \\
 &= \frac{20,89 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \times 2,50 \text{ m}}} \\
 &= 4,2
 \end{aligned}$$

Perhitungan tinggi jagaan pada aliran di titik C

Tabel 4. 21 Tinggi jagaan dinding *Spillway*

Tinggi Jagaan		
C =	0.1	
V =	20.89	m/s
d =	2.50	m
Fb =	5.22	
Fb =	1.6	
Fb Dipakai =	5.30	m
Total H =	7.8	m

$$\begin{aligned}
 F_b &= C \times V \times d \\
 &= 0,1 \times 20,89 \text{ m/s} \times 2,5 \text{ m} \\
 &= 5,22 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_b &= 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}} \\
 &= 0,6 + 0,037 \times 20,89 \text{ m/s} \times 2,5 \text{ m}^{\frac{1}{3}} \\
 &= 1,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

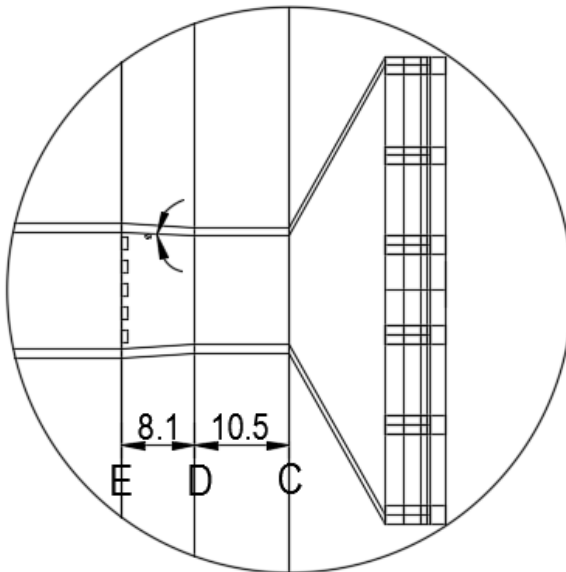
$$F_b \text{ pakai} = 5,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total H} &= F_b \text{ pakai} + d \\
 &= 5,3 \text{ m} + 2,5 \text{ m} \\
 &= 7,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dengan:

- C = 0,1 = penampang persegi panjang
 V = Kecepatan aliran di titik yang ditinjau (titik C) (m/s)
 d = Tinggi muka air di titik yang ditinjau (titik C) (m)
 Fb pakai = Pembulatan tinggi jagaan maksimum dari kedua rumus yang ada (m)
 Total H = Total ketinggian permukaan air ditambah tinggi jagaan (m)

Dititik D: Sal. Pengangkut debit akhir



Gambar 4. 22 Denah Sal. pengangkut debit awal (titik C) – Sal. pengangkut debit akhir (titik D)

Tabel 4. 22 Perhitungan V saluran pengangkut debit akhir (titik D)

Saluran Pengangkut Debit Akhir		
V PD =	20.89	m/s
dc =	2.50	m
$Vc^2/2g =$	22.24	m
S =	2	
L =	10.5	m
Hd =	45.73	m
V pengangkut Debit Akhir	28.48	m/s
Q =	626.03	
B =	12	m
dd =	1.83	m
A	21.98	
K =	0.10	
P =	15.66	
R =	1.40	
hm	0.66	m
Hd =	45.73	m
Fr =	6.7	

$$\frac{Vc^2}{2g} = 22,24 \text{ m}$$

$$dc = 2,50 \text{ m}$$

$$s = \frac{\Delta h}{l}$$

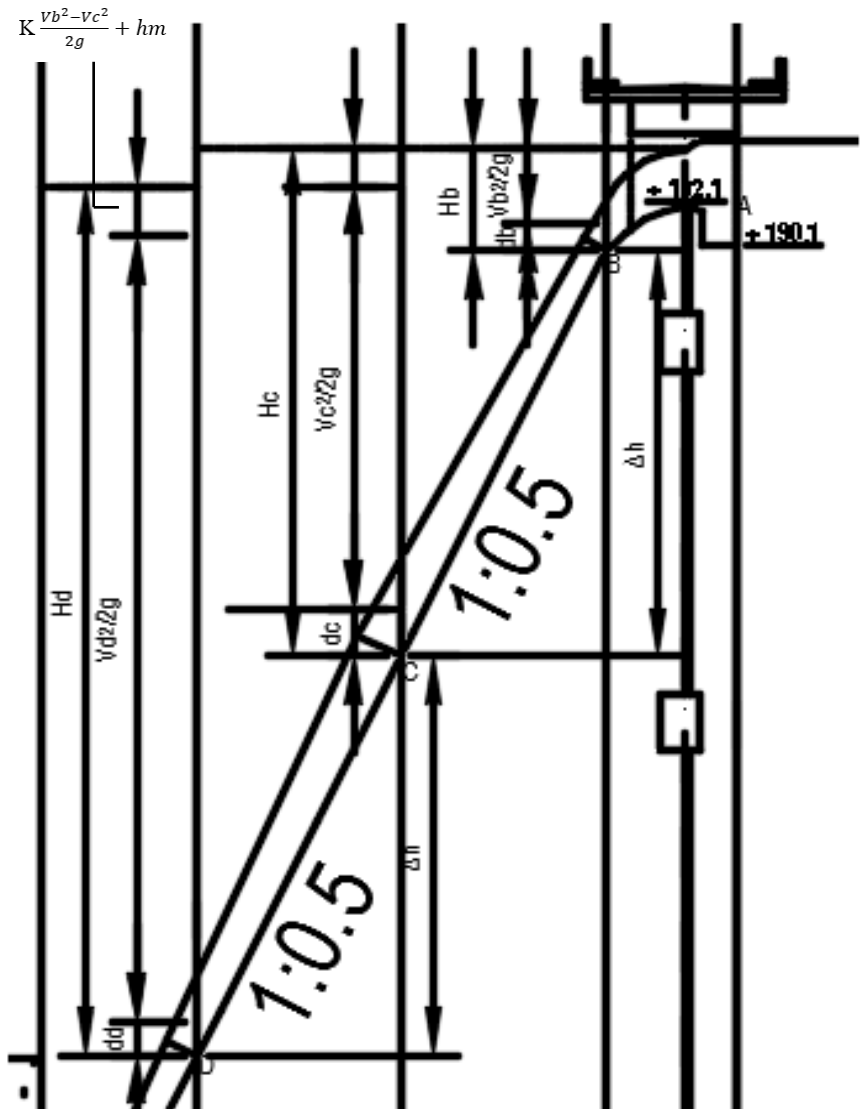
$$2 = \frac{\Delta h}{10,5 \text{ m}}$$

$$\Delta h = 21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Hd &= 22,24 \text{ m} + 2,50 \text{ m} + 21 \text{ m} \\ &= 45,73 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Hd = dd + \frac{Vd^2}{2g} + K \frac{Vc^2 - Vd^2}{2g} + hm$$

$$hm = 1 \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{4/3}}$$



Gambar 4. 23 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (titik A) – Sal. pengangkut debit akhir (titik D)

Dengan:

V_c	= Kecepatan aliran titik C	= 20,89 m/s
d_c	= Kedalaman aliran titik C	= 2,50 m
d_d	= Kedalaman aliran titik D	
V_d	= Kecepatan aliran titik D	
K	= Koefisien kehilangan energi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran = 0,1	
h_m	= Kehilangan energi akibat gesekan	
n	= Koefisien <i>manning</i>	= 0,011
l	= Panjang saluran	= 10,5 m
Q	= Debit pada saluran	
R	= Jari-jari hidrolis rata-rata	
A	= Luas penampang saluran rata-rata	

Dilakukan *iterasi* nilai V_d , hingga nilai H_d sama. $V_d = 28,48$ m/s

$$\begin{aligned}
 Q &= V_d \times A \\
 626,03 \text{ m}^3/\text{s} &= 28,48 \text{ m/s} \times (12 \text{ m} \times d_d) \\
 d_d &= 1,83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= b \times d_d \\
 &= 12 \text{ m} \times 1,83 \text{ m} \\
 &= 21,98 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= 2d_d + b \\
 &= 2 \times 1,83 \text{ m} + 12 \text{ m} \\
 &= 15,66 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{21,98 \text{ m}^2}{15,66 \text{ m}} \\
 &= 1,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{vd^2}{2g} &= \frac{28,48 \text{ m/s}^2}{2 \times 9,81} \\ &= 41,33 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K \frac{Vc^2 - vd^2}{2g} &= 0,1 \frac{20,89 \text{ m/s}^2 - 28,48 \text{ m/s}^2}{2 \times 9,81} \\ &= 1,91 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}hm &= 1 \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{4/3}} \\ &= 10,5 \text{ m} \frac{626,03 \text{ m}^3/\text{s}^2 \times 0,011^2}{21,98 \text{ m}^2 \times 1,4 \text{ m}^{4/3}} \\ &= 0,66 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Hd &= dd + \frac{vd^2}{2g} + K \frac{Vc^2 - vd^2}{2g} + hm \\ &= 1,83 \text{ m} + 41,33 \text{ m} + 1,91 \text{ m} + 0,66 \text{ m} \\ &= 45,73 \text{ m} = Hd \text{ awal (OK)}\end{aligned}$$

Jadi nilai Vd iterasi = 28,48 m/s, dapat diterima

$$\begin{aligned}F &= \frac{Vd}{\sqrt{g \times dd}} \\ &= \frac{28,48 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \times 1,83 \text{ m}}} \\ &= 6,7\end{aligned}$$

Perhitungan tinggi jagaan pada aliran di titik D

Tabel 4. 23 Tinggi Jagaan dinding *Spillway*

Tinggi Jagaan		
C =	0.1	
V =	28.48	m/s
d =	1.83	m
Fb =	5.22	
Fb =	1.9	
Fb Dipakai =	5.30	m
Total H =	7.1	m

$$\begin{aligned} Fb &= C \times V \times d \\ &= 0,1 \times 28,48 \text{ m/s} \times 1,83 \text{ m} \\ &= 5,22 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Fb &= 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}} \\ &= 0,6 + 0,037 \times 28,48 \text{ m/s} \times 1,83 \text{ m}^{\frac{1}{3}} \\ &= 1,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Fb \text{ pakai} = 5,3 \text{ m}$$

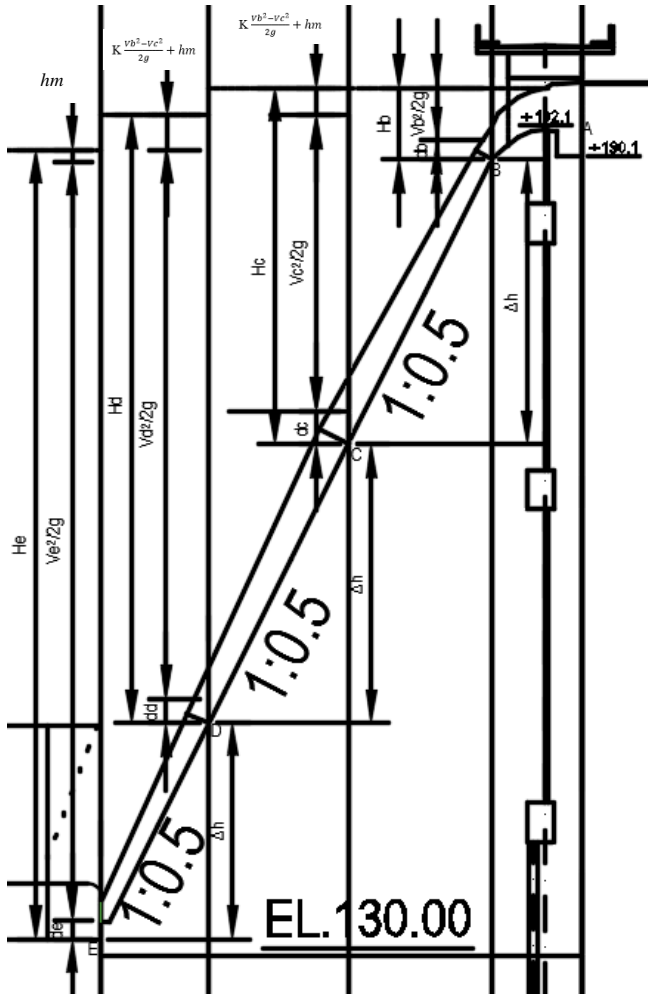
$$\begin{aligned} \text{Total H} &= Fb \text{ pakai} + d \\ &= 5,3 \text{ m} + 1,83 \text{ m} \\ &= 7,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan:

- C = 0,1 = penampang persegi panjang
V = Kecepatan aliran di titik yang ditinjau (titik D) (m/s)
d = Tinggi muka air di titik yang ditinjau (titik D) (m)
Fb pakai = Pembulatan tinggi jagaan maksimum dari kedua rumus yang ada (m)
Total H = Total ketinggian permukaan air ditambah tinggi jagaan (m)

4.4.4 Bangunan peredam energi & Kolam Olak

Titik E: Bangunan Peredam energi



Gambar 4. 24 Skema Penampang aliran Sal. Pengarah (titik A) – Bangunan peredam energi (titik E)

Tabel 4. 24 Perhitungan V peredam energi (titik E)

Bangunan Peredam Energi		
V PD =	28.48	m/s
$Vd^2/2g =$	41.3	
dd =	1.83	m
S =	2.00	
L =	8.1	m
He =	59.36	m
V peredam Energi	33.45	m/s
Q =	626.03	
B =	13	m
de =	1.44	m
A	18.71	
K =	0.10	
P =	15.88	
R =	1.18	
hm	0.88	
He =	59.36	m
Fr =	8.9	

$$\frac{vd^2}{2g} = 41,3 \text{ m}$$

$$dd = 1,83 \text{ m}$$

$$s = \frac{\Delta h}{l}$$

$$2 = \frac{\Delta h}{8,1 \text{ m}}$$

$$\Delta h = 16,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} He &= 41,3 \text{ m} + 1,83 \text{ m} + 16,2 \text{ m} \\ &= 59,36 \text{ m} \end{aligned}$$

$$He = de + \frac{ve^2}{2g} + hm$$

$$hm = l \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{4/3}}$$

Dengan:

Vd	= Kecepatan aliran titik D	= 28,48 m/s
dd	= Kedalaman aliran titik D	= 1,83 m
de	= Kedalaman aliran titik E	
Ve	= Kecepatan aliran titik E	
hm	= Kehilangan energi akibat gesekan	
n	= Koefisien <i>manning</i>	= 0,011
l	= Panjang saluran	= 8,1 m
Q	= Debit pada saluran	
R	= Jari-jari hidrolis rata-rata	
A	= Luas penampang saluran rata-rata	

Dilakukan *iterasi* nilai Ve, hingga nilai He sama. $V_e = 33,45 \text{ m/s}$

$$\begin{aligned}
 Q &= V_e \times A \\
 626,03 \text{ m}^3/\text{s} &= 33,45 \text{ m/s} \times (13 \text{ m} \times de) \\
 de &= 1,44 \text{ m} \\
 A &= b \times de \\
 &= 13 \text{ m} \times 1,44 \text{ m} \\
 &= 18,71 \text{ m}^2 \\
 P &= 2de + b \\
 &= 2 \times 1,44 \text{ m} + 13 \text{ m} \\
 &= 15,88 \text{ m} \\
 R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{18,71 \text{ m}^2}{15,88 \text{ m}} \\
 &= 1,18 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{Ve^2}{2g} &= \frac{33,45 \text{ m/s}^2}{2 \times 9,81} \\ &= 57,04 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}hm &= 1 \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{4/3}} \\ &= 8,1 \text{ m} \frac{626,03 \text{ m}^3/\text{s}^2 \times 0,011^2}{18,71 \text{ m}^2 \times 1,18 \text{ m}^{4/3}} \\ &= 0,88 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{He} &= de + \frac{Ve^2}{2g} + hm \\ &= 1,44 \text{ m} + 57,04 \text{ m} + 0,88 \text{ m} \\ &= 59,36 \text{ m} = \text{He awal (OK)}\end{aligned}$$

Jadi nilai Ve iterasi = 33,45 m/s, dapat diterima

$$\begin{aligned}\text{F} &= \frac{Ve}{\sqrt{g \times de}} \\ &= \frac{33,45 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \times 1,44 \text{ m}}} \\ &= 8,9\end{aligned}$$

Perhitungan tinggi jagaan pada aliran di titik E

Tabel 4. 25 Tinggi Jagaan dinding *Spillway*

Tinggi Jagaan		
C =	0.1	
V =	33.45	m/s
d =	1.4	m
Fb =	4.82	
Fb =	2.0	
Fb Dipakai =	4.90	m
Total H =	6.3	m

$$\begin{aligned} Fb &= C \times V \times d \\ &= 0,1 \times 33,45 \text{ m/s} \times 1,44 \text{ m} \\ &= 4,82 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Fb &= 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}} \\ &= 0,6 + 0,037 \times 44,45 \text{ m/s} \times 1,44 \text{ m}^{\frac{1}{3}} \\ &= 2,0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Fb \text{ pakai} = 4,9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total H} &= Fb \text{ pakai} + d \\ &= 4,9 \text{ m} + 1,44 \text{ m} \\ &= 6,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan:

- C = 0,1 = penampang persegi panjang
V = Kecepatan aliran di titik yang ditinjau (titik E) (m/s)
d = Tinggi muka air di titik yang ditinjau (titik E) (m)
Fb pakai = Pembulatan tinggi jagaan maksimum dari kedua rumus yang ada (m)
Total H = Total ketinggian permukaan air ditambah tinggi jagaan (m)

Setelah melewati saluran pengangkut debit akhir maka aliran akan masuk kedalam kolam olak, yang sebelum itu diredam dengan suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan (*Scour Protection Stilling Basin*) yang direncanakan sesuai tipe kolam olak yang dipilih.

Terdapat beberapa tipe kolam olak (*Basin*) yang ada, diantaranya tipe SAF (Saint Anthony Falls) dan tipe USBR (United States Bureau of Reclamation), berikut merupakan syarat-syarat pemilihan tipe kolam olak dari berbagai sumber, sebagai berikut;

Tabel 4. 26 Syarat pemilihan tipe Kolam Olak

BASIN	SAF	USBR			
		I	II	III	IV
Rekomendasi	Small Structure		Large Structure	Small Structure	Very Small Structure
	Small Spillway		Large Spillway	Small Spillway	Very Small Spillway
Fr	1.7 - 17	< 1.7	> 4.5	> 4.5	2.5 - 4.5
V				15 - 18	
q		< 18.5	> 45	< 18.5	> 18.5
Tek. Hidrostatik		< 60	> 60	< 60	< 60

Keterangan warna:

Kuning : Memenuhi Persyaratan

Oranye : Tidak Memenuhi Persyaratan

Putih : Tidak/belum ditemukan Syarat

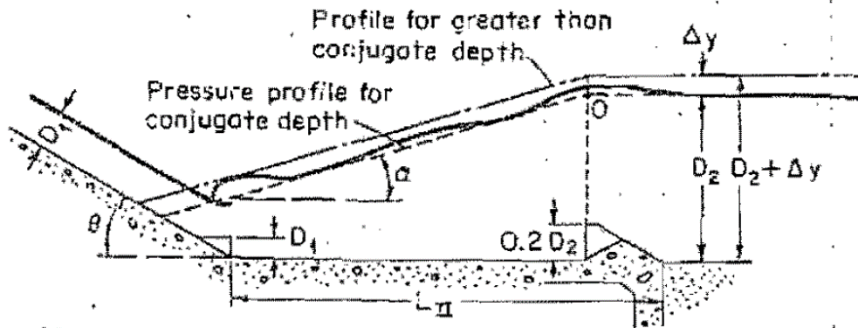
$$Fr = 8,9$$

$$V = 33,45 \text{ m/s}$$

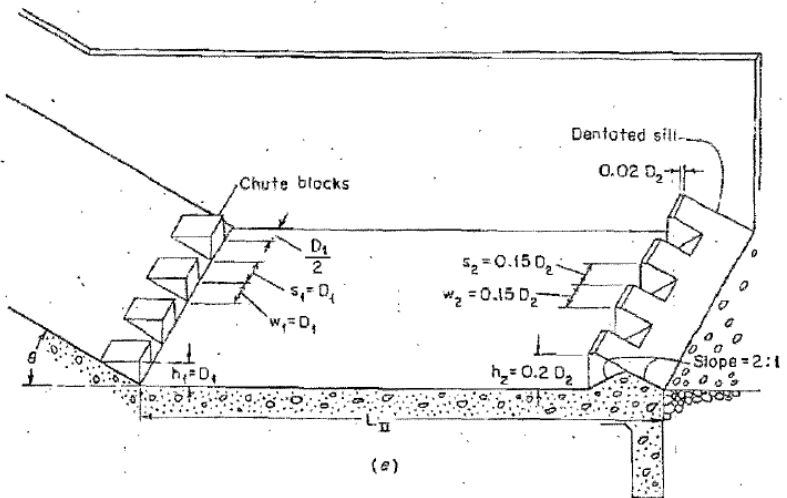
$$\begin{aligned} q &= Q/b \\ &= 626,03 \text{ m}^3/\text{s} / 13 \text{ m} \\ &= 48 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\text{Tek. Hidrostatik} = 65,57 \text{ m}$$

Dari data diatas, maka dipilih kolam olak tipe USBR II.



Gambar 4. 25 Potongan memanjang perencanaan USBR II
 Sumber: (Chow,1985)



Gambar 4. 26 Bentuk perencanaan USBR II
 Sumber: (Chow,1985)

Tabel 4. 27 perhitungan dimensi kolam olak USBR II

USBR II			
D1 =	1.3	m	
V1 =	33.45	m/s	
D2/D1 =	13	m	
D2 =	17	m	
Tw/D1 =	13	m	grafik
Tw =	17	m	
L/D2 =	4.3		grafik
L =	74	m	
α =	9.8		grafik
θ =	63.5		
h 1 =	1.3	m	
w 1 = s 1	1.3	m	
s 1 tpi =	0.65	m	
h 2 =	3.5	m	
w 2 = s 2	2.6	m	
0.02 D2 =	0.4	m	

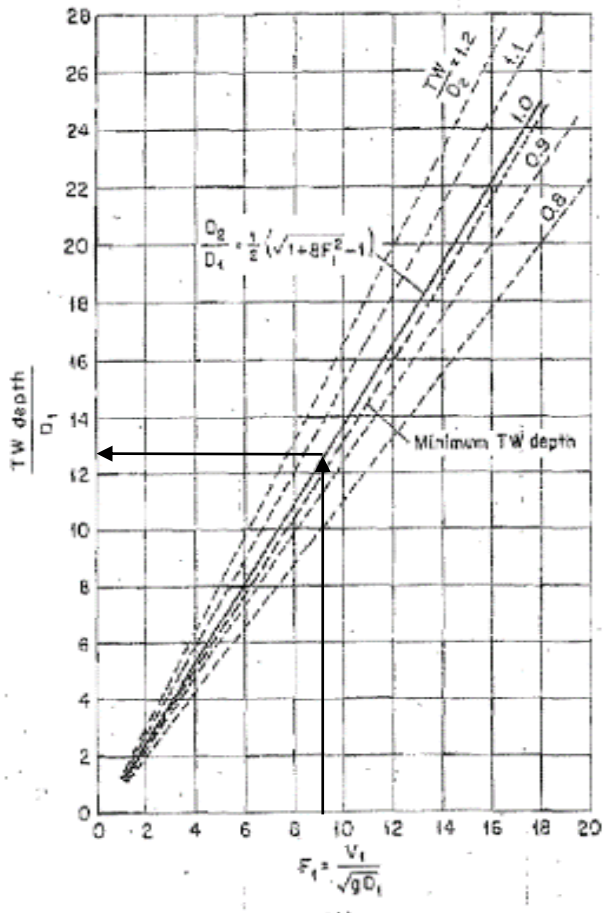
Dengan:

D₁ = ketinggian muka air tegak lurus bidang dihilir saluran pengangkut debit akhir $\pm 1,3$ m

V1 = Kecepatan aliran dihilir saluran pengangkut debit akhir = 33,45 m/s

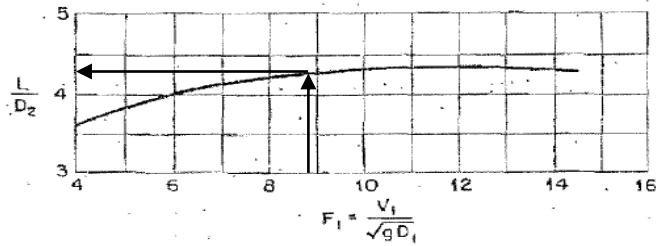
$$\begin{aligned} \frac{D2}{D1} &= \frac{1}{2} x (\sqrt{1 + 8F1^2} - 1) \\ &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 x 8,9^2} - 1) \\ &= 13 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D2 &= D1 x \frac{1}{2} x (\sqrt{1 + 8F1^2} - 1) \\ &= 1,3 \text{ m} x 13 \text{ m} \\ &= 17 \text{ m} \end{aligned}$$



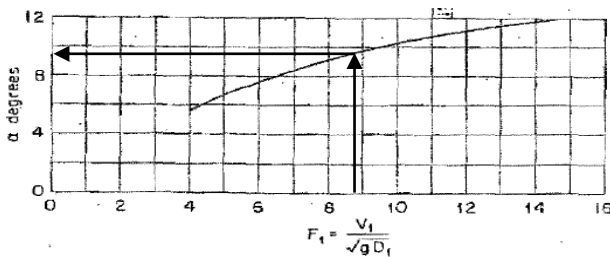
Gambar 4. 27 Grafik ketinggian muka air hilir (tail water depth)
Sumber: (Chow,1985)

$$\begin{aligned} \frac{TW}{D_1} &\approx 13 \\ TW &= D_1 \times 13 \\ &= 1,3 \text{ m} \times 13 \\ &= 17 \text{ m} = D_2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$



Gambar 4. 28 Grafik Panjang kolam olak
Sumber: (Chow,1985)

$$\begin{aligned} L/D_2 &= 4,35 \\ L &= D_2 \times 4,35 \\ &= 17 \text{ m} \times 4,35 \\ &= 74 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 29 Grafik derajat kemiringan muka air kolam olak
Sumber: (Chow,1985)

$$\begin{aligned} \alpha &= 9,8^\circ & \theta &= 63,5^\circ \\ h_1 = W_1 = S_1 &= D_1 & S_{1 \text{ tepi}} &= 0,5 \times D_1 \\ &= 1,3 \text{ m} & &= 0,5 \times 1,3 \text{ m} \\ & & &= 0,65 \text{ m} \\ H_2 &= 0,2 \times D_2 & W_2 = S_2 &= 0,15 \times D_2 \\ &= 0,2 \times 17 \text{ m} & &= 0,15 \times 17 \text{ m} \\ &= 3,5 \text{ m} & &= 2,6 \text{ m} \\ 0,02 D_2 &= 0,02 \times 17 \text{ m} \\ &= 0,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 4. 28 Tinggi Jagaan dinding Kolum Olak

Tinggi Jagaan		
Fb min =	0.6	
C =	0.10	
d =	13.5	m
b =	13	m
A =	175.5	m ²
Q =	626.03	
V =	3.6	m/s
Fb =	4.82	m
Atau		
Fb =	0.91	m
Fb Dipakai =	4.90	m

Perhitungan tinggi jagaan pada perencanaan kolam olak menggunakan rumus:

$$F_b = C \times V \times d$$

Atau

$$F_b = 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}}$$

Fb minimal = 0,5 s/d 0,6 m diatas permukaan aliran

(Sosrodarsono,1976)

Dengan :

Fb = Tinggi Jagaan

C = koefisien = 0,1 untuk saluran berbentuk persegi Panjang dan 0,13 untuk penampang berbentuk trapesium

V = kecepatan aliran (m/s)

d = kedalaman air di dalam saluran (m)

$$\begin{aligned}
 A &= d \times b \\
 &= 13,5 \text{ m} \times 13 \text{ m} \\
 &= 175,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= Q/A \\
 &= 626,03 \text{ m}^3/\text{s} / 175,5 \text{ m}^2 \\
 &= 3,6 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_b &= C \times V \times d \\
 &= 0,1 \times 3,6 \text{ m/s} \times 13,5 \text{ m} \\
 &= 4,82 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_b &= 0,6 + 0,037 \times V \times d^{\frac{1}{3}} \\
 &= 0,6 + 0,037 \times 3,6 \text{ m/s} \times 13,5 \text{ m}^{\frac{1}{3}} \\
 &= 0,91 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$F_b \text{ pakai} = 4,9 \text{ m}$$

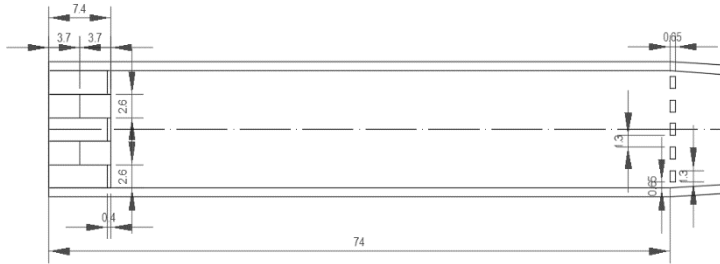
Dengan:

C = 0,1 = penampang persegi panjang

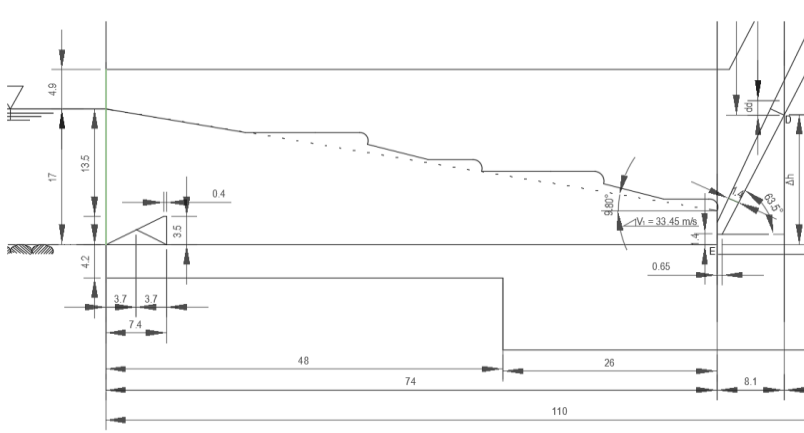
V = Kecepatan aliran di hilir kolam olak (m/s)

d = Tinggi muka air di titik yang ditinjau (m)

F_b pakai = Pembulatan tinggi jagaan maksimum dari kedua rumus yang ada (m)



Gambar 4. 30 Denah Kolam olak dan peredam energi



Gambar 4. 31 Potongan memanjang Kolam Olak dan Peredam Energi

4.5 Pembebanan

4.5.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur. Berat sendiri elemen struktur akan diperoleh dari program bantu SAP. Dengan berat jenis beton 25 kN/m^3 dengan $f_c' = 50 \text{ Mpa}$ untuk bangunan atas atau tubuh bendungan dan $f_c' = 40 \text{ Mpa}$ untuk bangunan bawah atau pondasi. Seperti pada Gambar Berikut:

The image shows a 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (Beton Fc' 50), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (2.500E-05) and 'Mass per Unit Volume' (2.549E-09), with units set to 'N, mm, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (33234.02), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (9.900E-06), and 'Shear Modulus, G' (13847.508). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' (50) and a checkbox for 'Lightweight Concrete' (unchecked). A 'Shear Strength Reduction Factor' field is also present but empty.

Gambar 4. 32 Data Beton Pada Program Bantu SAP2000

4.5.2 Beban Hidup

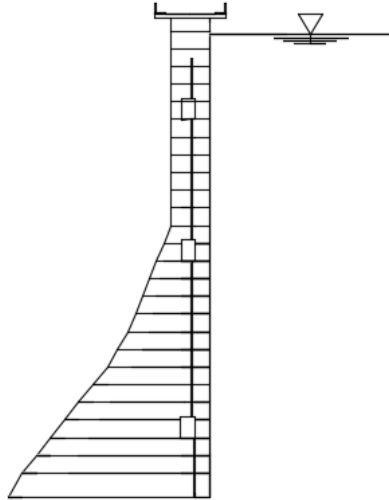
Beban hidup yang terjadi pada bendungan yaitu beban lalu lintas yang terjadi diatas tubuh bendungan, yang dalam tugas akhir ini tidak dihitung karena dianggap tidak signifikan.

4.5.3 Beban Hidrostatik

Beban hidrostatik yaitu beban akibat air yang terjadi dalam keadaan maksimum atau dalam keadaan Muka air banjir. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya hidrostatik (H_w).

Tabel 4. 29 Perhitungan gaya hidrostatik

NO	Tinggi Kedalaman Air	Gaya Hidrostatik
	h (m)	Hw (T/m)
1	0.00	
2	2.50	3.13
3	5.00	12.50
4	7.50	28.13
5	10.00	50.00
6	12.50	78.13
7	15.00	112.50
8	17.50	153.13
9	20.00	200.00
10	22.50	253.13
11	25.00	312.50
12	27.50	378.13
13	30.00	450.00
14	32.50	528.13
15	35.00	612.50
16	37.50	703.13
17	40.00	800.00
18	42.50	903.13
19	45.00	1012.50
20	47.50	1128.13
21	50.00	1250.00
22	52.50	1378.13
23	55.00	1512.50
24	57.50	1653.13
25	60.00	1800.00
26	62.50	1953.13
27	65.57	2149.71



Gambar 4. 33 Gaya hidrostatik

$$\begin{aligned}
 H_w &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 65,57^2 \text{ m} \\
 &= 2149,71 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Dengan:

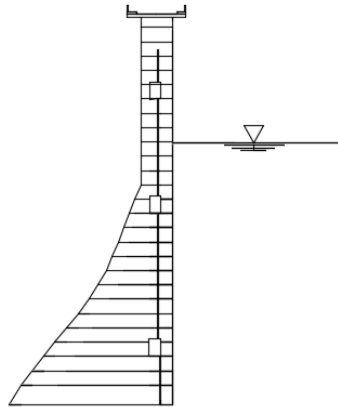
$$\begin{aligned}
 \gamma_w &= \text{berat jenis air} = (1 \text{ T/m}^3) \\
 h &= \text{Tinggi kedalaman air (m)} \\
 H_w &= \text{Gaya Hidrostatik (T/m)}
 \end{aligned}$$

4.5.4 Beban Sedimen

Beban sedimen yaitu beban akibat sedimen yang terjadi ketika umur rencana waduk terjadi atau selama 50 tahun. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya sedimen (H_s).

Tabel 4. 30 Perhitungan Gaya Sedimen

NO	Tinggi Sedimen	Gaya Sedimen
	h (m)	H_s (T/m)
1	0	0
2	2.5	3.75
3	5	15
4	7.5	33.75
5	10	60
6	12.5	93.75
7	15	135
8	17.5	183.75
9	20	240
10	22.5	303.75
11	25	375
12	27.5	453.75
13	30	540
14	32.5	633.75
15	35	735
16	37.5	843.75
17	40	960
18	42.5	1083.75
19	46	1269.6



Gambar 4. 34 Gaya Sedimen

$$\begin{aligned}
 H_s &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times h^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,2 \text{ t/m}^3 \times 46^2 \text{ m} \\
 &= 1269,6 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Dengan:

$$\begin{aligned}
 \gamma_s &= \text{berat jenis sedimen} = (1,2 \text{ T/m}^3) \\
 h &= \text{Tinggi kedalaman sedimen (m)} \\
 H_s &= \text{Gaya Sedimen (T/m)}
 \end{aligned}$$

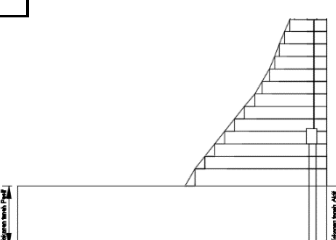
4.5.5 Beban Tanah Aktif Pasif

Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah yang berusaha mendorong bangunan untuk bergerak, sedangkan tekanan tanah pasif yaitu tekanan tanah yang berusaha menahan tekanan tanah aktif. Dalam tugas akhir ini penulis merencanakan 6 tipe bangunan dimulai dari as bangunan (tipe 1) sampai ke tepi (tipe 6), 6 tipe bangunan ini disesuaikan dengan kontur sungai yang ada.

1. Tekanan tanah aktif pasif tipe 1

Berikut merupakan parameter dan perhitungan tekanan tanah aktif pasif pada pondasi tipe 1

Type 1			
$K_a = \tan^2(45-\phi/2)$		$h = 12$	m
$\phi = 42$		$K_a = 0.20$	
$\gamma \text{ tanah} = 1.8$	t/m ³	$K_p = 5.04$	
Tek. Tanah A =	0	t/m ²	$h = 0$ m
Tek. Tanah A =	4.28	t/m ²	$h = 12$ m
$P_a =$	25.69	t/m	
$M_{pa} =$	102.76	t-m	
Tek. Tanah P =	0	t/m ²	$h = 0$ m
Tek. Tanah P =	108.97	t/m ²	$h = 12$ m
$P_p =$	653.79	t/m	
$M_{pp} =$	2615.16	t-m	



Gambar 4. 35 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 1

Keterangan:

ϕ = sudut geser dalam (derajat)

h = kedalaman tanah (m)

$K_p = 1/K_a$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah A} &= k_a \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 0,2 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 12 \text{ m} \\ &= 4,28 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah aktif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 4,28 \text{ t/m}^2 \cdot 12 \text{ m} \\ &= 25,69 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpa &= h/3 \cdot Pa \\ &= 12/3 \text{ m} \cdot 25,69 \text{ t/m} \\ &= 102,76 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah P} &= k_p \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 5,04 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 12 \text{ m} \\ &= 108,97 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

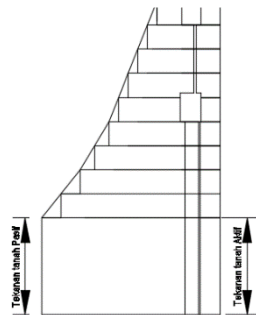
$$\begin{aligned} Pp &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah pasif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 108,97 \text{ t/m}^2 \cdot 12 \text{ m} \\ &= 653,79 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpp &= h/3 \cdot Pp \\ &= 12/3 \text{ m} \cdot 653,79 \text{ t/m} \\ &= 2615,16 \text{ t-m} \end{aligned}$$

2. Tekanan tanah aktif pasif pondasi 2

Berikut merupakan parameter dan perhitungan tekanan tanah aktif pasif pada pondasi tipe 2

Type 2			
Ka =	$\tan^2(45-\phi/2)$	h =	10 m
ϕ =	42	Ka =	0.20
γ tanah =	1.8 t/m ³	Kp =	5.04
Tek. Tanah A =	0 t/m ²	h =	0 m
Tek. Tanah A =	3.57 t/m ²	h =	10 m
Pa =	17.84 t/m		
Mpa =	59.47 t-m		
Tek. Tanah P =	0 t/m ²	h =	0 m
Tek. Tanah P =	90.80 t/m ²	h =	10 m
Pp =	454.02 t/m		
Mpp =	1513.40 t-m		



Gambar 4. 36 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 2

Keterangan:

ϕ = sudut geser dalam (derajat)

h = kedalaman tanah (m)

$K_p = 1/K_a$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah A} &= k_a \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 0,2 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 10 \text{ m} \\ &= 3,57 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah aktif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 3,57 \text{ t/m}^2 \cdot 10 \text{ m} \\ &= 17,84 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pa} &= h/3 \cdot P_a \\ &= 10/3 \text{ m} \cdot 17,84 \text{ t/m} \\ &= 59,47 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah P} &= k_p \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 5,04 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 10 \text{ m} \\ &= 90,8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

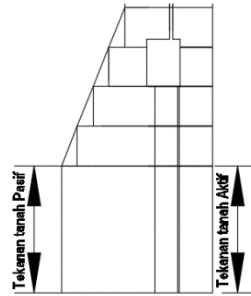
$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah pasif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 90,8 \text{ t/m}^2 \cdot 10 \text{ m} \\ &= 454,02 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pp} &= h/3 \cdot P_p \\ &= 10/3 \text{ m} \cdot 454,02 \text{ t/m} \\ &= 1513,4 \text{ t-m} \end{aligned}$$

3. Tekanan tanah aktif pasif pondasi 3

Berikut merupakan parameter dan perhitungan tekanan tanah aktif pasif pada pondasi tipe 3

Type 3			
$K_a =$	$\tan^2(45-\phi/2)$	$h =$	8 m
$\phi =$	38	$K_a =$	0.24
$\gamma \text{ tanah} =$	1.8 t/m ³	$K_p =$	4.20
Tek. Tanah A =	0 t/m ²	$h =$	0 m
Tek. Tanah A =	3.43 t/m ²	$h =$	8 m
$P_a =$	13.70 t/m		
$M_{pa} =$	36.54 t-m		
Tek. Tanah P =	0 t/m ²	$h =$	0 m
Tek. Tanah P =	60.53 t/m ²	$h =$	8 m
$P_p =$	242.14 t/m		
$M_{pp} =$	645.70 t-m		



Gambar 4. 37 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 3

Keterangan:

ϕ = sudut geser dalam (derajat)

h = kedalaman tanah (m)

$K_p = 1/K_a$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah A} &= k_a \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 0,24 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 8 \text{ m} \\ &= 3,43 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah aktif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 3,43 \text{ t/m}^2 \cdot 8 \text{ m} \\ &= 13,70 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pa} &= \frac{h}{3} \cdot P_a \\ &= \frac{8}{3} \text{ m} \cdot 13,70 \text{ t/m} \\ &= 36,54 \text{ t-m} \end{aligned}$$

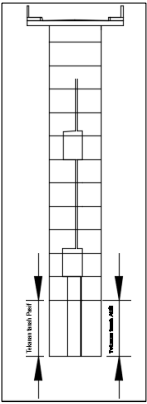
$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah P} &= k_p \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 4,2 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 8 \text{ m} \\ &= 60,53 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_p &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah pasif} \cdot h \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 60,53 \text{ t/m}^2 \cdot 8 \text{ m} \\
 &= 242,14 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pp} &= h/3 \cdot P_p \\
 &= 8/3 \text{ m} \cdot 242,14 \text{ t/m} \\
 &= 645,70 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

4. Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 4

Type 4					
$K_a =$	$\tan^2(45-\phi/2)$	$h =$	6	m	
$\phi =$	38	$K_a =$	0.24		
$\gamma \text{ tanah} =$	1.8 t/m ³	$K_p =$	4.20		
Tek. Tanah A =	0 t/m ²	$h =$	0	m	
Tek. Tanah A =	2.57 t/m ²	$h =$	6	m	
$P_a =$	7.71 t/m				
$M_{pa} =$	15.41 t-m				
Tek. Tanah P =	0 t/m ²	$h =$	0	m	
Tek. Tanah P =	45.40 t/m ²	$h =$	6	m	
$P_p =$	136.20 t/m				
$M_{pp} =$	272.40 t-m				



Gambar 4. 38 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 4

Keterangan:

ϕ = sudut geser dalam (derajat)

h = kedalaman tanah (m)

$K_p = 1/K_a$

$$\begin{aligned}
 \text{Tek. Tanah A} &= k_a \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\
 &= 0,24 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \\
 &= 2,57 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah aktif} \cdot h \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2,57 \text{ t/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \\
 &= 7,71 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pa} &= h/3 \cdot P_a \\
 &= 6/3 \text{ m} \cdot 7,71 \text{ t/m} \\
 &= 15,41 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

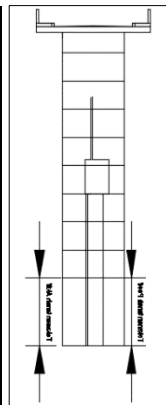
$$\begin{aligned}
 \text{Tek. Tanah P} &= k_p \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\
 &= 4,20 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \\
 &= 45,40 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_p &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah pasif} \cdot h \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 45,40 \text{ t/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \\
 &= 136,2 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pp} &= h/3 \cdot P_p \\
 &= 6/3 \text{ m} \cdot 136,2 \text{ t/m} \\
 &= 272,40 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

5. Tekanan tanah aktif pasif pondasi 5

Type 5			
$K_a =$	$\tan^2(45-\phi/2)$	$h =$	6 m
$\phi =$	38	$K_a =$	0.24
$\gamma \text{ tanah} =$	1.8 t/m ³	$K_p =$	4.20
Tek. Tanah A =	0 t/m ²	$h =$	0 m
Tek. Tanah A =	2.57 t/m ²	$h =$	6 m
$P_a =$	7.71 t/m		
$M_{pa} =$	15.41 t-m		
Tek. Tanah P =	0 t/m ²	$h =$	0 m
Tek. Tanah P =	45.40 t/m ²	$h =$	6 m
$P_p =$	136.20 t/m		
$M_{pp} =$	272.40 t-m		



Gambar 4. 39 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 5

Keterangan:

ϕ = sudut geser dalam (derajat)

h = kedalaman tanah (m)

$K_p = 1/K_a$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah A} &= k_a \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 0,24 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 2,57 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah aktif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,57 \text{ t/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 7,71 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pa} &= h/3 \cdot P_a \\ &= 6/3 \text{ m} \cdot 7,71 \text{ t/m} \\ &= 15,41 \text{ t-m} \end{aligned}$$

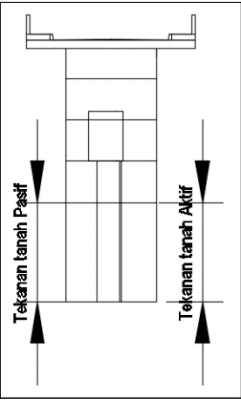
$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah P} &= k_p \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 4,20 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 45,40 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah pasif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 45,40 \text{ t/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 136,2 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pp} &= h/3 \cdot P_p \\ &= 6/3 \text{ m} \cdot 136,2 \text{ t/m} \\ &= 272,40 \text{ t-m} \end{aligned}$$

6. Tekanan tanah aktif pasif pondasi 6

Type 6			
$K_a =$	$\tan^2(45-\phi/2)$	$h = 6$	m
$\phi =$	38	$K_a = 0.24$	
$\gamma \text{ tanah} =$	1.8 t/m ³	$K_p = 4.20$	
Tek. Tanah A =	0 t/m ²	$h = 0$	m
Tek. Tanah A =	2.57 t/m ²	$h = 6$	m
$P_a =$	7.71 t/m		
$M_{pa} =$	15.41 t-m		
Tek. Tanah P =	0 t/m ²	$h = 0$	m
Tek. Tanah P =	45.40 t/m ²	$h = 6$	m
$P_p =$	136.20 t/m		
$M_{pp} =$	272.40 t-m		



Gambar 4. 40 Tekanan tanah aktif pasif pondasi tipe 5

Keterangan:

ϕ = sudut geser dalam (derajat)

h = kedalaman tanah (m)

$K_p = 1/K_a$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah A} &= k_a \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 0,24 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 2,57 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah aktif} \cdot h \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,57 \text{ t/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 7,71 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pa} &= h/3 \cdot P_a \\ &= 6/3 \text{ m} \cdot 7,71 \text{ t/m} \\ &= 15,41 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tek. Tanah P} &= k_p \cdot \gamma \text{ tanah} \cdot h \\ &= 4,20 \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \\ &= 45,40 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_p &= \frac{1}{2} \cdot \text{Tekanan tanah pasif} \cdot h \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 45,40 \text{ t/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \\
 &= 136,2 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pp} &= h/3 \cdot P_p \\
 &= 6/3 \text{ m} \cdot 136,2 \text{ t/m} \\
 &= 272,40 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

4.5.6 Beban Gempa

Perhitungan beban gempa dengan metode *response spectrum* sesuai peta wilayah gempa untuk daerah Pacitan-Jawa Timur (*longitude*: 111,143199, *latitude*: -8,056655). Perhitungan beban gempa dihitung sesuai SNI 1726-2012, dengan Zonasi peta Gempa menggunakan peta Hazard Gempa Indonesia 2010, dengan probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

1. Kategori risiko bangunan

Kategori risiko bangunan Gedung dan non Gedung sesuai SNI 1726-2012 Tabel 1. Bangunan merupakan fasilitas penanganan air masuk ke dalam **kategori risiko III**.

2. Faktor keutamaan gempa (I_e)

Sesuai SNI 1726-2012 Tabel 2, bangunan yang masuk ke dalam kategori risiko III memiliki factor keutamaan gempa $I_e = 1,25$.

3. Kelas situs tanah

Tabel 4. 31 Kecepatan gelombang geser rata-rata

kedalaman m	Kelas Batuan	Vp m/s	Vs m/s	$\bar{V}_s = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{V_i}} =$
1	CL	1400	700	
2	CL	1400	700	
3	CH	3600	1800	Vs = Batuan - batuan keras
4	CH	3600	1800	
5	CH	3600	1800	<p>Keterangan:</p> <p>Vp CH = 3-3,7 km/s Vp CM = 1,5-3 km/s Vp CL = < 1,5 km/s</p> <p>Vs = 1/2 Vp (Russell and Hampson, 2005)</p>
6	CH	3600	1800	
7	CH	3600	1800	
8	CH	3600	1800	
9	CH	3600	1800	
10	CL-CM	2250	1125	
11	CL-CM	2250	1125	
12	CL-CM	2250	1125	
13	CL-CM	2250	1125	
14	CL-CM	2250	1125	
15	CL-CM	2250	1125	
16	CL-CM	2250	1125	
17	CH	3600	1800	
18	CH	3600	1800	
19	CH	3600	1800	
20	CH	3600	1800	
21	CH	3600	1800	
22	CH	3600	1800	
23	CH	3600	1800	
24	CH	3600	1800	
25	CH	3600	1800	
26	CH	3600	1800	
27	CH	3600	1800	
28	CH	3600	1800	
29	CH	3600	1800	
30	CH	3600	1800	

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 5.4.1 dan berdasarkan hasil tes kecepatan rambat gelombang yang dilakukan dilapangan, diperoleh nilai Vs tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu Vs = 1446 m/s (Vs = 750 – 1500).

4. Koefisien kelas situs

Berdasarkan hasil tes kecepatan rambat gelombang yang dilakukan dilapangan, diperoleh nilai Vs tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu Vs = 1446 m/s. Dengan hasil

tersebut, sesuai SNI 1726-2012, maka kategori tanah yang ada di lapangan yaitu tanah batuan (SB).

5. Parameter percepatan gempa

Parameter percepatan gempa untuk wilayah pacitan Jawa Timur (longitude: 111,143199, latitude: -8,056655) melihat dari www.puskim.pu.go.id dan digunakan $S_1 = 0,399$ dan $S_s = 0,976$.

6. Koefisien situs

Koefisien situs sesuai SNI 1726-2012 Tabel 4 dan Tabel 5, untuk $S_1 = 0,399$ dengan kelas situs SB sebesar didapatkan nilai koefisien situs $F_v = 1$, dan $F_a = 1$.

7. Percepatan spectrum gempa maksimum

Percepatan spectrum gempa maksimum sesuai dengan persamaan

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1 \times 0,976 = 0,976$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 1 \times 0,399 = 0,399$$

8. Parameter percepatan spectral desain

Parameter percepatan spectral desain sesuai dengan persamaan

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 0,976 = 0,651$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} = 2/3 \times 0,399 = 0,266$$

9. Sistem penahan gaya seismic

Bangunan rencana di Pacitan Jawa Timur, menggunakan sistem struktur dinding geser beton bertulang biasa. Dengan parameter Sesuai Tabel 9 SNI 1726-2012, sistem penahan gaya seismic memiliki nilai $R_0 = 5,5$, $\Omega_0 = 2,5$, dan $C_d = 4,5$.

10. Spectrum respon desain

Spectrum respon desain diperlukan untuk menggambar spektrum gempa yang akan dimasukkan kedalam program bantu_menjadi_beban gempa, ketentuan perhitungan spectrum respon desain sebagai berikut:

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0,266/0,651 = 0,409$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s = 0,2 \times 0,409 = 0,082$$

- Untuk $T < T_0$, nilai S_a didapatkan dengan persamaan,

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk $T = 0$

$$S_a = 0,651 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,082} \right) = 0,26$$

- Untuk $T \geq T_0$ dan $T \leq T_s$ nilai $S_a = S_{DS}$

Sehingga,

$$\text{untuk } T = T_0, \quad S_a = 0,651$$

$$\text{untuk } T = T_s, \quad S_a = 0,651$$

- Untuk $T > T_s$, nilai $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Sehingga,

$$\text{untuk } T = T_s + 0,1 = 0,409 + 0,1 = 0,51 \text{ deti}$$

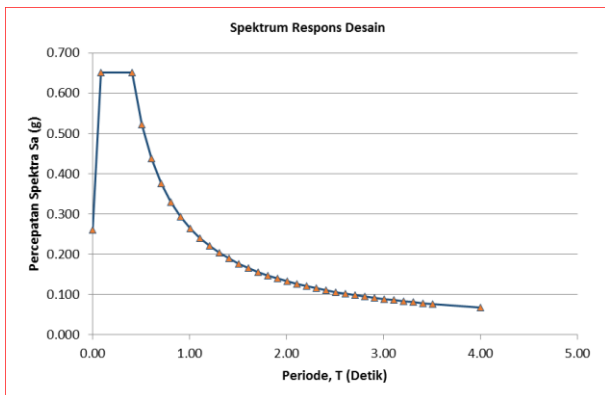
$$\text{nilai } S_a = \frac{0,266}{0,51} = 0,523$$

Untuk nilai percepatan $T > T_s$ selengkapnya disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 4. 32 Nilai Percepatan Gempa

T (detik)	T (detik)	Sa (g)	T (detik)	T (detik)	Sa (g)
0	0.00	0.260	Ts + 1.5	1.91	0.14
To	0.08	0.651	Ts + 1.6	2.01	0.13
Ts	0.41	0.651	Ts + 1.7	2.11	0.13
Ts + 0.1	0.51	0.523	Ts + 1.8	2.21	0.12
Ts + 0.2	0.61	0.437	Ts + 1.9	2.31	0.12
Ts + 0.3	0.71	0.375	Ts + 2.0	2.41	0.11
Ts + 0.4	0.81	0.329	Ts + 2.10	2.51	0.11
Ts + 0.5	0.91	0.293	Ts + 2.20	2.61	0.10
Ts + 0.6	1.01	0.264	Ts + 2.30	2.71	0.10
Ts + 0.7	1.11	0.240	Ts + 2.40	2.81	0.09
Ts + 0.8	1.21	0.220	Ts + 2.50	2.91	0.09
Ts + 0.9	1.31	0.203	Ts + 2.60	3.01	0.09
Ts + 1.0	1.41	0.189	Ts + 2.70	3.11	0.09
Ts + 1.1	1.51	0.176	Ts + 2.80	3.21	0.08
Ts + 1.2	1.61	0.165	Ts + 2.90	3.31	0.08
Ts + 1.3	1.71	0.156	Ts + 3.00	3.41	0.08
Ts + 1.4	1.81	0.147	Ts + 3.10	3.51	0.08
			4	4.00	0.07

Dari nilai percepatan gempa diatas, dapat digambarkan grafik respon spektrum.



Gambar 4. 41 Grafik respon spektrum pacitan

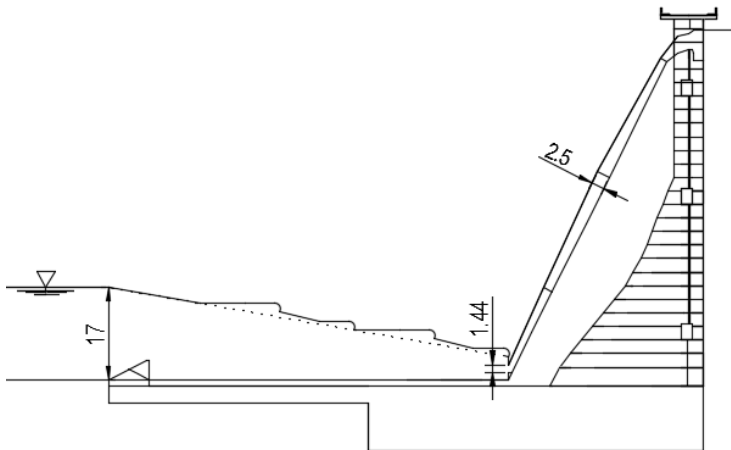
4.5.7 Berat Air *Spillway* dan Kolam Olak

Berat air diatas *Spillway* dan kolam olak berdasarkan ketinggian muka air diatas *Spillway* dan kolam olak, dimana h diatas *spillway* yaitu $\pm 2,5$ m dan h diatas kolam olak 1,44 m – 17 m.

$$\begin{aligned} W_{w_s} &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 2,5^2 \text{ m} \\ &= 3,125 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{w_{KO}} &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1,44^2 \text{ m} \\ &= 1,0368 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{w_{KO}'} &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 17^2 \text{ m} \\ &= 144,5 \text{ T/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 42 Permukaan air diatas *spillway* dan kolam olak

4.5.8 Beban Uplift

Beban *uplift* merupakan beban yang terjadi dibawah permukaan tanah akibat tekanan air yang berada dibawah bangunan, rumus yang digunakan untuk perhitungan beban uplift menurut KP-02, Sebagai berikut:

$$U_x = \left(H_x - \frac{\Sigma L_x}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times \gamma_w$$

Dengan:

U_x = Beban uplift dititik yang ditinjau (T/m^2)

H_x = Jarak titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)

ΣL_x = Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)

ΣL = Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m)

ΔH = beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m)

γ_w = berat jenis air = (T/m^3)

Berikut merupakan perhitungan beban uplift dibawah tubuh bendungan rencana

Tabel 4. 33 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 1

1	H1	77.57	m	H3	68.57	m	H4	68.57	m
	E1	135.25	m	E1	135.25	m	E1	135.25	m
	E11	12	m	E13	74	m	E14	131.05	m
	ΔH	48.57	m	ΔH	48.57	m	ΔH	48.57	m
	γ_w	1	T/m^3	γ_w	1	T/m^3	γ_w	1	T/m^3
	U1	73.26	t/m^2	U3	42.00	t/m^2	U4	21.51	t/m^2

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\Sigma L_1}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times \gamma_w \\
 &= \left(77,57 \text{ m} - \frac{12 \text{ m}}{135,25 \text{ m}} \times 48,57 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 73,26 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 34 Perhitungan *Uplift* sementasi dibangunan Tipe 1

H2 sementasi	60.81	m	h2	>	h4	h3 =	33.03	m
El	135.25	m	h1 =	65.57	m	h3 max =	64.60	m
El2	14.2	m	h2 =	17	m	h3 rata" =	48.81	m
ΔH	48.57	m	h4 =	8.5	m			
Υ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	55.71	t/m ²	L =	110	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (65,57 \text{ m} - 17 \text{ m}) 0,333 + 17 \\
 &= 33,03 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(110 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{110 \text{ m}} \times (65,57 \text{ m} - 17 \text{ m}) + 17 \text{ m} \\
 &= 64,60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3 + h_{3 \text{ max}}}{2} \\
 &= \frac{33,03 \text{ m} + 64,60 \text{ m}}{2} \\
 &= 48,81 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_{3 \text{ rata-rata}} + h \text{ pondasi} \\
 &= 48,81 \text{ m} + 12 \text{ m} \\
 &= 60,81 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times \Upsilon_w \\
 &= \left(60,81 \text{ m} - \frac{14,2 \text{ m}}{135,25 \text{ m}} \times 48,57 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 55,71 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 135,25 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 48,57 m
Y_w	= berat jenis air = ($1 T/m^3$)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \max$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai $h_3 \max$ sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

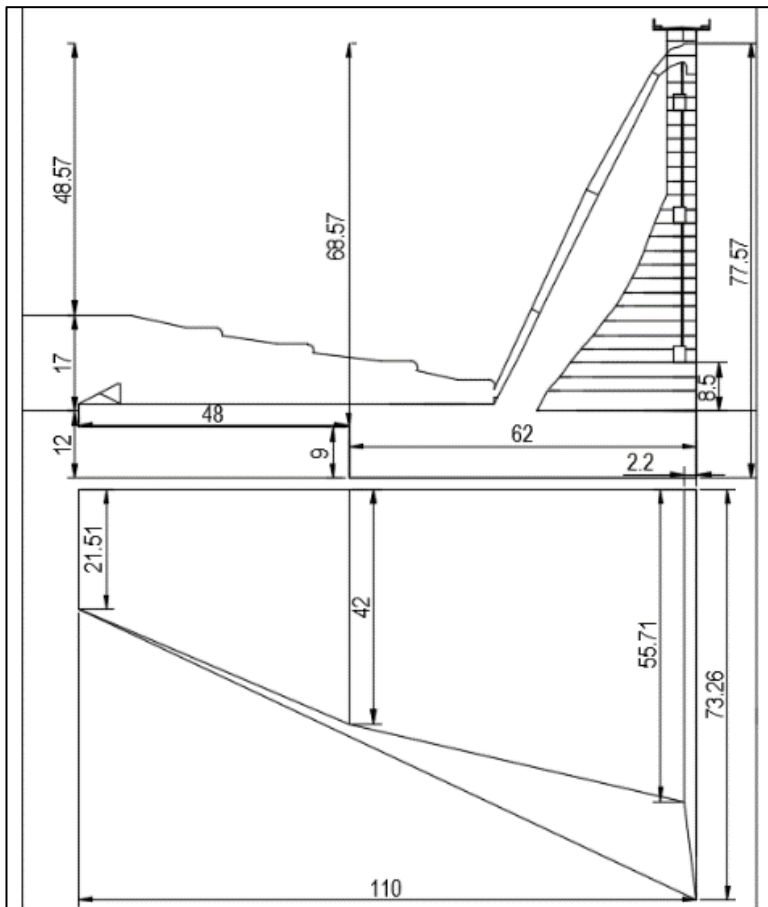
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



Gambar 4. 43 beban Uplift dibawah bangunan tipe 1

Tabel 4. 35 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 1 tanpa kolam olak

1'	H1	77.57	m	H3	77.57	m
	E1	86	m	E1	86	m
	E11	12	m	E13	74	m
	ΔH	65.57	m	ΔH	65.57	m
	γ_w	1	T/m ³	γ_w	1	T/m ³
	U1	68.42	t/m ²	U3	21.15	t/m ²

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\sum L_1}{\sum L} \times \Delta H \right) \times \gamma_w \\
 &= \left(77,57 \text{ m} - \frac{12 \text{ m}}{86 \text{ m}} \times 65,57 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 68,42 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 36 Perhitungan *Uplift* sementasi dibangunan Tipe 1 tanpa kolam olak

H2 sementasi	57.29	m	h2	<	h4	h3 =	27.33	m
E1	86	m	h1 =	65.57	m	h3 max =	63.24	m
E12	14.2	m	h2 =	0	m	h3 rata" =	45.29	m
ΔH	65.57	m	h4 =	8.5	m			
γ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	46.46	t/m ²	L =	62	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (65,57 \text{ m} - 0 \text{ m}) 0,333 + 0 \\
 &= 27,33 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(62 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{62 \text{ m}} \times (65,57 \text{ m} - 0 \text{ m}) + 0 \text{ m} \\
 &= 63,24 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3 + h_{3 \text{ max}}}{2} \\
 &= \frac{27,33 \text{ m} + 63,24 \text{ m}}{2} \\
 &= 45,29 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_3 \text{ rata-rata} + h \text{ pondasi} \\
 &= 45,29 \text{ m} + 12 \text{ m} \\
 &= 57,29 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times Y_w \\
 &= \left(57,29 \text{ m} - \frac{14,2 \text{ m}}{86 \text{ m}} \times 65,57 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 46,46 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 86 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 65,57 m
Y_w	= berat jenis air = (1 T/m^3)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \text{ max}$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai h_3 max sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

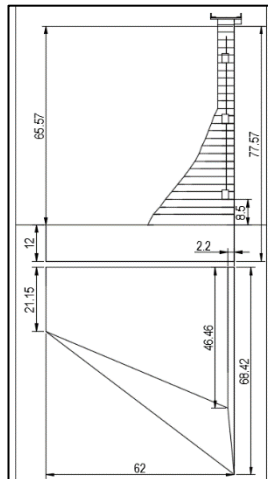
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



Gambar 4. 44 beban Uplift dibawah bangunan tipe 1 tanpa kolom olak

Tabel 4. 37 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 2

2	H1	62	m	H3	62	m
	E1	38.5	m	E1	38.5	m
	E11	10	m	E13	28.5	m
	ΔH	52	m	ΔH	52	m
	γ_w	1	T/m ³	γ_w	1	T/m ³
	U1	48.49	t/m ²	U3	23.51	t/m ²

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\sum L_1}{\sum L} \times \Delta H \right) \times \gamma_w \\
 &= \left(62 \text{ m} - \frac{10 \text{ m}}{38,5 \text{ m}} \times 52 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 48,49 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 38 Perhitungan *Uplift* sementasi dibangunan Tipe 2

H2 sementasi	44.84	m	h2	<	h4	h3 =	23.86	m
E1	38.5	m	h1 =	52	m	h3 max =	45.82	m
E12	12.2	m	h2 =	0	m	h3 rata" =	34.84	m
ΔH	52	m	h4 =	10	m			
γ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	28.36	t/m ²	L =	18.5	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (52 \text{ m} - 0 \text{ m}) 0,333 + 0 \\
 &= 23,86 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1-h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(18,5 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{18,5 \text{ m}} \times (52 \text{ m} - 0 \text{ m}) + 0 \text{ m} \\
 &= 45,82 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3+h_3 \text{ max}}{2} \\
 &= \frac{23,86 \text{ m} + 45,82 \text{ m}}{2} \\
 &= 34,84 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_3 \text{ rata-rata} + h \text{ pondasi} \\
 &= 34,84 \text{ m} + 10 \text{ m} \\
 &= 44,84 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times Y_w \\
 &= \left(44,84 \text{ m} - \frac{12,2 \text{ m}}{38,5 \text{ m}} \times 52 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 28,36 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 38,5 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 52 m
Y_w	= berat jenis air = (1 T/m^3)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \text{ max}$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai h_3 max sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

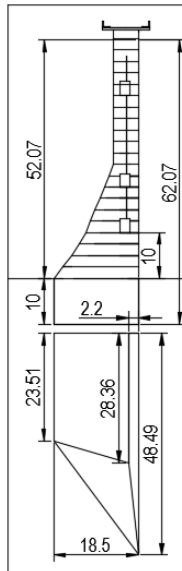
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



Gambar 4. 45 beban Uplift dibawah bangunan tipe 2

Tabel 4. 39 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 3

3	H1	45	m	H3	45	m
	E1	25.5	m	E1	25.5	m
	E11	8	m	E13	17.5	m
	ΔH	37	m	ΔH	37	m
	γ_w	1	T/m ³	γ_w	1	T/m ³
	U1	33.39	t/m ²	U3	19.61	t/m ²

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\sum L_1}{\sum L} \times \Delta H \right) \times \gamma_w \\
 &= \left(45 \text{ m} - \frac{8 \text{ m}}{25,5 \text{ m}} \times 37 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 33,39 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 40 Perhitungan *Uplift* sementasi dibangunan Tipe 3

H2 sementasi	30.00	m	h2	<	h4	h3 =	15.56	m
E1	25.5	m	h1 =	37	m	h3 max =	28.43	m
E12	10.2	m	h2 =	0	m	h3 rata" =	22.00	m
ΔH	37	m	h4 =	5	m			
γ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	15.20	t/m ²	L =	9.5	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (37 \text{ m} - 0 \text{ m}) 0,333 + 0 \\
 &= 15,56 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1-h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(9,5 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{9,5 \text{ m}} \times (37 \text{ m} - 0 \text{ m}) + 0 \text{ m} \\
 &= 28,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3+h_3 \text{ max}}{2} \\
 &= \frac{15,56 \text{ m} + 28,43 \text{ m}}{2} \\
 &= 22,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_3 \text{ rata-rata} + h \text{ pondasi} \\
 &= 22,00 \text{ m} + 8 \text{ m} \\
 &= 30,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times Y_w \\
 &= \left(30,00 \text{ m} - \frac{10,2 \text{ m}}{25,5 \text{ m}} \times 37 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 15,2 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 25,5 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 37 m
Y_w	= berat jenis air = (1 T/m^3)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \text{ max}$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai h_3 max sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

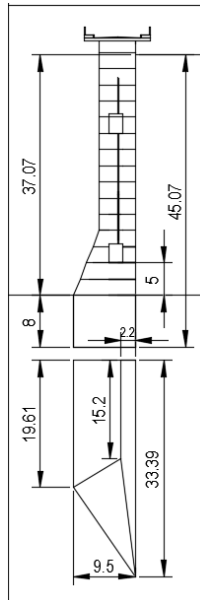
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



Gambar 4. 46 beban Uplift dibawah bangunan tipe 3

Tabel 4. 41 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 4

4	H1	33	m	H3	33	m
	El	17.5	m	El	17.5	m
	El1	6	m	El3	11.5	m
	ΔH	27	m	ΔH	27	m
	Υ_w	1	T/m ³	Υ_w	1	T/m ³
	U1	23.74	t/m ²	U3	15.26	t/m ²

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\Sigma L_1}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times \Upsilon_w \\
 &= \left(33 \text{ m} - \frac{6 \text{ m}}{17,5 \text{ m}} \times 27 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 23,74 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 42 Perhitungan *Uplift* sementasi dibangunan Tipe 4

H2 sementasi	19.39	m	h2	<	h4	h3 =	10.59	m
El	17.5	m	h1 =	27	m	h3 max =	16.20	m
El2	8.2	m	h2 =	0	m	h3 rata" =	13.39	m
ΔH	27	m	h4 =	2.5	m			
Υ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	6.74	t/m ²	L =	5.5	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (27 \text{ m} - 0 \text{ m}) 0,333 + 0 \\
 &= 10,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1-h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(5,5 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{5,5 \text{ m}} \times (27 \text{ m} - 0 \text{ m}) + 0 \text{ m} \\
 &= 16,20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3+h_3 \text{ max}}{2} \\
 &= \frac{10,59 \text{ m} + 16,20 \text{ m}}{2} \\
 &= 13,39 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_3 \text{ rata-rata} + h \text{ pondasi} \\
 &= 13,39 \text{ m} + 6 \text{ m} \\
 &= 19,39 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times Y_w \\
 &= \left(19,39 \text{ m} - \frac{8,2 \text{ m}}{17,5 \text{ m}} \times 27 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 6,74 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 17,5 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 27 m
Y_w	= berat jenis air = (1 T/m^3)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \text{ max}$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai h_3 max sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

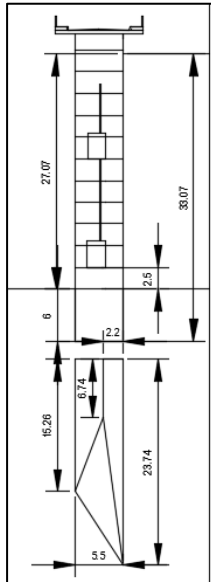
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



Gambar 4. 47 beban Uplift dibawah bangunan tipe 4

Tabel 4. 43 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 5

5	H1	25.57	m	H3	25.57	m
	El	17.5	m	El	17.5	m
	El1	6	m	El3	11.5	m
	ΔH	19.57	m	ΔH	19.57	m
	Υ_w	1	T/m ³	Υ_w	1	T/m ³
	U1	18.86	t/m ²	U3	12.71	t/m ²

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\Sigma L_1}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times \Upsilon_w \\
 &= \left(25,57 \text{ m} - \frac{6 \text{ m}}{17,5 \text{ m}} \times 19,57 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 18,86 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 44 Perhitungan *Uplift* sementara dibangunan Tipe 5

H2 sementara	17.61	m	h2	<	h4	h3 =	11.48	m
El	17.5	m	h1 =	19.57	m	h3 max =	11.74	m
El2	8.2	m	h2 =	0	m	h3 rata" =	11.61	m
ΔH	19.57	m	h4 =	7.5	m			
Υ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	8.44	t/m ²	L =	5.5	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (19,57 \text{ m} - 0 \text{ m}) 0,333 + 0 \\
 &= 11,48 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1-h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(5,5 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{5,5 \text{ m}} \times (19,57 \text{ m} - 0 \text{ m}) + 0 \text{ m} \\
 &= 11,74 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3+h_3 \text{ max}}{2} \\
 &= \frac{11,48 \text{ m} + 11,74 \text{ m}}{2} \\
 &= 11,61 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_3 \text{ rata-rata} + h \text{ pondasi} \\
 &= 11,61 \text{ m} + 6 \text{ m} \\
 &= 17,61 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times Y_w \\
 &= \left(17,61 \text{ m} - \frac{8,2 \text{ m}}{17,5 \text{ m}} \times 19,57 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 8,44 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 17,5 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 19,57 m
Y_w	= berat jenis air = (1 T/m^3)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \text{ max}$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai h_3 max sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

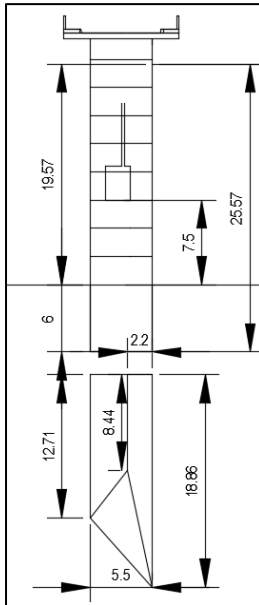
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



Gambar 4. 48 beban Uplift dibawah bangunan tipe 5

Tabel 4. 45 Perhitungan *Uplift* dibangunan Tipe 6

6	H1	13	m	H3	13	m
	E1	17.5	m	E1	17.5	m
	E11	6	m	E13	11.5	m
	ΔH	7	m	ΔH	7	m
	Υ_w	1	T/m ³	Υ_w	1	T/m ³
	U1	10.60	t/m ²	U3	8.40	t/m ²

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \left(H_1 - \frac{\Sigma L_1}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times \Upsilon_w \\
 &= \left(13 \text{ m} - \frac{6 \text{ m}}{17,5 \text{ m}} \times 7 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 10,6 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 46 Perhitungan *Uplift* sementasi dibangunan Tipe 6

H2 sementasi	10.09	m	h2	<	h4	h3 =	3.99	m
E1	17.5	m	h1 =	7	m	h3 max =	4.20	m
E12	8.2	m	h2 =	0	m	h3 rata" =	4.09	m
ΔH	7	m	h4 =	2.5	m			
Υ_w	1	T/m ³	X =	2.2	m			
U2	6.81	t/m ²	L =	5.5	m			

$$\begin{aligned}
 h_3 &= (h_1 - h_2) K + h_2 \\
 &= (7 \text{ m} - 0 \text{ m}) 0,333 + 0 \\
 &= 3,99 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ max}} &= \frac{(L-X)}{L} \times (h_1-h_2) + h_2 \\
 &= \frac{(5,5 \text{ m} - 2,2 \text{ m})}{5,5 \text{ m}} \times (7 \text{ m} - 0 \text{ m}) + 0 \text{ m} \\
 &= 4,20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3 \text{ rata-rata}} &= \frac{h_3+h_{3 \text{ max}}}{2} \\
 &= \frac{3,99 \text{ m} + 4,20 \text{ m}}{2} \\
 &= 4,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= h_3 \text{ rata-rata} + h \text{ pondasi} \\
 &= 4,09 \text{ m} + 6 \text{ m} \\
 &= 10,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2 &= \left(H_2 - \frac{\Sigma L_2}{\Sigma L} \times \Delta H \right) \times Y_w \\
 &= \left(10,09 \text{ m} - \frac{8,2 \text{ m}}{17,5 \text{ m}} \times 7 \text{ m} \right) \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 6,81 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan:

$U_{1,2,3,4}$	= Beban uplift titik yang ditinjau (T/m^2)
$H_{1,2,3,4}$	= Tinggi pengaruh titik yang ditinjau terhadap elevasi muka air hulu (m)
$\Sigma L_{1,2,3,4}$	= Jarak titik yang ditinjau terhadap titik hulu (m)
ΣL	= Panjang total permukaan pondasi dibawah permukaan tanah (m) = 17,5 m
ΔH	= beda tinggi permukaan air hulu dan hilir (m) = 7 m
Y_w	= berat jenis air = (1 T/m^3)
h_1	= Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)
h_2	= Tinggi muka air di hilir bangunan (m)
h_4	= Jarak galeri – tanah dasar asli (m)
X	= jarak galeri – muka tubuh bendungan hulu (m)
L	= Panjang bangunan yang terpengaruh beban uplift (m)
h_2 sementasi	= h_3 rata-rata + kedalaman pondasi = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)
$h_3, h_3 \text{ max}$	= Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

Nilai h_3 berdasarkan tinggi muka air di hilir bangunan (h_2) dan Jarak galeri – tanah dasar asli (h_4), jika $h_2 > h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_2) K + h_2$$

Jika $h_2 < h_4$ maka,

$$h_3 = (h_1 - h_4) K + h_4$$

nilai h_3 max sama antara $h_2 > h_4$ maupun $h_2 < h_4$, yaitu

$$h_{3 \max} = \frac{(L-X)}{L} \times (h_1 - h_2) + h_2$$

Dengan:

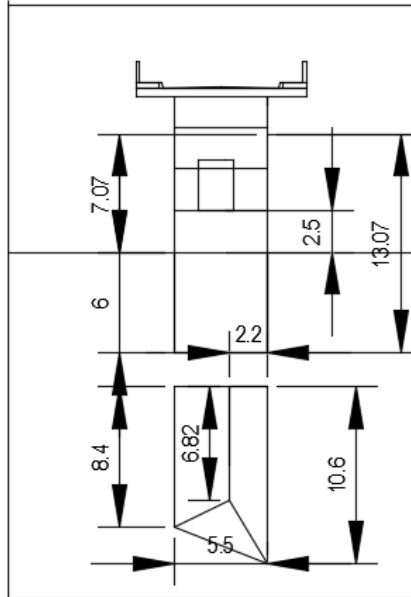
$$K = 1/3$$

h_1 = Tinggi muka air – tanah dasar asli (m)

h_2 = Tinggi muka air di hilir bangunan (m)

h_3 = Tinggi pengaruh akibat adanya galeri pelepas energi (m)

h_4 = Jarak galeri – tanah dasar asli (m)



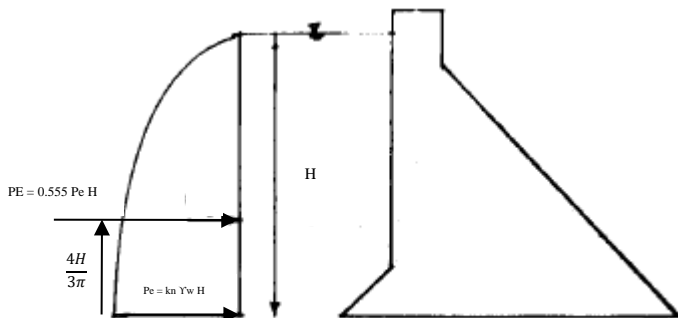
Gambar 4. 49 beban Uplift dibawah bangunan tipe 6

4.5.9 Hidrodinamis

Perhitungan gaya hidrodinamis (beban air akibat gempa) menggunakan rumus Von-Karman sebagai berikut:

Tabel 4. 47 Perhitungan gaya hidrodinamis

NO	Tinggi Kedalaman Air	Tekanan Hidrodinamis	Gaya Hidrodinamis	Momen
	H (m)	t/m ²	t/m	tm
1	0	0.00	0.00	0.00
2	2.5	1.20	1.67	1.77
3	5	2.40	6.66	14.13
4	7.5	3.60	14.99	47.70
5	10	4.80	26.64	113.06
6	12.5	6.00	41.63	220.83
7	15	7.20	59.94	381.59
8	17.5	8.40	81.59	605.95
9	20	9.60	106.56	904.51
10	22.5	10.80	134.87	1287.87
11	25	12.00	166.50	1766.62
12	27.5	13.20	201.47	2351.37
13	30	14.40	239.76	3052.72
14	32.5	15.60	281.39	3881.26
15	35	16.80	326.34	4847.60
16	37.5	18.00	374.63	5962.34
17	40	19.20	426.24	7236.07
18	42.5	20.40	481.19	8679.40
19	45	21.60	539.46	10302.93
20	47.5	22.80	601.07	12117.25
21	50	24.00	666.00	14132.96
22	52.5	25.20	734.27	16360.67
23	55	26.40	805.86	18810.97
24	57.5	27.60	880.79	21494.46
25	60	28.80	959.04	24421.75
26	62.5	30.00	1040.63	27603.44
27	66	31.47	1145.37	31874.15



Gambar 4. 50 gaya hidrodinamis pada tubuh bendungan

$$\begin{aligned} Pe &= kn \times Y_w \times H \\ &= 0,48 \times 1 \text{ t/m}^3 \times 65,57 \text{ m} \\ &= 31,47 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} PE &= 0,555 \times Pe \times H \\ &= 0,555 \times 31,47 \text{ t/m}^2 \times 65,57 \text{ m} \\ &= 1145,37 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Me &= PE \left(\frac{4H}{3\pi} \right) = 0,424 \times PE \times H \\ &= 0,424 \times 1145,37 \text{ t/m} \times 65,57 \text{ m} \\ &= 31874,15 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Dengan:

$$\begin{aligned} Kn &= \textit{fraction of gravity} \\ Y_w &= \text{berat jenis air} = (1 \text{ T/m}^3) \\ H &= \text{Tinggi kedalaman air (m)} \\ Pe &= \text{Tekanan Hidrodinamis (T/m}^2) \\ PE &= \text{Gaya Hidrodinasmis (T/m)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 49 hasil *load report* CADAM

STATIC LOADS (1/3)																				
Joint		Self-Weight				Normal Operating level														
ID	Upstream elevation (m)	Dam		Concentrated masses		Upstream reservoir				Downstream reservoir				Crest Overtopping		Uplift		Ice		
		Vertical load D (kN)	position x (m)	Vertical load Mv (kN)	position x (m)	Horizontal load		Vertical load		Horizontal load		Vertical load		Vertical load		Normal load		Horizontal load		
						Hnu (kN)	elevation (m)	Vnu (kN)	position x (m)	Hnd (kN)	elevation (m)	Vnd (kN)	position x (m)	Vnc (kN)	position x (m)	Un (kN)	position l (m)	Un (kN)	position l (m)	
1	74.50	-782.35	2.75																	
2	72.00	-1119.57	2.75			19.62	72.67									39.57	1.57			
3	69.50	-1456.79	2.75			99.33	71.00									89.03	1.57			
4	67.00	-1794.00	2.75			240.35	69.33									138.48	1.57			
5	64.50	-2131.22	2.75			442.68	67.67									187.94	1.57			
6	62.00	-2468.44	2.75			706.32	66.00									237.40	1.57			
7	59.50	-2805.66	2.75			1031.28	64.33									286.86	1.57			
8	57.00	-3142.88	2.75			1417.55	62.67									336.32	1.57			
9	54.50	-3480.10	2.75			1865.13	61.00									385.78	1.57			
10	52.00	-3817.32	2.75			2374.02	59.33									435.24	1.57			
11	49.50	-4159.09	2.75			2944.23	57.67									514.48	1.75			
12	47.00	-4655.85	2.90			3575.75	56.00									731.06	2.73			
13	44.50	-5380.50	3.31			4268.58	54.33									978.04	3.81			
14	42.00	-6333.06	3.99			5022.72	52.67									1255.40	4.94			
15	39.50	-7513.53	4.88			5838.18	51.00									1563.16	6.09			
16	37.00	-8921.90	5.92			6714.95	49.33									1901.29	7.27			
17	34.50	-10558.18	7.08			7653.03	47.67									2269.82	8.46			
18	32.00	-12422.36	8.30			8652.42	46.00									2668.73	9.66			
19	29.50	-14514.45	9.57			9713.13	44.33									3098.03	10.87			
20	27.00	-16834.44	10.86			10835.15	42.67									3557.72	12.08			
21	24.50	-19382.34	12.16			12018.48	41.00									4047.80	13.30			
22	22.00	-22158.14	13.48			13263.12	39.33									4568.26	14.51			
23	19.50	-25161.85	14.79			14569.08	37.67									5368.52	15.83			
24	17.00	-28393.46	16.11			15936.35	36.00									6414.07	17.18			
25	14.50	-31852.98	17.43			17364.93	34.33									7550.77	18.51			
26	12.00	-35540.40	18.74			18854.82	32.67									8778.64	19.82			
27	Base	-53787.00	22.90			26859.78	24.67			-706.32	4.00					16077.28	24.90			

Tabel 4. 50 hasil *load report* CADAM

STATIC LOADS (2/3)																	
Joint		Silt				Flood level											
ID	Upstream elevation (m)	Horizontal load		Vertical load		Upstream reservoir				Downstream reservoir				Crest Overtopping		Uplift	
		Sh (kN)	position x (m)	Sv (kN)	position x (m)	Hfu (kN)	elevation (m)	Vfu (kN)	position x (m)	Hfd (kN)	elevation (m)	Vfd (kN)	position x (m)	Vfc (kN)	position x (m)	Uf (kN)	position l (m)
1	74.50					60.09	75.67									94.42	1.83
2	72.00					176.58	74.00									118.70	1.57
3	69.50					354.39	72.33									168.16	1.57
4	67.00					593.51	70.67									217.62	1.57
5	64.50					893.94	69.00									267.08	1.57
6	62.00					1255.68	67.33									316.54	1.57
7	59.50					1678.74	65.67									365.99	1.57
8	57.00	3.95	57.33			2163.11	64.00									415.45	1.57
9	54.50	48.36	55.67			2708.79	62.33									464.91	1.57
10	52.00	142.12	54.00			3315.78	60.67									514.37	1.57
11	49.50	285.23	52.33			3984.09	59.00									598.47	1.75
12	47.00	477.69	50.67			4713.71	57.33									839.37	2.73
13	44.50	719.50	49.00			5504.64	55.67									1110.66	3.81
14	42.00	1010.66	47.33			6356.88	54.00									1412.33	4.94
15	39.50	1351.16	45.67			7270.44	52.33									1744.39	6.09
16	37.00	1741.01	44.00			8245.31	50.67									2106.84	7.27
17	34.50	2180.22	42.33			9281.49	49.00									2499.67	8.46
18	32.00	2668.77	40.67			10378.98	47.33									2922.90	9.66
19	29.50	3206.66	39.00			11537.79	45.67									3376.51	10.87
20	27.00	3793.91	37.33			12757.91	44.00									3860.51	12.08
21	24.50	4430.51	35.67			14039.34	42.33									4374.89	13.30
22	22.00	5116.45	34.00			15382.08	40.67									4919.66	14.51
23	19.50	5851.74	32.33			16786.14	39.00									5744.24	15.82
24	17.00	6636.38	30.67			18251.51	37.33									6814.09	17.16
25	14.50	7470.37	29.00			19778.19	35.67									7975.11	18.49
26	12.00	8353.71	27.33			21366.18	34.00									9227.29	19.80
27	Base	8353.71	27.33			29842.02	26.00			-706.32	4.00					16525.93	24.75

Tabel 4. 51 factor kombinasi beban CADAM

LOAD COMBINATION FACTORS					
	Usual	Final	Seismic #1	Seismic #2	Post-seismic
Self-weight	1.000	1.000			
Hydrostatic (upstream)	1.000	1.000			
Hydrostatic (downstream)	1.000	1.000			
Uplift pressures	1.000	1.000			
Sills	1.000	1.000			
Ice					
Post-terminating					
Applied forces					
Seismic (horizontal)					
Seismic (vertical)					

Tabel 4. 52 Analisis tegangan kondisi normal

USUAL COMBINATION (STRESS ANALYSIS)												
Joint		Cracking				Stresses				Shear		
ID	Upstream elevation (m)	Upstream	Downstream	Normal stresses		allowable stresses		Upstream	Maximum	Maximum at Downstream	Downstream	
		Crack length (m)	Crack length (m)	(kPa)	(kPa)	tension (kPa)	Compression (kPa)					(kPa)
1	74.50			-142.25	-142.25	0.00	-16680.00					
2	72.00			-184.48	-208.24	0.00	-16680.00	0.00	5.35	50.00	0.00	
3	69.50			-198.24	-299.13	0.00	-16680.00	0.00	27.09	50.00	0.00	
4	67.00			-157.27	-444.74	0.00	-16680.00	0.00	65.55	50.00	0.00	
5	64.50			-31.17	-675.48	0.00	-16680.00	0.00	120.73	50.00	0.00	
6	62.00	34.61	1.90	0.35	-1130.66	0.00	-16680.00	0.00	294.57	67.30	0.00	
7	59.50	84.37	4.64	0.35	-4850.94	0.00	-16680.00	0.00	1799.87	92.19	0.00	
8	57.00	100.00	5.50	1188.87	-1998.20	0.00	-16680.00	0.00	387.68	150.00	0.00	
9	54.50	100.00	5.50	1974.37	-2857.27	0.00	-16680.00	0.00	521.86	150.00	0.00	
10	52.00	100.00	5.50	3031.26	-3987.74	0.00	-16680.00	0.00	686.22	150.00	0.00	
11	49.50	100.00	6.24	3163.75	-4015.37	0.00	-16680.00	0.00	-1318.47	129.84	5970.22	
12	47.00	100.00	9.96	1263.68	-1668.80	0.00	-16680.00	0.00	-317.59	125.20	2481.24	
13	44.50	100.00	13.68	737.34	-945.31	0.00	-16680.00	0.00	-47.83	115.35	1405.53	
14	42.00	100.00	17.39	527.60	-627.92	0.00	-16680.00	0.00	933.62	100.00	933.62	
15	39.50	100.00	21.12	424.22	-459.12	0.00	-16680.00	0.00	682.64	100.00	682.64	
16	37.00	100.00	24.83	364.77	-357.50	0.00	-16680.00	0.00	531.55	100.00	531.55	
17	34.50	100.00	28.55	325.97	-290.71	0.00	-16680.00	0.00	469.30	178.06	432.24	
18	32.00	100.00	32.26	297.77	-243.79	0.00	-16680.00	0.00	468.00	167.80	362.48	
19	29.50	100.00	35.98	275.35	-209.06	0.00	-16680.00	0.00	480.68	162.72	310.84	
20	27.00			-10.00	-658.90	0.00	-16680.00	0.00	979.68	100.00	979.68	
21	24.50			-44.97	-661.45	0.00	-16680.00	0.00	983.48	100.00	983.48	
22	22.00			-78.59	-667.82	0.00	-16680.00	0.00	992.95	100.00	992.95	
23	19.50			-101.99	-676.53	0.00	-16680.00	0.00	1005.89	100.00	1005.89	
24	17.00			-118.53	-687.08	0.00	-16680.00	0.00	1021.57	100.00	1021.57	
25	14.50			-134.68	-699.26	0.00	-16680.00	0.00	1039.70	100.00	1039.70	
26	12.00			-150.56	-712.72	0.00	-16680.00	0.00	1059.71	100.00	1059.71	
27	Base	100.00	62.00	864.35	-847.53	0.00	-16680.00	0.00	834.85	150.00	0.00	

Tabel 4. 53 analisis stabilitas kondisi normal

USUAL COMBINATION (STABILITY ANALYSIS)												
Joint		Safety factors					Resultants				Uplift Final Force (kN)	Rock Passive wedge resistance (kN)
ID	Upstream elevation (m)	Sliding		Overturning		Uplifting	Normal (kN)	Shear (kN)	Moment (kN-m)	Position (% of joint)		
		Peak	Residual	Toward U/S	Toward D/S							
1	74.50	> 100	> 100	> 100	> 100	> 100	-782.35	0.00	0.00	50.00		
2	72.00	> 100	> 100	49.88	18.25	28.30	-1080.00	19.62	59.90	51.01	39.57	0.00
3	69.50	25.20	34.03	29.79	8.03	16.36	-1367.76	99.33	254.34	53.38	89.03	0.00
4	67.00	12.13	16.90	25.32	4.46	12.95	-1655.52	240.35	724.68	57.96	138.48	0.00
5	64.50	7.42	9.65	24.67	2.74	11.34	-1943.28	442.68	1624.21	65.20	187.94	0.00
6	62.00	4.59	5.13	11.05	1.56	5.66	-2032.68	706.32	1219.24	78.21	435.76	0.00
7	59.50	2.97	2.17	6.93	1.08	3.89	-2084.44	1031.28	298.62	94.79	721.22	0.00
8	57.00	2.24	1.27	6.61	0.82	3.43	-2225.64	1421.49	8034.07	115.63	917.24	0.00
9	54.50	1.81	1.03	7.52	0.63	3.31	-2427.98	1913.49	12179.74	141.23	502.16	0.00
10	52.00	1.49	0.85	8.64	0.50	3.22	-2630.31	2516.14	17693.73	172.31	1187.01	0.00
11	49.50	1.18	0.67	7.75	0.49	2.77	-2658.52	3229.46	23320.36	190.50	1500.58	0.00
12	47.00	0.71	0.40	3.61	0.70	1.76	-2017.60	4053.44	24244.72	170.64	2638.24	0.00
13	44.50	0.41	0.23	2.33	0.77	1.36	-1422.26	4988.08	26232.31	184.85	3958.24	0.00
14	42.00	0.21	0.12	1.77	0.80	1.16	-872.51	6033.38	29136.24	241.98	5460.56	0.00
15	39.50	0.07	0.04	1.49	0.81	1.05	-508.53	7189.54	32809.56	471.92	7145.20	0.00
16	37.00	0.02	0.01	1.32	0.82	0.99	-902.26	8455.66	37195.36	616.73	902.16	0.00
17	34.50	0.07	0.04	1.22	0.82	0.95	503.27	9833.24	41876.72	-241.49	11061.45	0.00
18	32.00	0.11	0.06	1.15	0.83	0.93	870.70	11321.19	46976.73	-117.23	13293.07	0.00
19	29.50	0.13	0.07	1.11	0.84	0.92	1192.55	12919.79	52258.45	-170.64	15707.00	0.00
20	27.00	1.54	2.01	9.11	1.58	4.73	-13276.72	14629.06	85215.86	66.17	3557.72	0.00
21	24.50	1.58	2.06	8.98	1.64	4.79	-15334.55	16448.98	96829.81	64.54	4047.80	0.00
22	22.00	1.62	2.11	8.90	1.69	4.85	-17889.89	18379.57	109075.20	63.16	4588.26	0.00
23	19.50	1.63	2.12	8.38	1.72	4.69	-19792.33	20420.82	123792.41	62.00	5368.52	0.00
24	17.00	1.63	2.12	7.72	1.72	4.43	-21979.40	22572.73	141065.93	61.76	6144.07	0.00
25	14.50	1.63	2.11	7.21	1.73	4.22	-24302.21	24835.30	159820.64	61.28	7550.77	0.00
26	12.00	1.63	2.11	6.80	1.73	4.05	-26761.76	27208.53	180079.05	60.85	8778.64	0.00
27	Base	2.63	2.47	1.52	0.92	1.20	-8778.72	34507.17	452271.45	133.10	45008.28	78206.83

Required: 2.00 2.00 1.50 1.50 1.20

Tabel 4. 54 Analisis tegangan kondisi banjir

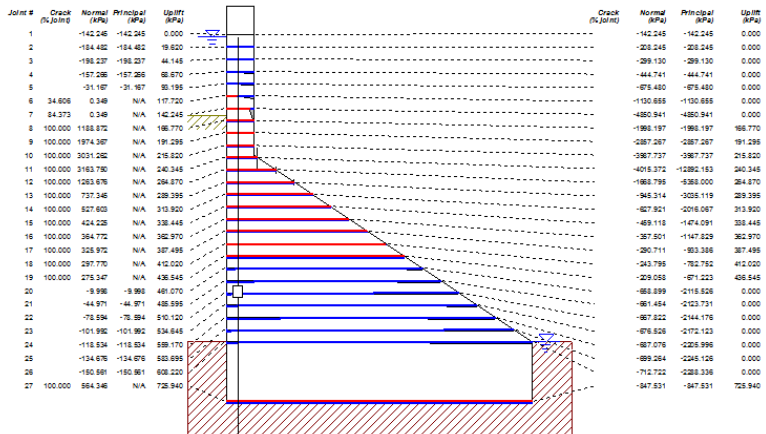
FLOOD COMBINATION (STRESS ANALYSIS)													
Joint ID	Upstream elevation (m)	Cracking				Stresses				Shear			
		Upstream		Downstream		Normal stresses		allowable stresses		Maximum at I-axis			
		Crack length (%)	Crack length (m)	Crack length (%)	Crack length (m)	Upstream (kPa)	Downstream (kPa)	tension (kPa)	Compression (kPa)	Upstream (kPa)	Maximum at I-axis (% of joint) (kPa)		
1	74.50					-94.01	-156.15	1.75	-25000.00	0.00	16.59	50.00	0.00
2	72.00					-84.07	-279.88	1.75	-25000.00	0.00	48.16	50.00	0.00
3	69.50	4.78	0.26			0.35	-464.93	1.75	-25000.00	0.00	101.50	52.39	0.00
4	67.00	48.86	2.69			0.35	-961.81	1.75	-25000.00	0.00	316.49	74.43	0.00
5	64.50	100.00	5.50			542.85	-1052.95	1.75	-25000.00	0.00	243.80	150.00	0.00
6	62.00	100.00	5.50			1056.48	-1620.17	1.75	-25000.00	0.00	512.46	150.00	0.00
7	59.50	100.00	5.50			1724.70	-2381.97	1.75	-25000.00	0.00	457.84	150.00	0.00
8	57.00	100.00	5.50			2638.16	-3369.00	1.75	-25000.00	0.00	591.01	150.00	0.00
9	54.50	100.00	5.50			3817.67	-4622.09	1.75	-25000.00	0.00	751.95	150.00	0.00
10	52.00	100.00	5.50			5317.24	-6195.25	1.75	-25000.00	0.00	943.06	150.00	0.00
11	49.50	100.00	6.24			5327.80	-6100.94	1.75	-25000.00	0.00	-2132.20	130.37	9071.14
12	47.00	100.00	9.96			2302.39	-2629.03	1.75	-25000.00	0.00	-639.64	127.27	3908.95
13	44.50	100.00	13.68			1401.80	-1531.29	1.75	-25000.00	0.00	-302.69	122.22	2276.79
14	42.00	100.00	17.39			1017.11	-1038.95	1.75	-25000.00	0.00	-58.50	113.10	1548.76
15	39.50	100.00	21.11			815.69	-772.10	1.75	-25000.00	0.00	1147.99	100.00	1147.99
16	37.00	100.00	24.83			694.71	-688.96	1.75	-25000.00	0.00	905.43	100.00	905.43
17	34.50	100.00	28.55			614.21	-500.47	1.75	-25000.00	0.00	744.11	100.00	744.11
18	32.00	100.00	32.26			556.11	-423.65	1.75	-25000.00	0.00	629.91	100.00	629.91
19	29.50	100.00	35.98			511.33	-366.56	1.75	-25000.00	0.00	568.59	183.08	545.02
20	27.00	100.00	39.70			474.91	-324.43	1.75	-25000.00	0.00	559.60	172.54	479.40
21	24.50	100.00	43.41			443.97	-287.20	1.75	-25000.00	0.00	567.24	166.79	427.02
22	22.00	100.00	47.13			416.75	-258.30	1.75	-25000.00	0.00	581.67	163.18	384.05
23	19.50	100.00	50.85			392.14	-234.05	1.75	-25000.00	0.00	599.41	160.69	347.99
24	17.00	100.00	54.57			369.40	-213.28	1.75	-25000.00	0.00	618.96	158.85	317.12
25	14.50	100.00	58.28			348.02	-195.20	1.75	-25000.00	0.00	639.61	157.50	290.23
26	12.00	100.00	62.00			-9.73	-839.08	1.75	-25000.00	0.00	1247.58	100.00	1247.58
27	Base	100.00	62.00			780.51	-985.22	1.75	-25000.00	0.00	907.00	150.00	0.00

Tabel 4. 55 analisis stabilitas kondisi banjir

FLOOD COMBINATION (STABILITY ANALYSIS)													
Joint ID	Upstream elevation (m)	Safety factors					Resultants					Uplift Final Force (kN)	Rock Passive wedge resistance (kN)
		Sliding		Overturning		Uplifting	Normal (kN)	Shear (kN)	Moment (kN.m)	Position (% of joint)			
		Peak	Residual	Toward U/S	Toward D/S								
1	74.50	23.96	28.30	12.83	5.17	8.29	-687.93	60.09	156.65	54.14	94.42	0.00	
2	72.00	10.98	14.01	18.45	3.75	9.43	-1000.87	176.58	493.62	58.97	118.70	0.00	
3	69.50	6.14	8.38	11.35	2.13	6.06	-1216.51	354.39	1063.41	68.28	240.27	0.00	
4	67.00	3.69	4.35	7.57	1.35	4.06	-1352.27	593.51	634.44	82.96	441.73	0.00	
5	64.50	2.24	1.27	4.93	0.97	2.93	-1402.83	893.94	4022.71	102.14	728.39	0.00	
6	62.00	1.83	1.04	5.68	0.75	2.86	-1605.16	1255.68	6696.96	125.86	863.28	0.00	
7	59.50	1.54	0.87	6.58	0.59	2.81	-1807.49	1678.74	10352.21	154.13	998.17	0.00	
8	57.00	1.32	0.75	7.63	0.47	2.77	-2009.82	2167.05	15143.05	186.99	1133.06	0.00	
9	54.50	1.15	0.65	8.85	0.39	2.74	-2212.16	2757.15	21275.25	224.86	1267.94	0.00	
10	52.00	1.00	0.57	10.24	0.32	2.72	-2414.49	3457.90	29021.01	268.54	1402.83	0.00	
11	49.50	0.81	0.46	9.20	0.33	2.38	-2413.53	4269.32	37124.67	296.37	1745.57	0.00	
12	47.00	0.45	0.25	4.24	0.50	1.54	-1626.75	5191.40	40771.30	301.62	3029.10	0.00	
13	44.50	0.20	0.12	2.68	0.58	1.20	-885.55	6224.14	45726.42	427.52	4494.95	0.00	
14	42.00	0.04	0.02	2.00	0.63	1.03	-189.94	7367.54	51843.12	1619.13	6143.13	0.00	
15	39.50	0.08	0.04	1.64	0.66	0.94	460.09	8621.60	58974.46	-557.14	7973.63	0.00	
16	37.00	0.15	0.09	1.43	0.68	0.89	1064.55	9986.32	66973.54	-203.38	9986.45	0.00	
17	34.50	0.20	0.11	1.30	0.70	0.87	1623.42	11461.70	75693.43	-113.34	12181.60	0.00	
18	32.00	0.23	0.13	1.22	0.71	0.85	2136.71	13047.75	84987.21	-73.28	14559.07	0.00	
19	29.50	0.25	0.14	1.16	0.73	0.85	2694.42	14744.45	94707.95	-51.07	17118.87	0.00	
20	27.00	0.26	0.15	1.11	0.75	0.85	3026.55	16551.82	104708.74	-37.15	19860.99	0.00	
21	24.50	0.26	0.15	1.08	0.76	0.85	3403.09	18469.84	114842.66	-27.73	22785.44	0.00	
22	22.00	0.26	0.15	1.06	0.78	0.86	3734.06	20498.53	124962.78	-21.00	25892.20	0.00	
23	19.50	0.25	0.14	1.04	0.79	0.86	4019.45	22637.88	134922.19	-16.01	29181.30	0.00	
24	17.00	0.24	0.14	1.03	0.81	0.87	4259.25	24887.89	144573.96	-12.21	32652.71	0.00	
25	14.50	0.23	0.13	1.02	0.82	0.88	4453.47	27248.56	153771.17	-9.24	36306.46	0.00	
26	12.00	1.46	1.79	6.92	1.56	3.85	-26313.12	29719.89	265667.77	66.28	9227.29	0.00	
27	Base	2.33	2.22	1.52	0.85	1.13	-6345.84	37489.41	565622.73	193.76	47441.16	78206.83	

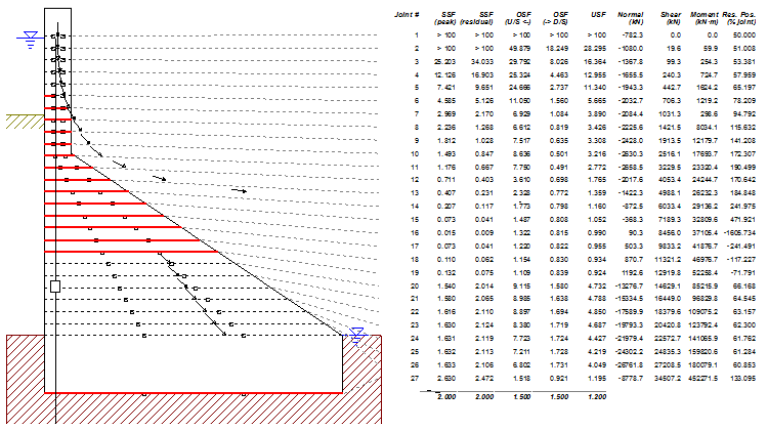
Required: 2.00 2.00 1.50 1.50 1.10

Usual combination (effective stress analysis)



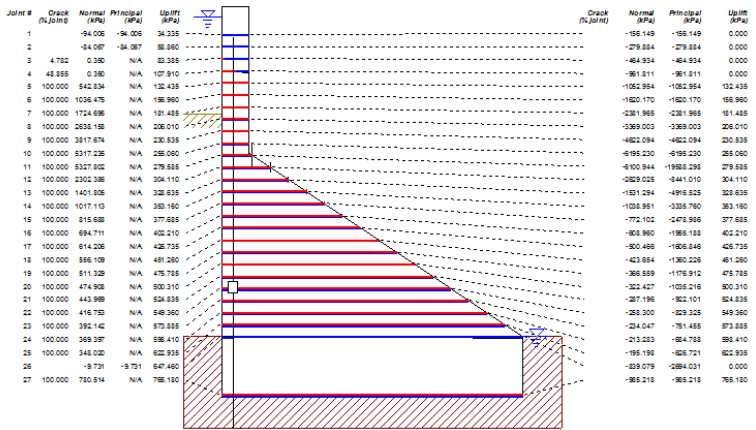
Gambar 4. 52 analisis tegangan efektif kondisi normal

Usual combination (stability analysis)



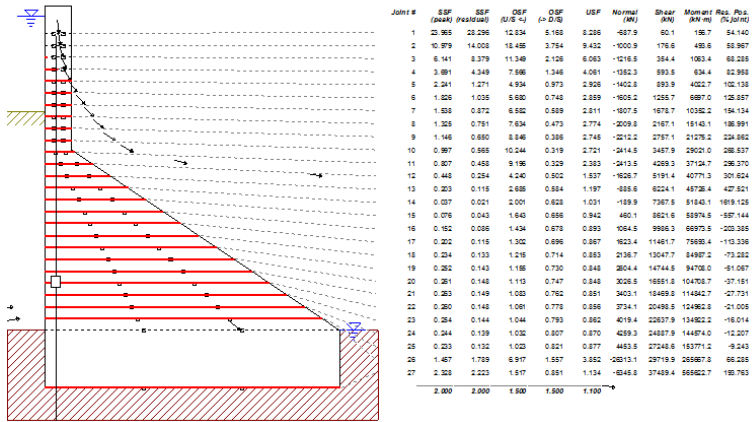
Gambar 4. 53 analisis stabilitas kondisi normal

Flood combination (effective stress analysis)



Gambar 4. 54 analisis tegangan efektif kondisi banjir

Flood combination (stability analysis)



Gambar 4. 55 analisis stabilitas kondisi banjir

4.6.2 Evaluasi awal manual

Berikut merupakan perhitungan stabilitas secara manual:

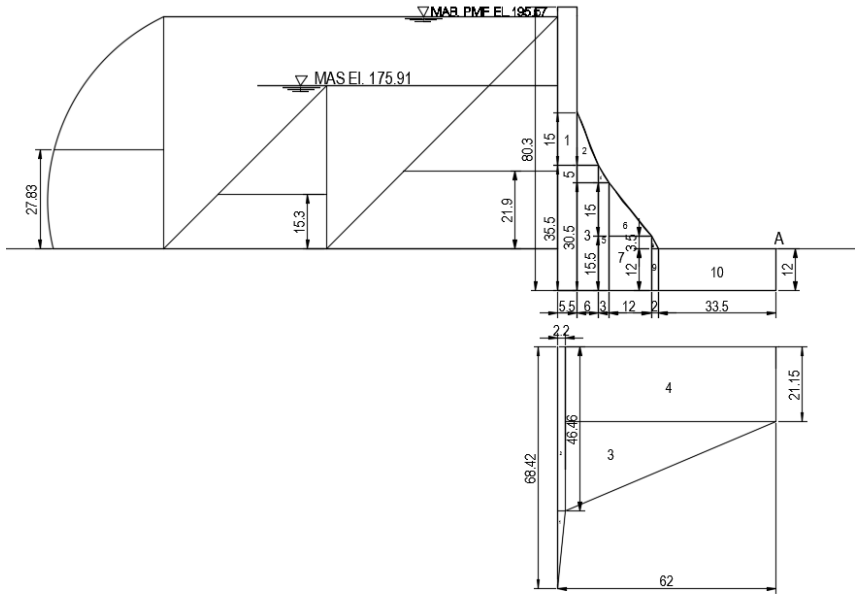
Tabel 4. 56 Perhitungan gaya yang terjadi untuk cek stabilitas

Gaya	B	H	Gaya vertikal	Gaya horizontal	Jarak terhadap titik A	Momen Tahan	Momen Guling
	m	m	T/m	T/m	m	Tm	Tm
Berat Sendiri							
W1	5.5	80.3	1104.1		59.25	65419.41	
W2	6.0	15.0	112.5		54.5	6131.25	
W3	6.0	35.5	532.5		53.5	28488.75	
W4	3.0	5.0	18.8		49.5	928.13	
W5	3.0	30.5	228.8		49.0	11208.75	
W6	12.0	15.0	225.0		43.5	9787.50	
W7	12.0	15.5	465.0		41.5	19297.50	
W8	2.0	3.5	8.8		34.8	304.79	
W9	2.0	12.0	60.0		34.5	2070.00	
W10	33.5	12.0	1005.0		16.8	16833.75	
Tekanan Air Statis		65.6		2149.7	21.9		46985.55
Tekanan Sedimen		46.0		1269.6	15.3		19467.20
Uplift							
W1	2.2	22.0	24.2		61.3		1479.96
W2	2.2	46.5	102.2		60.9		6224.71
W3	59.8	25.3	756.8		39.9		30169.86
W4	59.8	21.2	1264.8		29.9		37816.62
Inersia Karena Gempa							
I1	5.5	80.3	165.6		28.15		4662.17
I2	6.0	15.0	16.9		28.50		480.94
I3	6.0	35.5	79.9		5.75		459.28
I4	3.0	5.0	2.8		20.17		56.72
I5	3.0	30.5	34.3		3.25		111.52
I6	12.0	15.0	33.8		8.50		286.88
I7	12.0	15.5	69.8		-4.25	296.44	
I8	2.0	3.5	1.3		1.17		1.53
I9	2.0	12.0	9.0		-6.00	54.00	
I10	33.5	12.0	150.8		-6.00	904.50	
Tekanan Air Dinamis		65.6		1145.37	27.83		31874.15
Total			6472.3	4564.7		161724.76	180077.0762

$$\begin{aligned}
 W_1 &= B \times H \times \gamma_c \\
 &= 5,5 \text{ m} \times 80,3 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 \\
 &= 1104,1 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak thd. Titik A} &= 0,5 \times B (B_{\text{tot}} - B) \\
 &= 0,5 \times 5,5 \text{ m} + (62\text{m} - 5,5 \text{ m}) \\
 &= 59,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen tahan} &= W_1 \times \text{Jarak thd. Titik A} \\
 &= 1104,1 \text{ T/m} \times 59,25 \text{ m} \\
 &= 65419,41 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 56 Gaya yang terjadi untuk cek stabilitas

Tabel 4. 57 Perhitungan stabilitas guling dan geser

GULING	0.90		1.5	NOT OK
f =	0.75			
c =	100	ton/m ²		
ø =	37			
σ =	28.77	ton/m ²		
τ =	121.68	ton/m ²		
B =	62	m		
GESER	2.72		2	OK

$$n = \frac{\sum M_{Av}}{\sum M_{Ah}} \geq 1,5$$

$$n = \frac{161724,76}{180077,08} \geq 1,5$$

$$= 0.9 \leq 1,5 \text{ (Not Ok)}$$

Keterangan:

n = angka keamanan terhadap penggulingan

M_{Av} = momen tahan total terhadap titik A

M_{Ah} = momen guling total terhadap titik A

$$N = \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot B}{\sum H} \geq 2$$

$$\varphi = 37^\circ$$

$$f = \text{tg } 37^\circ \\ = 0,75$$

$$\sigma = Y_w \times (h_w - h_s) + (Y_s - Y_w) \times h_s \\ = 1 \text{ T/m}^3 \times (65,57 \text{ m} - 46 \text{ m}) + (1,2 \text{ T/m}^3 - 1 \text{ T/m}^3) \times 46 \text{ m} \\ = 28,77 \text{ T/m}^2$$

$$c = \left(\frac{6 \text{ kgf/cm}^2 + 14 \text{ kgf/cm}^2}{2} \right) \\ = 10 \text{ kgf/cm}^2 \times 10 \\ = 100 \text{ T/m}^2$$

$$\tau = c + \sigma \text{ tg } \varphi \\ = 100 \text{ T/m}^2 + 28,77 \text{ T/m}^2 \times \text{tg } 37^\circ \\ = 121,68 \text{ T/m}^2$$

$$N = \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot B}{\sum H} \\ = \frac{0,75 \times 6472,3 \text{ T/m} + 121,68 \text{ T/m}^2 \times 62 \text{ m}}{4564,7 \text{ T/m}} \\ = 2,72 \geq 2 \text{ (Ok)}$$

Keterangan:

N = angka keamanan terhadap geseran

f = koefisien geseran antara beton dengan beton atau beton dengan batuan pondasi = $\text{tg } \varphi$

τ = tegangan geseran beton terhadap batuan pondasi (T/m^2)

B = Panjang pondasi (m)

Tabel 4. 58 Perhitungan cek penurunan

PENURUNAN				
Ytanah	1.5	Ton/m3		
X =	-2.8	m		
e =	33.8	m		
C =	100	ton/m2		
Nc	72.92			
Df	12	m		
Nq	57.32			
NY	72			
B =	62	m		
$\sigma_t =$	11671.76	ton/m2		
Tek. Tanah normal maksimum				
$\sigma_1 =$	446.2159	ton/m2	11671.76	OK
Tek. Tanah normal minimum				
$\sigma_2 =$	-237.4	ton/m2	11671.76	OK

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{\sum M_{Av} - \sum M_{Ah}}{\sum V_t} \\
 &= \frac{161724,76 \text{ Tm} - 180077,08 \text{ Tm}}{6472,3 \text{ T/m}} \\
 &= -2,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - x \\
 &= \frac{62 \text{ m}}{2} - (-2,8 \text{ m}) \\
 &= 31 \text{ m} + 2,8 \text{ m} \\
 &= 33,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 59 Perhitungan pendekatan nilai $N_c, N_q,$ dan N_γ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ''
35	57.8	41.4	44	16.8	12.8	9.6
37	72.92	57.32	72	19.36	15.88	13.4
40	95.6	81.2	114	23.2	20.5	19.1

$$\begin{aligned}
 \sigma_t &= C \times N_c + \gamma_{\text{tanah}} \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{tanah}} \times B \times N_\gamma \\
 &= 100 \text{ T/m}^2 \times 72,92 + 1,5 \text{ T/m}^3 \times 12 \text{ m} \times 57,32 + \frac{1}{2} \times 1,5 \text{ T/m}^3 \\
 &\quad \times 62 \text{ m} \times 72 \\
 &= 11671,76 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{maks} &= \frac{\sum V_t}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq (\sigma_t) \\
 &= \frac{6472,3 \text{ T/m}}{62 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \times 33,8 \text{ m}}{62 \text{ m}} \right) \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \\
 &= 446,2159 \text{ T/m}^2 \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{min} &= \frac{\sum V_t}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq (\sigma_t) \\
 &= \frac{6472,3 \text{ T/m}}{62 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \times 33,8 \text{ m}}{62 \text{ m}} \right) \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \\
 &= -237,4 \text{ T/m}^2 \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

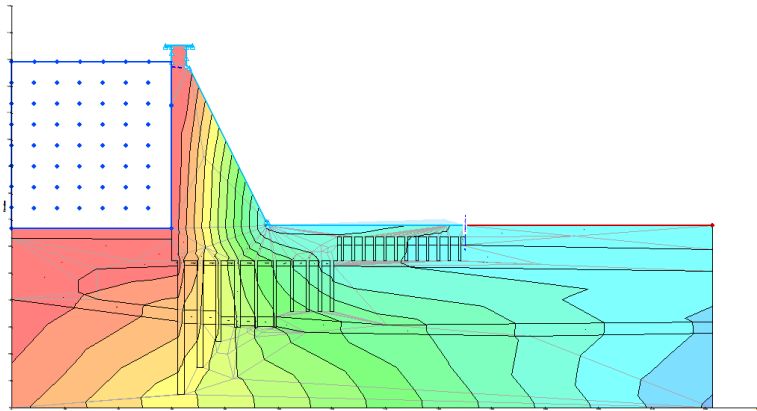
σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

V_t = gaya vertikal total

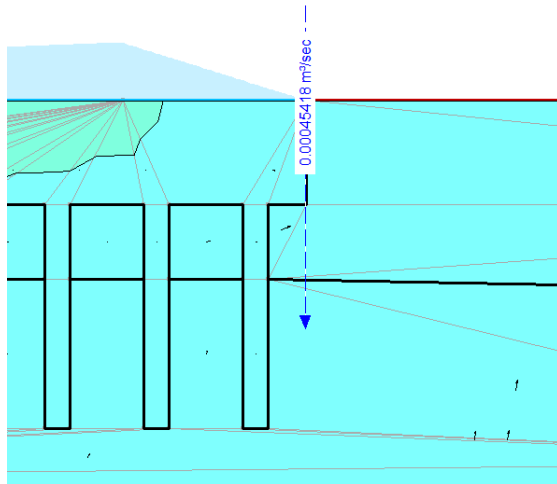
B = Panjang pondasi

- e = eksentrisitas
 σ_t = tegangan tanah yang diizinkan berdasar pengujian yang dilakukan

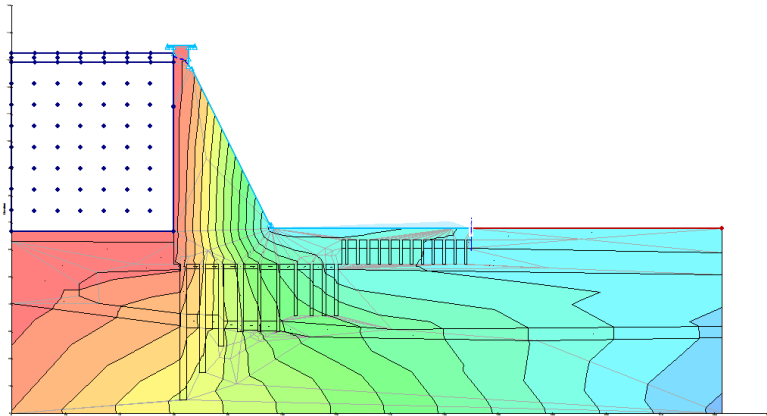
Dari analisis stabilitas *software* CADAM pada kondisi *usual*/normal didapatkan cek *sliding/geser* pada dasar pondasi memenuhi persyaratan yaitu $2,63 \geq 2$, dengan cek *overtuning/guling* belum memenuhi persyaratan yaitu $0,92 \leq 1,5$. Dengan perbandingan yaitu perhitungan manual didapatkan cek *sliding/geser* pada dasar pondasi memenuhi persyaratan yaitu $2,72 \geq 2$, dengan cek *overtuning/guling* belum memenuhi persyaratan yaitu $0,90 \leq 1,5$. Dengan cek penurunan diperoleh hasil $\sigma_{maks} \leq \sigma_t = 446,2159 \text{ T/m}^2 \leq 11671,76 \text{ T/m}^2$ dan $\sigma_{min} \leq \sigma_t = -237,4 \text{ T/m}^2 \leq 11671,76 \text{ T/m}^2$. Dari ketiga syarat diatas syarat guling belum memenuhi syarat, sehingga kedepannya bangunan direncanakan dengan menggunakan pondasi setempat ditambah dengan pondasi *bored pile* sehingga kestabilan terhadap guling dapat terpenuhi, *bored pile* yang ada sekaligus berfungsi sebagai penahan rembesan air dibawah bangunan rencana. Untuk cek rembesan digunakan *software* geostudio sebagai berikut;



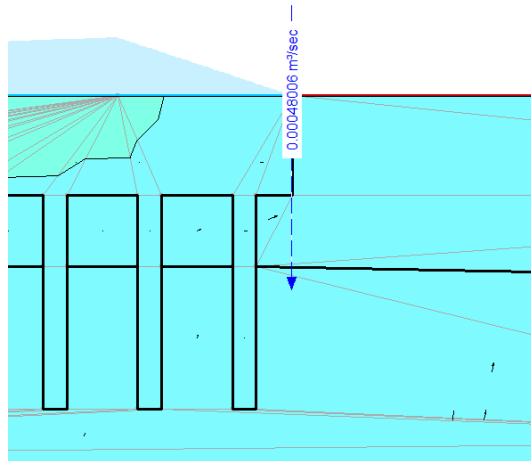
Gambar 4. 57 Water flow muka air normal



Gambar 4. 58 Debit rembesan muka air normal



Gambar 4. 59 Water flow muka air banjir



Gambar 4. 60 Debit rembesan muka air banjir

Tabel 4. 60 perhitungan cek rembesan dibawah bangunan rencana

REMBESAN				
Q sungai rata-rata tahunan	=	2.28	m ³ /s	
Q ijin (1%)	=	0.0228	m ³ /s	
Q geo studio	=			
MAN	=	0.00045	m ³ /s	OK
MAB	=	0.00048	m ³ /s	OK

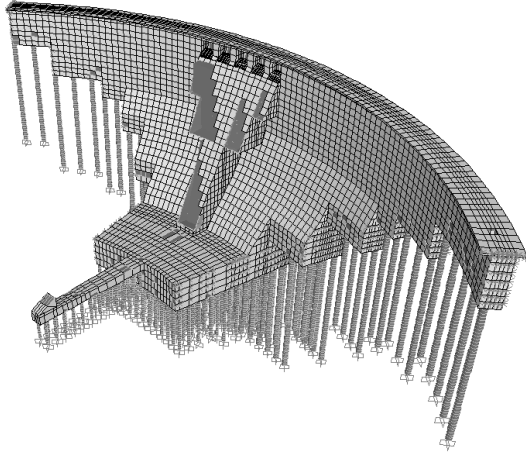
$$Q \text{ geo studio} \leq Q \text{ ijin}$$

$$0,00045 \text{ m}^3/\text{s} \leq 0,0228 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Ok)}$$

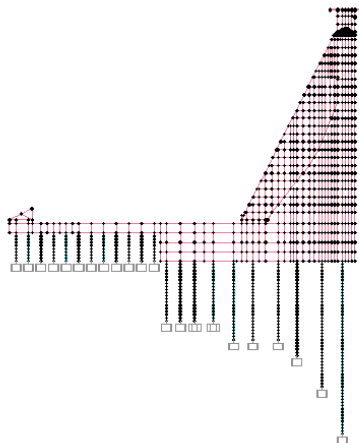
$$0,00048 \text{ m}^3/\text{s} \leq 0,0228 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Ok)}$$

4.7 Perhitungan Struktur

Perhitungan struktur menggunakan SAP2000 sebagai berikut:



Gambar 4. 61 Tampilan 3d perhitungan Sap



Gambar 4. 62 potongan melintang perhitungan Sap

4.7.1 Daya dukung *bored pile*

Sebelum dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan, dilakukan pengecekan antara daya dukung *bored pile* dengan gaya yang terjadi pada Analisa SAP2000, berikut merupakan perhitungan cek kapasitas *bored pile* terhadap gaya yang terjadi:

Tabel 4. 61 perhitungan daya dukung bored pile 2,4 m

D m	Nav	N	Qp	H	Qs	Qu	Qijin	Qijin Tarik
			T	m	T	T	T	
2.4	34	35.00	6333.45	5	254.36	6587.81	5068	127
				10	508.71	6842.16	5263	254
				15	763.07	7096.52	5459	382
				20	1017.42	8255.65	6351	509
				25	1271.78	8510.01	6546	636
		30		1526.13	8764.36	6742	763	
		35		1780.49	9018.72	6937	890	
		40		2034.84	9273.07	7133	1017	
		45		2289.20	9527.43	7329	1145	
		50		2543.55	9781.78	7524	1272	
		55		2797.91	10036.14	7720	1399	
		60		3052.27	10290.49	7916	1526	
		67		3408.36	10646.59	8190	1704	
		70		3560.98	10799.21	8307	1780	
		75		3815.33	11053.56	8503	1908	
		80		4069.69	11307.92	8698	2035	
		85		4324.04	11562.27	8894	2162	
		90		4578.40	11816.63	9090	2289	
		95		4832.75	12070.98	9285	2416	
		100		5087.11	12325.34	9481	2544	
		40	7238.23					

Perhitungan daya dukung menggunakan persamaan mayerhoff yaitu:

$$Q_{ijin} = Q_u / S_f$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 40 \cdot N \cdot A_p + (Nav \cdot A_s) / 5$$

Dengan:

Qu = Daya dukung ultimate tiang (Ton)

Qijin = Daya dukung ijin tiang

Qp = Daya dukung ujung tiang

Qs = Daya dukung selimut tiang

N = Nilai SPT Pada ujung tiang

Nav = Rata-rata nilai SPT sepanjang tiang

Ap = Luas permukaan ujung tiang (m²)

As = Luas selimut tiang (m²)

Sf = Angka keamanan

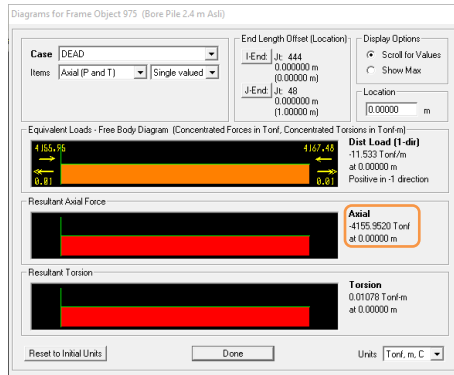
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2.4 m) = 67 m
- \emptyset luar = 2,4 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2,4^2 \text{ m}^2}{4}$
 $= 4,52 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = πDH
 $= 3,14 \times 2,4 \text{ m} \times 67 \text{ m}$
 $= 505,17 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 4,52 \text{ m}^2 + (34 \cdot 505,17 \text{ m}^2)/5 \\ &= 10646,59 \text{ Ton} \end{aligned}$$

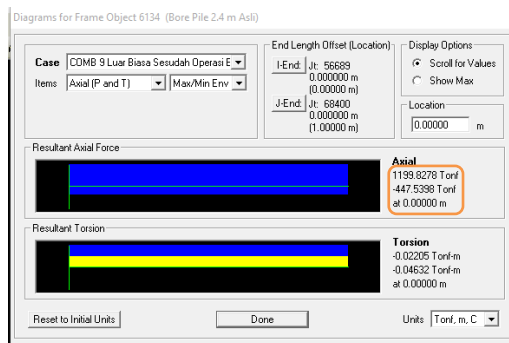
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 10646,59 \text{ Ton}/1,3 \\ &= 8190 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 3408,36 \text{ Ton}/2 \\ &= 1704 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 63 Gaya axial tekan maximum bored pile 2,4 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2,4 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -4200 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 8190 ton, maka 8190 ton > 4200 ton (Ok).



Gambar 4. 64 Gaya axial tarik maximum bored pile 2,4 m

Gaya axial (+) maximum yang terjadi pada bored pile 2,4 m yaitu pada kondisi comb 9 (beban luar biasa sesudah operasi), sekitar +1200 ton menunjukkan terjadi tarik. Dengan kapasitas tarik 1704 ton, maka 1704 ton > 1200 ton (Ok).

Tabel 4. 62 perhitungan daya dukung bored pile 2,2 m

D m	Nav	N	Qp T	H m	Qs T	Qu T	Qijin T	Qijin Tarik T
2.2	34	35.00	5321.86	5	233.16	5555.02	4273	117
				10	466.32	5788.18	4452	233
				15	699.48	6021.34	4632	350
				20	932.64	7014.76	5396	466
				25	1165.80	7247.92	5575	583
		30	1398.95	7481.08	5755	699		
		35	1632.11	7714.24	5934	816		
		40	1865.27	7947.40	6113	933		
		45	2098.43	8180.56	6293	1049		
		52	2424.86	8506.98	6544	1212		
		55	2564.75	8646.87	6651	1282		
		60	2797.91	8880.03	6831	1399		
		65	3031.07	9113.19	7010	1516		
		70	3264.23	9346.35	7190	1632		
		75	3497.39	9579.51	7369	1749		
		80	3730.55	9812.67	7548	1865		
		85	3963.71	10045.83	7728	1982		
		90	4196.86	10278.99	7907	2098		
		95	4430.02	10512.15	8086	2215		
		100	4663.18	10745.31	8266	2332		

Perhitungan daya dukung menggunakan persamaan mayerhoff yaitu:

$$Q_{ijin} = Q_u / S_f$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \\ = 40 \cdot N \cdot A_p + (Nav \cdot A_s) / 5$$

Dengan:

Q_u = Daya dukung ultimate tiang (Ton)

Q_{ijin} = Daya dukung ijin tiang

Q_p = Daya dukung ujung tiang

Q_s = Daya dukung selimut tiang

N = Nilai SPT Pada ujung tiang

Nav = Rata-rata nilai SPT sepanjang tiang

A_p = Luas permukaan ujung tiang (m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

S_f = Angka keamanan

Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

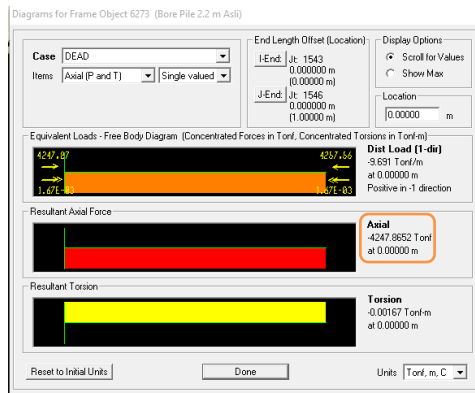
- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa

- Kedalaman tiang (2.2 m) = 52 m
- Ø luar = 2,2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (Ap) = $\frac{\pi D^2}{4}$
= $\frac{3,14 \cdot 2,2^2 \text{ m}}{4}$
= 3,80 m²
- Luas Selimut tiang (As) = πDH
= 3,14 x 2,2 m x 52 m
= 359,4 m²

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\
 &= 40 \cdot 40 \cdot 3,80 \text{ m}^2 + (34 \cdot 359,4 \text{ m}^2)/5 \\
 &= 8506,98 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

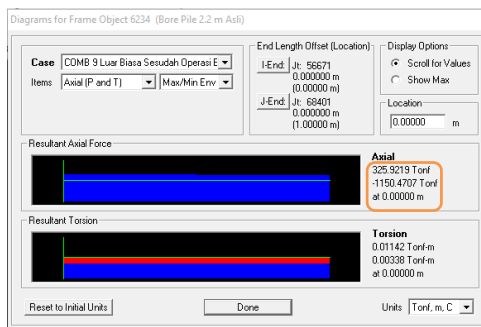
$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\
 &= 8506,98 \text{ Ton} / 1,3 \\
 &= 6544 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\
 &= 2424,86 \text{ Ton} / 2 \\
 &= 1212 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 65 Gaya axial tekan maximum bored pile 2,2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2,2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -4250 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 6544 ton, maka 6544 ton > 4250 ton (Ok).



Gambar 4. 66 Gaya axial tarik maximum bored pile 2,2 m

Gaya axial (+) maximum yang terjadi pada bored pile 2,2 m yaitu pada kondisi comb 9 (beban luar biasa sesudah operasi), sekitar +350 ton menunjukkan terjadi tarik. Dengan kapasitas tarik 1212 ton, maka 1212 ton > 350 ton (Ok).

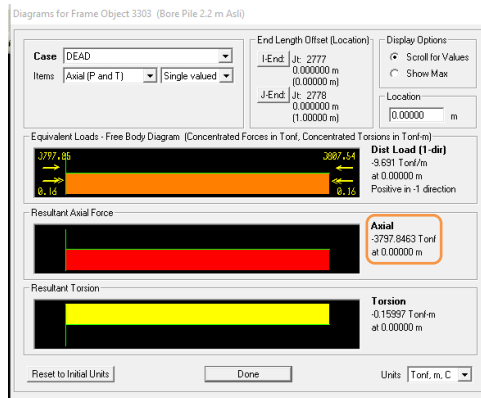
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2.2 m) = 60 m
- \emptyset luar = 2,2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2,2^2 \text{ m}^2}{4}$
 $= 3,80 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = $\pi D H$
 $= 3,14 \times 2,2 \text{ m} \times 60 \text{ m}$
 $= 414,69 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 3,80 \text{ m}^2 + (34 \cdot 414,69 \text{ m}^2)/5 \\ &= 8880,03 \text{ Ton} \end{aligned}$$

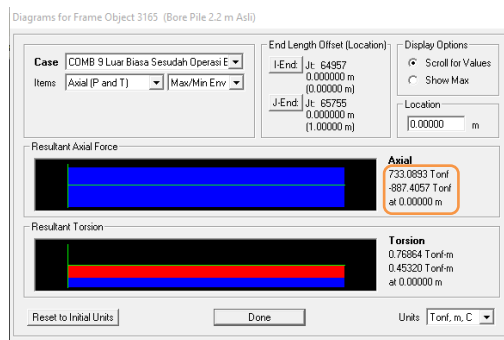
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 8880,03 \text{ Ton} / 1,3 \\ &= 6831 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 2797,91 \text{ Ton}/2 \\ &= 1399 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 67 Gaya axial tekan maximum bored pile 2,2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2,2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -3800 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 6831 ton, maka 6831 ton > 3800 ton (Ok).



Gambar 4. 68 Gaya axial tarik maximum bored pile 2,2 m

Gaya axial (+) maximum yang terjadi pada bored pile 2,2 m yaitu pada kondisi comb 9 (beban luar biasa sesudah operasi), sekitar +750 ton menunjukkan terjadi tarik. Dengan kapasitas tarik 1399 ton, maka 1399 ton > 750 ton (Ok).

Tabel 4. 63 perhitungan daya dukung bored pile 2 m

D m	Nav	N	Qp	H	Qs	Qu	Q ijin	Q ijin Tarik
			T	m	T	T	T	T
2.0	34	35.00	4398.23	5	211.96	4610.19	3546	106
				10	423.93	4822.16	3709	212
				15	635.89	5034.12	3872	318
		20	847.85	5874.40	4519	424		
		25	1059.81	6086.36	4682	530		
		30	1271.78	6298.33	4845	636		
		37	1568.53	6595.07	5073	784		
		42	1780.49	6807.04	5236	890		
		45	1907.67	6934.21	5334	954		
		50	2119.63	7146.18	5497	1060		
		51	2162.02	7188.57	5530	1081		
		53	2246.81	7273.35	5595	1123		
		65	2755.52	7782.07	5986	1378		
		70	2967.48	7994.03	6149	1484		
		75	3179.44	8205.99	6312	1590		
		80	3391.41	8417.95	6475	1696		
		85	3603.37	8629.92	6638	1802		
		90	3815.33	8841.88	6801	1908		
95	4027.29	9053.84	6964	2014				
100	4239.26	9265.81	7128	2120				

Perhitungan daya dukung menggunakan persamaan mayerhoff yaitu:

$$Q_{ijin} = Q_u / S_f$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 40 \cdot N \cdot A_p + (Nav \cdot A_s) / 5$$

Dengan:

Qu = Daya dukung ultimate tiang (Ton)

Q ijin = Daya dukung ijin tiang

Qp = Daya dukung ujung tiang

Qs = Daya dukung selimut tiang

N = Nilai SPT Pada ujung tiang

Nav = Rata-rata nilai SPT sepanjang tiang

Ap = Luas permukaan ujung tiang (m²)

As = Luas selimut tiang (m²)

Sf = Angka keamanan

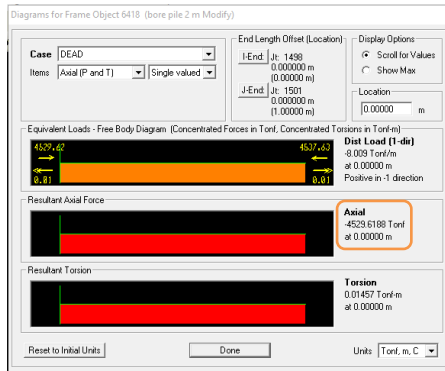
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2 m) = 37 m
- \emptyset luar = 2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2^2 \text{ m}}{4}$
 $= 3,14 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = $\pi D H$
 $= 3,14 \times 2 \text{ m} \times 37 \text{ m}$
 $= 232,48 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\
 &= 40 \cdot 40 \cdot 3,14 \text{ m}^2 + (34 \cdot 232,48 \text{ m}^2)/5 \\
 &= 6595,07 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

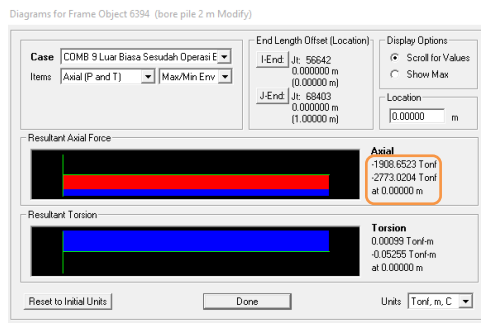
$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\
 &= 6595,07 \text{ Ton}/1,3 \\
 &= 5073 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\
 &= 1568,53 \text{ Ton}/2 \\
 &= 784 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 69 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -4550 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 5073 ton, maka 5073 ton > 4550 ton (Ok).



Gambar 4. 70 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 784 ton > 0 ton (Ok).

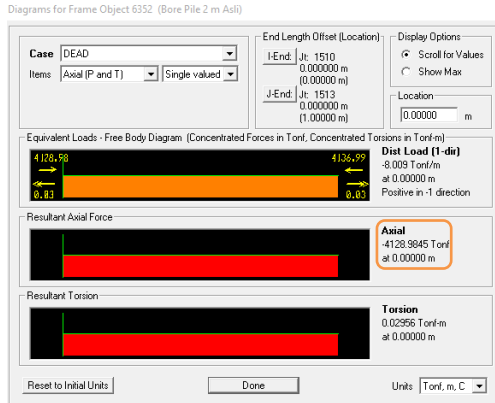
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2 m) = 42 m
- \emptyset luar = 2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2^2 \text{ m}}{4}$
 $= 3,14 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = πDH
 $= 3,14 \times 2 \text{ m} \times 42 \text{ m}$
 $= 263,89 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 3,14 \text{ m}^2 + (34 \cdot 263,89 \text{ m}^2)/5 \\ &= 6807,04 \text{ Ton} \end{aligned}$$

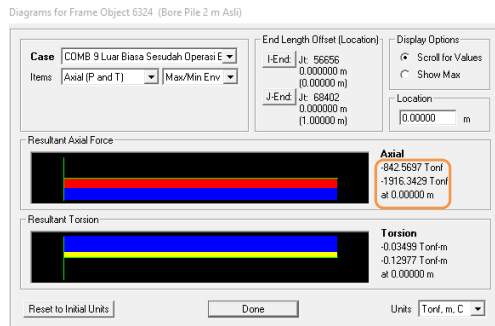
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 6807,04 \text{ Ton}/1,3 \\ &= 5236 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 1780,49 \text{ Ton}/2 \\ &= 890 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 71 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -4150 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 5236 ton, maka 5236 ton > 4150 ton (Ok).



Gambar 4. 72 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 890 ton > 0 ton (Ok).

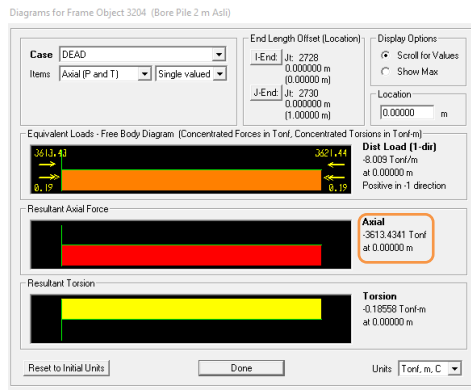
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2 m) = 50 m
- \emptyset luar = 2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2^2 \text{ m}}{4}$
 $= 3,14 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = $\pi D H$
 $= 3,14 \times 2 \text{ m} \times 50 \text{ m}$
 $= 314,16 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\
 &= 40 \cdot 40 \cdot 3,14 \text{ m}^2 + (34 \cdot 314,16 \text{ m}^2)/5 \\
 &= 7146,18 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

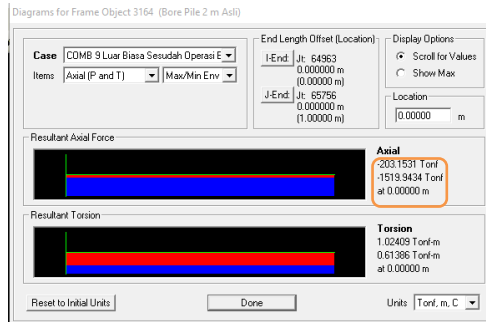
$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\
 &= 7146,18 \text{ Ton}/1,3 \\
 &= 5497 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\
 &= 2119,63 \text{ Ton}/2 \\
 &= 1060 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 73 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -3650 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 5497 ton, maka 5497 ton > 3650 ton (Ok).



Gambar 4. 74 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 1060 ton > 0 ton (Ok).

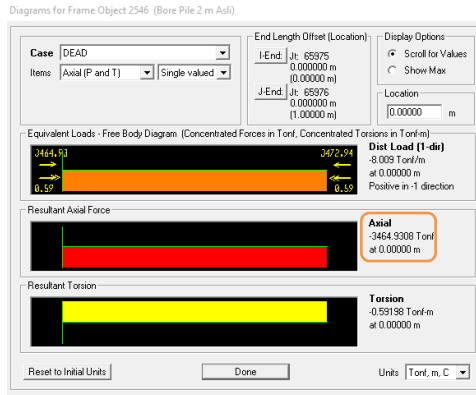
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2 m) = 53 m
- \emptyset luar = 2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2^2 \text{ m}}{4}$
 $= 3,14 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = πDH
 $= 3,14 \times 2 \text{ m} \times 53 \text{ m}$
 $= 333,01 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 3,14 \text{ m}^2 + (34 \cdot 333,01 \text{ m}^2)/5 \\ &= 7273,35 \text{ Ton} \end{aligned}$$

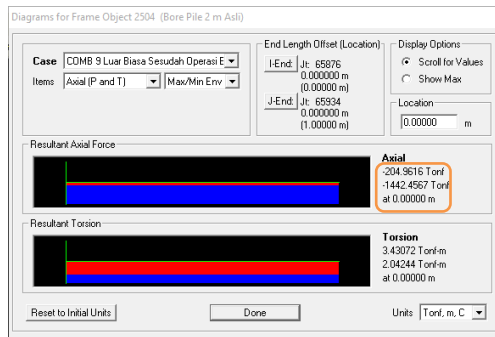
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 7273,35 \text{ Ton}/1,3 \\ &= 5595 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 2246,81 \text{ Ton}/2 \\ &= 1123 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 75 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -3500 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 5595 ton, maka 5595 ton > 3500 ton (Ok).



Gambar 4. 76 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 1123 ton > 0 ton (Ok).

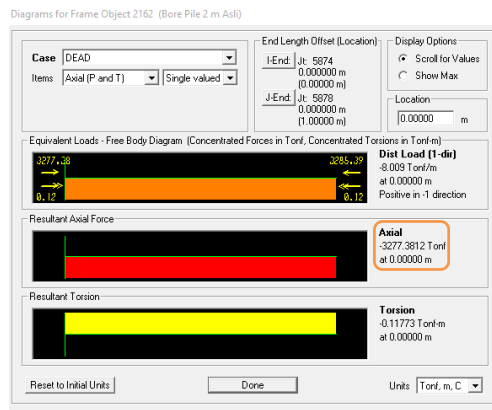
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (2 m) = 51 m
- \emptyset luar = 2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 2^2 \text{ m}}{4}$
 $= 3,14 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = πDH
 $= 3,14 \times 2 \text{ m} \times 51 \text{ m}$
 $= 320,44 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 3,14 \text{ m}^2 + (34 \cdot 320,44 \text{ m}^2)/5 \\ &= 7188,57 \text{ Ton} \end{aligned}$$

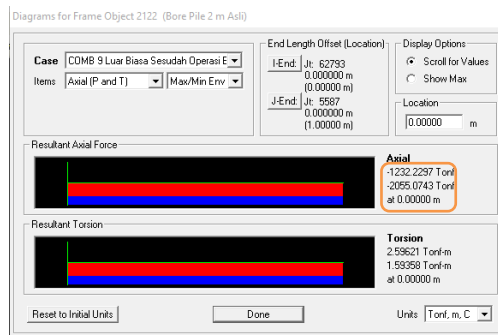
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 7188,57 \text{ Ton}/1,3 \\ &= 5530 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 2162,02 \text{ Ton}/2 \\ &= 1081 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 77 Gaya axial tekan maximum bored pile 2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -3300 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 5530 ton, maka 5530 ton > 3300 ton (Ok).



Gambar 4. 78 Gaya axial tarik maximum bored pile 2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 1081 ton > 0 ton (Ok).

Tabel 4. 64 perhitungan daya dukung bored pile 1,2 m

D	Nav	N	Qp	H	Qs	Qu	Qijin	Qijin Tarik
m			T	m	T	T	T	T
1.2	34	35.00	1583.36	5	127.18	1710.54	1316	64
				10	254.36	1837.72	1414	127
				15	381.53	1964.90	1511	191
		20	508.71	2318.27	1783	254		
		25	635.89	2445.45	1881	318		
		31	788.50	2598.06	1999	394		
		37	941.12	2750.67	2116	471		
		40	1017.42	2826.98	2175	509		
		45	1144.60	2954.16	2272	572		
		50	1271.78	3081.33	2370	636		
	40	1809.56	55	1398.95	3208.51	2468	699	
			60	1526.13	3335.69	2566	763	
			65	1653.31	3462.87	2664	827	
			70	1780.49	3590.05	2762	890	
			75	1907.67	3717.22	2859	954	
			80	2034.84	3844.40	2957	1017	
			85	2162.02	3971.58	3055	1081	
			90	2289.20	4098.76	3153	1145	
			95	2416.38	4225.93	3251	1208	
			100	2543.55	4353.11	3349	1272	

Perhitungan daya dukung menggunakan persamaan mayerhoff yaitu:

$$Q_{ijin} = Q_u / S_f$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \\ = 40 \cdot N \cdot A_p + (Nav \cdot A_s) / 5$$

Dengan:

Qu = Daya dukung ultimate tiang (Ton)

Qijin = Daya dukung ijin tiang

Qp = Daya dukung ujung tiang

Qs = Daya dukung selimut tiang

N = Nilai SPT Pada ujung tiang

Nav = Rata-rata nilai SPT sepanjang tiang

Ap = Luas permukaan ujung tiang (m²)

As = Luas selimut tiang (m²)

Sf = Angka keamanan

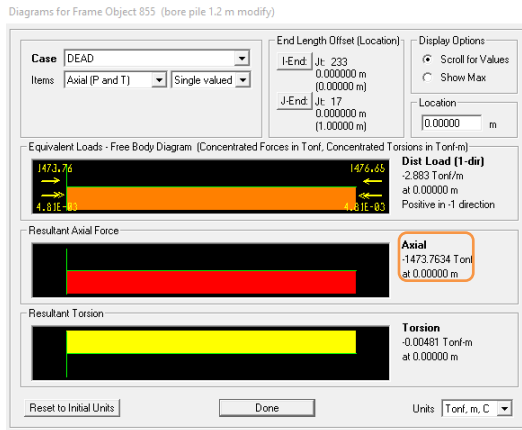
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (1.2 m) = 37 m
- \emptyset luar = 1,2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 1,2^2 \text{ m}^2}{4}$
 $= 1,13 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = $\pi D H$
 $= 3,14 \times 1,2 \text{ m} \times 37 \text{ m}$
 $= 139,49 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 1,13 \text{ m}^2 + (34 \cdot 139,49 \text{ m}^2)/5 \\ &= 2750,67 \text{ Ton} \end{aligned}$$

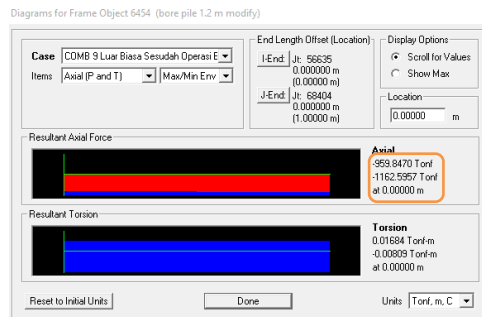
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u / S_f \\ &= 2750,67 \text{ Ton} / 1,3 \\ &= 2116 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s / S_f \\ &= 941,12 \text{ Ton} / 2 \\ &= 471 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 79 Gaya axial tekan maximum bored pile 1,2 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 1,2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -1500 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 2116 ton, maka 2116 ton > 1500 ton (Ok).



Gambar 4. 80 Gaya axial tarik maximum bored pile 1,2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 1,2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 471 ton > 0 ton (Ok).

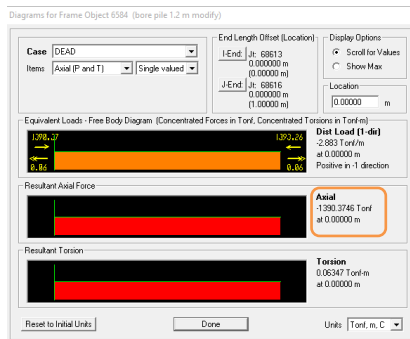
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (1.2 m) = 31 m
- \emptyset luar = 1,2 m
- N = 40
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 1,2^2 \text{ m}^2}{4}$
 $= 1,13 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = $\pi D H$
 $= 3,14 \times 1,2 \text{ m} \times 31 \text{ m}$
 $= 116,87 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 40 \cdot 1,13 \text{ m}^2 + (34 \cdot 116,87 \text{ m}^2)/5 \\ &= 2598,06 \text{ Ton} \end{aligned}$$

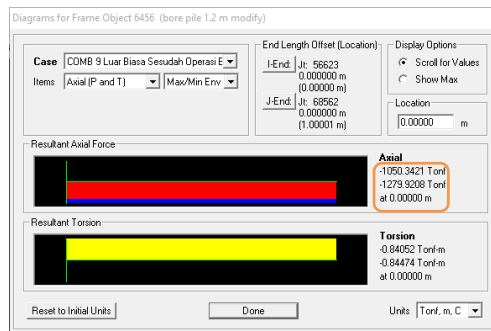
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 2598,06 \text{ Ton}/1,3 \\ &= 1999 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 788,50 \text{ Ton}/2 \\ &= 394 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 81 Gaya axial tekan *maximum* bored pile 1,2 m

Gaya axial (-) *maximum* yang terjadi pada *bored pile* 1,2 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -1400 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 1999 ton, maka 1999 ton > 1400 ton (Ok).



Gambar 4. 82 Gaya axial tarik *maximum* bored pile 1,2 m

Tidak terjadi gaya tarik pada *bored pile* 1,2 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka 394 ton > 0 ton (Ok).

Tabel 4. 65 perhitungan daya dukung bored pile 1 m

D	Nav	N	Qp	H	Qs	Qu	Qijin	Qijin Tarik
m			T	m	T	T	T	T
1.0	34	35.00	1099.56	5	105.98	1205.54	927	53
				12	254.36	1353.91	1041	127
				15	317.94	1417.50	1090	159
		20	423.93	1680.56	1293	212		
		25	529.91	1786.54	1374	265		
		30	635.89	1892.53	1456	318		
		35	741.87	1998.51	1537	371		
		40	847.85	2104.49	1619	424		
		45	953.83	2210.47	1700	477		
		50	1059.81	2316.45	1782	530		
	55	1165.80	2422.43	1863	583			
	60	1271.78	2528.41	1945	636			
	65	1377.76	2634.40	2026	689			
	70	1483.74	2740.38	2108	742			
	75	1589.72	2846.36	2190	795			
	80	1695.70	2952.34	2271	848			
	85	1801.68	3058.32	2353	901			
	90	1907.67	3164.30	2434	954			
	95	2013.65	3270.28	2516	1007			
	100	2119.63	3376.27	2597	1060			
		40	1256.64					

Perhitungan daya dukung menggunakan persamaan mayerhoff yaitu:

$$Q_{ijin} = Q_u / S_f$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \\ = 40 \cdot N \cdot A_p + (Nav \cdot A_s) / 5$$

Dengan:

Qu = Daya dukung ultimate tiang (Ton)

Qijin = Daya dukung ijin tiang

Qp = Daya dukung ujung tiang

Qs = Daya dukung selimut tiang

N = Nilai SPT Pada ujung tiang

Nav = Rata-rata nilai SPT sepanjang tiang

Ap = Luas permukaan ujung tiang (m²)

As = Luas selimut tiang (m²)

Sf = Angka keamanan

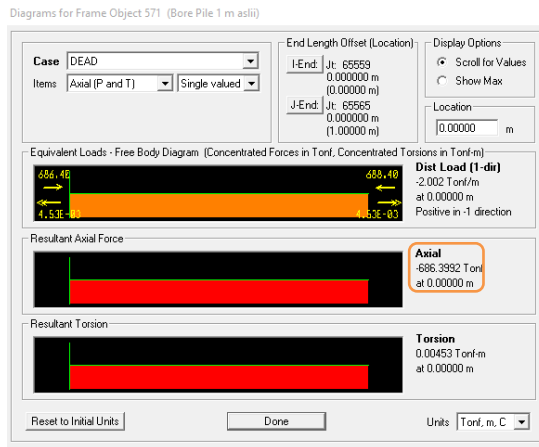
Data yang digunakan untuk pondasi bored pile sebagai berikut:

- F_c' = 40 Mpa
- F_y = 400 Mpa
- Kedalaman tiang (1 m) = 12 m
- \emptyset luar = 1 m
- N = 35
- NAV = 34
- Luas Tiang (A_p) = $\frac{\pi D^2}{4}$
 $= \frac{3,14 \cdot 1^2 \text{ m}}{4}$
 $= 0,79 \text{ m}^2$
- Luas Selimut tiang (A_s) = $\pi D H$
 $= 3,14 \times 1 \text{ m} \times 12 \text{ m}$
 $= 37,70 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 40 \cdot N \cdot A_p + (N_{av} \cdot A_s)/5 \\ &= 40 \cdot 35 \cdot 0,79 \text{ m}^2 + (34 \cdot 37,70 \text{ m}^2)/5 \\ &= 1353,91 \text{ Ton} \end{aligned}$$

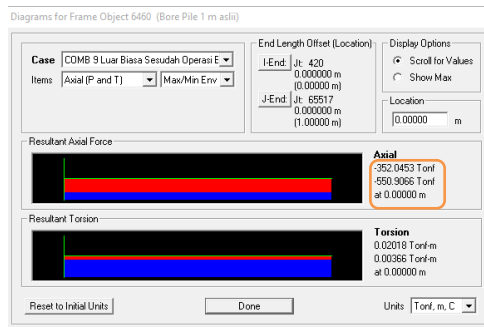
$$\begin{aligned} Q_{ijin} = Q_{ijin \text{ tekan}} &= Q_u/S_f \\ &= 1353,91 \text{ Ton}/1,3 \\ &= 1041 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ Tarik}} &= Q_s/S_f \\ &= 254,36 \text{ Ton}/2 \\ &= 127 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Gambar 4. 83 Gaya axial tekan maximum bored pile 1 m

Gaya axial (-) maximum yang terjadi pada bored pile 1 m yaitu pada kondisi beban mati, sekitar -700 ton menunjukkan terjadi tekan. Dengan kapasitas tekan 1041 ton, maka $1041 \text{ ton} > 700 \text{ ton}$ (Ok).



Gambar 4. 84 Gaya axial tarik maximum bored pile 1 m

Tidak terjadi gaya tarik pada bored pile 1 m, ditunjukkan dengan tidak terdapat axial (+), maka $127 \text{ ton} > 0 \text{ ton}$ (Ok).

Pengecekan gaya maksimum yang terjadi dengan Q ijin tekan maupun tarik dimaksudkan agar, bangunan rencana memenuhi persyaratan stabilitas terhadap guling dan penurunan.

4.7.2 Evaluasi stabilitas akhir manual

Berikut merupakan perhitungan cek guling, geser, dan penurunan setelah direncanakan bored pile:

Tabel 4. 66 Perhitungan cek stabilitas setelah direncanakan *boredpile*

Gaya	B	H	Gaya vertikal	Gaya horizontal	Jarak terhadap titik A	Momen Tahan	Momen Guling
	m	m	T/m	T/m	m	Tm	Tm
Berat Sendiri					62		
W1	3.1	80.3	622.3		60.45	37619.55	
W2	2.4	135.3	811.8		57.70	46840.86	
W3	6.0	15.0	112.5		54.5	6131.25	
W4	3.8	35.5	337.3		54.60	18413.85	
W5	2.2	75.5	415.3		51.60	21426.90	
W6	3.0	5.0	18.8		49.5	928.13	
W7	3.0	30.5	228.8		49.00	11208.75	
W8	12.0	15.0	225.0		43.5	9787.50	
W9	2.1	15.5	81.4		46.45	3779.87	
W10	2.0	45.5	227.5		44.40	10101.00	
W11	5.9	15.5	228.6		40.45	9247.88	
W12	2.0	40.5	202.5		36.50	7391.25	
W13	2.0	3.5	8.8		34.8	304.79	
W14	2.0	12.0	60.0		34.50	2070.00	
W15	2.5	12.0	75.0		32.25	2418.75	
W16	1.2	37.0	111.0		30.40	3374.40	
W17	5.8	12.0	174.0		26.90	4680.60	
W18	1.2	37.0	111.0		23.40	2597.40	
W19	5.3	12.0	159.0		20.15	3203.85	
W20	1.2	31.0	93.0		16.90	1571.70	
W21	4.8	12.0	144.0		13.90	2001.60	
W22	1.2	31	93.0		10.90	1013.70	
W23	3.3	12.0	99.0		8.65	856.35	
W24	1.2	31	93.0		6.40	595.20	
W25	3.3	12.0	99.0		4.15	410.85	
W26	1.2	31	93.0		1.90	176.70	
W27	1.3	12.0	39.0		0.65	25.35	
Tekanan Air Statis		65.6		2149.7	21.9		46985.55
Tekanan Sedimen		46.0		1269.6	15.3		19467.20

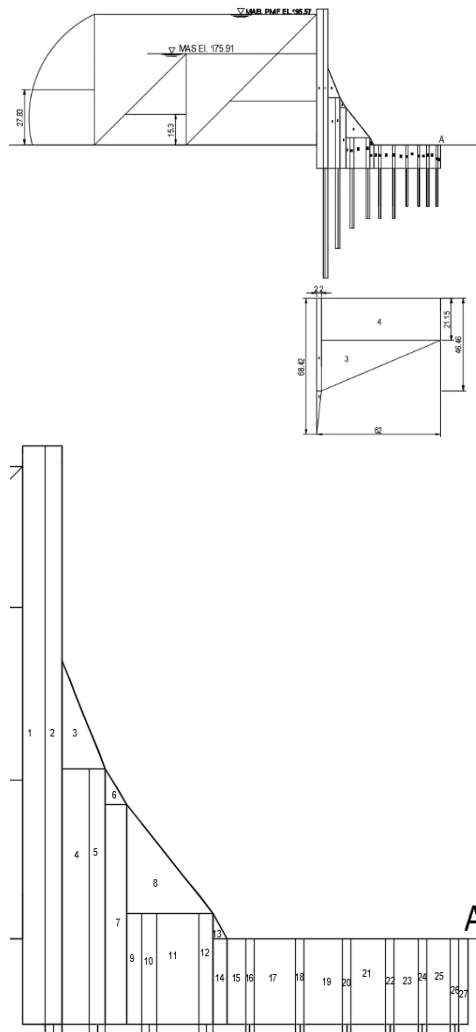
$$\begin{aligned}
 W_1 &= B \times H \times \gamma_c \\
 &= 3,1 \text{ m} \times 80,3 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 \\
 &= 622,3 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak thd. Titik A} &= 0,5 \times B (B_{\text{tot}} - B) \\ &= 0,5 \times 3,1 \text{ m} + (62 \text{ m} - 3,1 \text{ m}) \\ &= 60,45 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tahanan} &= W_1 \times \text{Jarak thd. Titik A} \\ &= 622,3 \text{ T/m} \times 60,45 \text{ m} \\ &= 37619,55 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Tabel 4. 67 Perhitungan cek stabilitas setelah direncanakan *boredpile* (lanjutan)

Gaya	B	H	Gaya vertikal	Gaya horizontal	Jarak terhadap titik A	Momen Tahan	Momen Guling
	m	m	T/m	T/m	m	Tm	Tm
Uplift							
W1	2.2	22.0	12.1		61.3		739.98
W2	2.2	46.5	25.6		60.9		1556.18
W3	59.8	25.3	378.4		39.9		15084.93
W4	59.8	21.2	316.2		29.9		9454.16
Inersia Karena Gempa							
I1	3.1	80.3	93.3		28.15		2627.77
I2	2.4	135.3	121.8		0.65		79.15
I3	6.0	15.0	16.9		28.50		480.94
I4	3.8	35.5	50.6		5.75		290.88
I5	2.2	75.5	62.3		-14.25	887.60	
I6	3.0	5.0	2.8		20.17		56.72
I7	3.0	30.5	34.3		3.25		111.52
I8	12.0	15.0	33.8		8.50		286.88
I9	2.1	15.5	12.2		-4.25	51.88	
I10	2.0	45.5	34.1		-19.25	656.91	
I11	5.9	15.5	34.3		-4.25	145.75	
I12	2.0	40.5	30.4		-16.75	508.78	
I13	2.0	3.5	1.3		1.17		1.53
I14	2.0	12.0	9.0		-6.00	54.00	
I15	2.5	12.0	11.3		-6.00	67.50	
I16	1.2	37.0	16.7		-18.50	308.03	
I17	5.8	12.0	26.1		-6.00	156.60	
I18	1.2	37.0	16.7		-18.50	308.03	
I19	5.3	12.0	23.9		-6.00	143.10	
I20	1.2	31.0	14.0		-15.50	216.23	
I21	4.8	12.0	21.6		-6.00	129.60	
I22	1.2	31.0	14.0		-15.50	216.23	
I23	3.3	12.0	14.9		-6.00	89.10	
I24	1.2	31.0	14.0		-15.50	216.23	
I25	3.3	12.0	14.9		-6.00	89.10	
I26	1.2	31.0	14.0		-15.50	216.23	
I27	1.3	12.0	5.9		-6.00	35.10	
Tekanan Air Dinamis		65.6		1145.37	27.83		31874.15
Total			6440.1	4564.7		212673.98	129097.5152



Gambar 4. 85 Gaya yang terjadi untuk cek stabilitas setelah direncanakan *bored pile*

Tabel 4. 68 Perhitungan Cek Stabilitas guling dan geser setelah direncanakan *boredpile*

GULING	1.65	≥	1.5	OK
f =	0.75			
c =	100	ton/m ²		
φ =	37			
σ =	28.77	ton/m ²		
τ =	121.68	ton/m ²		
B =	62	m		
GESER	2.72	≥	2	OK

$$n = \frac{\sum M_{Av}}{\sum M_{Ah}} \geq 1,5$$

$$n = \frac{212673,98}{129097,52} \geq 1,5$$

$$= 1,65 \geq 1,5 \text{ (Ok)}$$

Keterangan:

n = angka keamanan terhadap penggulingan

 M_{Av} = momen tahan total terhadap titik A M_{Ah} = momen guling total terhadap titik A

$$N = \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot B}{\sum H} \geq 2$$

$$\varphi = 37^\circ$$

$$f = \text{tg } 37^\circ$$

$$= 0,75$$

$$\sigma = \gamma_w \times (h_w - h_s) + (\gamma_s - \gamma_w) \times h_s$$

$$= 1 \text{ T/m}^3 \times (65,57 \text{ m} - 46 \text{ m}) + (1,2 \text{ T/m}^3 - 1 \text{ T/m}^3) \times 46 \text{ m}$$

$$= 28,77 \text{ T/m}^2$$

$$c = \left(\frac{6 \text{ kgf/cm}^2 + 14 \text{ kgf/cm}^2}{2} \right)$$

$$= 10 \text{ kgf/cm}^2 \times 10$$

$$= 100 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned}\tau &= c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \\ &= 100 \text{ T/m}^2 + 28,77 \text{ T/m}^2 \times \operatorname{tg} 37^\circ \\ &= 121,68 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N &= \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot B}{\sum H} \\ &= \frac{0,75 \times 6440,09 \text{ T/m} + 121,68 \text{ T/m}^2 \times 62 \text{ m}}{4564,7 \text{ T/m}} \\ &= 2,72 \geq 2 \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

Keterangan:

N = angka keamanan terhadap geseran

f = koefisien geseran antara beton dengan beton atau beton dengan batuan pondasi = $\operatorname{tg} \varphi$

τ = tegangan geseran beton terhadap batuan pondasi (T/m^2)

B = Panjang pondasi (m)

Tabel 4. 69 Perhitungan Cek Stabilitas penurunan setelah direncanakan *boredpile*

PENURUNAN				
γ_{tanah}	1.5	Ton/m3		
X =	13.0	m		
e =	18.0	m		
C =	100	ton/m2		
N_c	72.92			
D_f	12	m		
N_q	57.32			
N_γ	72			
B =	62	m		
$\sigma_t =$	11671.76	ton/m2		
Tek. Tanah normal maksimum				
$\sigma_1 =$	285.0373	ton/m2	11671.76	OK
Tek. Tanah normal minimum				
$\sigma_2 =$	-77.3	ton/m2	11671.76	OK

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\sum M_{Av} - \sum M_{Ah}}{\sum V_t} \\
 &= \frac{212673,98 \text{ Tm} - 129097,52 \text{ Tm}}{6440,09 \text{ T/m}} \\
 &= 13 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - x \\
 &= \frac{62 \text{ m}}{2} - (13 \text{ m}) \\
 &= 31 \text{ m} - 13 \text{ m} \\
 &= 18 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 70 Perhitungan pendekatan nilai Nc, Nq, dan NY

ϕ	Nc	Nq	NY	Nc'	Nq'	NY'
35	57.8	41.4	44	16.8	12.8	9.6
37	72.92	57.32	72	19.36	15.88	13.4
40	95.6	81.2	114	23.2	20.5	19.1

$$\begin{aligned}
 \sigma_t &= C \times N_c + \gamma_{\text{tanah}} \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{tanah}} \times B \times N_Y \\
 &= 100 \text{ T/m}^2 \times 72,92 + 1,5 \text{ T/m}^3 \times 12 \text{ m} \times 57,32 + \frac{1}{2} \times 1,5 \text{ T/m}^3 \\
 &\quad \times 62 \text{ m} \times 72 \\
 &= 11671,76 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{maks} &= \frac{\sum V_t}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq (\sigma_t) \\
 &= \frac{6440,09 \text{ T/m}}{62 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \times 18 \text{ m}}{62 \text{ m}} \right) \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \\
 &= 285,0373 \text{ T/m}^2 \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{min} &= \frac{\sum V_t}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq (\sigma_t) \\
 &= \frac{6440,09 \text{ T/m}}{62 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \times 18 \text{ m}}{62 \text{ m}} \right) \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \\
 &= -77,3 \text{ T/m}^2 \leq 11671,76 \text{ T/m}^2 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

V_t = gaya vertikal total

B = Panjang pondasi

e = eksentrisitas

σ_t = tegangan tanah yang diizinkan berdasar pengujian yang dilakukan

4.8 Hasil Analisa dan Kapasitas Struktur

Hasil Analisa struktur meliputi gaya dalam yang terjadi, yang dalam hal ini pada tubuh bendungan dan pondasi diamati gaya S11 (gaya arah X), S22 (gaya arah Y) dan S33 (gaya arah Z) untuk menentukan kebutuhan tulangan. Untuk mengetahui kebutuhan tulangan pada setiap bored *pile* diamati gaya P, M2, dan M3 di setiap diameter *pile*. Berikut merupakan rekapitulasi dari analisa SAP2000 pada setiap potongan:

Tabel 4. 71 Rekapitulasi gaya dalam pondasi 1 (Potongan 6)

Pondasi 1 Pot 6 (As)			
	S11	S22	S33
	N/mm2	N/mm2	N/mm2
P1L (1-2)	1.692	1.564	2.891
P1L (3-4)	0.108	0.176	1.375
Max	1.692	1.564	2.891
P1L (1-2) -1	3.734	4.557	1.72
P1L (3-4) -1	0.179	0.181	-0.416
Max	3.734	4.557	1.72
P1L (1-2) -2	2.381	2.657	0.558
P1L (3-4) -2	1.591	1.821	3.001
Max	2.381	2.657	3.001
P1L4-KO	1.106	1.861	0.934

Tabel 4. 72 Rekapitulasi gaya dalam bangunan 1-6 (potongan 6)

Bangunan 1				Bangunan 2			
	S11	S22	S33		S11	S22	S33
	N/mm2	N/mm2	N/mm2		N/mm2	N/mm2	N/mm2
B1L (1)	-0.35	-0.324	1.355	B2L (1-2)	-0.616	-0.49	3.101
B1L (2-3)	-0.517	-0.475	2.416	B2L (3-4)	-0.637	-0.498	2.458
B1L (4-5)	-0.582	-0.469	3.641	B2L (5-6)	-0.685	-0.524	2
Max	-0.35	-0.324	3.641	Max	-0.616	-0.49	3.101
B1L (1) -1	-0.341	-0.344	-0.152	B2L (1-2) -1	-0.249	-0.238	0.184
B1L (2-3) -1	-0.378	-0.361	0.154	B2L (3-4) -1	-0.351	-0.271	0.421
B1L (4-5) -1	-0.462	-0.336	0.438	B2L (5-6) -1	-0.571	-0.457	0.569
Max	-0.341	-0.336	0.438	Max	-0.249	-0.238	0.569
B1L (1) -2	4.538	4.475	3.741	B2L (1-2) -2	3.106	2.989	3.487
B1L (2-3) -2	3.768	3.955	2.328	B2L (3-4) -2	3.398	3.084	2.403
B1L (4-5) -2	3.601	3.831	2.492	B2L (5-6) -2	2.919	2.675	2.168
Max	4.538	4.475	3.741	Max	3.398	3.084	3.487
Bangunan 3				Bangunan 5			
	S11	S22	S33		S11	S22	S33
	N/mm2	N/mm2	N/mm2		N/mm2	N/mm2	N/mm2
B3L (1-2)	-0.438	-0.243	1.403	B5L (1-2)	-0.702	-0.468	-0.199
B3L (3-4)	-0.566	-0.352	0.554	B5L (3-5)	-0.7	-0.415	0.758
Max	-0.438	-0.243	1.403	Max	-0.7	-0.415	0.758
B3L (1-2) -1	2.77	1.731	3.345	B5L (1-2) -1	1.424	1.656	1.224
B3L (3-4) -1	2.567	2.496	1.952	B5L (3-5) -1	1.601	1.77	2.377
Max	2.77	2.496	3.345	Max	1.601	1.77	2.377
Bangunan 4				Bangunan 6			
	S11	S22	S33		S11	S22	S33
	N/mm2	N/mm2	N/mm2		N/mm2	N/mm2	N/mm2
B4L (1-3)	-0.632	-0.437	0.289	B6L (1-2)	3.293	2.861	3.177
				B6L (3-4)	0.983	0.806	0.31
B4L (1-3) -1	1.853	2.589	2.615	Max	3.293	2.861	3.177

4.8.1 Perhitungan tulangan bangunan dan pondasi setempat

Dari hasil output analisis SAP2000 diatas dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagai berikut:

Tabel 4. 73 perhitungan kebutuhan tulangan Pondasi 1 (Potongan 6)

PONDASI		Fc'	Fy	fr	L	B	A	F	S11	F11	As Min	As Perlu	D Pasang	n pasang	As Pasang	Space	Ket
		N/mm2	N/mm2	N/mm2	mm	mm	mm2	N	N/mm2	N	mm2	mm2	mm	buah	mm2	mm	
Pondasi 1	P1L (1-2)	40	420	2.53	450	1000	450000	1138419.96	1.69	761400	630.00	630.00	22	2	760.27	399	OK
	P1L (3-4)				450	1000	450000	1138419.96	0.11	48600	630.00	630.00	22	2	760.27	380	OK
	P1L (1-2) -1				450	1000	450000	1138419.96	3.73	1680300	630.00	1290.19	29	2	1321.04	392	OK
	P1L (3-4) -1				450	1000	450000	1138419.96	0.18	80550	630.00	630.00	22	2	760.27	399	OK
	P1L (1-2) -2				450	1000	450000	1138419.96	2.38	1071450	630.00	630.00	22	2	760.27	399	OK
	P1L (3-4) -2				450	1000	450000	1138419.96	1.59	715950	630.00	630.00	22	2	760.27	399	OK
P1L4-KO					450	1000	450000	1138419.96	1.06	497700	630.00	630.00	22	2	760.27	399	OK

PONDASI		Fc'	Fy	fr	L	B	A	F	S22	F22	As Min	As Perlu	D Pasang	n pasang	As Pasang	S pasang	Space	Ket
		N/mm2	N/mm2	N/mm2	mm	mm	mm2	N	N/mm2	N	mm2	mm	mm	buah	mm2	mm	mm	
Pondasi 1	P1L (1-2)	40	420	2.53	450	1000	450000	1138419.958	1.56	703800	630.00	630.00	29.00	0.95	630.00	450.00	421.00	OK
	P1L (3-4)				450	1000	450000	1138419.958	0.18	79200	630.00	630.00	29.00	0.95	630.00	450.00	421.00	OK
	P1L (1-2) -1				450	1000	450000	1138419.958	4.56	2050650	630.00	2171.98	48.00	1.20	2171.98	350.00	302.00	OK
	P1L (3-4) -1				450	1000	450000	1138419.958	0.18	81450	630.00	630.00	29.00	0.95	630.00	450.00	421.00	OK
	P1L (1-2) -2				450	1000	450000	1138419.958	2.56	1199650	630.00	630.00	29.00	0.95	630.00	450.00	421.00	OK
	P1L (3-4) -2				450	1000	450000	1138419.958	1.82	819450	630.00	630.00	29.00	0.95	630.00	450.00	421.00	OK
P1L4-KO					450	1000	450000	1138419.958	1.86	837450	630.00	630.00	29.00	0.95	630.00	450.00	421.00	OK

PONDASI		Fc'	Fy	fr	L	B	A	F	S33	F33	As Min	As Perlu	D Pasang	n pasang	As Pasang	Space	Ket
		N/mm2	N/mm2	N/mm2	mm	mm	mm2	N	N/mm2	N	mm2	mm2	mm	buah	mm2	mm	
Pondasi 1	P1L (1-2)	40	420	2.53	450	1000	450000	1138419.958	2.89	1300950	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK
	P1L (3-4)				450	1000	450000	1138419.958	1.38	618750	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK
	P1L (1-2) -1				450	1000	450000	1138419.958	1.72	774000	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK
	P1L (3-4) -1				450	1000	450000	1138419.958	-0.42	-187200	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK
	P1L (1-2) -2				450	1000	450000	1138419.958	0.56	251100	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK
	P1L (3-4) -2				450	1000	450000	1138419.958	3.00	1350450	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK
P1L4-KO					450	1000	450000	1138419.958	0.93	420300	630.00	630.00	22.00	2	760.27	428.00	OK

Contoh perhitungan kebutuhan tulangan pondasi

$$S33 = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

$$A = B \times L$$

$$= 1000 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$$

$$= 450000 \text{ mm}^2$$

$$F33 = S33 \times A$$

$$= 2,89 \text{ N/mm}^2 \times 450000 \text{ mm}^2$$

$$= 1300950 \text{ N}$$

$$Fr = 0,4\sqrt{Fc'}$$

$$= 0,4\sqrt{40 \text{ Mpa}}$$

$$= 2,53 \text{ N/mm}^2$$

$$F = Fr \times A$$

$$= 2,53 \text{ N/mm}^2 \times 450000 \text{ mm}^2$$

$$= 1138419,96 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 F3 &= F33-F \\
 &= 1300950 \text{ N} - 1138419,96 \text{ N} \\
 &= 162530 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= \frac{F3}{F_y} \\
 &= \frac{162530 \text{ N}}{420 \text{ N/mm}^2} \\
 &= 386,98 \text{ mm}^2 \\
 &= 630 \text{ mm}^2 \text{ (dipakai As min)}
 \end{aligned}$$

Direncanakan D-22

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{As Perlu}}{A} \\
 &= \frac{630 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \text{ mm}} \\
 &= 2 \text{ (diiterasi diameter dan jarak rencana hingga } n=2)
 \end{aligned}$$

Maka dipasang 2D-22 sejarak B=1000 mm dan L= 450 mm

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= n \times A \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \text{ mm} \\
 &= 760,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

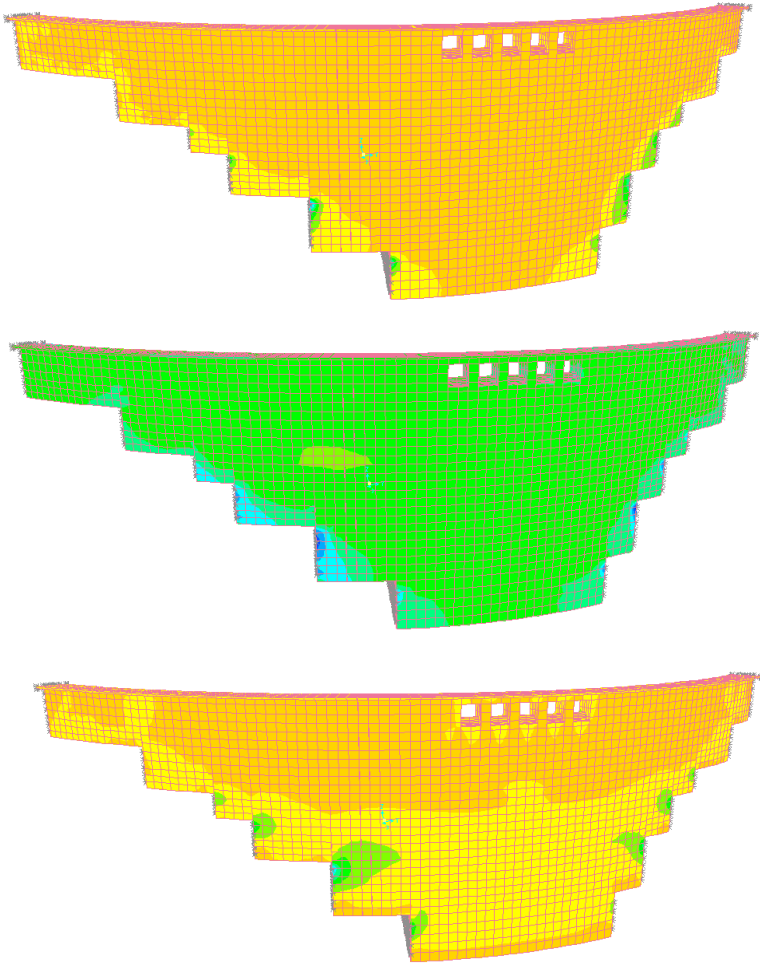
$$\begin{aligned}
 \text{Ket.} &= \text{As pasang} \geq \text{As perlu} \\
 &= 760,27 \text{ mm}^2 \geq 630 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

Dengan:

$$\begin{aligned}
 Fc' 1 &= \text{Kuat tekan beton bangunan (Mpa)} \\
 Fc' 2 &= \text{Kuat tekan beton pondasi (Mpa)} \\
 Fy &= \text{Tegangan leleh baja (Mpa)} \\
 A &= \text{Luas yang ditinjau (mm}^2)
 \end{aligned}$$

S min	=Jarak antar tulangan minimum/diameter agregat maksimum campuran beton (mm)
B	= Panjang yang ditinjau (mm)
L	= Lebar yang ditinjau (mm)
S11	= Gaya dalam arah 1-1 atau x (N/mm^2)
S22	= Gaya dalam arah 2-2 atau y (N/mm^2)
S33	= Gaya dalam arah 3-3 atau z (N/mm^2)
F11	= Gaya arah 1-1 atau x (N)
F22	= Gaya arah 2-2 atau y (N)
F33	= Gaya arah 3-3 atau z (N)
Ftr	= Gaya dalam ijin tarik = $0,4\sqrt{F_c'}$ (N/mm^2)
F1	= Gaya ijin Tarik (N)
F2	=Selisih gaya arah yang ditinjau terhadap gaya ijin Tarik (N)
A_s perlu	=Luas permukaan tulangan yang dibutuhkan (mm^2)
D pasang	=Diameter tulangan yang dipasang (mm)
S pasang	=Jarak antar tulangan kotor (mm)
Space	=Jarak antar tulangan bersih (mm)
A_s pasang	=Luas permukaan tulangan yang dipasang (mm^2)
Ket.	= Ok apabila A_s pasang $\geq A_s$ perlu

Perhitungan diatas juga dilakukan untuk mengetahui kebutuhan tulangan pada tubuh bendungan, dan perhitungan diatas dilakukan pada setiap potongan yang ditinjau. Berikut merupakan kontur tegangan tampak depan dari Analisa SAP2000



Gambar 4. 86 kontur tegangan elemen solid bangunan 3d view S11,S22,dan S33

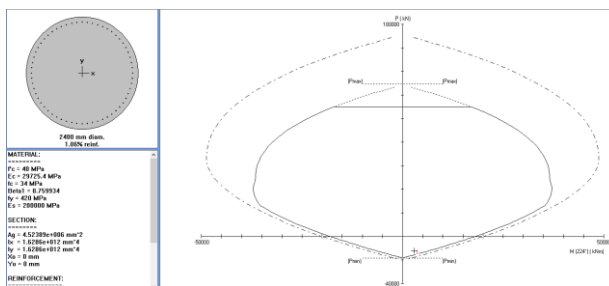
4.8.2 Perhitungan tulangan pondasi *bored pile*

Setelah mengetahui kebutuhan tulangan bangunan dan pondasi, selanjutnya yaitu menghitung kebutuhan tulangan dari pondasi *bored pile*, sebagai berikut:

Tabel 4. 74 Output gaya dalam bored pile 2,4 m

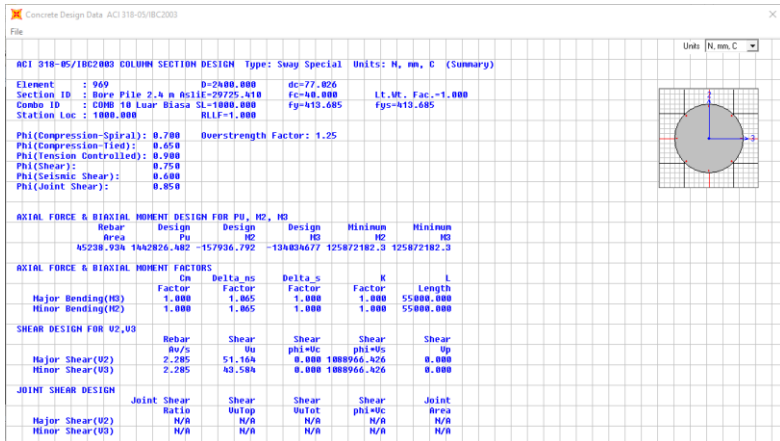
TABLE: Element Forces - Frames													
2	Frame	Station	Output Case	Case Type	Step Type	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame Elem	Elem Station
3	Test	m	Test	Test	Test	KN	KN	KN	KN/m	KN-m	KN-m		m
0704	7763	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	1740.854	0.059	0.13	-4.97	0.0466	0.0101	7763-1	1
0705	7763	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-12634.3	0.001894	0.048	-5.73	0.0466	-0.000662	7763-1	0
0706	7763	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-12630.3	0.001894	0.048	-5.73	0.0226	-0.0016	7763-1	0.5
0707	7763	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-12747.4	0.001894	0.048	-5.73	-0.001	-0.0028	7763-1	1
0708	7763	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	-1508.56	0.052	0.104	-5.08	0.115	0.0605	7763-1	0
0709	7763	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	-1565.11	0.052	0.104	-5.08	0.0631	0.0345	7763-1	0.5
0710	7763	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	-1621.66	0.052	0.104	-5.08	0.0712	0.0365	7763-1	1
0711	7763	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-3271.8	0.00885	0.074	-5.63	0.0782	0.0079	7763-1	0
0712	7763	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-3328.35	0.00885	0.074	-5.63	0.0414	0.0035	7763-1	0.5
0713	7763	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-3384.9	0.00885	0.074	-5.63	0.0046	-0.000956	7763-1	1
0714	7764	0	COMB 1	Combination		-30812.2	-0.00053	0.007039	-0.88	0.0078	-0.000728	7764-1	0
0715	7764	0.5	COMB 1	Combination		-30968.7	-0.00053	0.007039	-0.88	0.0043	-0.000465	7764-1	0.5
0716	7764	1	COMB 1	Combination		-30925.3	-0.00053	0.007039	-0.88	0.000762	-0.000201	7764-1	1
0717	7764	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	534.666	0.07	0.11	5.843	0.1291	0.0838	7764-1	0
0718	7764	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	478.139	0.07	0.11	5.843	0.0741	0.0486	7764-1	0.5
0719	7764	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	421.539	0.07	0.11	5.843	0.0191	0.0134	7764-1	1
0720	7764	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-13243.8	0.02	0.647	0.844	0.05	0.0193	7764-1	0
0721	7764	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-13300.3	0.02	0.647	0.844	0.0264	0.0039	7764-1	0.5
0722	7764	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-13356.9	0.02	0.647	0.844	0.0028	-2.88E-05	7764-1	1
0723	7764	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	-2442.52	0.063	0.089	4.557	0.1025	0.0745	7764-1	0
0724	7764	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	-2439.07	0.063	0.089	4.557	0.0581	0.043	7764-1	0.5
0725	7764	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Max	-2555.62	0.063	0.089	4.557	0.0136	0.014	7764-1	1
0726	7764	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-10266.6	0.027	0.068	2.13	0.0786	0.0291	7764-1	0
0727	7764	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-10323.1	0.027	0.068	2.13	0.0424	0.0185	7764-1	0.5
0728	7764	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi EQ	Combination	Min	-10379.7	0.027	0.068	2.13	0.0082	0.0019	7764-1	1
0729					Tarik	12066.54				2100.404	2044.087		
0730					Tekan	-31490.6				-306.214	-394.8246		

Setelah mengetahui gaya dalam yang terjadi, selanjutnya gaya yang terjadi dimasukkan kedalam software SpColumn untuk dianalisa jumlah kebutuhan tulangannya, sebagai berikut:



Gambar 4. 87 Output Analisa kebutuhan tulangan SpColumn

Selain menggunakan SPColum digunakan juga analisa SAP2000 sebagai pembanding kebutuhan tulangan *bored pile*, sebagai berikut:



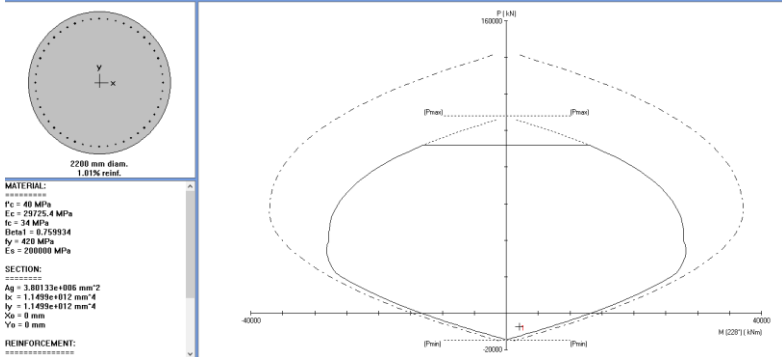
Gambar 4. 88 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000

Tabel 4. 75 Hasil perhitungan tulangan bored pile 2,4 meter

Utama	Analisa SAP2000						Ket	1.06%
	As Perlu (mm2)	diameter (mm)	As pasang (mm2)	N min	N pasang			
	45239	32	804.57	57	60	OK		
Senggang	s (mm)	Av/s	As Perlu (mm2)	diameter (mm)	s (mm)	As pasang (mm2)	ket	
	1000	2.285	2285	22	160	2374.63	OK	

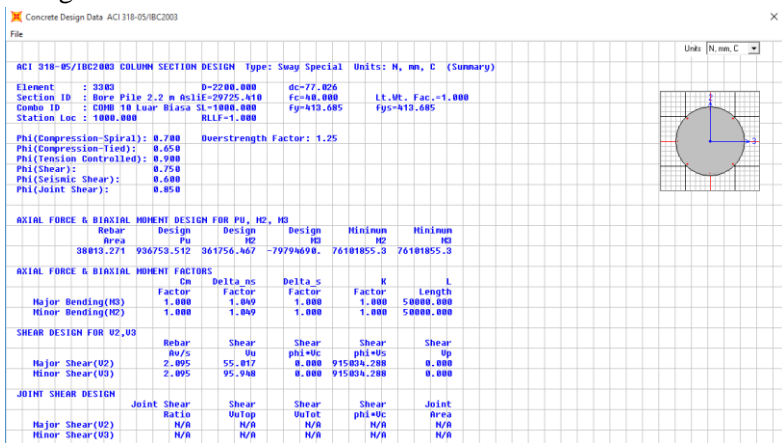
Dari analisa SpColumn dan SAP2000 didapatkan kebutuhan tulangan yaitu 60D-32 atau tulangan sebanyak 1,06%, dengan sengkang spiral Ø22-160. Berikut merupakan letak *bored pile* 2,4 m pada bangunan rencana:

Setelah mengetahui gaya dalam yang terjadi, selanjutnya gaya yang terjadi dimasukkan kedalam software SpColumn untuk dianalisa jumlah kebutuhan tulangnya, sebagai berikut:



Gambar 4. 90 output Analisa kebutuhan tulangan

Selain menggunakan SPColumn digunakan juga analisa SAP2000 sebagai pembanding kebutuhan tulangan *bored pile*, sebagai berikut:

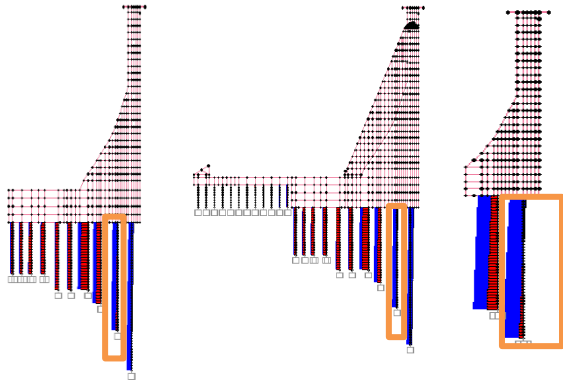


Gambar 4. 91 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000

Tabel 4. 77 Hasil perhitungan tulangan bored pile 2,2 meter

Analisa SAP2000							
Utama	As Perlu (mm ²)	diameter (mm)	As pasang (mm ²)	N min	N pasang	Ket	
	38013	32	804.57	48	48	OK	1.01%
Senggang	s (mm)	Av/s	As Perlu (mm ²)	diameter (mm)	s (mm)	As pasang (mm ²)	ket
	1000	2.095	2095	22	180	2110.78	OK

Dari analisa SpColumn dan SAP2000 didapatkan kebutuhan tulangan yaitu 48D-32 atau tulangan sebanyak 1,03%, dengan sengkang spiral Ø22-180. Berikut merupakan letak *bored pile* 2,2 m pada bangunan rencana:

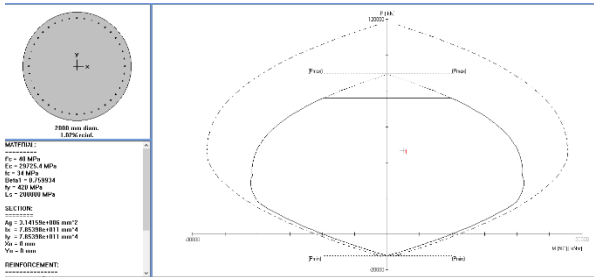


Gambar 4. 92 letak bored pile 2,2 m pada bangunan rencana

Tabel 4. 78 output gaya dalam bored pile 2 m

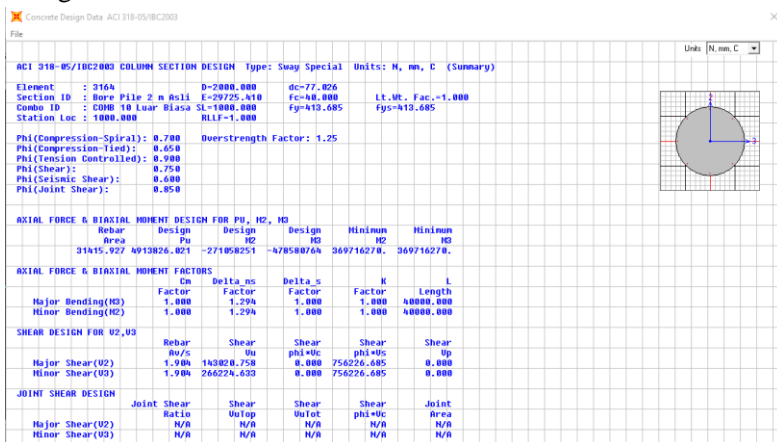
1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
2	Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
3	Elem	Case	Elem	Elem	Elem	KR	KR	KR	NMin	NMin	NMin	Elem	Elem
28478	8851	0.5	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-20138.43	-0.632	0.207	-1.695	6.9920	7.2212	8691-1	0.5
28479	8851	1	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-20177.659	-0.632	0.207	-1.695	6.9836	7.5372	8691-1	1
28480	8851	0	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-28433.607	-4.004	-2.388	-1.5767	-1.4012	-4.0786	8691-1	0
28481	8851	0.5	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-28474.877	-4.004	-2.388	-1.5767	-1.2024	-2.0746	8691-1	0.5
28482	8851	1	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-28512.146	-4.004	-2.388	-1.5767	-0.9963	-0.0727	8691-1	1
28483	8851	0	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-21768.094	-1.337	-0.625	-1.6768	4.3876	4.576	8691-1	0
28484	8851	0.5	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-21805.254	-1.337	-0.625	-1.6768	4.7062	5.2933	8691-1	0.5
28485	8851	1	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-21844.624	-1.337	-0.625	-1.6768	5.0127	5.5616	8691-1	1
28486	8851	0	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-26796.662	-3.293	-1.566	-1.3651	1.3072	-1.7864	8691-1	0
28487	8851	0.5	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-26836.952	-3.293	-1.566	-1.3651	2.0922	-0.1367	8691-1	0.5
28488	8851	1	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-26845.222	-3.293	-1.566	-1.3651	5.4857	3.7133	8691-1	1
28489	8832	0	COB81	Combination	Max	-46257.352	1.245	1.83	-1.4541	5.4857	3.7133	8692-1	0
28490	8832	0.5	COB81	Combination	Max	-46338.822	1.245	1.83	-1.4541	4.5707	3.0588	8692-1	0.5
28491	8832	1	COB81	Combination	Max	-46338.822	1.245	1.83	-1.4541	3.6557	2.4683	8692-1	1
28492	8832	0	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-20431.201	-1.323	-0.44	-2.2962	4.9302	5.0528	8692-1	0
28493	8832	0.5	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-20470.471	-1.323	-0.44	-2.2962	4.75	5.745	8692-1	0.5
28494	8832	1	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-20503.74	-1.323	-0.44	-2.2962	4.9834	6.3761	8692-1	1
28495	8832	0	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-28557.883	-4.118	-2.78	-3.2205	-2.902	-4.0529	8692-1	0
28496	8832	0.5	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-28597.753	-4.118	-2.78	-3.2205	-1.5421	-1.9917	8692-1	0.5
28497	8832	1	COB8 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-28636.422	-4.118	-2.78	-3.2205	-0.7042	0.0674	8692-1	1
28498	8832	0	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-21896.766	-1.91	-1.208	-2.4846	2.0276	3.1444	8692-1	0
28499	8832	0.5	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-21926.036	-1.91	-1.208	-2.4846	2.6377	4.0955	8692-1	0.5
28500	8832	1	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Max	-21965.306	-1.91	-1.208	-2.4846	3.2369	5.0547	8692-1	1
28501	8832	0	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-27302.377	-3.531	-1.949	-2.532	-5.3995	-2.1425	8692-1	0
28502	8832	0.5	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-27341.587	-3.531	-1.949	-2.532	0.5782	-0.3768	8692-1	0.5
28503	8832	1	COB8 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi EdU	Combination	Min	-27380.857	-3.531	-1.949	-2.532	1.5459	1.3669	8692-1	1
28504						Tarik	-1942.173			1420.705	801.107		
28505						Tekan	-46814.108			-1286.0636	-2040.2395		

Setelah mengetahui gaya dalam yang terjadi, selanjutnya gaya yang terjadi dimasukkan kedalam software SpColumn untuk dianalisa jumlah kebutuhan tulangnya, sebagai berikut:



Gambar 4. 93 output Analisa kebutuhan tulangan

Selain menggunakan SPColumn digunakan juga analisa SAP2000 sebagai pembanding kebutuhan tulangan *bored pile*, sebagai berikut:

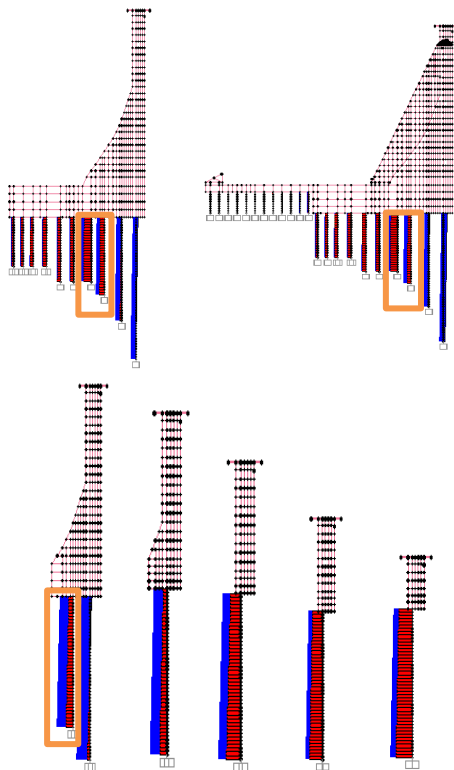


Gambar 4. 94 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000

Tabel 4. 79 Hasil perhitungan tulangan bored pile 2 meter

Analisa SAP2000							
Utama	As Perlu (mm ²)	diameter (mm)	As pasang (mm ²)	N min	N pasang	Ket	
	31415	32	804.57	40	40	OK	1.02%
Senggang	s (mm)	Av/s	As Perlu (mm ²)	diameter (mm)	s (mm)	As pasang (mm ²)	ket
	1000	1.904	1904	22	190	1999.68	OK

Dari analisa SpColumn dan SAP2000 didapatkan kebutuhan tulangan yaitu 40D-32 atau tulangan sebanyak 1,02%, dengan sengkang spiral Ø22-190. Berikut merupakan letak *bored pile* 2 m pada bangunan rencana:

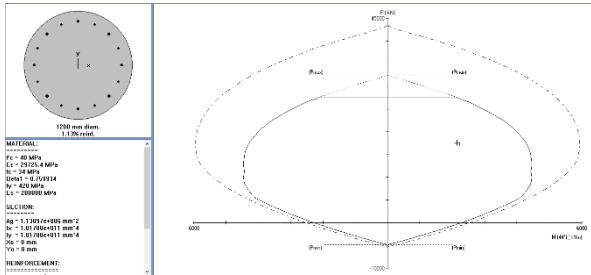


Gambar 4. 95 letak bored pile 2 m pada bangunan rencana

Tabel 4. 80 output gaya dalam bored pile 1,2 m

A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K		L		M	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
TABLE	Element	Force	Frames																						
Frame	Station	Output/Case		Case Type	Stop Type	P	VZ	V3	T	M2	M3	Frame/Elem	Elem/Station												
Level	m	Test	Test	Max	Min	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	Test	m												
24447	3307	0	COMB 3 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-6327.249	1486	1644	10823	0.732	0.433	3307-1	0												
24448	3307	0.5	COMB 3 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-6341.367	1486	1644	10823	-0.0487	-0.374	3307-1	0.5												
24449	3307	1	COMB 3 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-6355.524	1486	1644	10823	-0.942	-1.022	3307-1	1												
24450	3307	0	COMB 3 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-7936.008	1191	1457	0.9551	0.946	0.1887	3307-1	0												
24451	3307	0.5	COMB 3 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-7950.145	1191	1457	0.9551	-0.137	-0.4063	3307-1	0.5												
24452	3307	1	COMB 3 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-7964.262	1191	1457	0.9551	-0.6708	-1.0544	3307-1	1												
24453	3307	0	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-6743.38	143	1536	1.0384	0.7323	0.3651	3307-1	0												
24454	3307	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-6758.117	143	1536	1.0384	-0.0657	-0.3293	3307-1	0.5												
24455	3307	1	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-6772.254	143	1536	1.0384	-0.6489	-1.0186	3307-1	1												
24456	3307	0	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-7531.217	1247	1504	0.8991	0.8555	0.235	3307-1	0												
24457	3307	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-7533.475	1247	1504	0.8991	-0.0967	-0.3684	3307-1	0.5												
24458	3307	1	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-7547.552	1247	1504	0.8991	-0.8633	-1.045	3307-1	1												
24459	3308	0	COMB 1	Combination		-10459.131	1287	156	0.9148	1.2325	1.0067	3308-1	0												
24460	3308	0.5	COMB 1	Combination		-10472.288	1287	156	0.9148	0.4225	0.3632	3308-1	0.5												
24461	3308	1	COMB 1	Combination		-10488.408	1287	156	0.9148	-0.3575	-0.2804	3308-1	1												
24462	3308	0	COMB 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-585.068	1543	1953	0.2532	0.4139	-0.3915	3308-1	0												
24463	3308	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-590.127	1543	1953	0.2532	-0.5628	-1.1628	3308-1	0.5												
24464	3308	1	COMB 9 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-594.364	1543	1953	0.2532	-1.9707	-1.868	3308-1	1												
24465	3308	0	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-6750.371	128	1763	0.9196	0.2526	-0.6084	3308-1	0												
24466	3308	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-6765.103	128	1763	0.9196	-0.0291	-1.2484	3308-1	0.5												
24467	3308	1	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-6779.245	128	1763	0.9196	-1.5396	-1.9346	3308-1	1												
24468	3308	0	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-5601.995	1492	1906	0.2877	0.3734	-0.4338	3308-1	0												
24469	3308	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-5616.132	1492	1906	0.2877	-0.3797	-1.1738	3308-1	0.5												
24470	3308	1	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Max	-5630.269	1492	1906	0.2877	-1.5173	-1.8966	3308-1	1												
24471	3308	0	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-6315.066	1331	181	0.6573	0.2311	-0.5661	3308-1	0												
24472	3308	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-6323.203	1331	181	0.6573	-0.6122	-1.2335	3308-1	0.5												
24473	3308	1	COMB 10 Luar Biasa Sesuai dan Operasi E	Combination	Min	-6343.34	1331	181	0.6573	-1.5331	-1.9253	3308-1	1												
24474						Tarik	-3904.021				1419.3512	1216.3036													
24475						Tekan	-17606.46				-1548.9597	-1491.1207													

Setelah mengetahui gaya dalam yang terjadi, selanjutnya gaya yang terjadi dimasukkan kedalam software SpColumn untuk dianalisa jumlah kebutuhan tulangnya, sebagai berikut:



Gambar 4. 96 output Analisa kebutuhan tulangan

Selain menggunakan SPColumn digunakan juga analisa SAP2000 sebagai pembanding kebutuhan tulangan *bored pile*, sebagai berikut:

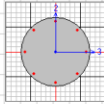
Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

Element : 3810 D=1200.000 dc=67.826
 Section ID : bore pile 1.2 m modE=29725.410 Fc=48.000 Lt.Ut. Fac.=1.000
 Condo ID : C000 10 Luar Biasa SL=1000.000 fy=413.685 fys=413.685
 Station Loc : 1000.000 HLLT=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.700 Overstrength Factor: 1.25
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850



AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, H3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
11309.73A	516118.000	-553318139	-511014595	264459114.4	264459114.4

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cn Factor	Delta_ms Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(H3)	1.000	1.712	1.000	1.000	19000.000
Minor Bending(H2)	1.000	1.712	1.000	1.000	19000.000

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vu
Major Shear(U2)	0.000	41768.269	995427.068	0.000	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	33652.242	995427.068	0.000	0.000

JOINT SHEAR DESIGN

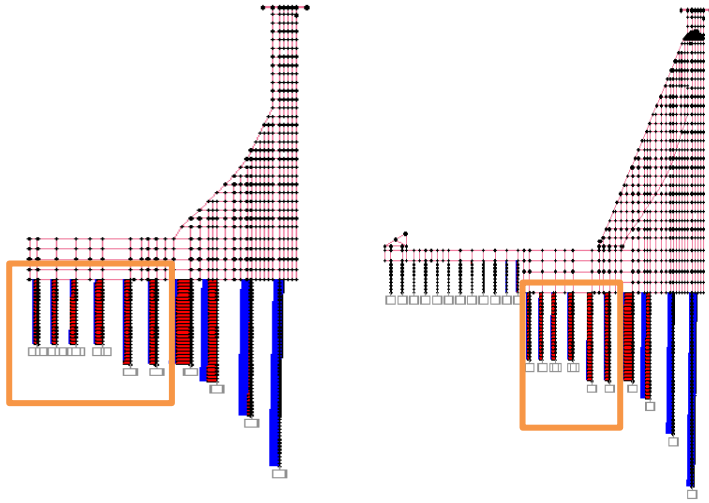
	Joint Ratio	Shear VuTop	Shear VuBot	Shear phi*Vc	Joint Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Gambar 4. 97 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000

Tabel 4. 81 Hasil perhitungan tulangan bored pile 1,2 meter

Analisa SAP2000							
Utama	As Perlu (mm2)	diameter (mm)	As pasang (mm2)	N min	N pasang	Ket	
	11309	32	804.57	15	16	OK	1.13%
Senggang	s (mm)	Av/s	As Perlu (mm2)	diameter (mm)	s (mm)	As pasang (mm2)	ket
	1000	1	1000	22	350	1085.54	OK

Dari analisa SpColumn dan SAP2000 didapatkan kebutuhan tulangan yaitu 16D-32 atau tulangan sebanyak 1,13%, dengan sengkang spiral Ø22-350. Berikut merupakan letak *bored pile* 1,2 m pada bangunan rencana:

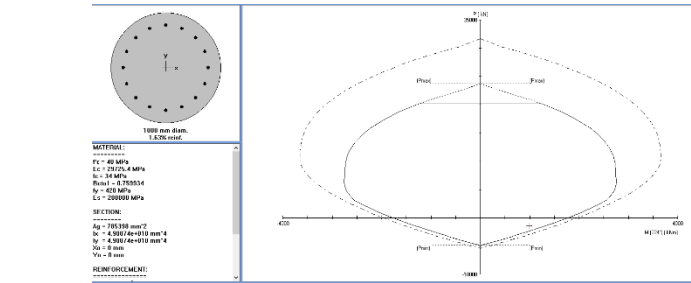


Gambar 4. 98 letak bored pile 1,2 m pada bangunan rencana

Tabel 4. 82 output gaya dalam bored pile 1 m

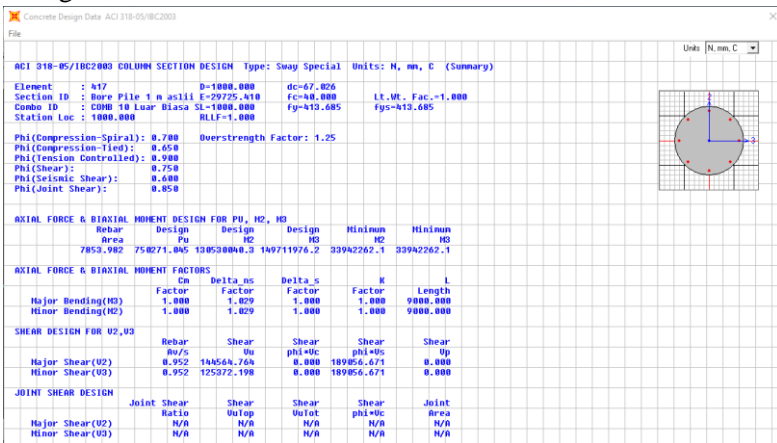
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	TABLE	Element	Forces - Frames									
2	Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem
3	Text	m	Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	Text
4432	6880	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-536.658	144.589	114.144	0.9723	6.482	16.3273	6880-1
4433	6880	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-695.502	144.589	114.144	0.9723	55.3188	77.6597	6880-1
4434	6880	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-616.323	144.589	114.144	0.9723	108.4654	142.7043	6880-1
4435	6880	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1001.448	-130.089	-104.293	-0.9417	4.1715	12.6761	6880-1
4436	6880	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1011.255	-130.089	-104.293	-0.9417	-40.6505	-55.3072	6880-1
4437	6880	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-921.083	-130.089	-104.293	-0.9417	-105.7286	-127.6517	6880-1
4438	6880	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-154.832	434.765	353.157	3.0545	13.1528	21.438	6880-1
4439	6880	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-164.643	434.765	353.157	3.0545	174.0862	216.1768	6880-1
4440	6880	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-114.467	434.765	353.157	3.0545	268.1413	423.2093	6880-1
4441	6880	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1443.304	-420.265	-343.306	-3.0239	-0.5652	8.0444	6880-1
4442	6880	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1453.121	-420.265	-343.306	-3.0239	-166.4259	-195.8844	6880-1
4443	6880	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1462.339	-420.265	-343.306	-3.0239	-348.0045	-413.2807	6880-1
4444	6881	0	COMB 1	Combination		-1348.864	-30.132	-26.823	-0.0224	1.0305	-0.3538	6881-1
4445	6881	0.5	COMB 1	Combination		-1356.682	-30.132	-26.823	-0.0224	14.4449	14.7061	6881-1
4446	6881	1	COMB 1	Combination		-1366.439	-30.132	-26.823	-0.0224	27.8593	23.712	6881-1
4447	6881	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-932.783	960.792	133.463	1.0511	-8.9111	-3.3664	6881-1
4448	6881	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-932.601	960.792	133.463	1.0511	52.4349	70.4759	6881-1
4449	6881	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-1042.439	960.792	133.463	1.0511	113.8354	150.6628	6881-1
4450	6881	0	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1125.14	-160.494	-134.901	-1.1797	-14.867	-9.9312	6881-1
4451	6881	0.5	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1435.258	-160.494	-134.901	-1.1797	-75.7041	-83.5626	6881-1
4452	6881	1	COMB 9 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1445.075	-160.494	-134.901	-1.1797	-142.4355	-163.9586	6881-1
4453	6881	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-575.041	501.489	432.742	3.4767	-2.3464	-3.9718	6881-1
4454	6881	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-534.859	501.489	432.742	3.4767	15.4465	233.6034	6881-1
4455	6881	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Max	-534.676	501.489	432.742	3.4767	412.4883	484.216	6881-1
4456	6881	0	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1873.182	-501.191	-434.08	-3.6053	-21.5917	-16.9752	6881-1
4457	6881	0.5	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1883	-501.191	-434.08	-3.6053	-218.7177	-248.7871	6881-1
4458	6881	1	COMB 10 Luar Biasa Sesudah Operasi Eddy	Combination	Min	-1832.817	-501.191	-434.08	-3.6053	-435.0884	-437.5117	6881-1
4459					Tarik	740.563				740.035	690.318	
4460					Tekan	-9165.357				-717.1254	-659.26	

Setelah mengetahui gaya dalam yang terjadi, selanjutnya gaya yang terjadi dimasukkan kedalam software SpColumn untuk dianalisa jumlah kebutuhan tulangnya, sebagai berikut:



Gambar 4. 99 output Analisa kebutuhan tulangan

Selain menggunakan SPCOLUMN digunakan juga analisa SAP2000 sebagai pembanding kebutuhan tulangan *bored pile*, sebagai berikut:

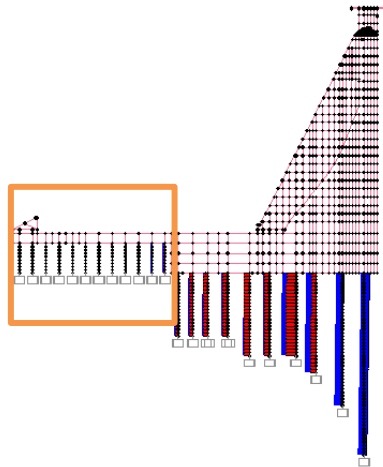


Gambar 4. 100 Output analisa kebutuhan tulangan SAP2000

Tabel 4. 83 Hasil perhitungan tulangan boredpile 1 meter

Analisa SAP2000							
Utama	As Perlu (mm ²)	diameter (mm)	As pasang (mm ²)	N min	N pasang	Ket	
	7853	32	804.57	10	16	OK	1.63%
Senggang	s (mm)	Av/s	As Perlu (mm ²)	diameter (mm)	s (mm)	As pasang (mm ²)	ket
	1000	1	1000	22	350	1085.54	OK

Dari Analisa SpColumn dan SAP2000 didapatkan kebutuhan tulangan yaitu 16D-32 atau tulangan sebanyak 1,63%, dengan sengkang spiral Ø22-350. Berikut merupakan letak *bored pile* 1 m pada bangunan rencana:



Gambar 4. 101 letak bored pile 1 m pada bangunan rencana

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kebutuhan tulangan *bored pile* sebagai berikut:

Tabel 4. 84 Rekapitulasi kebutuhan tulangan bored pile

Bangunan	Diameter	P	M2	M3	n pasang	D pasang	prosentase
	m	Kn	Kn-m	Kn-m		mm	%
Bored Pile	2.4	12066.54	2100.404	2044.09	60	32	1.06
	2.2	7189.15	1377.31	1552.11	48	32	1.01
	2	-1942.18	1420.71	801.17	40	32	1.02
	1.2	-3904.02	1419.35	1216.93	16	32	1.13
	1	1408.56	710.02	690.32	16	32	1.63

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan dari tugas akhir ini antara lain:

1. Beban yang bekerja pada bendungan beton rencana terdiri dari beban sendiri bangunan, beban hidrostatis maksimum 2149,71 T/m, beban sedimen maksimum 1269,6 T/m, beban tanah aktif maksimum 25,69 T/m dan pasif maksimum 653,79 T/m, beban gempa, beban air diatas *spillway* sebesar 3,125 T/m dan kolam olak maksimum 144,5 T/m, beban uplift maksimum 73,26 T/m², dan beban hidrodinamis sebesar 1145,37 T/m (beban air akibat gempa).
2. *Spillway* menggunakan *spillway* terpasang pada tubuh bendungan, dengan tipe *spillway at crest* yaitu *spillway* dengan limpasan langsung di puncak bendungan dengan aliran yang dikendalikan dengan kemiringan 1:0,5 sehingga dimensi bendungan dengan *spillway* menjadi 36 m, dengan kolam olak menggunakan peredam energi USBR tipe II dengan Panjang kolam olak 74 m dengan lebar masuk 12 m dan lebar keluar 15 m.
3. Terdapat 6 tipe bangunan atas yaitu tipe 6 (B = 28,5 m H = 68,3 m), tipe 5 (B = 18,5 m H = 54,8 m), tipe 4 (B = 9,5 m H = 39,8 m), tipe 3 (B = 5,5 m H = 29,8 m), tipe 2 (B = 5,5 m H = 22,3 m), tipe 1 (B = 5,5 m H = 9,8 m). Terdapat juga 4 tipe pondasi setempat yaitu tipe 4 (B = 62 m H = 12 m), tipe 3 (B = 18,5 m H = 10 m), tipe 2 (B = 9,5 m H = 8 m), tipe 1 (B = 5,5 m H = 6 m). Dengan 5 tipe diameter pondasi *bored pile* yaitu diameter 2,4 m, 2,2 m, 2 m, 1,2 m, dan 1 m. Kebutuhan tulangan pada tubuh bendungan dan pondasi diamati gaya S11 (gaya arah X), gaya S22 (gaya arah y), dan S33 (gaya arah Z) dengan memperhatikan perlakuan setiap potongan yang ditinjau (penentuan arah gaya yang diamati sesuai permodelan yang dibuat pada program bantu SAP2000). Untuk kebutuhan

tulangan pada setiap *bored pile* diamati gaya P, M2, dan M3 pada output SAP2000, dan dilakukan analisa menggunakan software SpColumn untuk mengetahui kebutuhan tulangan perlu. Desain yang ada memenuhi persyaratan terhadap guling ($1,65 \geq 1,5$), geser ($2,72 \geq 2$), penurunan ($\sigma_{maks}/\sigma_{min} \leq \sigma_t$), dan rembesan ($0,00048 \text{ m}^3/\text{s} \leq 0,0228 \text{ m}^3/\text{s}$).

5.2 Saran

Saran yang dapat dipetik dari tugas akhir ini antara lain:

1. Diperlukan kajian yang lengkap dan mendalam mengenai kondisi geologi daerah setempat serta pemenuhan teknologi penunjang pembangunan sebelum diputuskan akan membangun bendungan beton atau tidak.

DAFTAR PUSTAKA

- Soedibyo. 2003. Teknik Bendungan. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. SNI 2847:2013. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. SNI 1726:2012. Jakarta: BSN.
- Departemen pekerjaan Umum. 2010. Peta Hazard Gempa Indonesia. Jakarta.
- Brown, William D. 1994. Engineering and Design ARCH DAM DESIGN. Washington, DC: Department Of The Army U.S. Army Corps of Engineers.
- Sosrodarsono, Suyono. dan Takeda, Kensaku. 1976. Bendungan Type Urugan. Jakarta: PT PRADNYA PARAMITA.
- Chow, Ven Te. 1959. Open-Channel Hydraulics. Tokyo: Kogakusha Company, LTD.
- Masrevaniah, Aniek. 2012. Konstruksi Bendungan Urugan Pelimpah (Volume II). Malang: CV Asrori.

Russell, B. and Hampson, D. 2005. Joint Simultaneous Inversion of PP and PS Angle Gathers: SEG Annual Meeting, 6-11 November. Houston, Texas.

Direktorat Jenderal Pengairan. 1986. Standar Perencanaan Irigasi KP-02. Jakarta: Badan penerbit Pekerjaan Umum.

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya, 14 Juli 1997, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Nurul Iman Menganti, SD Muhammadiyah 15 Surabaya, SMPN 16 Surabaya, dan SMAN 15 Surabaya. Setelah lulus dari SMA tahun 2015, Penulis mengikuti Ujian Masuk Program D-IV ITS dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 10111510000109.

Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini Penulis mengambil Bidang Studi Struktur Bangunan Air. Penulis aktif di kegiatan Kemahasiswaan sebagai staff ahli Departemen Syiar JMAA tahun 2016-2017 dan Sekertaris Departemen Kaderisasi JMAA tahun 2017-2018. Penulis pernah mewakili ITS dalam ajang Kompetisi Jembatan Indonesia ke-13 (KJI-XIII) tahun 2017 Kategori Jembatan Rangka Baja Jalan Raya dalam tim CT-Khidmah dan mendapat 'Juara Kategori Implementasi Terhadap Desain Terbaik'. Selain itu penulis juga pernah menjadi finalis pada ajang Kompetisi Bangunan Air Indonesia (KBAI) tahun 2018. *email: ahmadnurfian@gmail.com.*

LAMPIRAN

Lampiran gambar dijilid secara terpisah.

TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

ALTERNATIF DESAIN TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

AHMAD NUR ALFIAN

NRP. 10111510000109

Dosen Pembimbing 1:

TATAS, MT.

NIP. 19800621 200501 1 002

Dosen Pembimbing 2:

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.

NIP. 19600105 198603 1 003

PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

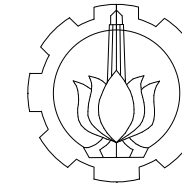
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2020

DAFTAR GAMBAR LAMPIRAN

NO. GBR	JUDUL GAMBAR	NO. GBR	JUDUL GAMBAR
01	DENAH DAN PETA GEOLOGI DAERAH TUBUH BENDUNGAN	19	DETAIL TULANGAN BORED PILE
02	DENAH DAN PETA GEOLOGI TEKNIK DAERAH TUBUH BENDUNGAN	20	POTONGAN MELINTANG & TULANGAN TUBUH BENDUNGAN
03	PROFIL MUKA AIR TANAH TUBUH BENDUNGAN	21	TULANGAN TUBUH BENDUNGAN
04	PROFIL GEOLOGI & TINGKAT LUGEON TUBUH BENDUNGAN	22	TULANGAN TUBUH BENDUNGAN
05	KELAS BATUAN DAN DAYA DUKUNG TUBUH BENDUNGAN		
06	DENAH & DETAIL GROUTING TIRAI TUBUH BENDUNGAN		
07	POTONGAN MEMANJANG, MELINTANG, DAN DETAIL TUBUH BENDUNGAN		
08	POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN		
09	POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN		
10	POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN		
11	POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN		
12	POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN		
13	POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN		
14	DENAH, POTONGAN, DETAIL SPILLWAY & KOLAM OLAK		
15	DENAH & DETAIL TULANGAN BORED PILE		
16	DETAIL TULANGAN BORED PILE		
17	DETAIL TULANGAN BORED PILE		
18	DETAIL TULANGAN BORED PILE		



PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
NIP. 19800621 200501 1 002
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

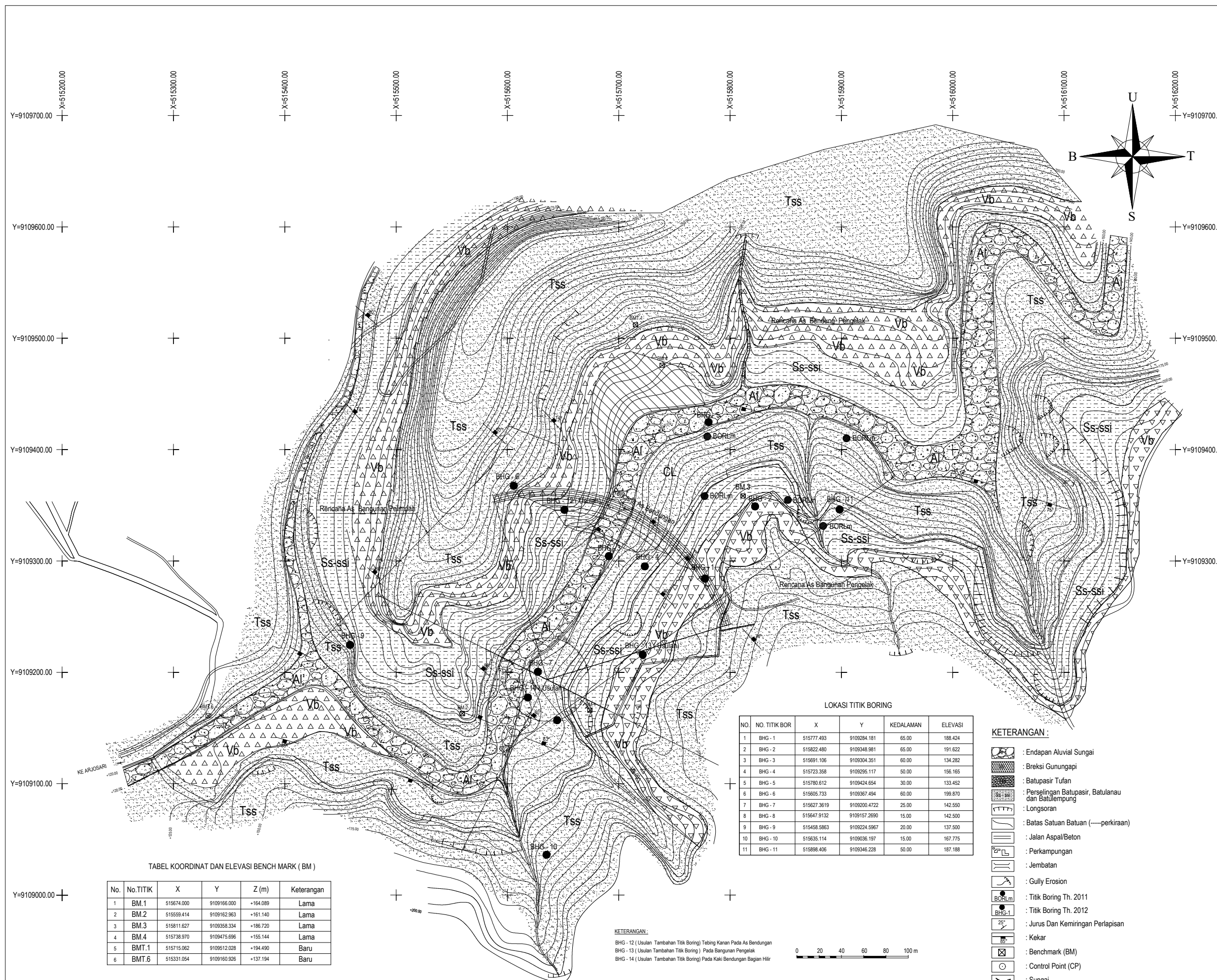
DENAH DAN
PETA GEOLOGI DAERAH
TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

Sumber Peta Geologi:
Kemen PU, Dirjen SDA, BBWS Bengawan Solo

NO. GBR JML. GBR TGL. GBR

01 22 JAN 2020



TABEL KOORDINAT DAN ELEVASI BENCH MARK (BM)

No.	No. TITIK	X	Y	Z (m)	Keterangan
1	BM.1	515674.000	9109166.000	+164.089	Lama
2	BM.2	515559.414	9109162.963	+161.140	Lama
3	BM.3	515811.627	9109358.334	+186.720	Lama
4	BM.4	515738.970	9109475.696	+155.144	Lama
5	BMT.1	515715.062	9109512.028	+194.490	Baru
6	BMT.6	515331.054	9109160.926	+137.194	Baru

KETERANGAN:

BHG - 12 (Usulan Tambahan Titik Boring) Tebing Kanan Pada As Bendungan
 BHG - 13 (Usulan Tambahan Titik Boring) Pada Bangunan Pengelak
 BHG - 14 (Usulan Tambahan Titik Boring) Pada Kaki Bendungan Bagian Hilir

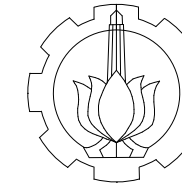
LOKASI TITIK BORING

NO.	NO. TITIK BOR	X	Y	KEDALAMAN	ELEVASI
1	BHG - 1	515777.493	9109284.181	65.00	188.424
2	BHG - 2	515822.480	9109348.981	65.00	191.622
3	BHG - 3	515991.106	9109304.351	60.00	134.282
4	BHG - 4	515723.358	9109295.117	50.00	156.165
5	BHG - 5	515780.612	9109424.654	30.00	133.452
6	BHG - 6	515905.733	9109367.494	60.00	199.870
7	BHG - 7	515627.3619	9109200.4722	25.00	142.550
8	BHG - 8	515647.9132	9109157.2690	15.00	142.500
9	BHG - 9	515458.5863	9109224.5967	20.00	137.500
10	BHG - 10	515635.114	9109036.197	15.00	167.775
11	BHG - 11	515898.406	9109346.228	50.00	187.188

KETERANGAN :

- : Endapan Aluvial Sungai
- : Breksi Gunungapi
- : Batupasir Tufan
- : Persebaran Batupasir, Batulana dan Batulempung
- : Longsoran
- : Batas Satuan Batuan (----perkiraan)
- : Jalan Aspal/Beton
- : Perkampungan
- : Jembatan
- : Gully Erosion
- : Titik Boring Th. 2011
- : Titik Boring Th. 2012
- : Jurus Dan Kemiringan Perlapisan
- : Keckar
- : Benchmark (BM)
- : Control Point (CP)
- : Sungai
- : Arah Aliran
- : Garis Kontur

0 20 40 60 80 100 m



PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
NIP. 19800621 200501 1 002
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

DENAH DAN
PETA GEOLOGI TEKNIK
DAERAH TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

Sumber Peta Geologi:
Kemen PU, Dirjen SDA, BBWS Bengawan Solo

NO. GBR JML. GBR TGL. GBR

02 22 JAN 2020



KETERANGAN :

- : Aluvial (GW-ML-SM)
- : Gully Erosion
- : Benchmark (BM)
- : Jalan Aspal/Beton
- : Koluviyal (MH)
- : Titik Boring Th. 2011
- : Control Point (CP)
- : Perkampungan
- : Slope Wash (MH)
- : Titik Boring Th. 2012
- : Sungai
- : Residual Soil (MH)
- : Jurus Dan Kemiringan Bidang Perlipasan
- : Arah Aliran
- : Longsor
- : Kekar
- : Garis Kontur
- : Batas Satuan Batuan (---perkiraan)
- : Jembatan

KELAS BATUAN

Tss : Tufaceous Sand Stone				Vb : Volcanic Brekcia			
Rock	Tss			Rock	Vb		
Wet Density	2.048	δc		Wet Density	2.183	δc	
Dry Density	2.007	δd		Dry Density	2.133	δd	
Unconfined	185.5	qu		Unconfined	304.5	qu	
Modulus Elasticity	4115	Ea		Modulus Elasticity	10980	Ea	
Poissons Ratio	0.29	-		Poissons Ratio	0.29	-	
Direct Apparent	C 7.74	(kg/cm ²)		Direct Apparent	C 13.56	(kg/cm ²)	
	Ø 38° 37'	(°)			Ø 38° 45'	(°)	
Direct Apparent	C 5.13	(kg/cm ²)		Direct Apparent	C 6.50	(kg/cm ²)	
	Ø 14° 47'	(°)			Ø 14° 56'	(°)	

Ss-sil: Interbedded of Sandstone, Siltstone and Claystone

Ss-sil: Interbedded of Sandstone, Siltstone and Claystone			
Rock	Ss-sil		
Wet Density	2.206	δc	
Dry Density	2.157	δd	
Unconfined	422.7	qu	
Modulus Elasticity	24390	Ea	
Poissons Ratio	0.32	-	
Direct Apparent	C 18.46	(kg/cm ²)	
	Ø 42° 09'	(°)	
Direct Apparent	C 12.00	(kg/cm ²)	
	Ø 24° 22'	(°)	

LEGENDA

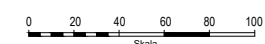
Stratigrafi	Litologi	Simbol	Deskripsi	USCS	PARAMETER			
					Wn(%)	C(I/M2)	φ(°)	
Sw/Sco	Slope Wash	Sw	Lanau, per-ber-krk Ands, # max = 10cm	MH	(x)	48-62	2.5-17.5	11-17
Sal	Koluviyal	Sco	Lanau,krk; ber-krk & bnh Ands, # max = 105 cm	Cl-MH	(+)	54-56	4.5-6.8	10-10.5
	Alluvial	Sal	Pasir,ln,krk; ber-krk & bnh Ands,# max = 300 cm	SM-GM	(#)	-	-	-
Sre	Residual Soil	Sre	Lanau, per- lpg- lpg- ln- ln, ber-krk & bnh Andsile, # max = 45cm	MH	(x)	55-64	2.5-45	10-17
Bat.Vulkanik	Batupasir tufan	Btps 1	Lopuk ringan-sedang, berbulir kasar-halus, kompak, padat	-	(+)	698	268	0.3
	Brekai Vulkanik	Bv	fragmen andesitit, matrik pasir dan tuf	-	-	-	-	-
Perselingan Batupasir, Batuanau dan Batulempung	Batu Pasir	Bps-Bs	Segar-lapuk ringan, keras, kompak, kedap air	-	-	-	-	-
	Batu Lempung	Bls-Bl		-	-	-	-	-

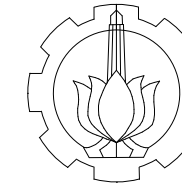
Kandungan Kobel dan/atau Boulder

- (X) = <5%
- (+) = 5-25%
- (#) = >25%

KETERANGAN :

- BHG - 12,13,14 (Usulan Tambahan Titik Boring)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
NIP. 19800621 200501 1 002
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

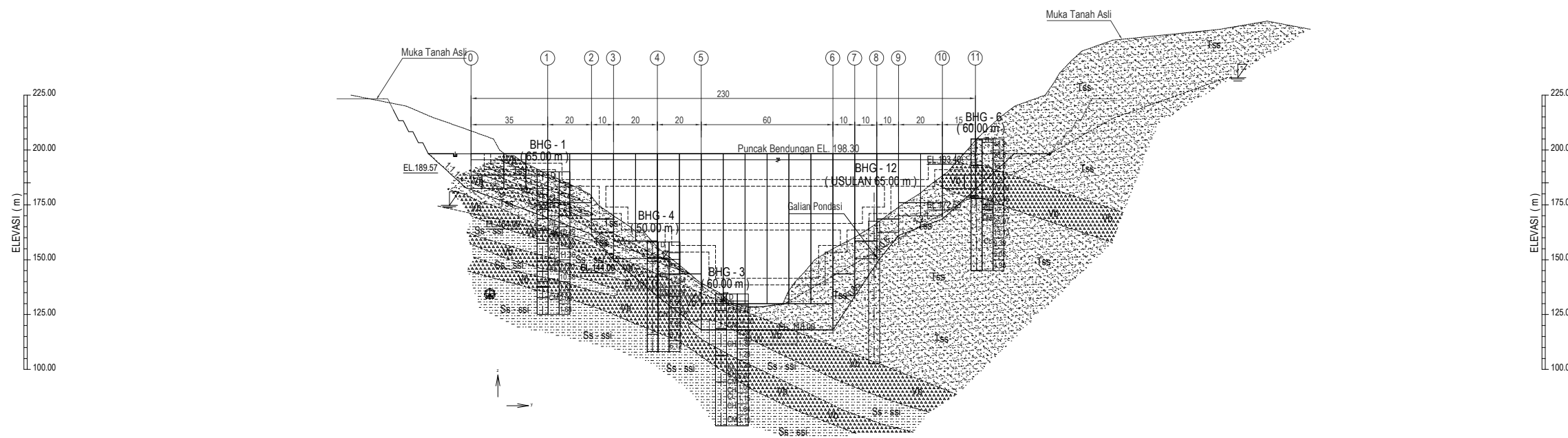
PROFIL MUKA AIR TANAH
TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

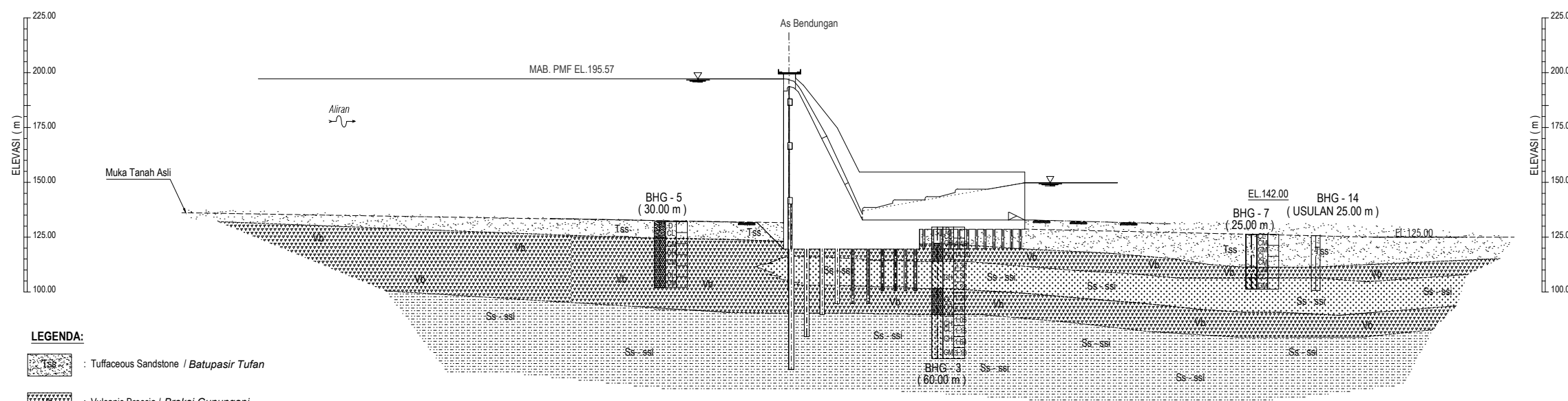
Sumber Profil Muka Air Tanah:
Kemen PU, Dirjen SDA, BBWS Bengawan Solo

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

03	22	JAN 2020
----	----	----------



POT. MEMANJANG PADA AS BENDUNGAN

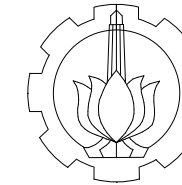


POT. MELINTANG PADA AS BENDUNGAN

- LEGENDA:**
- : Tuffaceous Sandstone / Batupasir Tufan
 - : Volcanic Breccia / Breksi Gunungapi
 - : Interbedded of Sandstone, Siltstone and Claystone
Perselingan Batupasir, Batulanau Dan Batulempung
 - : Unit lithology Boundary/ Batas Satuan Batuan
 - : Muka Air Tanah
 - : Borehole / Lubang Bor
 - : 1. Jenis Batuan
2. Klas Batuan
3. Lugeon

- KETERANGAN :**
- BHG - 12 (Usulan Tambah Titik Boring) Tebing Kanan Pada As Bendungan
 - BHG - 14 (Usulan Tambah Titik Boring) Pada Kaki Bendungan Bagian Hilir





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

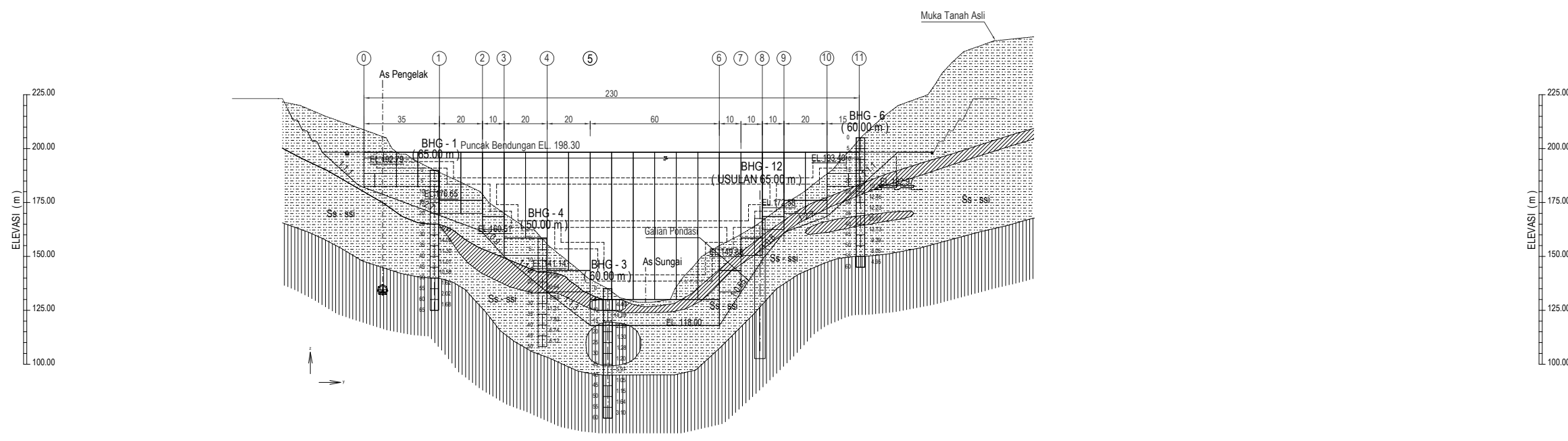
PROFIL GEOLOGI & TINGKAT LUGEON
 TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

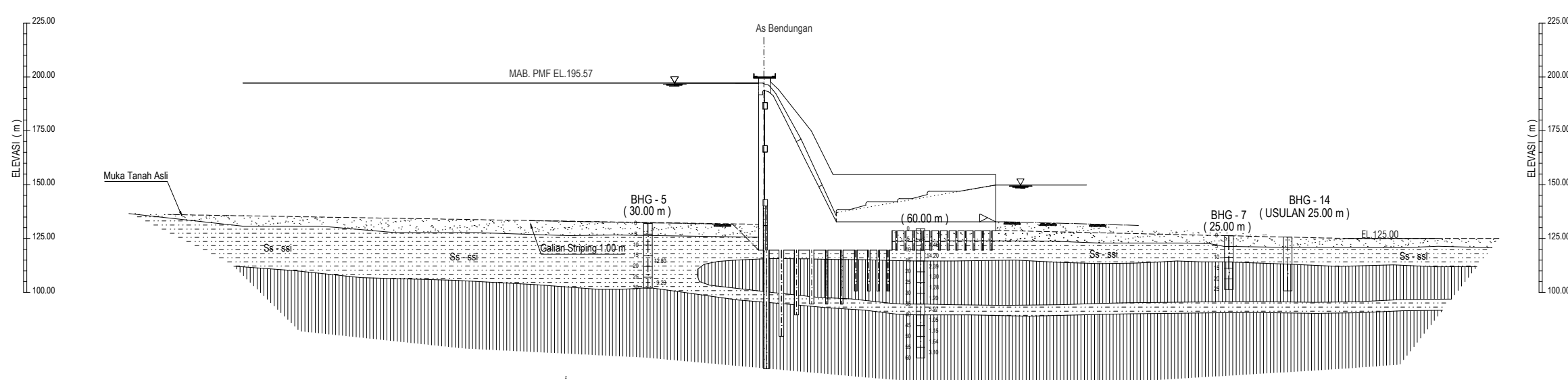
Sumber Tingkat Lugeon:
 Kemen PU, Dirjen SDA, BBWS Bengawan Solo

NO. GBR JML. GBR TGL. GBR

04 22 JAN 2020



POTONGAN MEMANJANG
S.A



POTONGAN MELINTANG
S.A

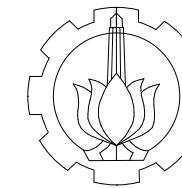
LEGENDA

SIMBOL	Lu (k)	CLASIFIKATION	CONDITION OF F ROCK MASS
	< 5 (< 6 x 10 ⁵)	LOW	VERY TIGHT - TIGHT
	5 - 15 (6 x 10 ⁵ - 2 x 10 ⁴)	MODERAT	FEW PARTLY OPEN
	15 - 50 (2 x 10 ⁴ - 6 x 10 ⁴)	MEDIUM	SOME OPEN
	50 - 100 (6 x 10 ⁴ - 1 x 10 ³)	HIGH	MANY OPEN
	(< 100)	VERY HIGH	VERY CRACKY

KETERANGAN :

BHG - 12 (Usulan Tambahan Titik Boring) Tebing Kanan Pada As Bendungan
 BHG - 14 (Usulan Tambahan Titik Boring) Pada Bangunan V Notch





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
NIP. 19800621 200501 1 002
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

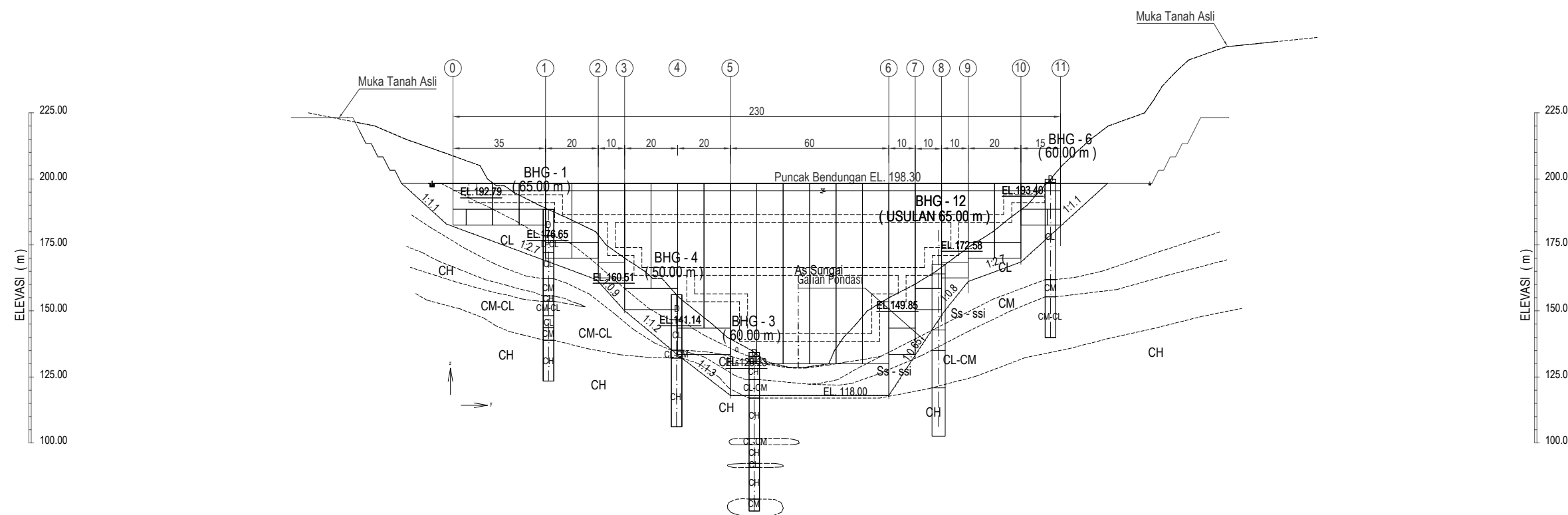
KELAS BATUAN
DAN DAYA DUKUNG
TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

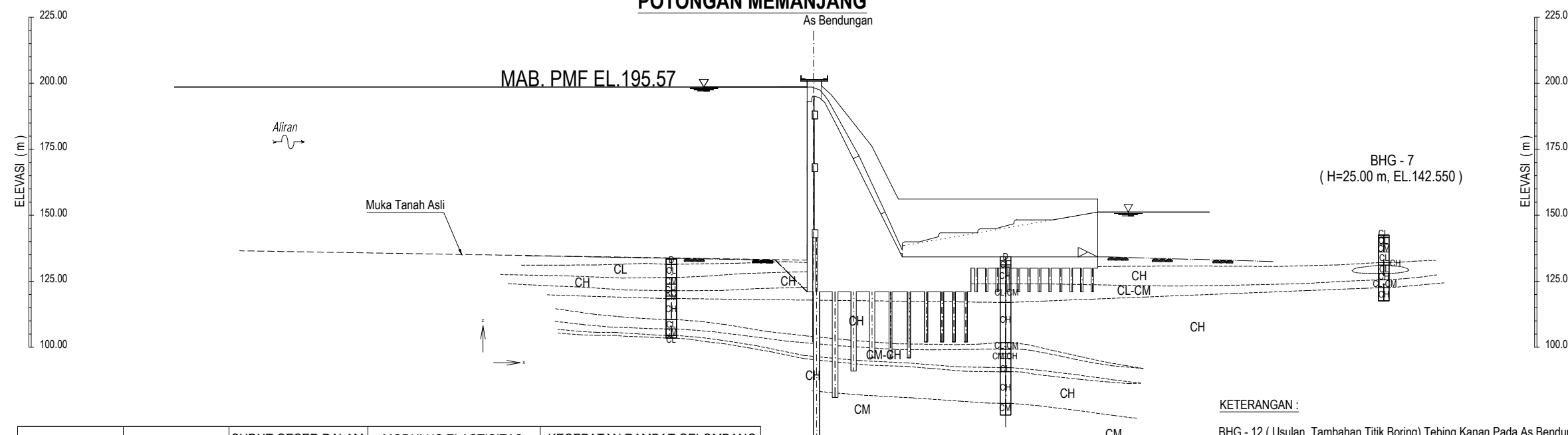
Sumber Kelas Batuan & Daya Dukung:
Kemen PU, Dirjen SDA, BBWS Bengawan Solo

NO. GBR JML. GBR TGL. GBR

05 22 JAN 2020



POTONGAN MEMANJANG



POTONGAN MELINTANG

KETERANGAN :

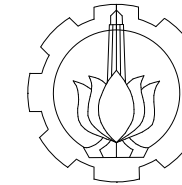
BHG - 12 (Usulan Tambahan Titik Boring) Tebing Kanan Pada As Bendungan

KELAS BATUAN	KOHESI C (Kgf / cm ²)	SUDUT GESER DALAM (Derajat)	MODULUS ELASTISITAS En (Kgf / cm ²)	KECEPATAN RAMBAT GELOMBANG Vp (Km / sec)*
CH	18.46	42°09'	24.000	3 - 3.7
CM	13.44 - 13.56	35°45' - 38°07'	10.927 - 11.037	15 - 3
CL	5.87 - 7.74	38°07' - 39°49'	3.966 - 4.231	< 1.5
D (*)	0.24 - 6	15 - 37.5		

Catatan :

(*) Estimasi Berdasarkan CRIEPI (Central Research Institute of Electric Power Industry)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 1011151000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

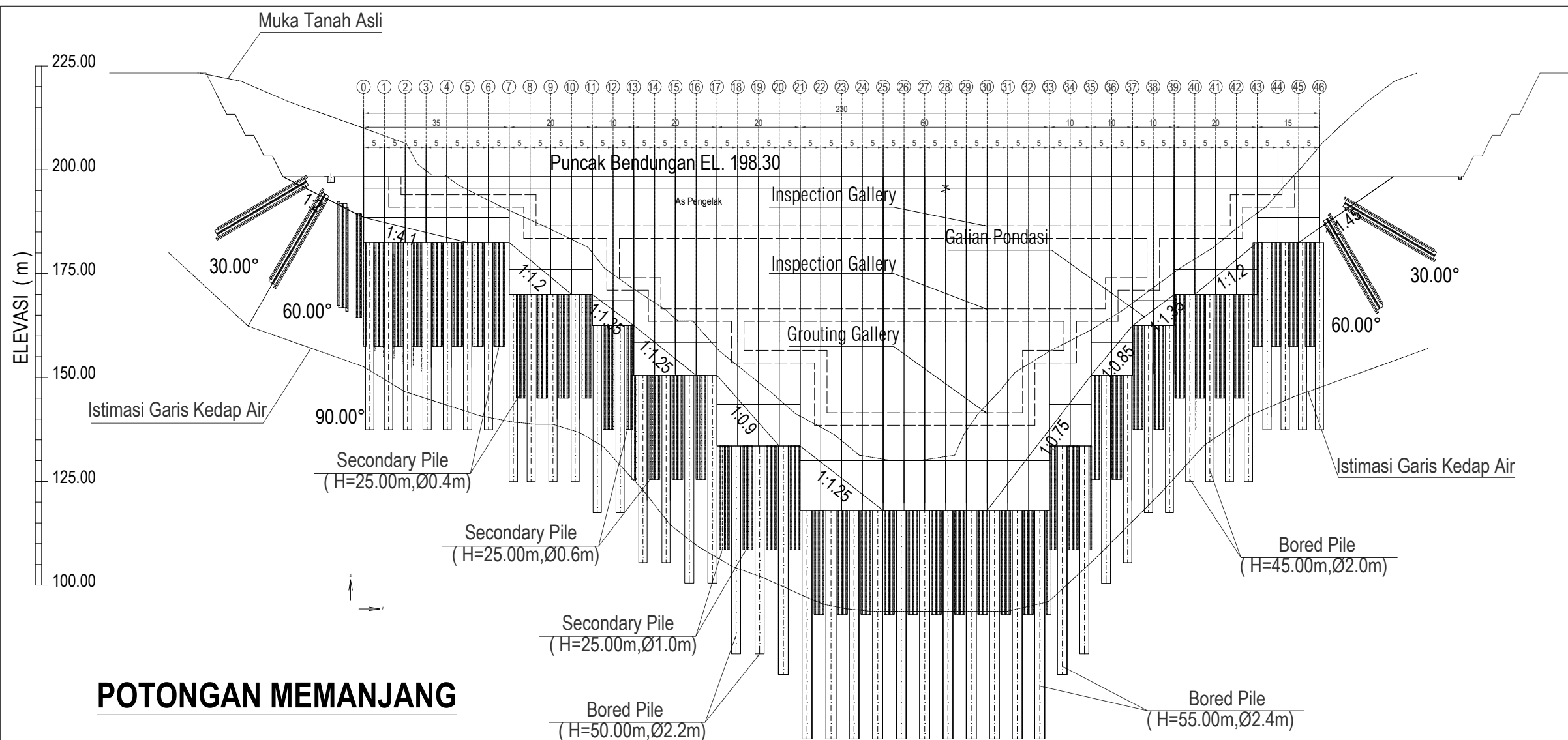
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

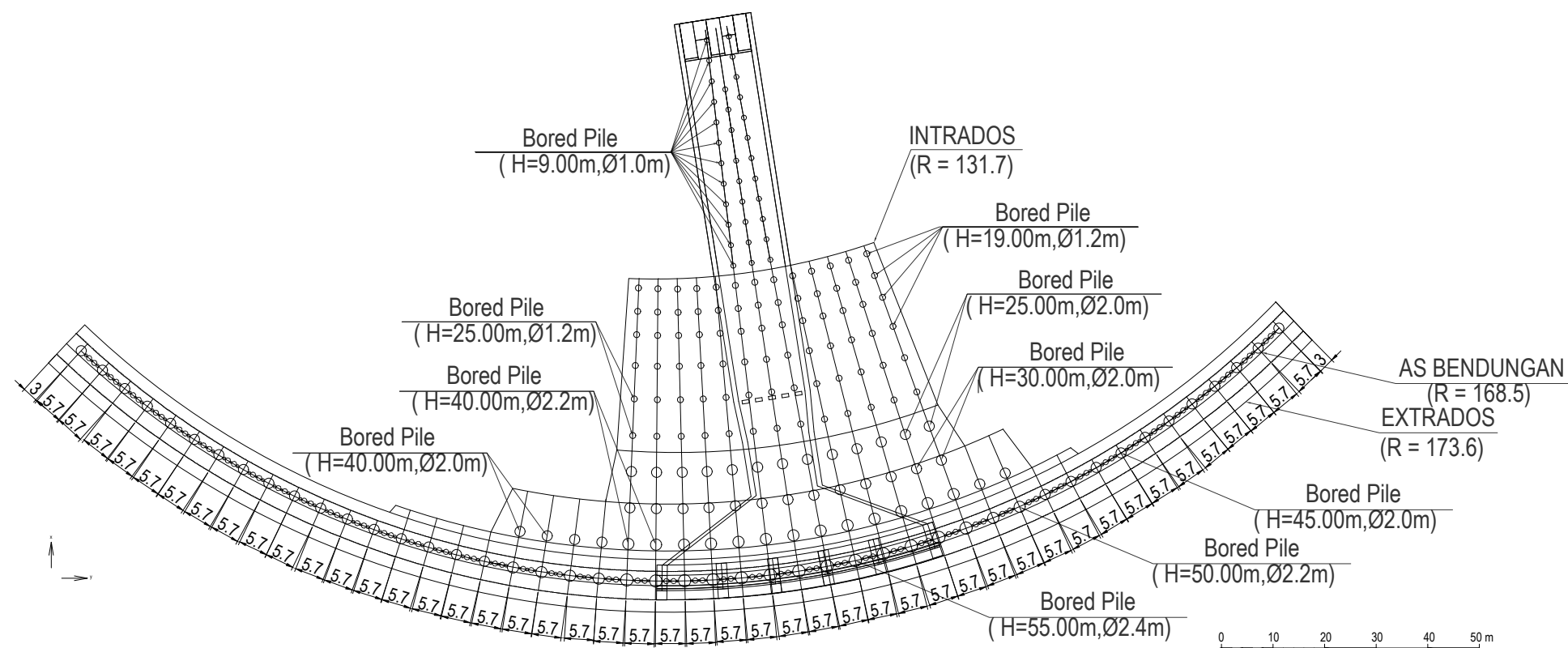
DENAH & DETAIL GROUTING TIRAI
 TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

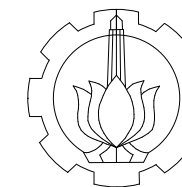
NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
06	22	JAN 2020



POTONGAN MEMANJANG



DENAH



PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

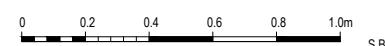
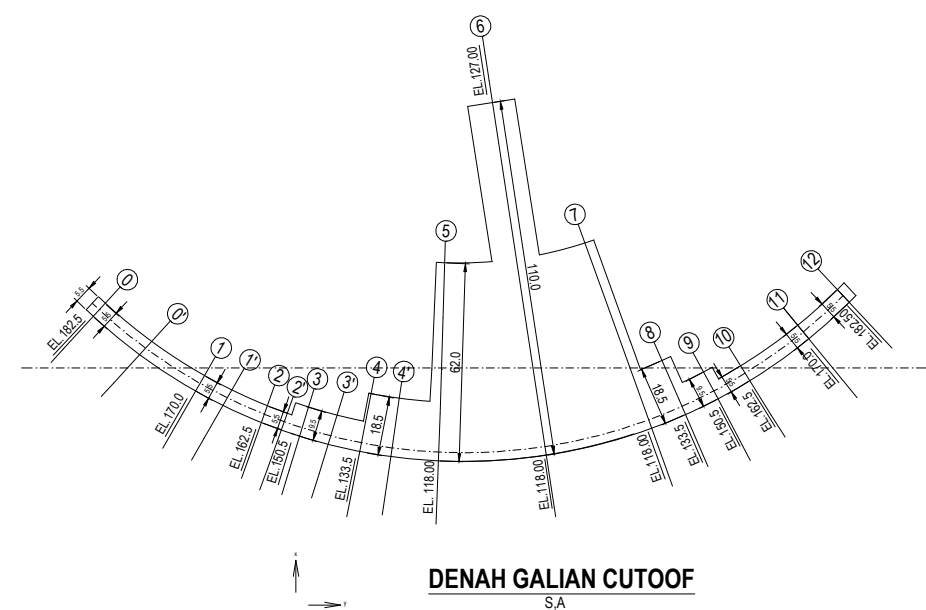
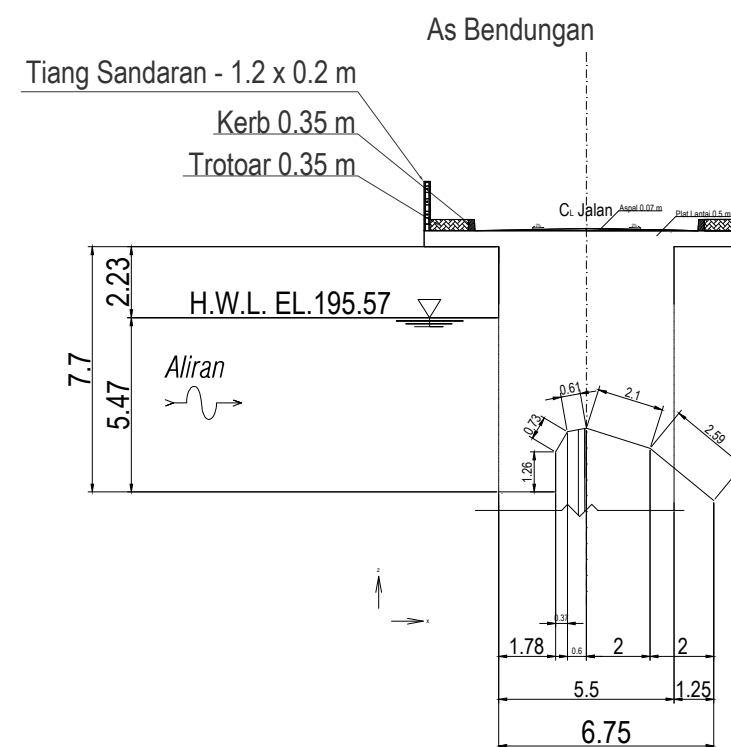
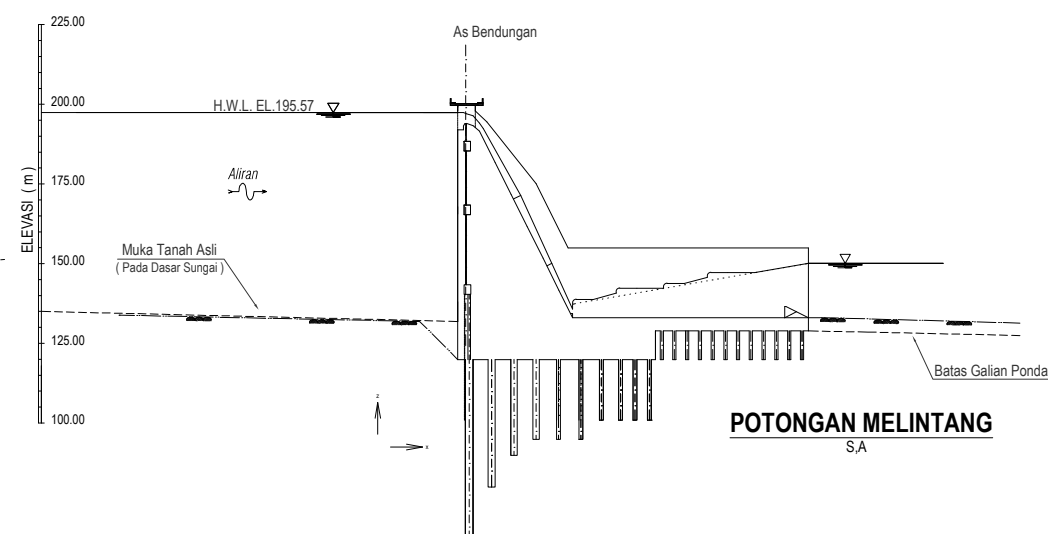
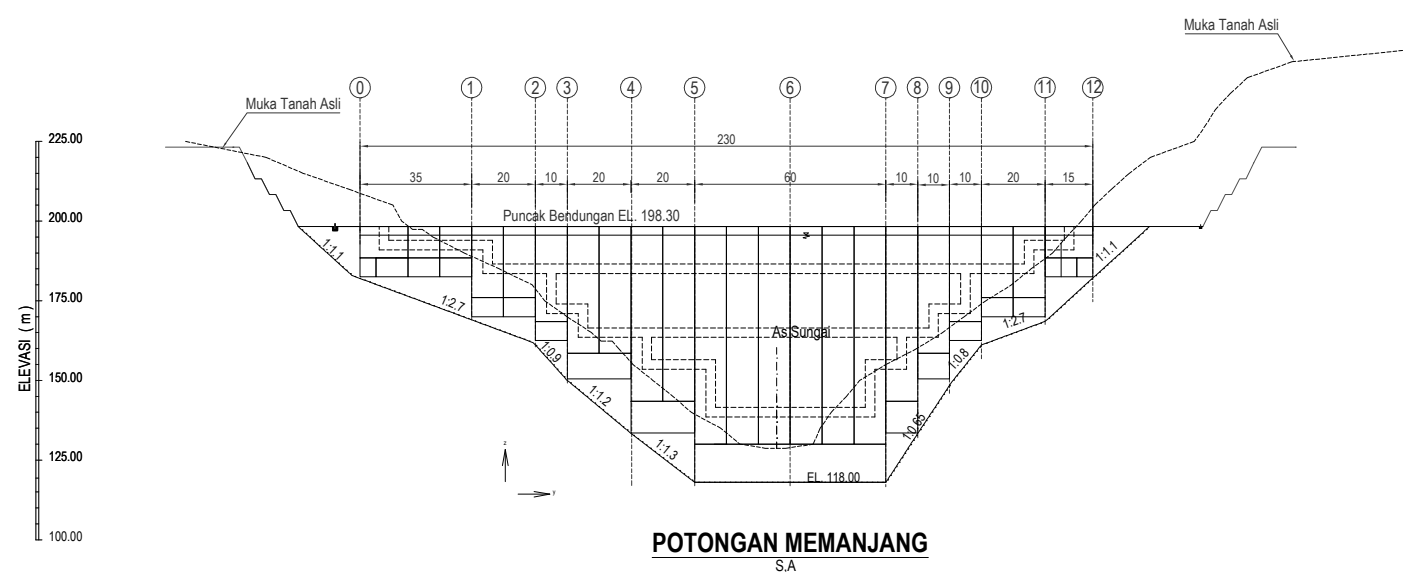
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

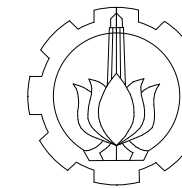
JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG, MELINTANG,
 DAN DETAIL TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
07	22	JAN 2020





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

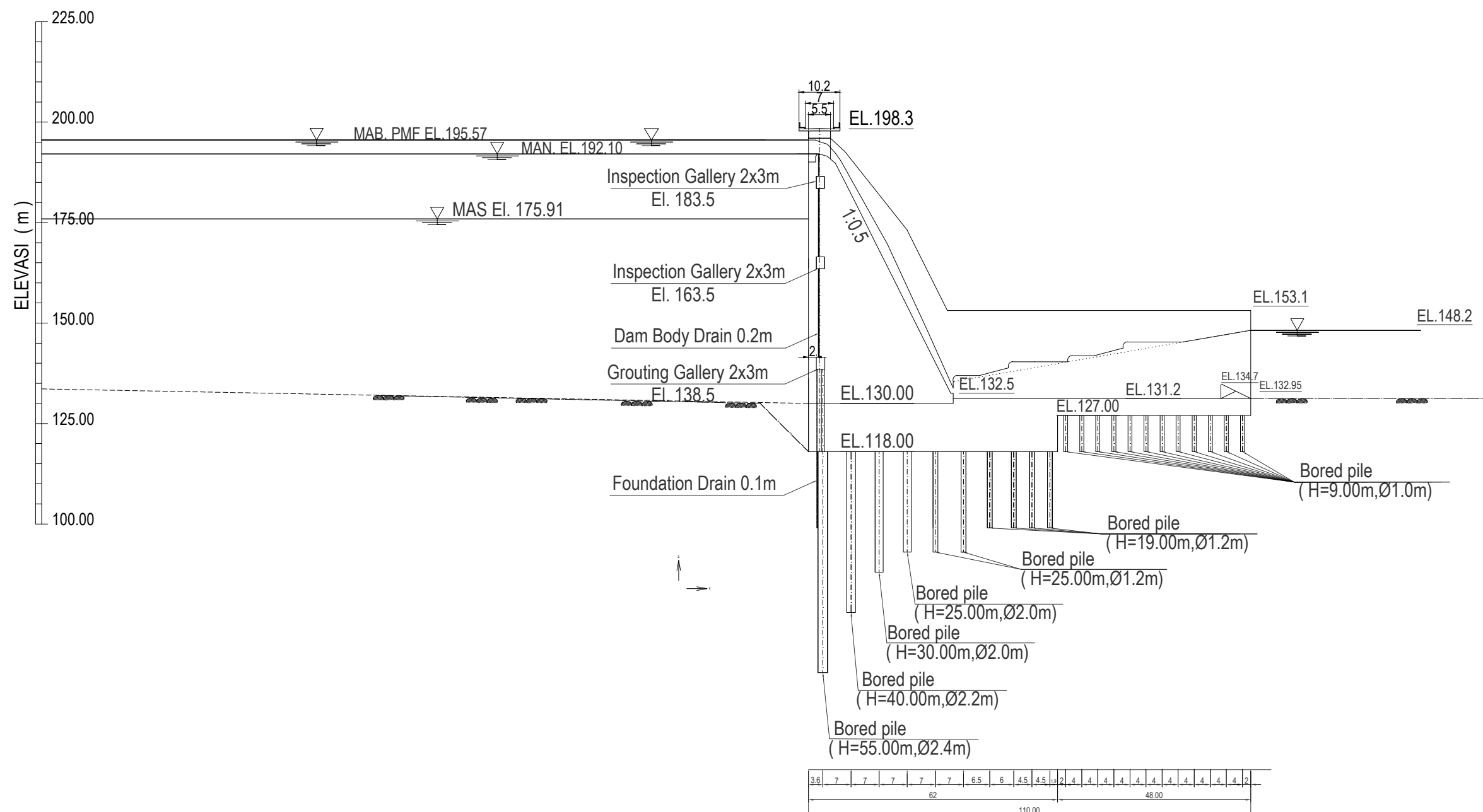
JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
 TUBUH BENDUNGAN

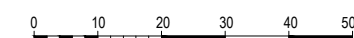
KETERANGAN

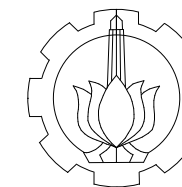
NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

08	22	JAN 2020
----	----	----------



POTONGAN MELINTANG STA (6-6)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

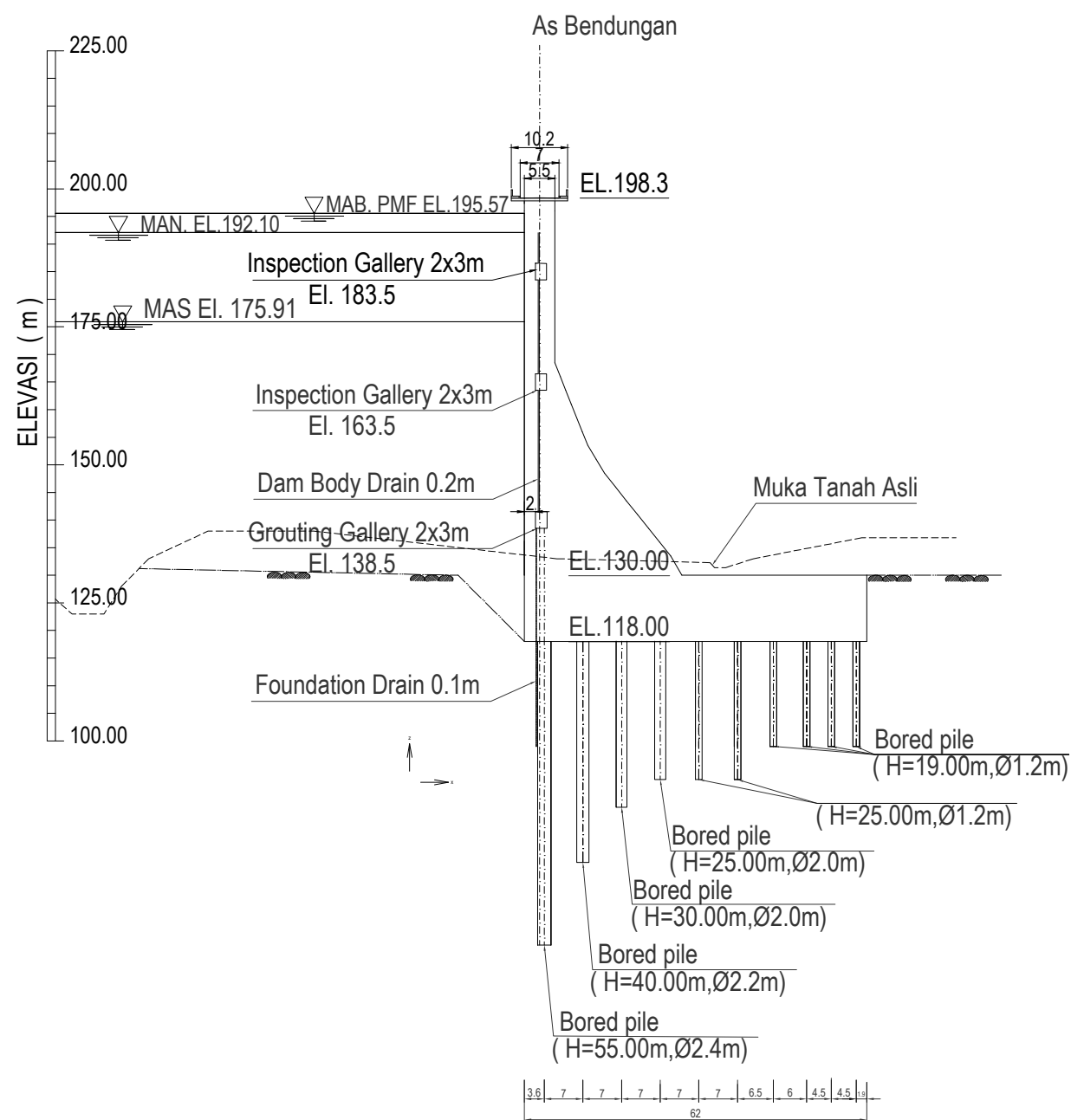
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

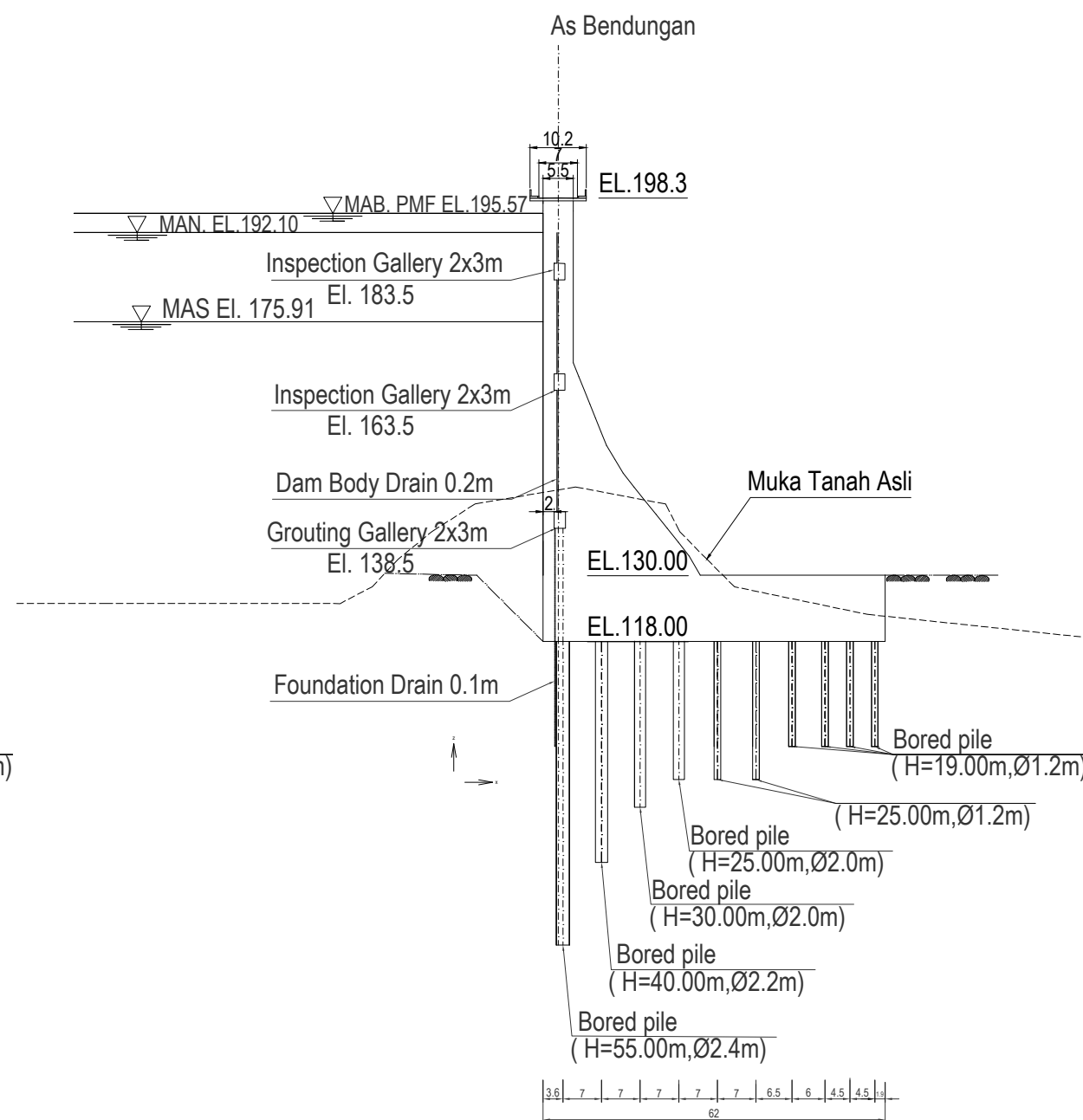
POTONGAN MELINTANG
 TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

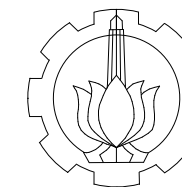
NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
09	22	JAN 2020



POTONGAN MELINTANG STA (5-5)



POTONGAN MELINTANG STA (7-7)



PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

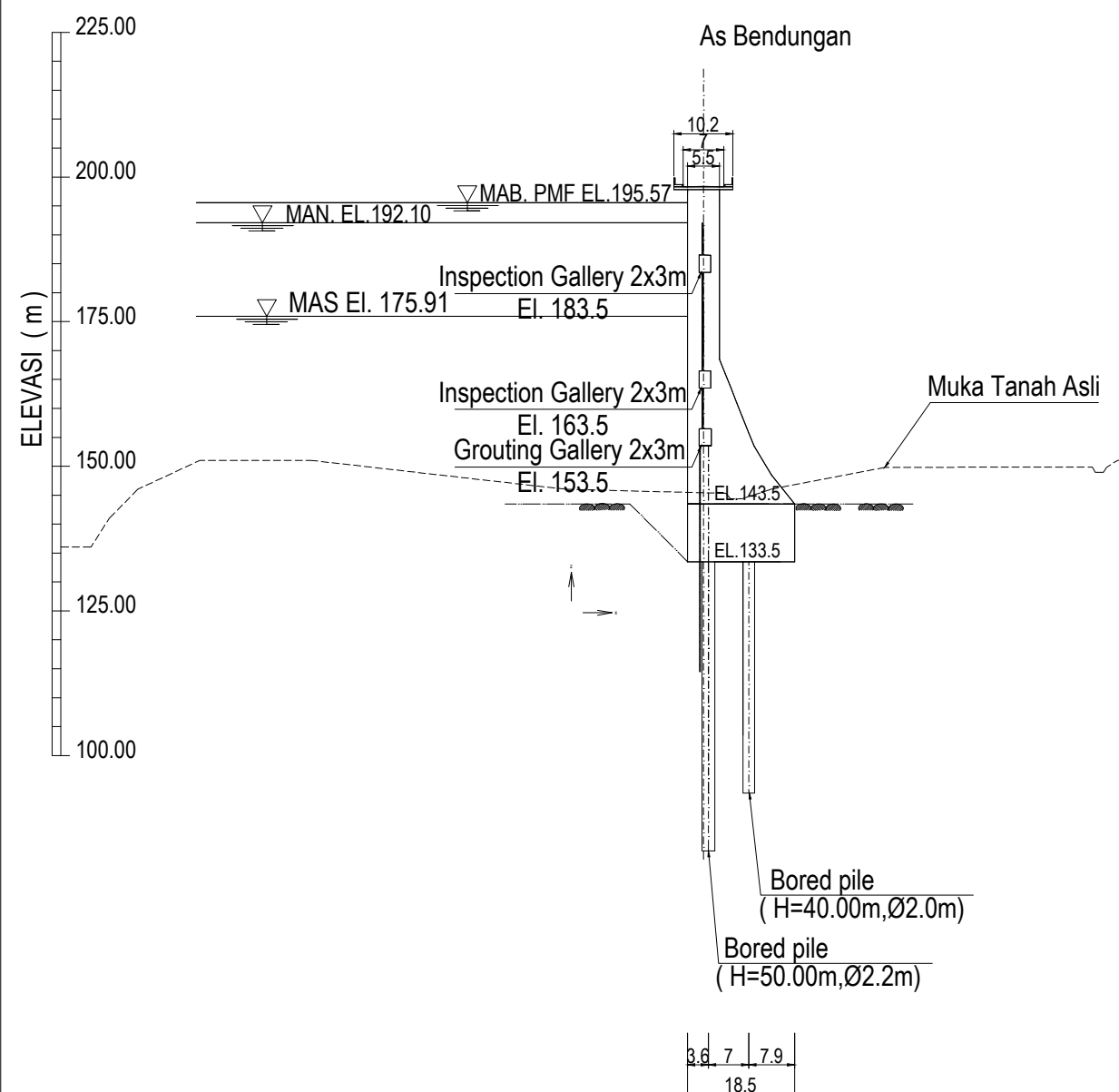
JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
 TUBUH BENDUNGAN

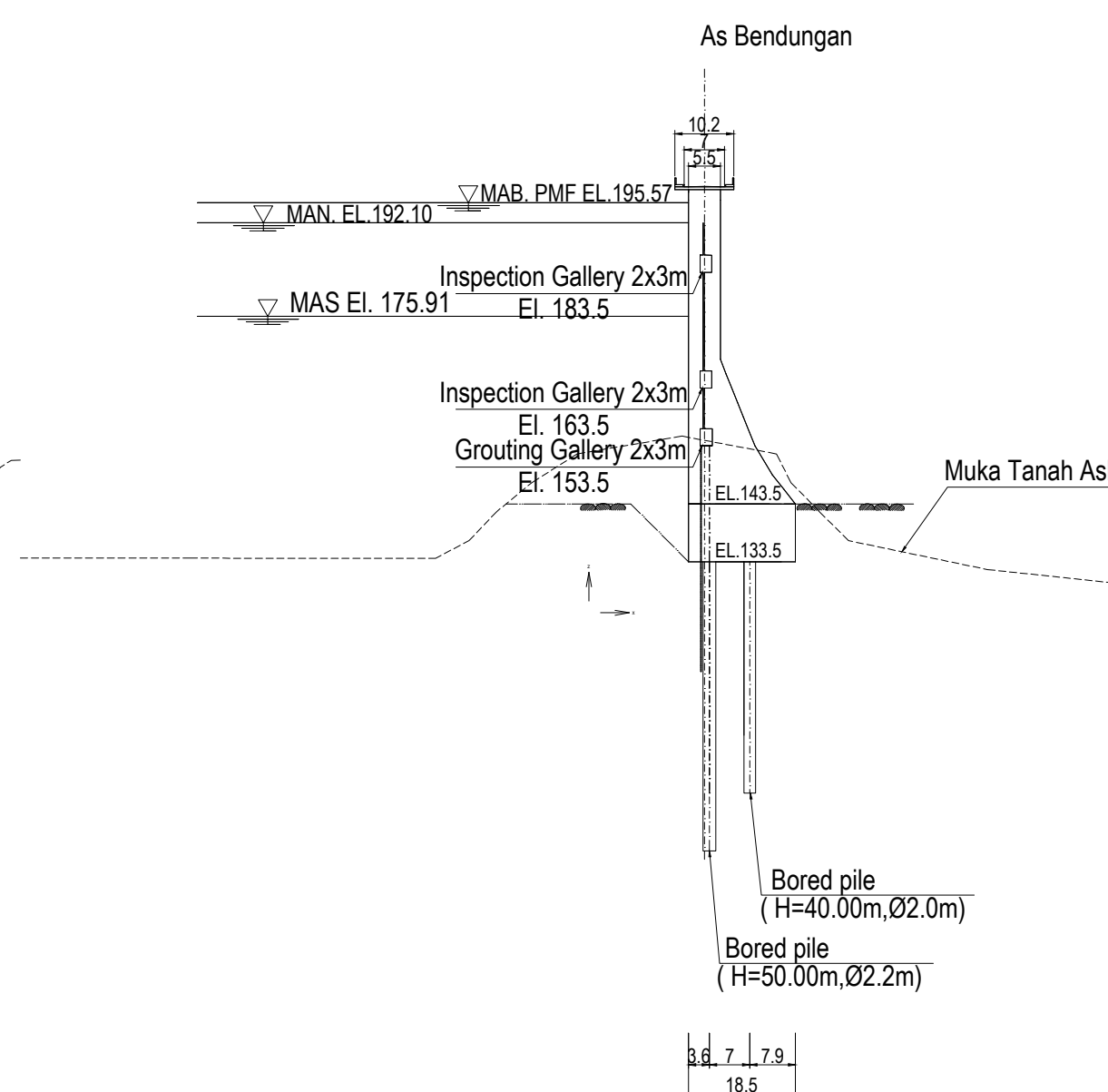
KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

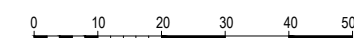
10	22	JAN 2020
----	----	----------

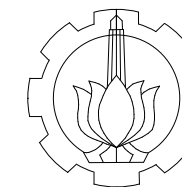


POTONGAN MELINTANG STA (4-4)



POTONGAN MELINTANG STA (8-8)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

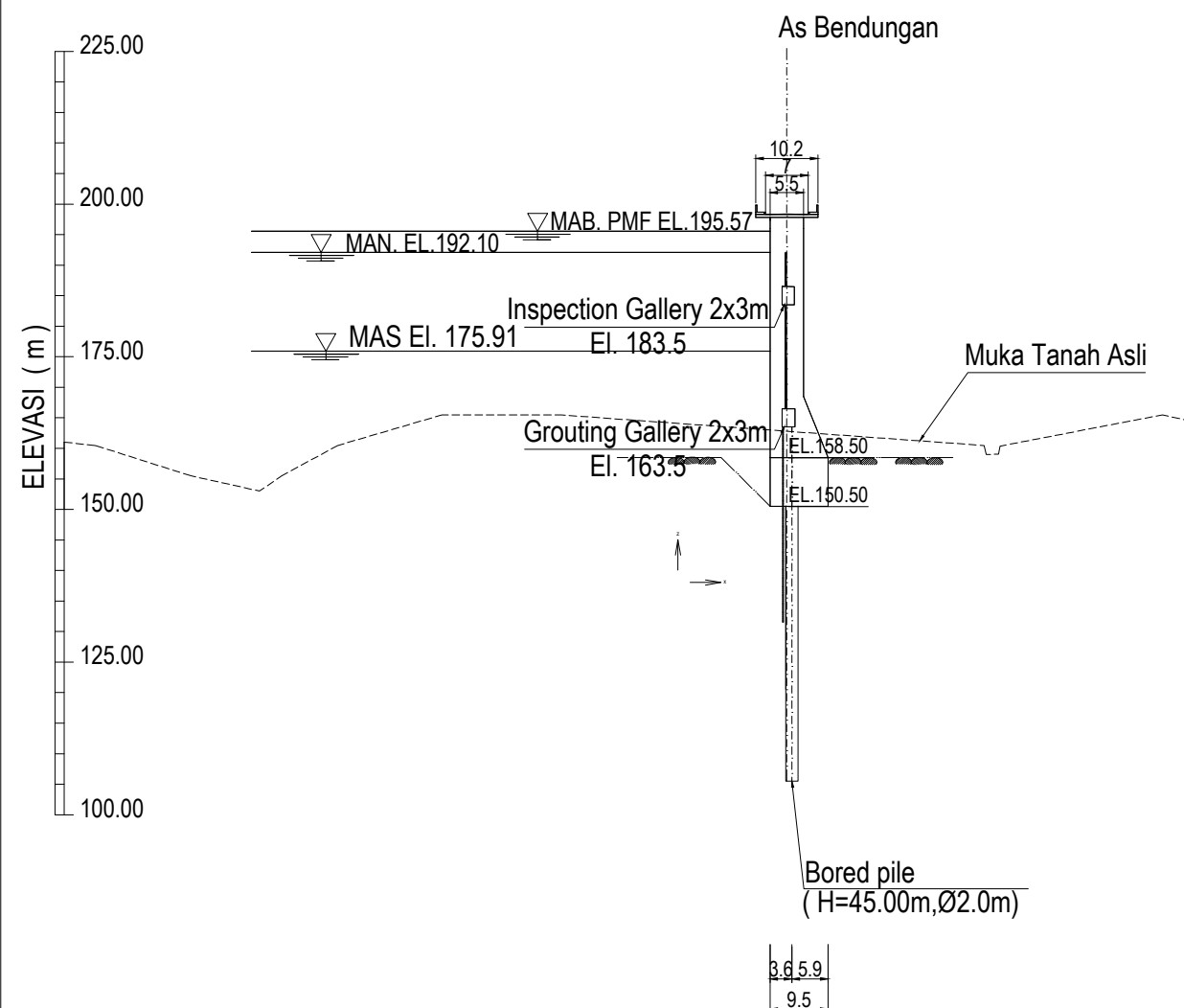
JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
 TUBUH BENDUNGAN

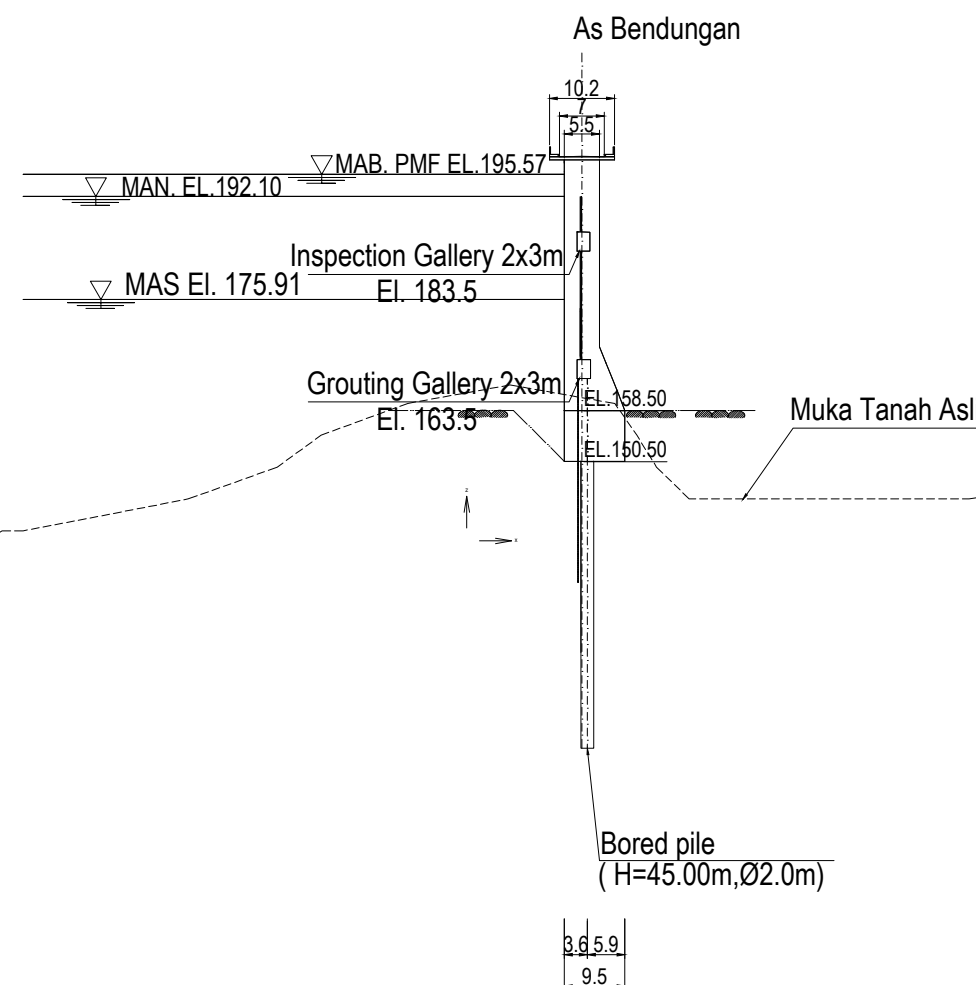
KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

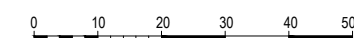
11	22	JAN 2020
----	----	----------

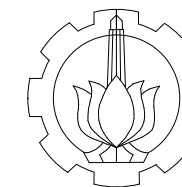


POTONGAN MELINTANG STA (3-3)



POTONGAN MELINTANG STA (9-9)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

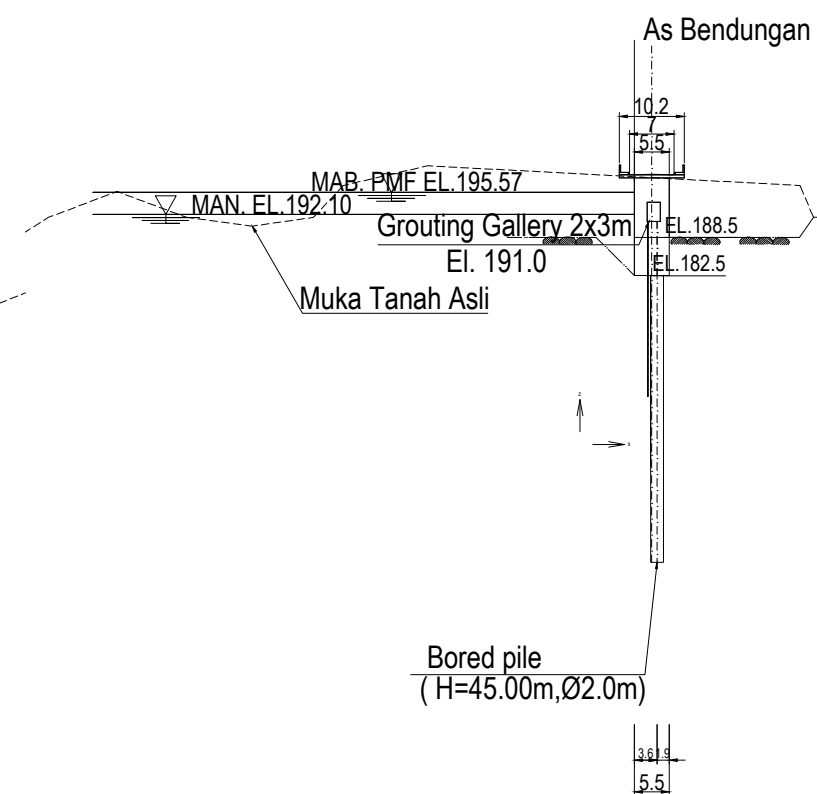
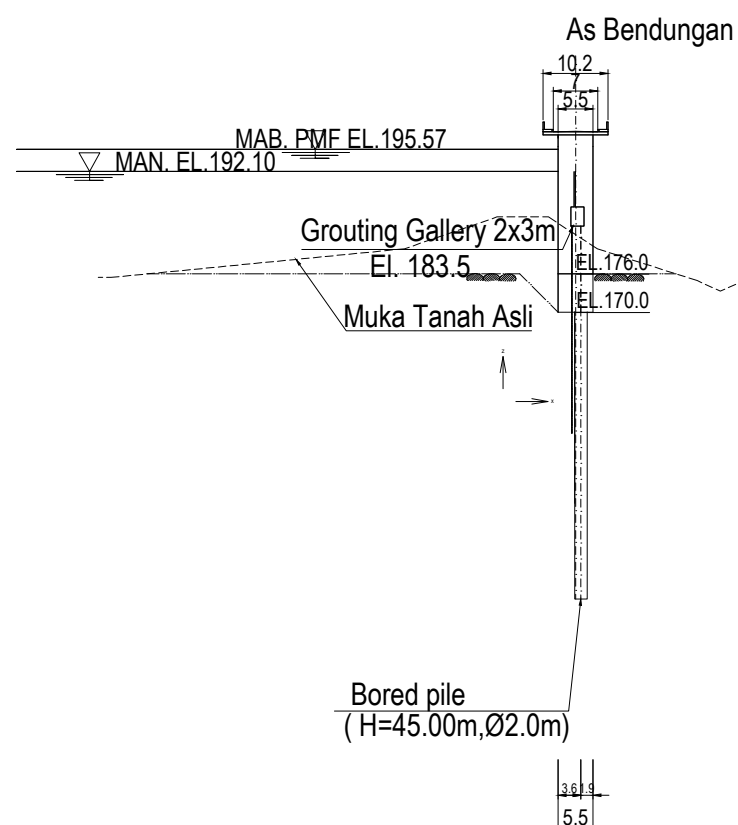
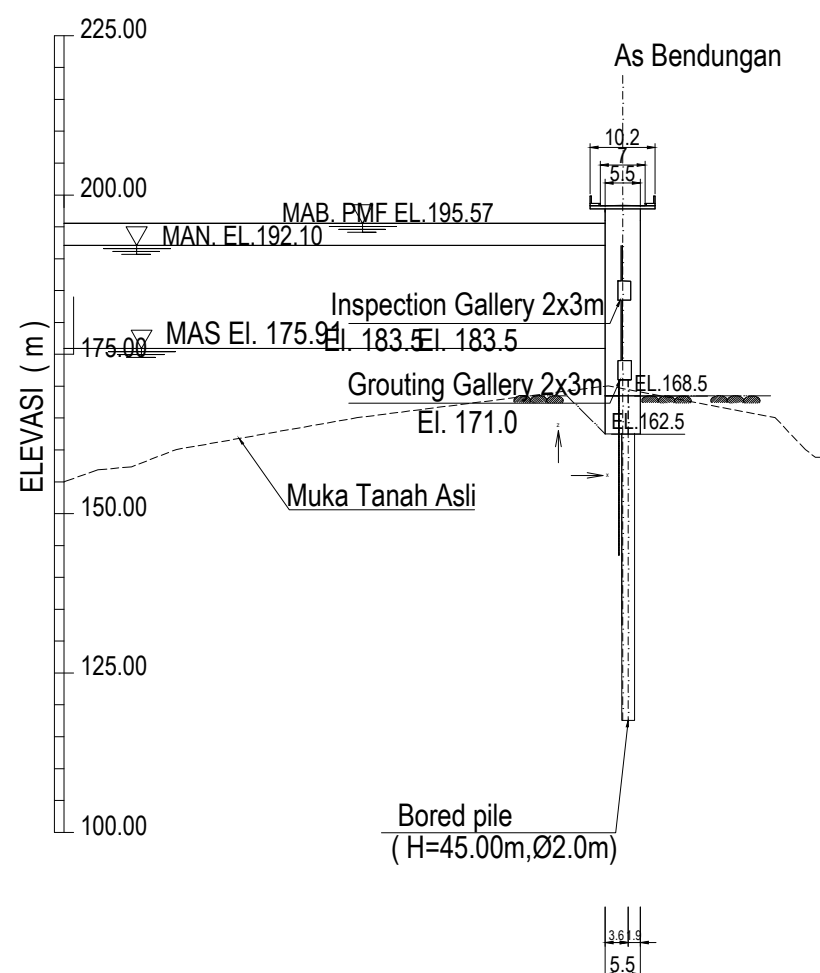
JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
 TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

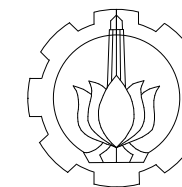
12	22	JAN 2020
----	----	----------



POTONGAN MELINTANG STA (2-2)

POTONGAN MELINTANG STA (1-1)

POTONGAN MELINTANG STA (0-0)



PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

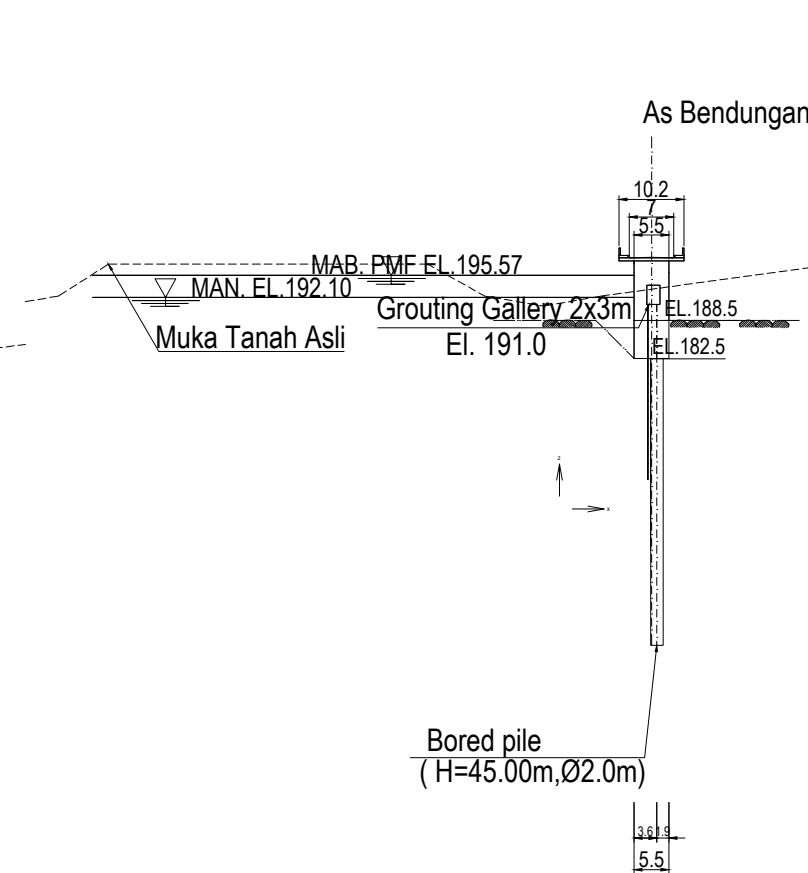
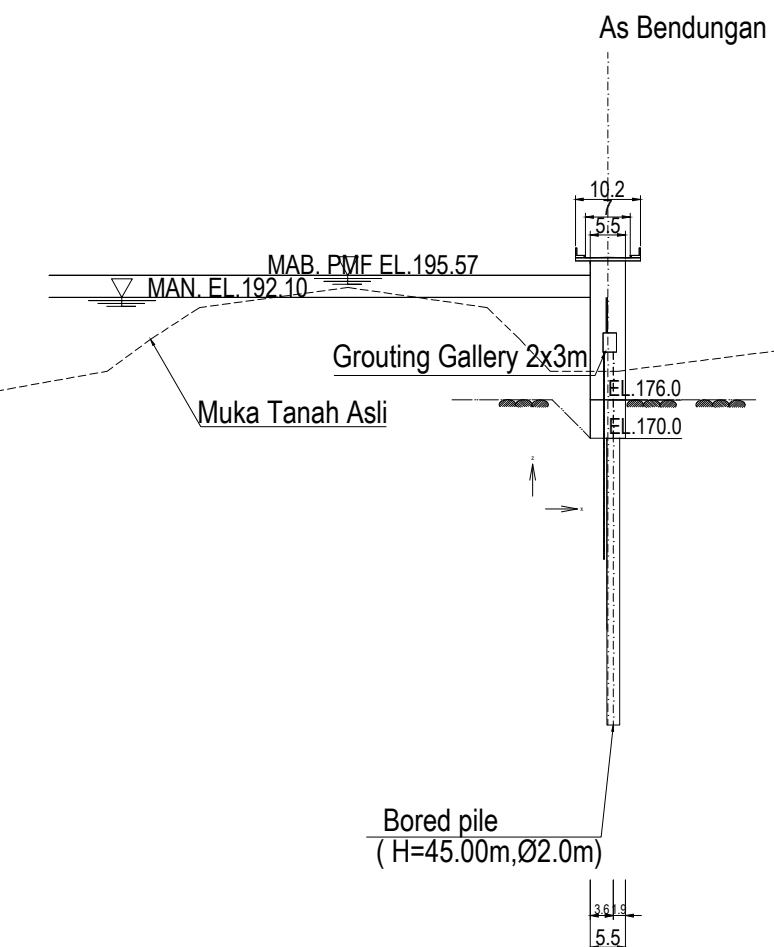
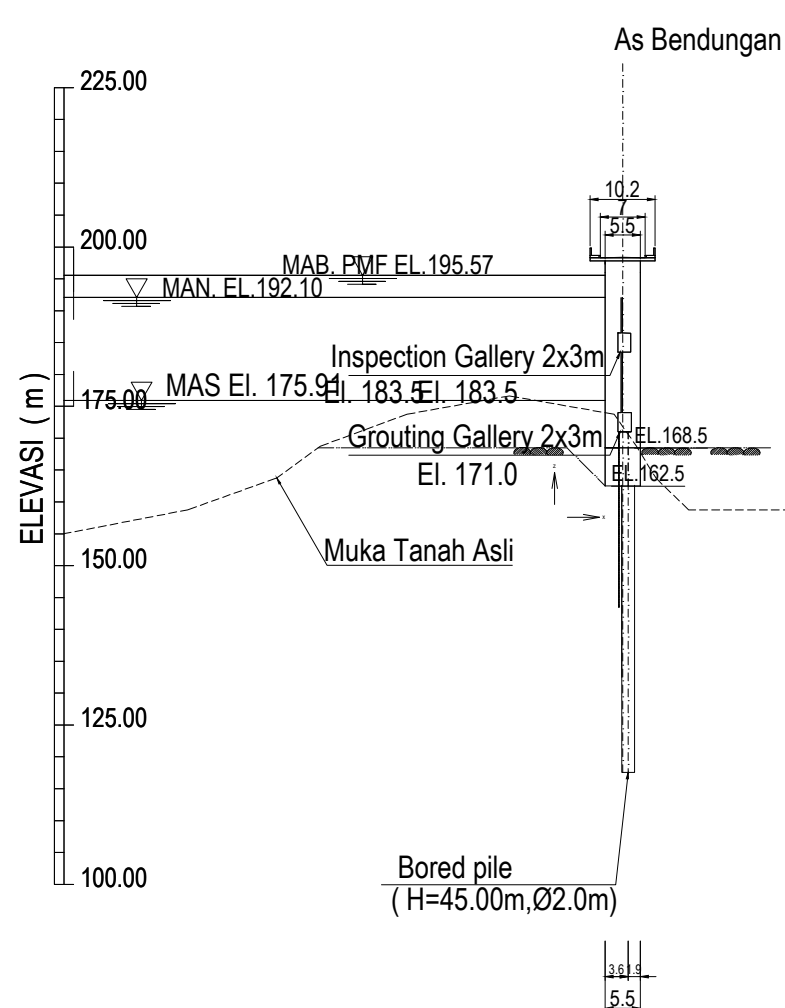
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
 TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
13	22	JAN 2020

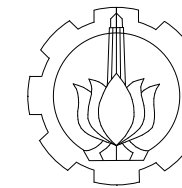


POTONGAN MELINTANG STA (10-10)

POTONGAN MELINTANG STA (11-11)

POTONGAN MELINTANG STA (12-12)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

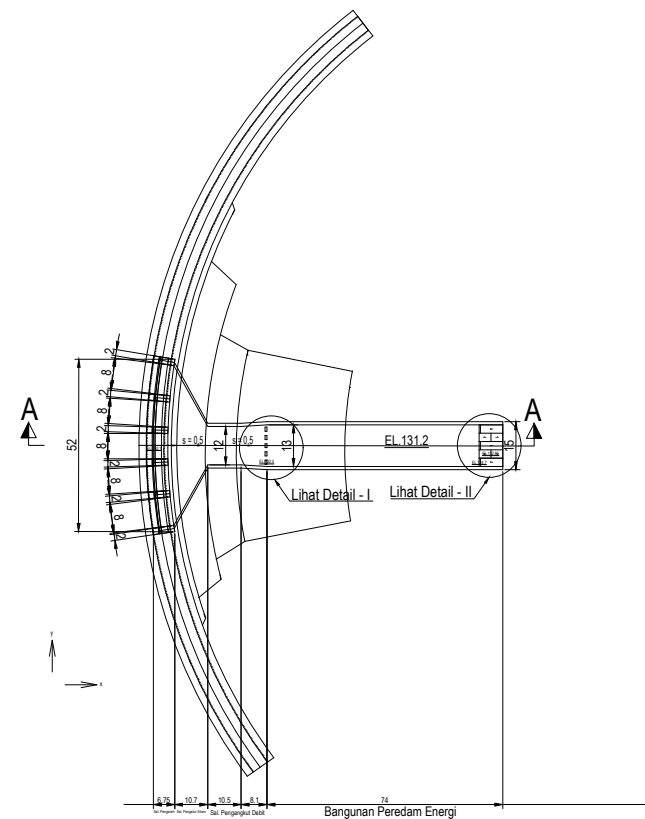
JUDUL GAMBAR

DENAH, POTONGAN, DETAIL
 SPILLWAY & KOLAM OLAK

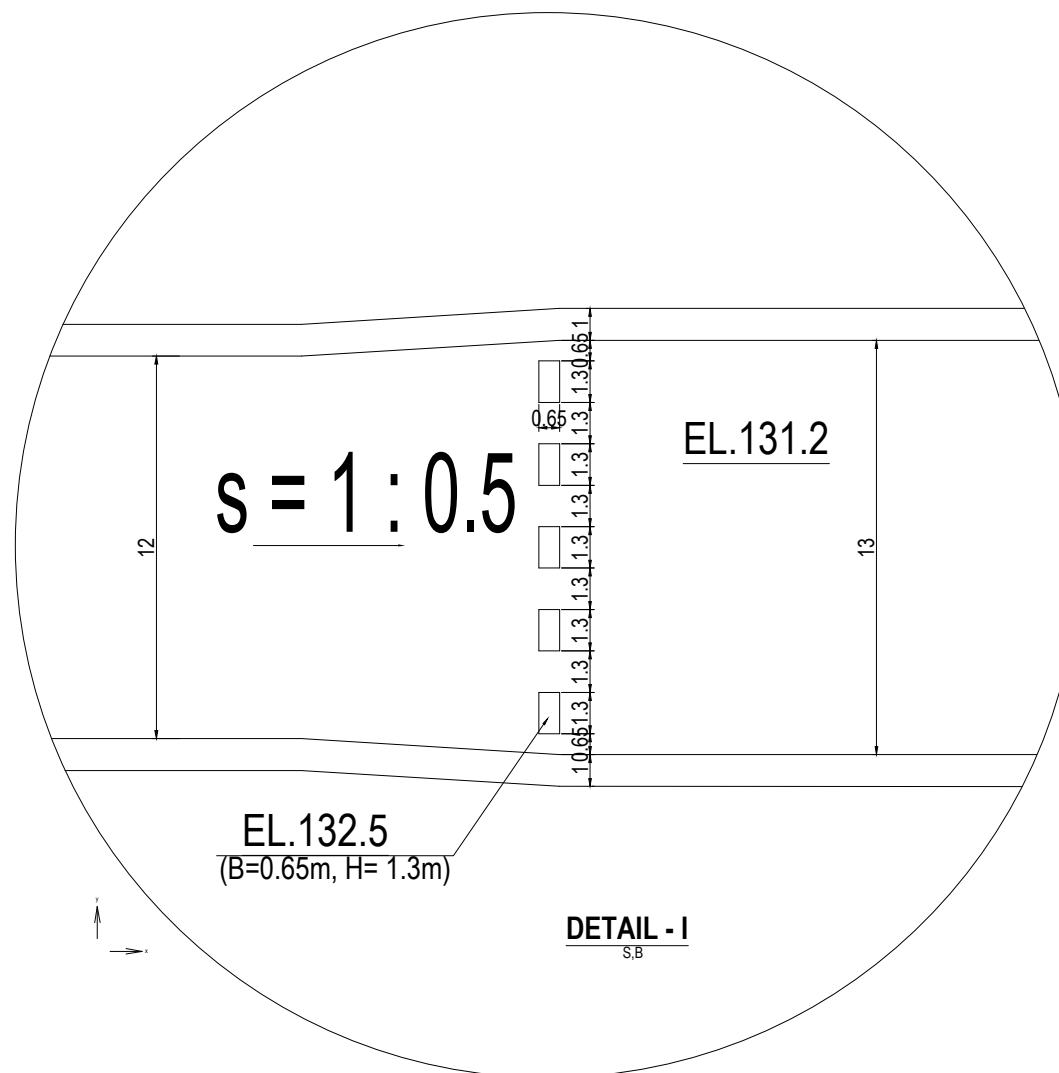
KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

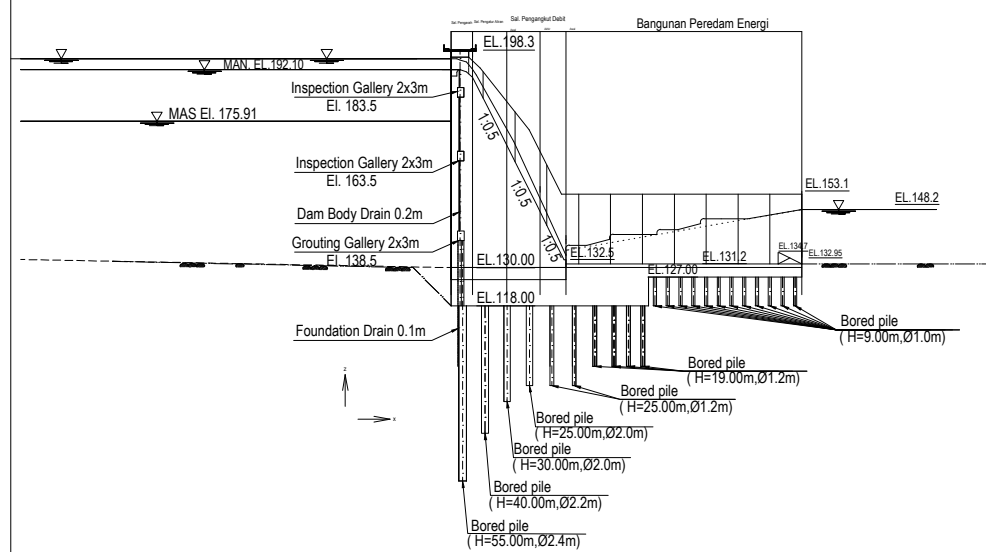
14	22	JAN 2020
----	----	----------



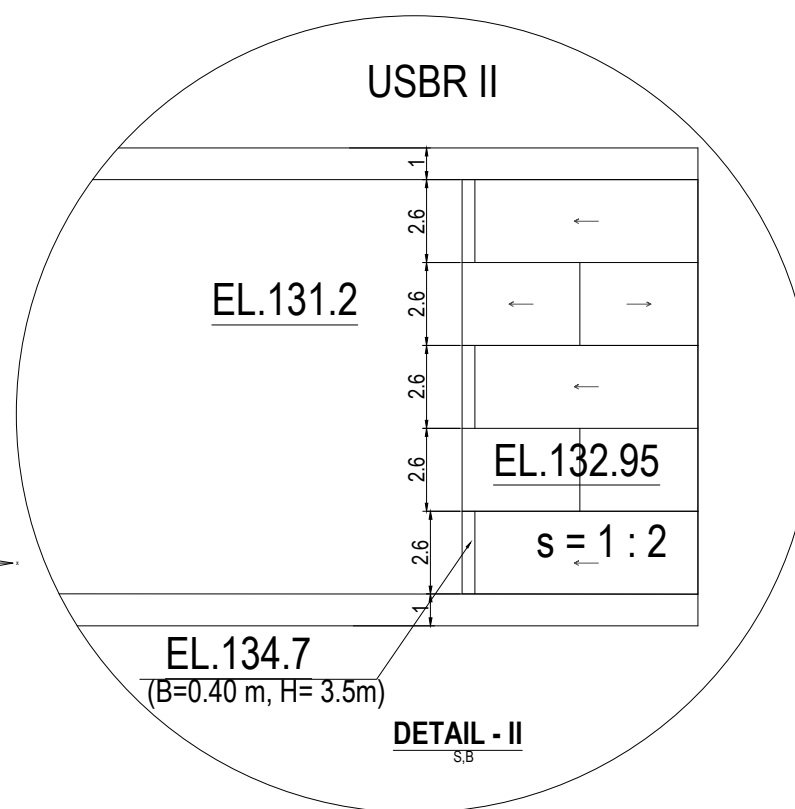
DENAH
S.A



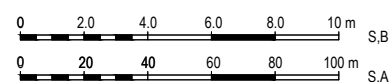
DETAIL - I
S.B

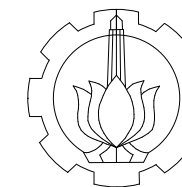


POTONGAN MEMANJANG A-A
S.A



DETAIL - II
S.B





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

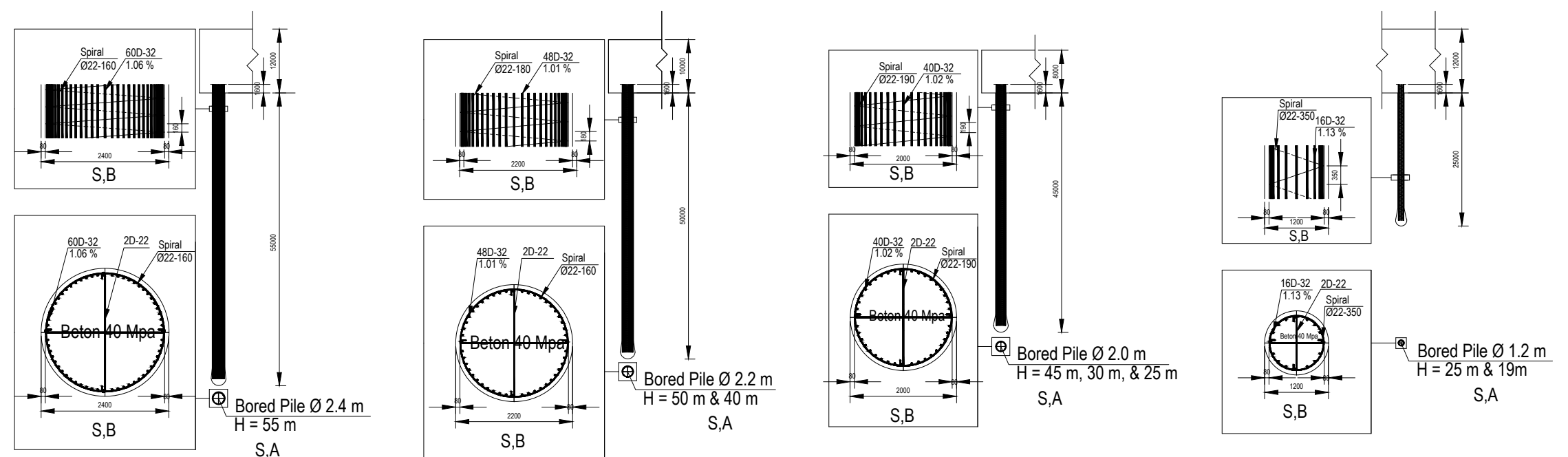
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

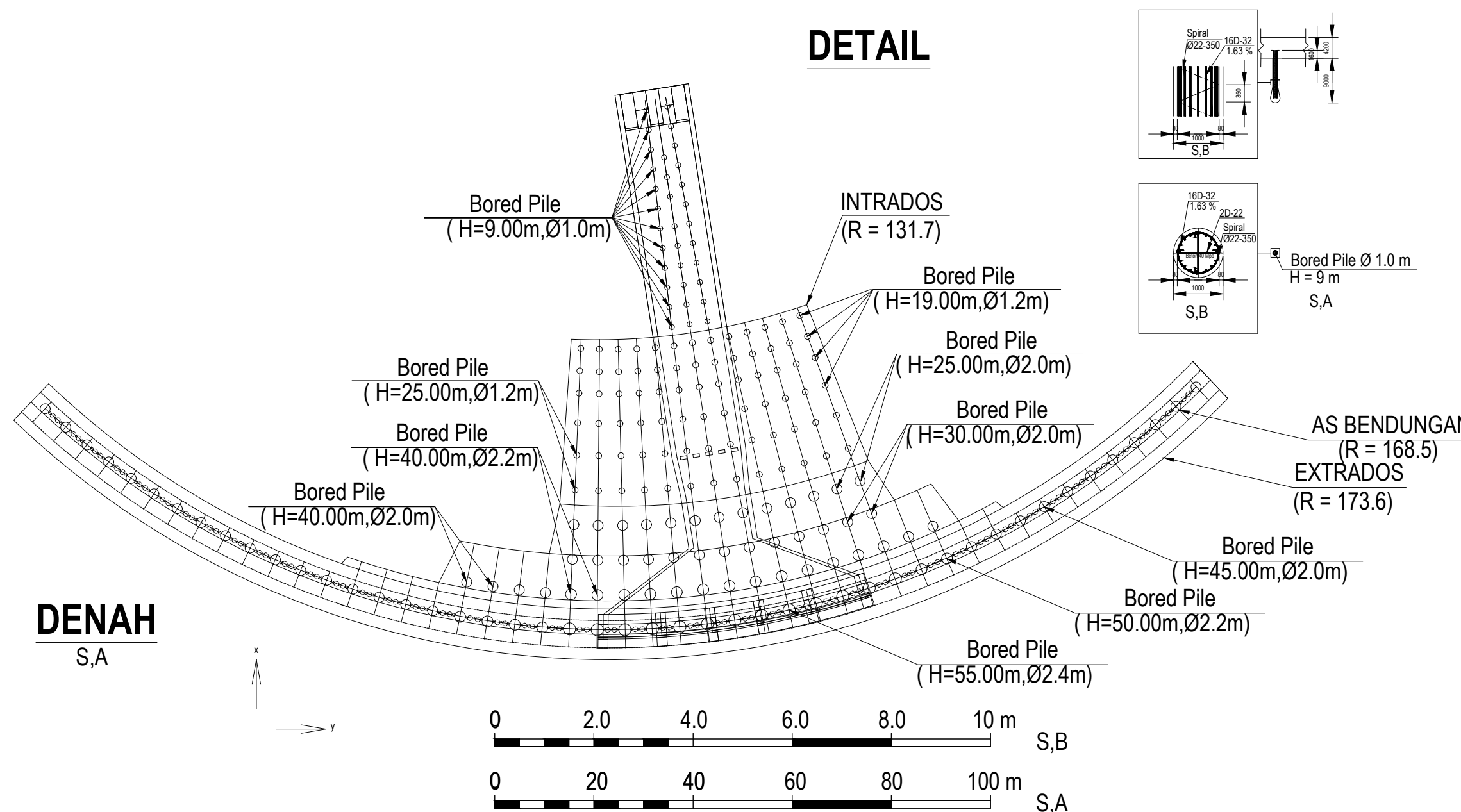
DENAH & DETAIL
 TULANGAN BORED PILE

KETERANGAN

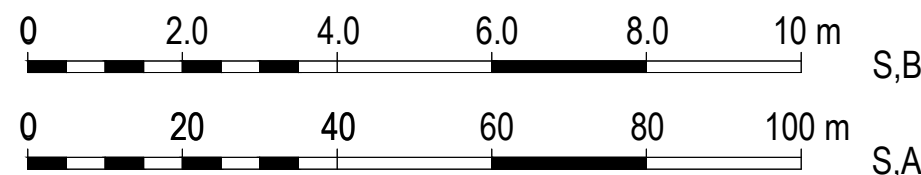
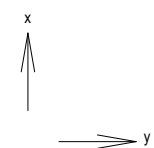
NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
15	22	JAN 2020

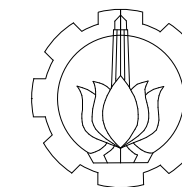


DETAIL



DENAH S,A





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

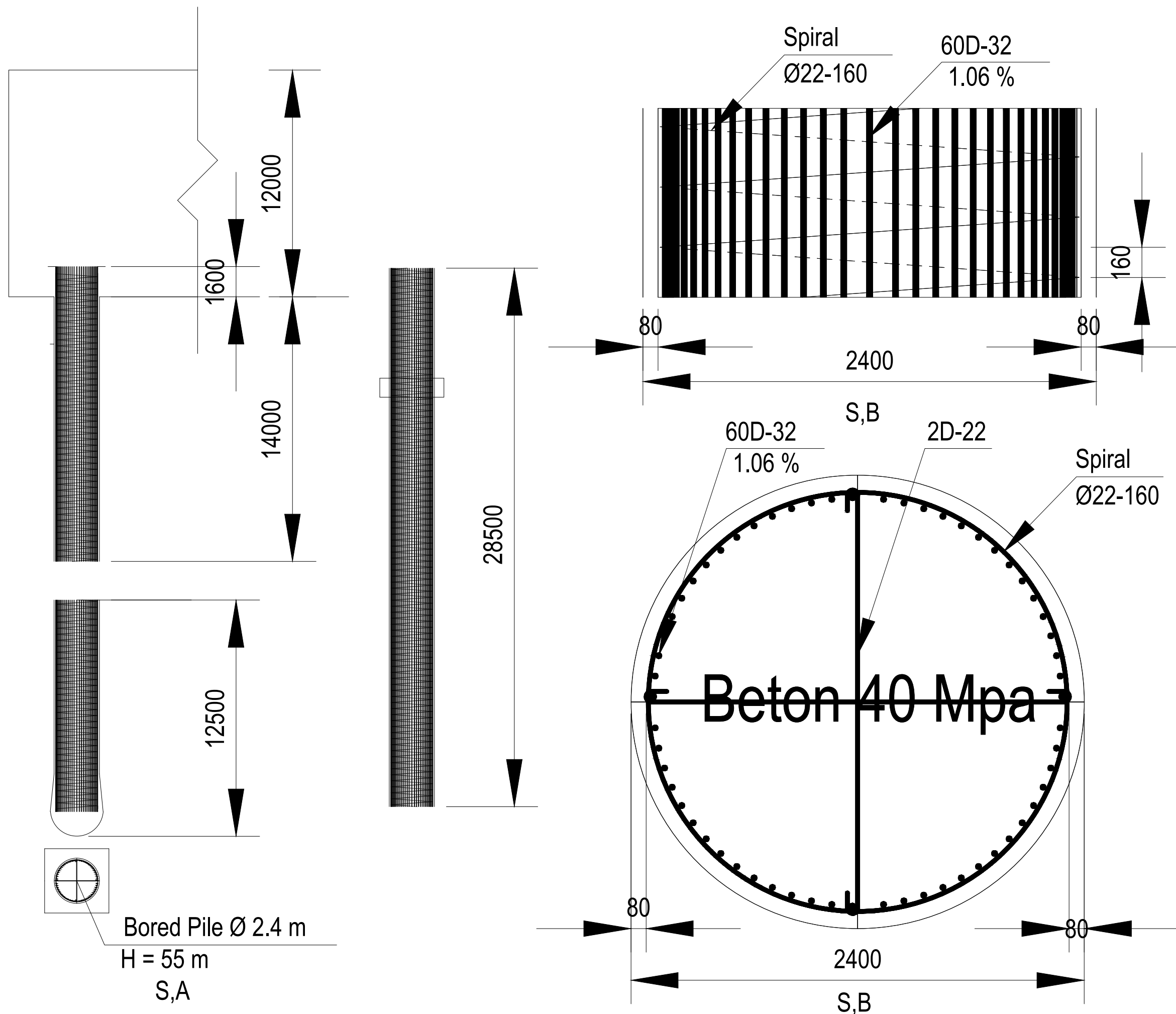
JUDUL GAMBAR

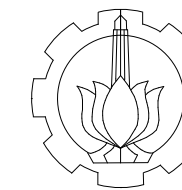
DETAIL
 TULANGAN BORED PILE

KETERANGAN

SA = 1 : 200
 SB = 1 : 20

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
16	22	JAN 2020





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

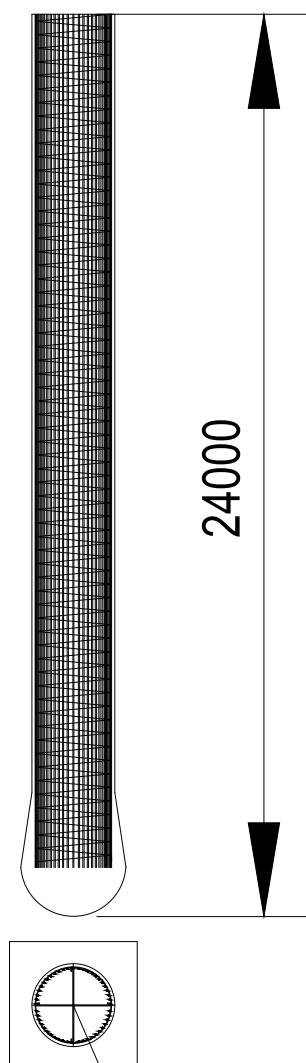
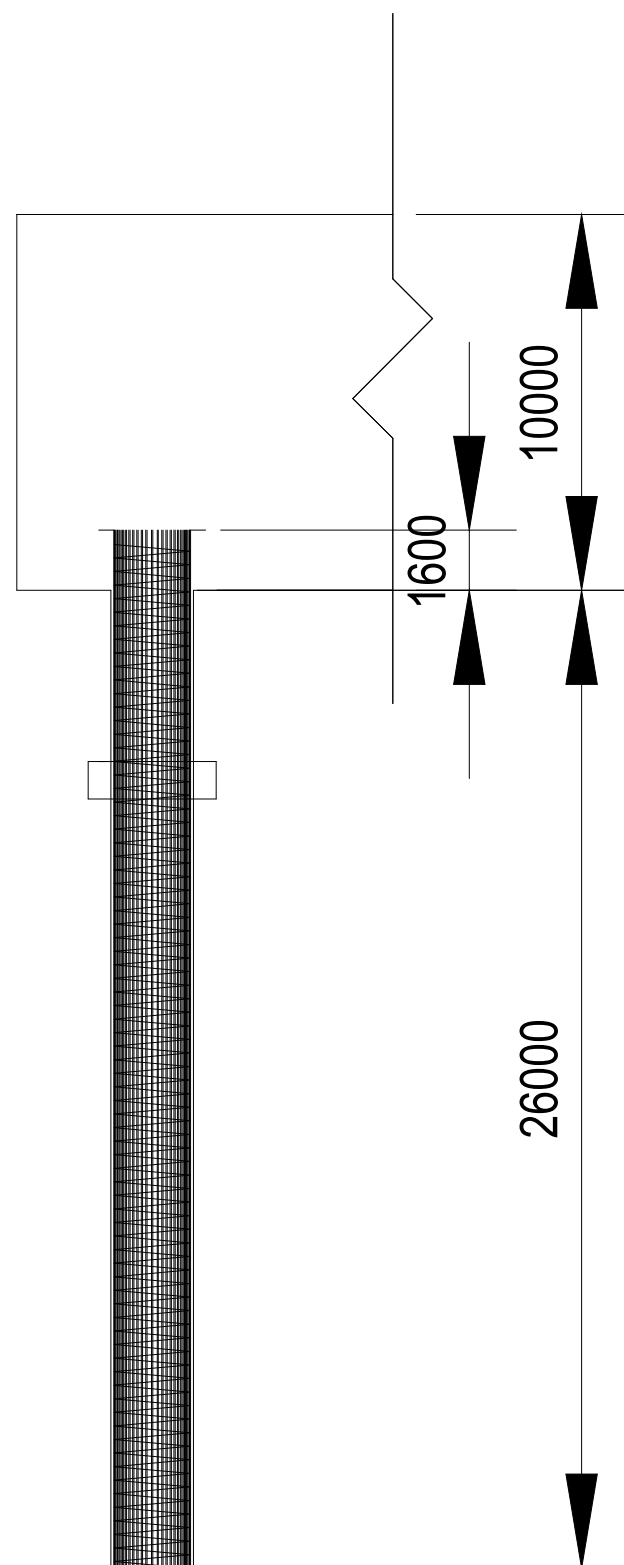
JUDUL GAMBAR

DETAIL
 TULANGAN BORED PILE

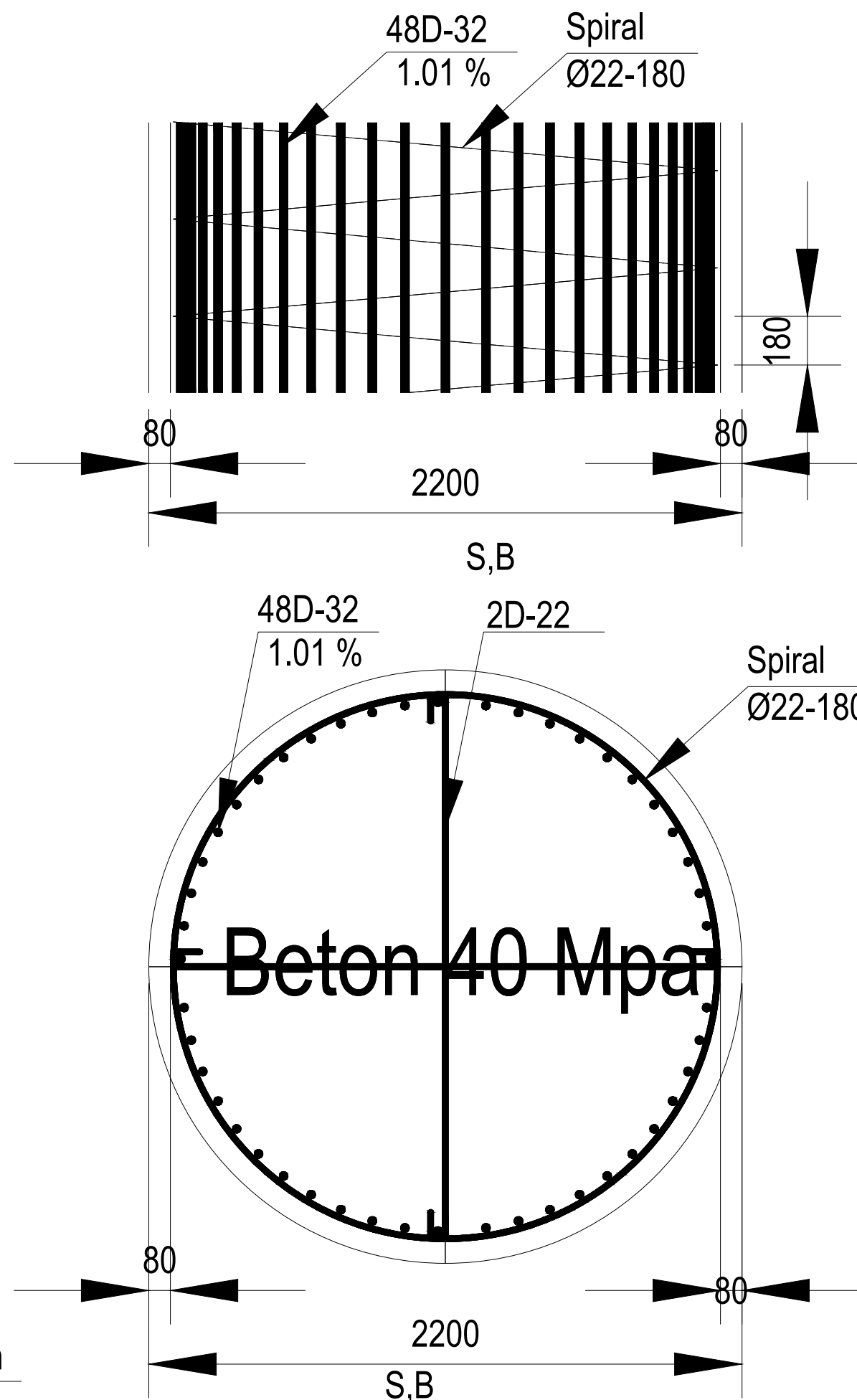
KETERANGAN

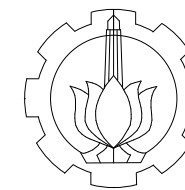
SA = 1 : 200
 SB = 1 : 20

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
17	22	JAN 2020



Bored Pile Ø 2.2 m
 H = 50 m & 40 m
 S,A





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

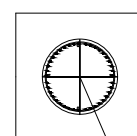
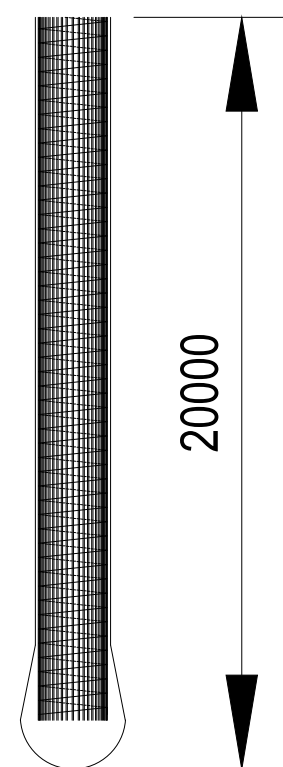
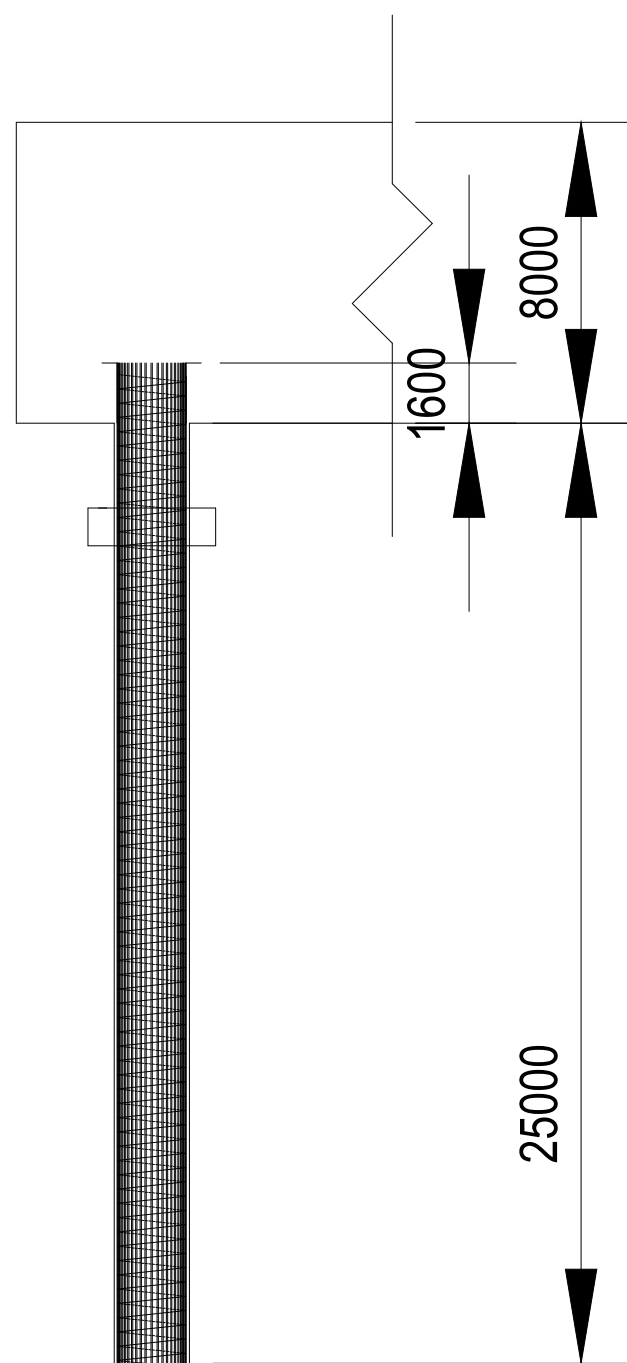
JUDUL GAMBAR

DETAIL
 TULANGAN BORED PILE

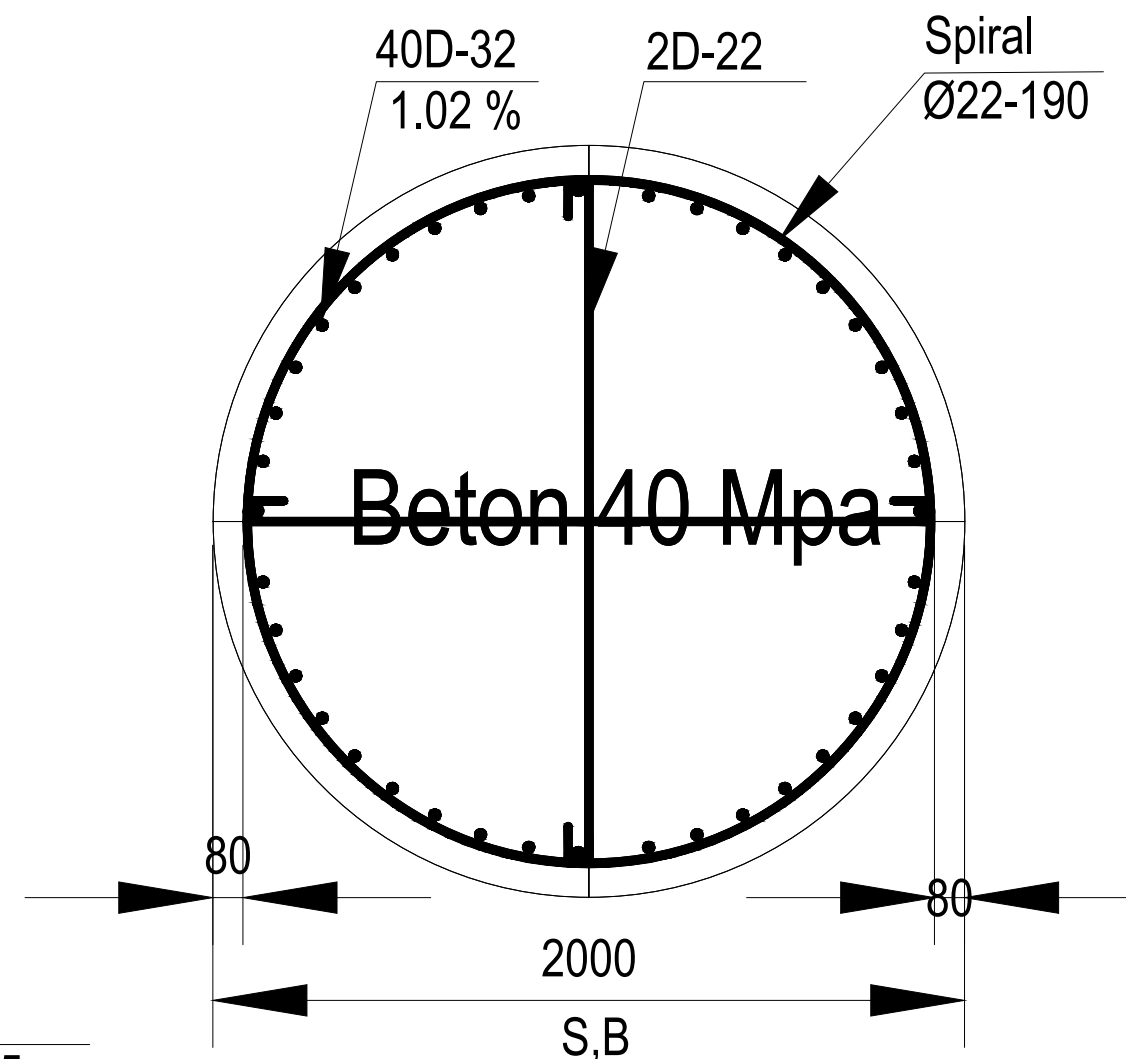
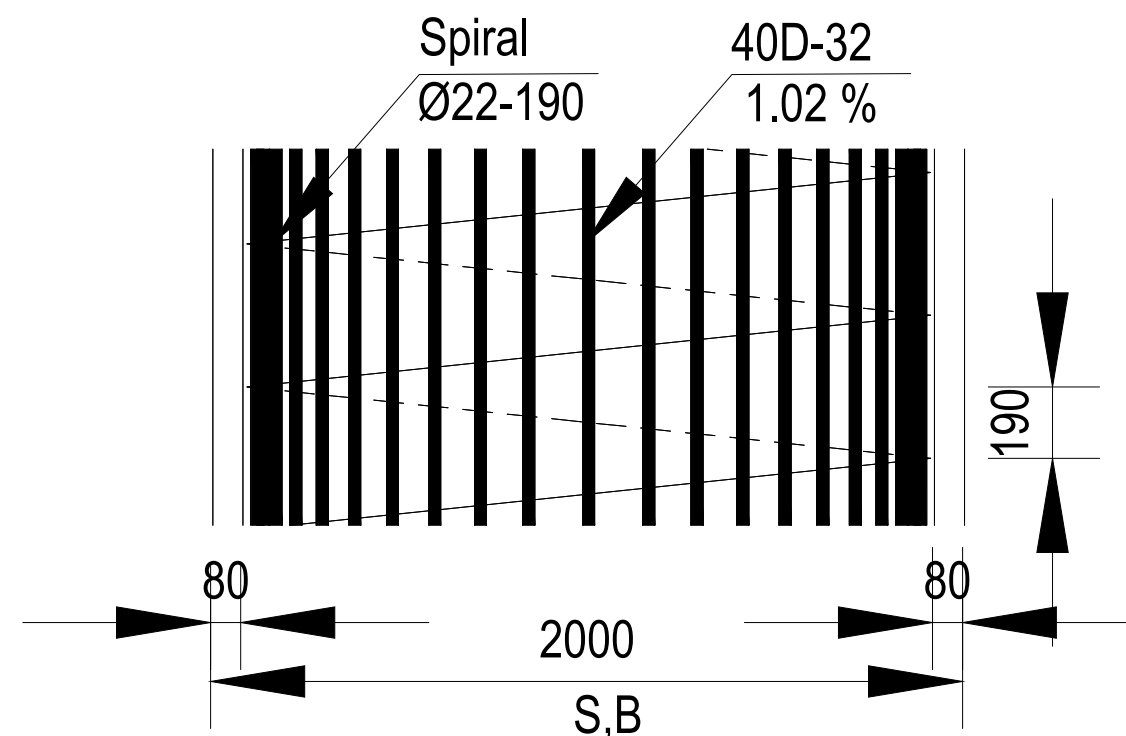
KETERANGAN

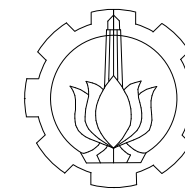
SA = 1 : 200
 SB = 1 : 20

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
18	22	JAN 2020



Bored Pile Ø 2.0 m
 H = 45 m, 30 m, & 25 m
 S,A





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 1011151000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

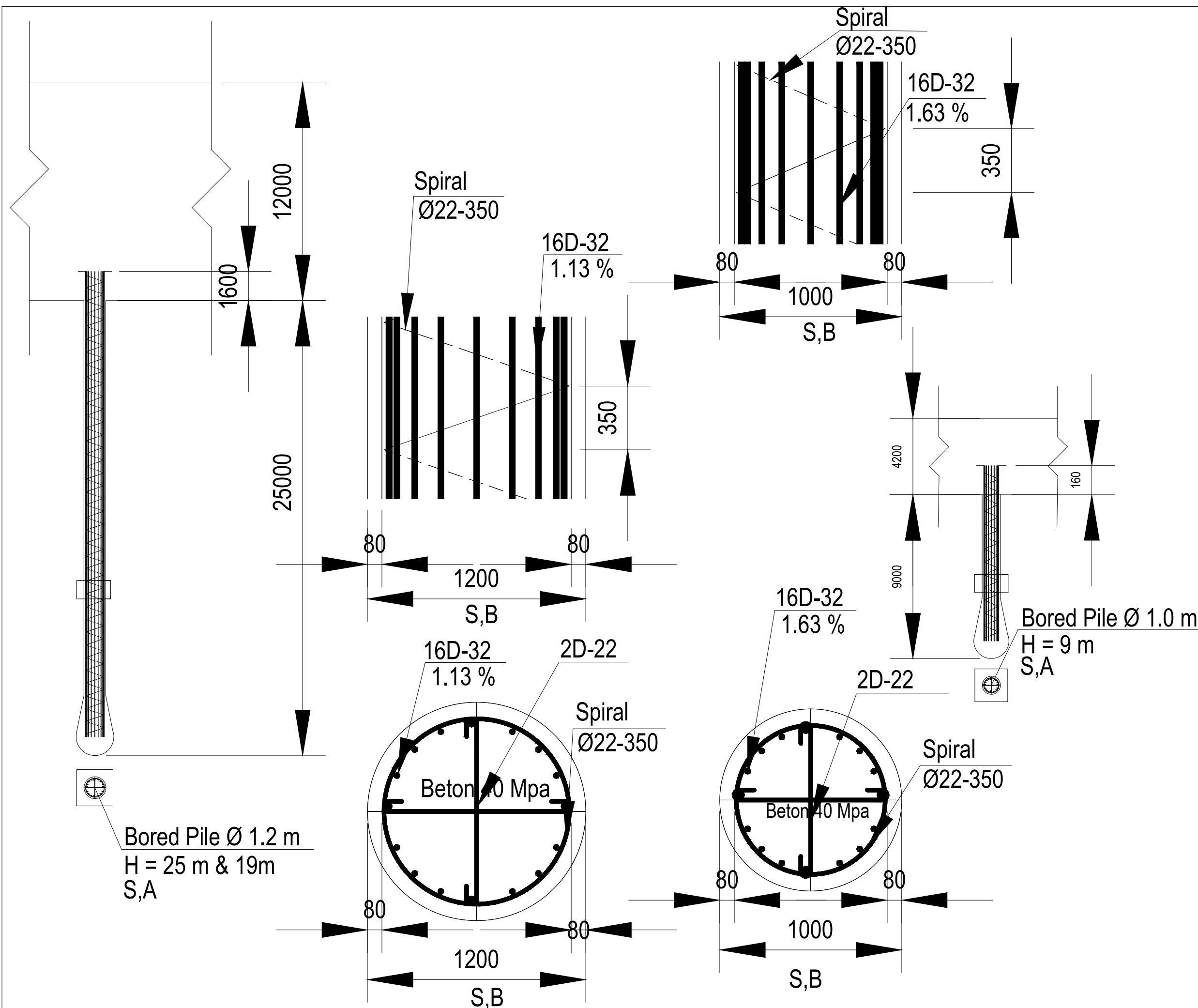
JUDUL GAMBAR

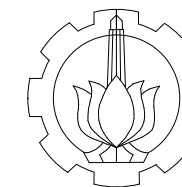
DETAIL
 TULANGAN BORED PILE

KETERANGAN

SA = 1 : 200
 SB = 1 : 20

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
19	22	JAN 2020





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

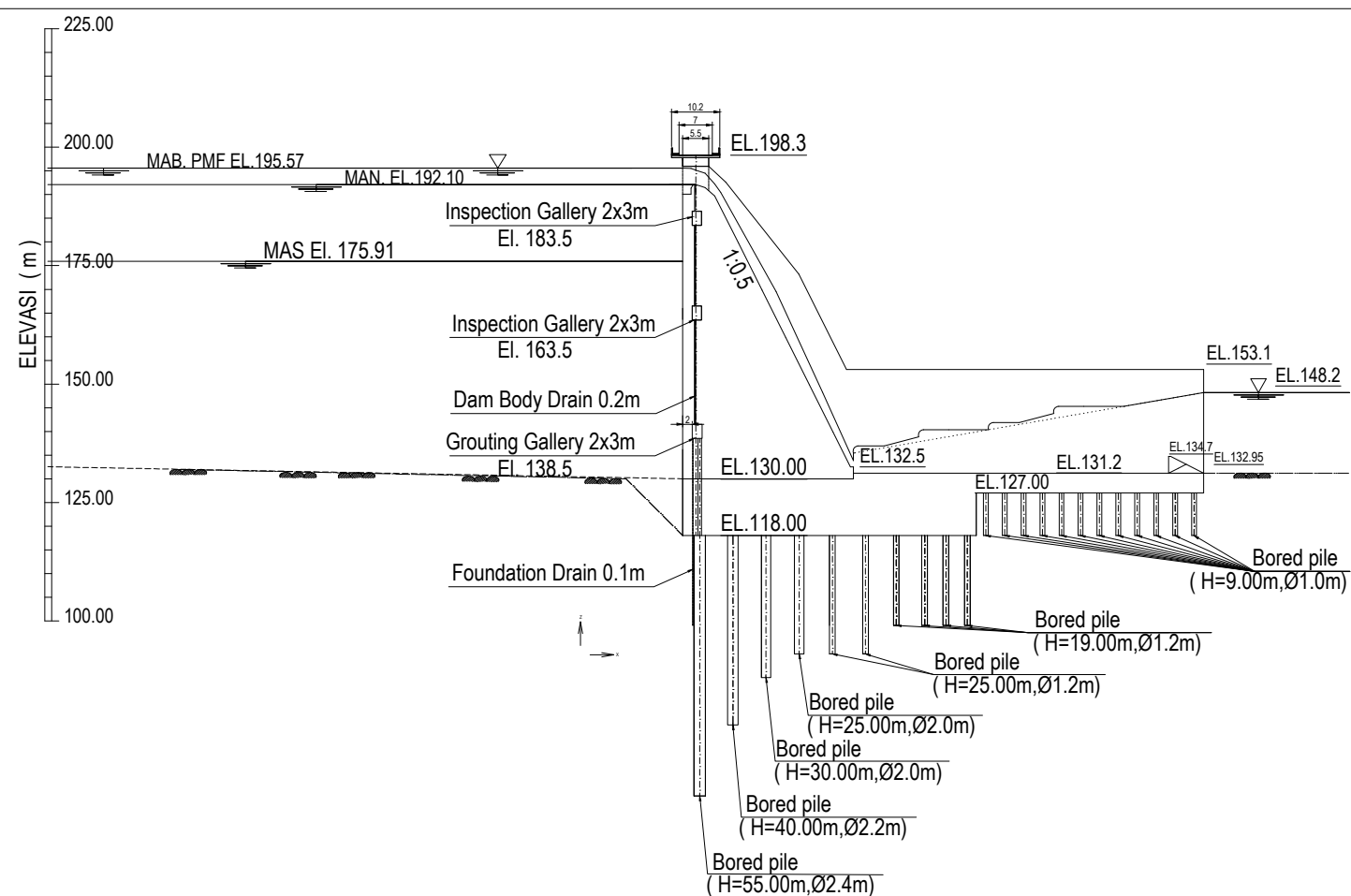
JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG &
 TULANGAN TUBUH BENDUNGAN

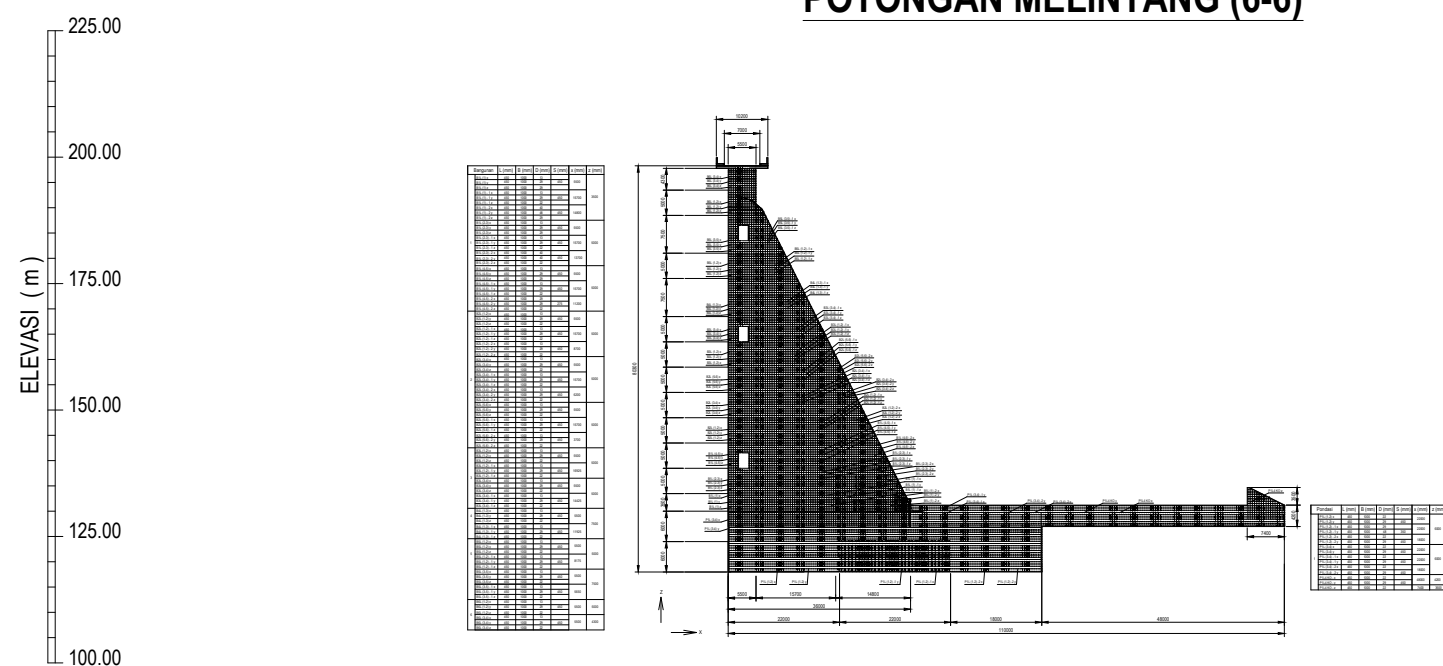
KETERANGAN

NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
---------	----------	----------

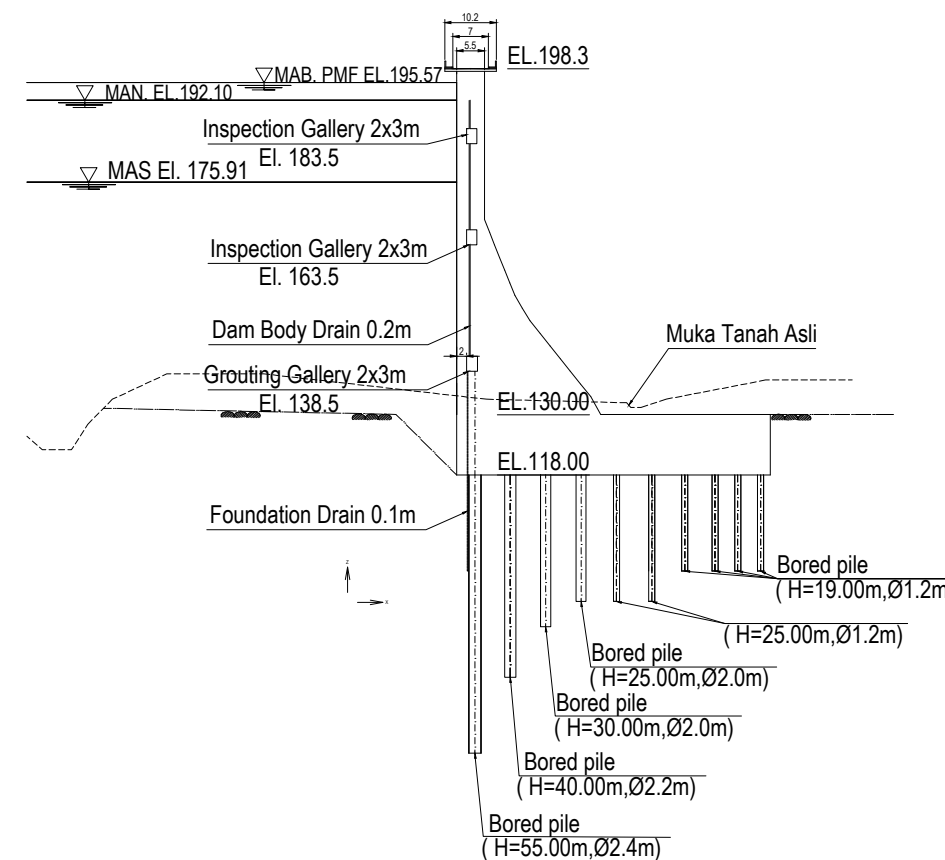
20	22	JAN 2020
----	----	----------



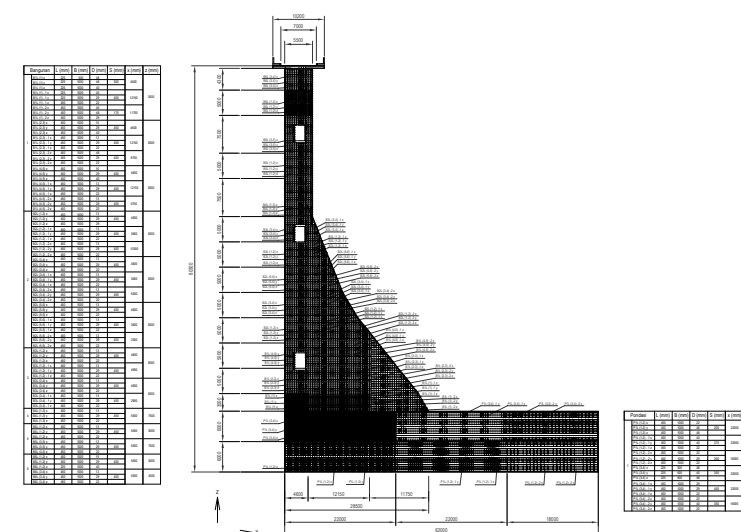
POTONGAN MELINTANG (6-6)



Tulangan STA (6-6)

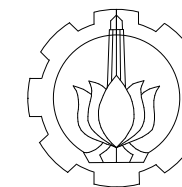


POTONGAN MELINTANG STA (5-5)



Tulangan STA (5-5)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

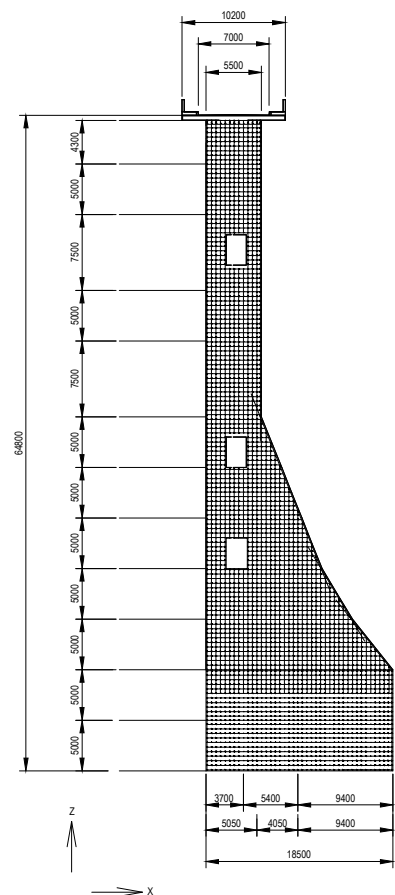
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

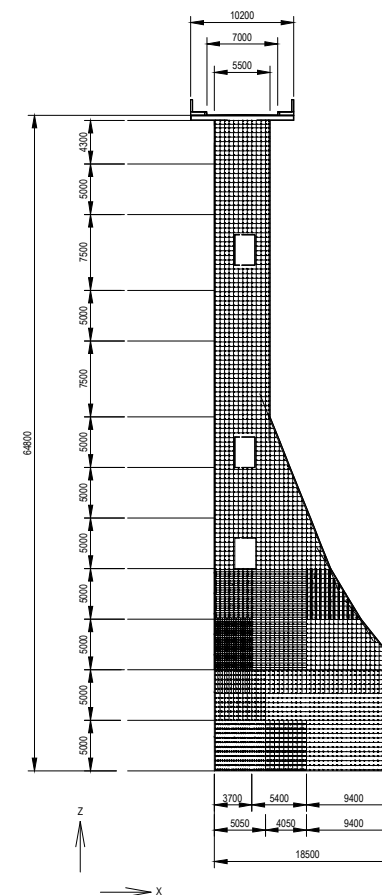
TULANGAN TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

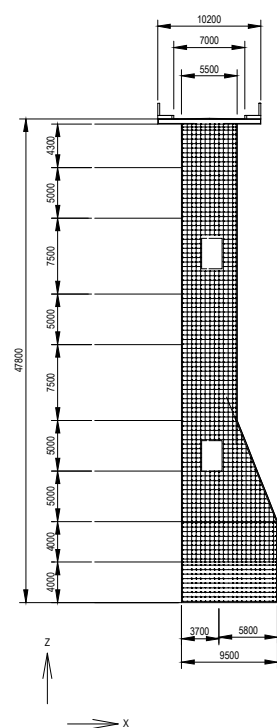
NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
21	22	JAN 2020



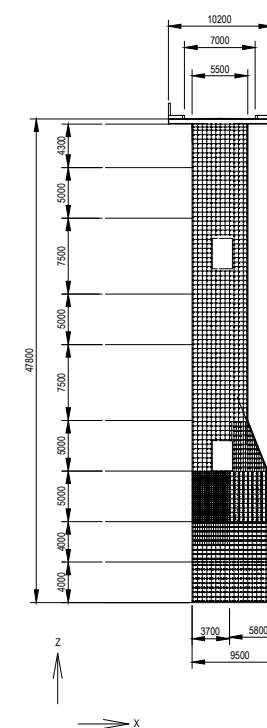
Tulangan STA (4'-4')



Tulangan STA (4-4)

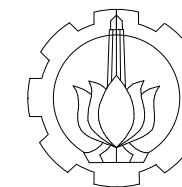


Tulangan STA (3'-3')



Tulangan STA (3-3)





PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MAHASISWA

AHMAD NUR ALFIAN
 10111510000109

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESAIN
 TUBUH BENDUNGAN URUGAN WADUK TUKUL PACITAN
 MENJADI BENDUNGAN BETON BERTULANG

DOSEN PEMBIMBING

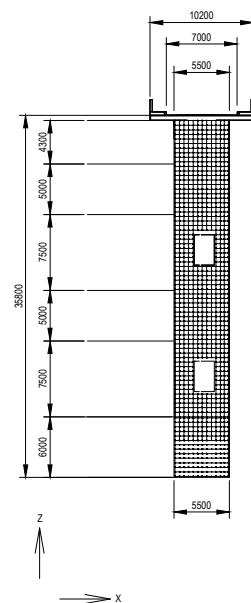
TATAS, MT.
 NIP. 19800621 200501 1 002
 Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
 NIP. 19600105 198603 1 003

JUDUL GAMBAR

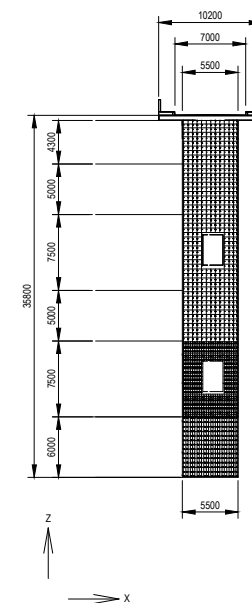
TULANGAN TUBUH BENDUNGAN

KETERANGAN

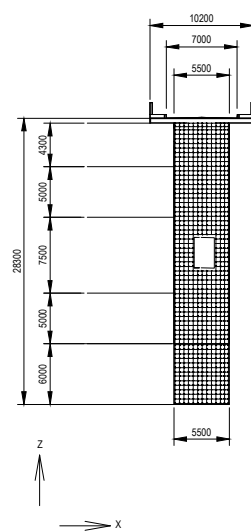
NO. GBR	JML. GBR	TGL. GBR
22	22	JAN 2020



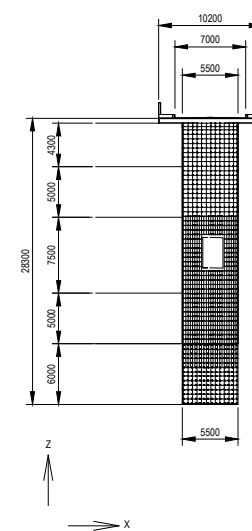
Tulangan STA (2'-2')



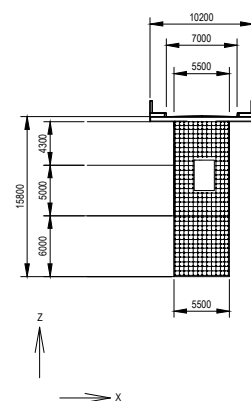
Tulangan STA (2-2)



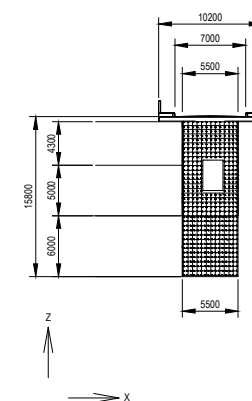
Tulangan STA (1'-1')



Tulangan STA (1-1)



Tulangan STA (0'-0')



Tulangan STA (0-0)

